

Є.Б. Угненко, І.М. Матлахов, О.М. Тимченко, В.К. Глобенко

**УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДІВ ЗАХИСТУ ВІД СТИХІЙНИХ
ЛИХ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ
МІСЦЕВОСТІ**

Харків
ХНАДУ
2010

Угненко Є.Б., Матлахов І.М., Тимченко О.М., Глобенко В.К.
Удосконалення методів захисту від стихійних лих на автомобільних дорогах
у гірській місцевості. Харків: Вид-во ХНАДУ, 2010.

В роботі розглянуто існуючі методи захисту від стихійних лих на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Розроблено математичну модель прогнозування виникнення та визначення швидкості переміщення ґрунтових зсувів. Визначено величину тиску ґрунту на підпирні споруди при криволінійній поверхні ковзання та особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах.

Розрахована на студентів старших курсів вищих технічних закладів, магістрів, аспірантів та наукових робітників.

Іл. 51 Табл. 20 Бібліогр. назв. 30

В работе рассмотрены существующие методы защиты от стихийных бедствий на автомобильных дорогах в горной местности. Разработана математическая модель прогнозирования возникновения и определения скорости перемещения грунтовых сдвигов. Определена величина давления грунтовых масс на подпорные сооружения при криволинейной поверхности скольжения и особенности напряженного состояния грунта вдоль потенциальной поверхности скольжения на автомобильных дорогах.

Рассчитана на студентов старших курсов технических ВУЗов, магистров, аспирантов и научных работников.

Ил. 51 Табл. 20 Библиогр. назв. 30

Рецензенти: Завідуючий кафедрою «Вишукувань та проектування доріг» НТУ м. Київ, доктор технічних наук, професор Д.О. Павлюк

Завідуючий кафедрою «Безпеки життєдіяльності та інженерної екології» ХДТУБА м. Харків, доктор технічних наук, професор В.О. Юрченко

Завідуючий кафедрою «Будівництва та експлуатації автомобільних доріг» ХНАДУ м. Харків, доктор технічних наук, професор В.К. Жданюк

ПЕРЕДУМОВА

За роки незалежності Україна зазнала суттєвих матеріальних та людських втрат від зростаючого негативного впливу небезпечних геологічних процесів природного та техноприродного генезису. Суми прямих втрат відрізняються за методикою розрахунку, але в цілому становлять більше 500 млн. грн. Практично не реалізована жодна з прийнятих за останні дванадцять років програм інженерного захисту території від небезпечних природних та техноприродних процесів.

Ще більшу тривогу викликає прихована загроза розвитку небезпечних геологічних процесів при відсутності системи моніторингу. Така ситуація зумовлена комплексом причин:

1. Невиконання державних та регіональних програм по розробці протизсувних заходів.

2. Відсутність нормативних і методичних документів з розробки схем інженерного захисту від природних, техноприродних та техногенно зумовлених небезпечних геологічних процесів для території держави.

3. Дефіцит державних коштів для фінансування досліджень з геологічних і екологічних умов території для створення системи моніторингу та оперативного прогнозування розвитку небезпечних природних і техноприродних процесів з метою інженерного захисту території.

4. Відсутність сучасних методів комплексної оцінки територій техногенного впливу в межах зсувних геосистем.

5. Недотримання норм і правил безпечного ведення господарської діяльності на зсувонебезпечних територіях.

6. Недостатня інформованість населення про безпеку зсувів та протизсувні заходи, незадовільне роз'яснення правил і порядку ведення господарської діяльності на зсувонебезпечних територіях.

7. Відсутність спеціалізованих підрозділів по боротьбі з наслідками розвитку зсувів та попередженню їх катастрофічного прояву.

Таким чином, необхідно застосувати принципово новий підхід, який зможе не лише покращити методику прогнозу екологічної безпеки геологічного та суміжних середовищ і розробити більш надійну систему реагування на активізацію небезпечних природних і техноприродних процесів, а й дозволить

на якісно новому рівні підійти до ефективного захисту й безпеки геологічного середовища.

Закономірності розвитку зсувного процесу в межах України зумовлені рядом природно-історичних факторів, що корелюються з антропогенними змінами. При цьому пропонується історико-генетичний підхід до проблеми, що дозволяє розглядати розвиток зсувного процесу в межах відповідних зсувних геосистем. Це дозволяє коректно підійти до проблеми та спробувати виправити положення, що склалося у зв'язку з освоєнням зсувонебезпечних територій.

Згідно з регіональним картографуванням зсувів та створенням за цими роботами кадастру, в межах України виділено більше 20 000 зсувних геосистем. У цю кількість не ввійшли зсуви в межах лінійних об'єктів, гідротехнічних комплексів та інших природно-техногенних геосистем спеціального призначення. Крім цього, зсуви поширені майже в 200 містах та селищах міського типу, що створює постійну загрозу виникнення надзвичайних ситуацій та небезпеки для життєдіяльності населення. Катастрофічна руйнівна дія зсувів та значні економічні збитки великою мірою зумовлені недоліками існуючої системи протизсувних заходів. Одним з важливих недоліків існуючої системи народногосподарського освоєння зсувонебезпечних територій є недостатнє врахування під час планування та здійснення господарської діяльності механізму та динаміки розвитку зсувного процесу.

Основними зсувоутворюючими факторами є геологічні, геоморфологічні, гідрогеологічні та ландшафтно-кліматичні, на які накладається техногенна діяльність людини. Вивчення умов розвитку зсувного процесу в Україні надасть реальну можливість науково обґрунтованого передбачення зсувного процесу як у просторовому, так і при певних обмеженнях у часовому проміжку.

Необхідна розробка принципово нових підходів до проблеми інженерного захисту від зсувів, що базуються на використанні історико-геологічного методу з метою прогнозування та оптимального народногосподарського використання зсувонебезпечних територій.

1. АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ МЕТОДІВ ЗАХИСТУ ВІД СТИХІЙНИХ ЛИХ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

1.1. Класифікація схилових процесів та заходів захисту від зсувів

Класифікація схилових процесів у гірській місцевості згідно з нормативно-технічною документацією – зсуви, осипи, обвали, відшаровування, повзучість, соліфлюкція, сельові потоки, що руйнують будівлі, комунікації, автомобільні дороги, мости [1,2].

Зсуви – швидке руйнування схилів, коли основний зсув ґрунту відбувається зазвичай менш ніж за 15 хв., хоча при цьому попередні рухи або подальші явища можуть відчуватись протягом тривалішого часу. Зсув обумовлений порушенням умов стійкості схилів. Поверхня ковзання обвального тіла може знаходитись на різних глибинах. При глибині, рівній не менше 10 % ширини зсуву, зсуви відносяться до поверхневих, досить широко розвинених у гірських районах України, особливо в Карпатах. Зсуви з глибшим розташуванням площин ковзання досить часто зміщуються за декілька коротких переміщень. Тоді на їх поверхні спостерігається декілька уступів.

Спостереження дозволили встановити феноменальну особливість швидких зсувів великих мас ґрунтів. Встановлено, що при збільшенні об'єму зсуву (коли він наближається до 100000 м³) відбувається зменшення коефіцієнта тертя і збільшуються швидкість і шлях зсуву. При обвальних зсувах об'ємом від сотні тис. м³ до 5 - 10 млн. м³ і потужності обвального тіла понад 100 – 150 м відбуваються аномально далекі зсуви.

Великого збитку завдають повільні грязьові потоки (обвали-потоки), середня швидкість яких може досягати 600 м/рік і витрата до 6000 м³/рік і більш, а довжина – 1800 м.

Обвали – швидкі зсуви масивів гірських порід, що виникають при крутизні схилів більш 15°, переважно при 45–70°. Зазвичай такі явища стимулюються землетрусами, активізацією ерозійних процесів, морозним вивітрюванням, а також техногенними чинниками (підрізуванням схилів при будівництві доріг і інших

споруд). Об'єми обвалів можуть досягати мільйонів кубічних метрів.

Сельові потоки – грязьові, грязьокам'яні (бувають дресвянокам'яні) потоки. За швидкістю зсувних процесів відносяться до швидких потоків. Сельові потоки розвиваються переважно в гірських регіонах (Памір, Карпати, Крим, Кавказ і ін.), але бувають і в межах районів з відносно пологим рельєфом, якщо цьому сприяють техногенні чинники.

Потужність потоків досягає 30 м, швидкості в середньому перевищують 10 м/с і доходять до 30 м/с. Рух може відбуватися ривками, хоча зазвичай потоки течуть по раніше сформованим долинам. Щільність потоків може досягати 2,5 г/см³, а об'єми глиб – до 4,75 – 10 м³ і більш.

Найбільш небезпечні процеси схилів (обвали, зсуви, сельові потоки) розвинені в гірських районах (Крим, Карпати), по долинам крупних річок (Дніпро, Дністер, Прут і ін.), а також по берегах штучних водоймищ (водосховища Дніпровського каскаду), на Азово-чорноморському узбережжі. Слід зазначити, що під впливом господарської діяльності активність процесів схилів за останніх 20 – 25 років значно збільшилася.

На Південному березі Криму активність приблизно кожного третього зсуву обумовлена впливом господарської діяльності. У Криму і Карпатах переважають антропогенні сели. Селевій діяльності як в Карпатах, так і в Криму особливо сприяла вирубка лісів. Максимальні виноси сельових потоків склали 165 млн. м³, але переважають селі малої потужності з об'ємом виносу 10 - 20 тис. м³ і середньою потужністю 20 – 100 тис. м.

До основних заходів захисту від зсувів відносяться превентивні та активні заходи [3].

До превентивних відносяться заходи, спрямовані на запобігання зсувних процесів:

– зміщення об'єкта будівництва за межі території, яка знаходиться під впливом потенційного або існуючого зсуву. Якщо перенесення ділянки будівництва неможливе, тоді розраховуються варіанти інженерного захисту, що базуються на таких показниках превентивного характеру:

- заборона підрізки зсувних схилів;
- заборона будівництва на схилах інженерних споруд, ставків, водоймищ, об'єктів зі значним водоспоживанням без виконання

конструкторських заходів, які б повністю виключали надходження води в зсувні маси;

- заборона проведення вибухів і гірських робіт поблизу зсувних ділянок;

- обмеження, в необхідних випадках, швидкості руху на автомобільних дорогах у зоні, що примикає до зсувної ділянки;

- охорона деревно-чагарникової та трав'янистої рослинності;

- заборона неконтрольованого зрошення земельних ділянок;

- заборона встановлення водопровідних колонок і постійного водопроводу без облаштування каналізації;

- недопущення на зсувні схили зливної, талої, стічної й іншої води;

- залісення зсувних територій;

- здійснення охоронно-обмежувальних протизсувних заходів, не пов'язаних з будівництвом інженерних споруд і проведенням трудомістких робіт.

Разом із тим очевидно, що ефект від цих заходів може бути одержаний тільки через деякий час, але їх проведення необхідно в більшій мірі, ніж активних. Як альтернативне може бути прийнято рішення про зміну місця будівництва автомобільних доріг, житлових і лінійних інженерних споруд.

У випадках, коли перенесення наміченого або побудованого в зсувонебезпечному районі об'єкта є неможливим, застосовуються активні заходи захисту. До них слід віднести такі протизсувні заходи, проведення яких вимагає налагодження різного роду інженерних споруд, спрямованих на усунення активних причин, що викликають зсуви на схилах.

Активні заходи боротьби зі зсувами базуються на двох основних принципах:

- зменшення зсувних сил;

- збільшення утримуючих сил.

Зменшення зсувних сил.

Оскільки стійкість схилів залежить від умов рівноваги зсувних та утримуючих сил, проектування навантаження на схил слід вести в напрямку забезпечення належного запасу стійкості проти сил, що викликають зміщення ґрунту. Зсувні зусилля мають переважно гравітаційний характер і залежать від маси ґрунту та води, що в ній вміщується.

Способи зменшення зсувних сил можна поділити на такі групи:

- заміна напрямку та профілю схилів.

На початковій стадії проектування будівельних робіт доцільно проводити заміну напрямку та профілю схилів:

- зменшення ваги нестійких мас за рахунок їх видалення й осушення. Видалення нестійких мас ґрунту вважається економічно вигідним при видаленні невеликих об'ємів слабких ґрунтів, що залягають на незначній глибині.

Іншим засобом зменшення зсувних сил є часткове розвантаження тіла зсуву шляхом видалення з його верхньої частини достатньої кількості ґрунтових мас (зменшення маси) з метою підвищення стійкості зсуву. Треба відмітити, що це рішення не коректно для великих або пластичних зсувів. Доцільність заходів по розвантаженню зсувного схилу слід розглядати з економічної точки зору. Проект названих заходів має містити оцінку стійкості схилу, розташованого за межами ділянки, наміченої до видалення мас ґрунту. Проектуючи протизсувні заходи, слід розглядати питання про переміщення виїнятого ґрунту та можливість видалення всієї зсувної маси.

Дренаж.

З усіх можливих заходів щодо укріплення схилів із існуючими та можливими зсувами найбільш важливим є дренаж, який сприяє зменшенню ваги нестійких мас і зміцненню ґрунтів, що складають відкоси. Відповідний дренаж поверхневих вод необхідний як для тільки закладених, так і для старих укосів, в яких почалися зміщення. Оцінюються поверхневі води, які стікають по укосу, та ті, що інфільтруються в ґрунт. Ці два процеси викликають ерозію на поверхні укосу та сприяють виникненню опливин. Для боротьби з ерозією в районах зі значними атмосферними опадами широко застосовуються відвідні канали та дренажні споруди. Обробка схилу може бути виконана різноманітними засобами, наприклад, засів або покриття схилу дерном, застосування торкретбетону, кам'яного покриття, бетонного облицювання, укладення схилу бетонними плитами. Для попередження інфільтрації доцільно створювати асфальтове покриття схилів. Усі ці способи боротьби з поверхневими водами стають особливо ефективними в сукупності з підземними дренажними спорудами. До них відносяться: горизонтальний дренаж, вертикальні дренажні колодязі та

свердловини, дренажні тунелі тощо. Ефективність і можливість застосування різних типів підземних дренажних споруд залежать від геологічних і кліматичних умов. У багатьох випадках для попередження виникнення нових зсувів і боротьби з існуючими зсувами застосовують повний або частковий відвід підземних вод.

Необхідно відмітити ефективність використання вертикального дренажу в комплексі з дренажними спорудами на прикладі центральної частини м. Чернівці. Реалізація цього комплексу дозволила виконати заходи по стабілізації зсуву, який протягом 30 років експлуатації споруди знаходиться в стабільному стані. Крім цього дренажні галереї є в містах Києві та Одесі.

Збільшення утримуючих сил.

Способи збільшення утримуючих сил поділяються на дві групи:

– прикладання зовнішніх сил (контрфорси або утримуючі призми, палеві та анкерні пристрої), балансування зсувних напруг за допомогою сил, прикладених із зовні, або протидія їм. На схилі з неглибокими зсувами доцільно перекривати ділянки автомобільної дороги інженерними спорудами, що спираються на палі, занурені на достатню глибину нижче подошви нестійких ґрунтів. Якщо опори проходять крізь товщу нестійких порід, палі мають бути запроектовані з розрахунком бокового тиску цих порід. Слід ставитись з певними застереженнями до застосування буронабивних паль у межах зсувних ділянок Карпатського регіону, оскільки в багатьох випадках вони формують у зоні контакту з корінними породами складну систему тріщинуватості та втрати міцності порід, створюючи потенційно ослаблену зону.

Проектуючи контрфорси або утримуючі призми для забезпечення стійкості схилу, як правило, планують нагромадити достатній об'єм насипних мас у подошві нестійкого масиву ґрунту, який може запобігти його подальшому переміщенню. Контрфорс проектується таким чином, щоб збільшити утримуючі сили поблизу подошви схилу до розмірів, що забезпечують відповідний коефіцієнт запасу стійкості. В багатьох міських районах спорудження утримуючих насипних призм для укріплення схилів є неможливим. У цих випадках конструюють запобіжні огороження з вертикальних паль великих діаметрів. Одним із видів використання захисних споруд є підпірні стінки.

У ряді випадків основним принципом роботи захисних споруд є передача зусиль на достатньо міцну породу, що залягає за межами зсуву, з використанням анкерних відтяжок. Останні можуть являти собою попередньо напружені троси, шланги, анкери тощо.

Зміна властивостей ґрунтів – зміцнення ґрунтів (підземний дренаж, хімічна обробка, електроосмос, термічна обробка тощо).

Метод хімічної обробки ґрунту полягає в обробці глинистих мінералів у зоні можливих зсувів концентрованим хімічним розчином. Склад розчинів залежить від мінералогічних особливостей глинистих частинок у ґрунті та гідрогеологічних умов зсувного масиву. В результаті застосування такого методу міцність ґрунту на зсув може збільшитися на 30–40 %. Електроосмос є одним із засобів, за допомогою якого вдається ефективно збільшити міцність ґрунту на зсув у натурних умовах. Цим засобом викликається міграція парової води в ґрунті між установленими в ньому електродами. Втрата парової води приводить до консолідації ґрунту і, як наслідок, до збільшення його фільтраційних параметрів. Головна мета, яка досягається при термічній обробці ґрунту – під дією високих температур – ґрунт в укосах підтримується постійно сухим.

1.2. Систематизація та аналіз інженерно-технічних заходів захисту від зсувів на автомобільних дорогах

До заходів щодо попередження зсувів у гірській місцевості насамперед належать раціонально розміщені підпірні стінки [1,11]. Підпірні стінки бажано споруджувати на корінній породі. В разі великої товщини осипу допускають спорудження стінок на його міцному стабілізованому шарі (рис. 1.1).

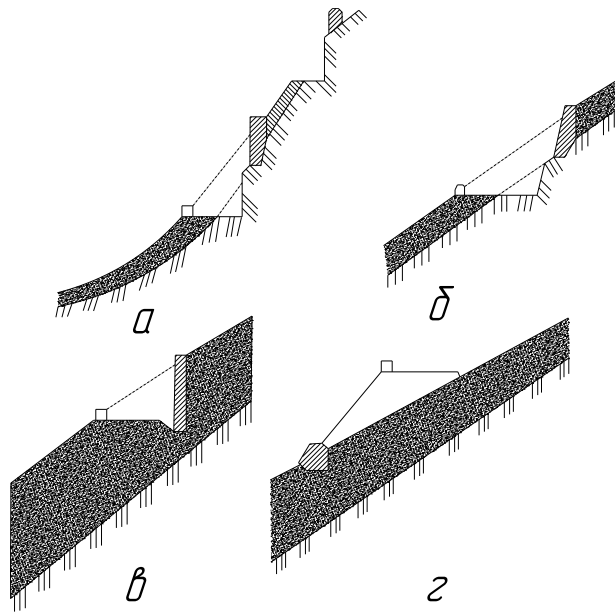


Рис. 1.1. Розміщення земляного полотна по осипах із застосуванням підірних стінок: а, б – у напівнасіпу – напіввиїмці; в – у виїмці; г – у насипу

Якщо осип діє, перед дорогою споруджують стінку, яка затримує уламки, що скочуються донизу. В разі значного надходження матеріалу стінку періодично нарощують або споруджують додаткові стінки на масиві осипу (рис. 1.2).

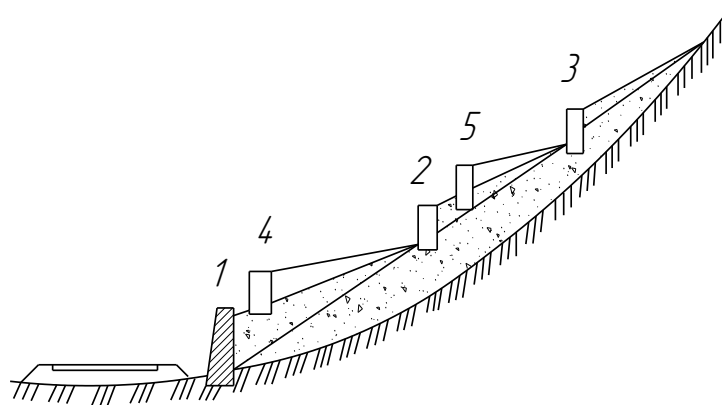


Рис. 1.2. Послідовне спорудження підірних стінок на осипах (цифрами позначено послідовність спорудження стінок)

Нарощування стінок триває доти, доки похил поверхні осипу не стане рівним похилу природного укосу. Відстань між стінками залежить від крутості схилу. Стінки сухої кладки або на розчині

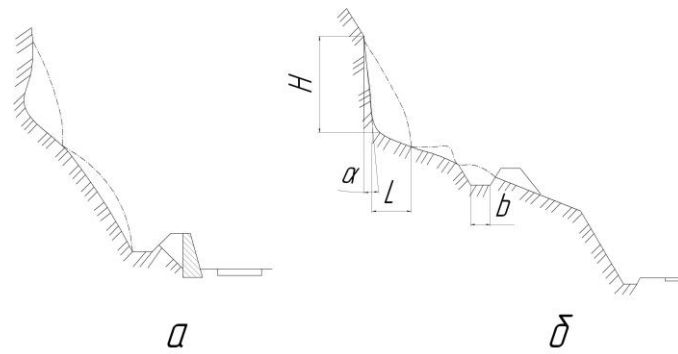


Рис. 1.4. Уловлювальні вали і стінки. Штрихпунктиром позначено траєкторії падіння дрібного каменю: а – стінка біля брівки автомобільної дороги; б – рів з валом у межах пологої ділянки косогору

Ефективним захистом від каменепадів є захисні галереї (рис. 1.5). Такі споруди слід проектувати на автомобільних дорогах з високою інтенсивністю руху.

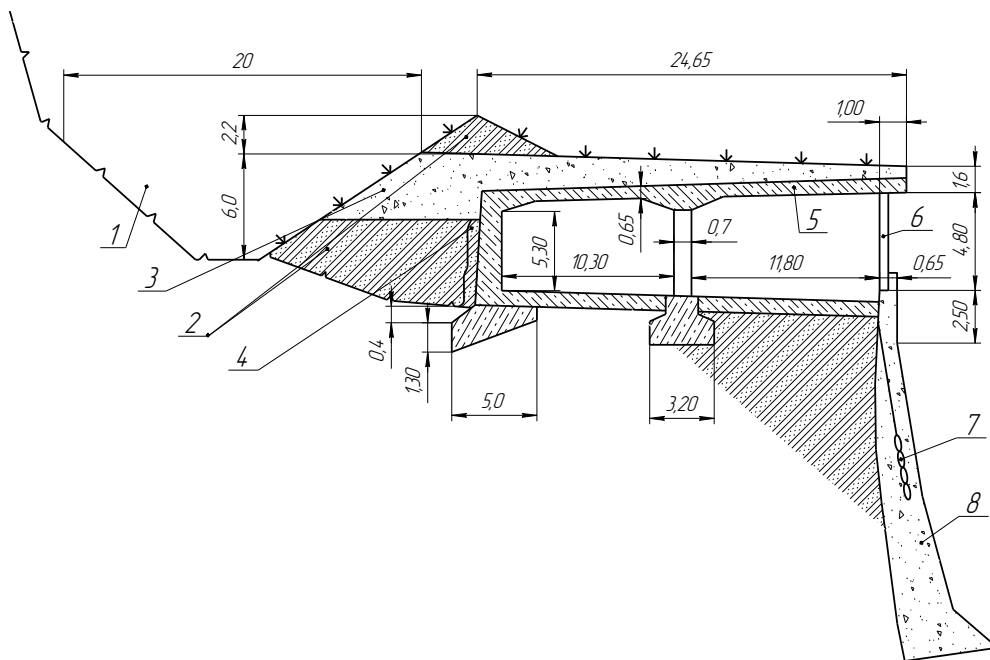


Рис. 1.5. Поперечний переріз захисної галереї на ділянці каменепадів: 1 – уловлювальний рів; 2 – звичайний ґрунт; 3 – гравійна суміш; 4 – дренальний шар; 5 – галерея із збірних залізобетонних елементів; 6 – металевий стоек; 7 – анкер для закріплення поздовжньої бетонної балки; 8 – нижня підпірна стінка

Радикальним засобом стабілізації зсувів є застосування паль. На Південному узбережжі Криму, зокрема, широко застосовують буронабивні палі, які дають змогу закріпити зсуви до 18 м завтовшки. Палі мають каркасну залізну арматуру, їх діаметр

становить 0,5... 1,0 м. Палі розміщують рядами впоперек зсуву. Залежно від тиснення ґрунту влаштовують два або більше рядів паль, розміщуючи їх в плані в шаховому порядку або за сіткою квадратів. Відстань між палями становить 2...3 м. Для включення паль у сумісну роботу їх об'єднують зверху залізобетонним ростверком. Роботи щодо стабілізації зсуву буронабивними палями проводять за спеціально складеним проектом. Відстань між рядами і окремими палями визначають розрахунком. Припускають, що під час зсуву в ґрунті утворюються склепіння, що сприймають тиснення ґрунту. П'яти такого склепіння спираються на палі. В розрахунку слід перевірити опір паль прорізанням ґрунту в просторі між палями. Окремі палі розраховують на згин і на зрізання, розглядаючи їх як консолі, закріплені у ґрунті. Деякі схеми застосування бетонних паль показано на рис. 1.6.

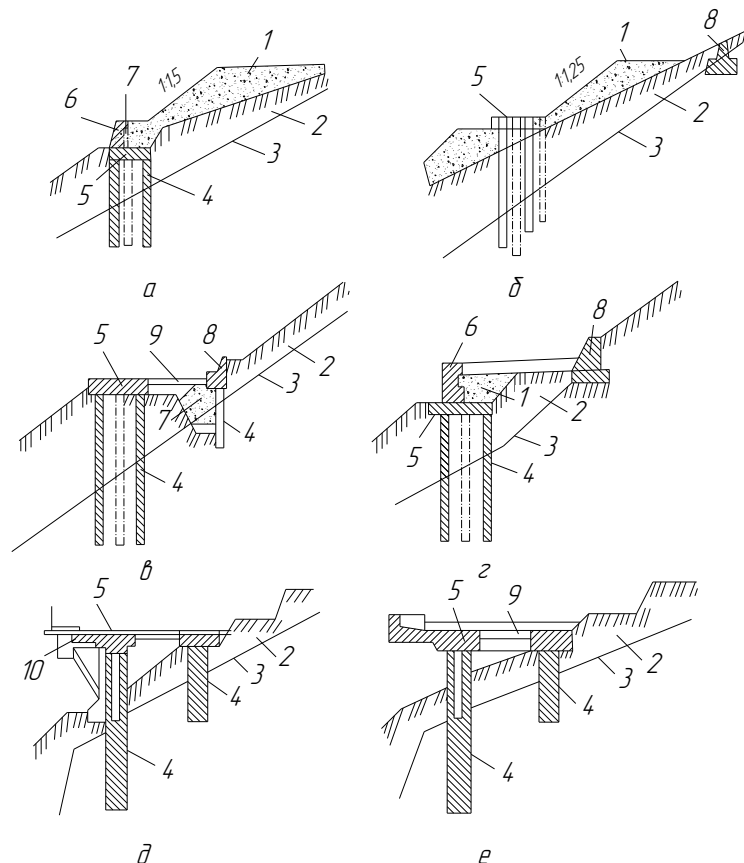


Рис. 1.6. Схеми закріплення земляного полотна бетонними палями на ділянках зсувів: а – насип з нижньою підпірною стінкою на палювому ростверку; б – насип з опорним палювим ростверком біля підшви; в, г – дорога на полиці з палювим ростверком, з'єднаним горизонтальним анкерним тяжем з верхньою підпірною стінкою; д, е – протизсувні конструкції у вигляді балконів та естакад; 1 – насип; 2 – масив зсуву; 3 –

поверхня ковзання; 4 – несучі буронабивні залізобетонні палі; 5 – залізобетонний ростверк; 6 – нижня підпірна стінка; 7 – дренаж; 8 – верхня підпірна стінка; 9 – анкерний тяж; 10 – залізобетонний балкон

Для укріплення зсувів використовують ін'єктування в'язучих матеріалів у зону ковзання, а також електрохімічний спосіб. Ці заходи сприяють збільшенню зчеплення між тілом зсуву і його основою.

Стабілізація зсувів, що має забезпечити стійкість земляного полотна, пов'язана з великими обсягами робіт і потребує тривалого часу і великих коштів для їх виконання. Через це одним з альтернативних варіантів є прокладення траси автомобільної дороги над зоною зсуву, якщо це можливо за умовами рельєфу. Проте такий варіант також не виключає певних протизсувних заходів, щоб запобігти поширенню з часом зсуву до земляного полотна. Особливу увагу потрібно приділити організації відведення поверхневих вод так, щоб вони не могли проникнути у товщу тіла зсуву.

У процесі експлуатації дороги потрібно здійснювати постійний контроль за активністю зсуву.

Нормальний стан дорожніх споруд у зоні зсуву слід забезпечувати підтриманням у належному стані системи відведення води, забиттям тріщин, що виникають, спорудженням у разі потреби додаткових інженерних споруд.

Характерні для гірських автомобільних доріг умови рельєфу і висока інтенсивність опадів, наявність зсувів, осипів тощо під час спорудження на гірських автомобільних дорогах потребують великої кількості різноманітних штучних споруд. Найпоширенішими з них є труби, однопрольотні мости, бистротокки, перепади з водобійними колодязями або без них.

Під час проектування водоперепускних споруд слід враховувати великі швидкості течії і раптовий підйом рівня води. Повені на гірських річках виникають переважно раптово і швидко минають.

В огляді літературних джерел подано основні відомості щодо проектування гірських тунелів і підпірних стінок.

Тунелі доцільно проектувати для пересічення високих вузьких гірських пасм. Тунель забезпечує цілорічний безперебійний рух транспортних засобів, він дає змогу скоротити довжину траси,

зменшити кількість земляних робіт; тунель дає змогу також обминути ділянки з нестійкими гірськими породами і ділянки, яким загрожують зсуви [4].

Крім перевальних ділянок тунелі споруджують на косогірних ділянках для пересічення різних виступів і коротких вигинів косогорів, для обходу зсувів і осипів.

Тунельні варіанти і варіанти відкритої траси підлягають ретельному техніко-економічному аналізу з урахуванням капітальних вкладень, транспортних витрат, охорони навколишнього природного середовища. Пильну увагу потрібно приділяти геологічним умовам спорудження тунелю.

Нестійкість гірських порід, наявність потужних джерел підземних вод з високою температурою і шкідливих газів ускладнюють спорудження тунелю. Прокладання траси тунелем у всіх випадках має бути ретельно і всебічно обґрунтовано геологічними розвідуваннями і заключенням геологів. Зокрема, для проектування тунелів потрібно встановити:

- характеристику гірських порід та залягання їх уздовж тунелю для визначення інтенсивності гірського тиснення, а також характеристику за трудністю розробки тунелю;

- ступінь стійкості гірських порід і всього масиву;

- наявність тріщин, водонасичених прошарків;

- ступінь сейсмічності району і можливі наслідки землетрусів.

Трасу тунелю у плані і поздовжньому профілі проектують за тими самими нормами, що й відкритих ділянок автомобільної дороги. Під час трасування перевагу слід віддавати прямолінійним ділянкам.

Форма поперечного перерізу тунелю буває різною залежно від характеру гірського тиснення, типу тунельної оправ, потреби у вентиляції, але в усіх випадках обов'язковим є збереження розмірів габариту. Методи визначення гірського тиснення, розрахунку тунельних оправ так само, як і проектування тунелів у цілому, розглядають у спеціальних курсах.

Ширину проїзної частини в тунелі призначають залежно від категорії дороги і довжини тунелю.

У тунелях на дорогах I і II категорій по обидва боки проїзної частини передбачають службові проходи по 0,75 м; на дорогах інших категорій – захисну смугу 0,5 м з одного боку, а з другого – тротуар 0,75 м. У разі потреби і при достатньому техніко-

економічному обґрунтуванні можна влаштовувати тротуари 1,0...1,5 м завширшки.

Як правило, в автомобільно-дорожніх тунелях прокладають кабелі і трубопроводи різного призначення.

Піч час проектування поздовжнього профілю слід мати на увазі, що опір повітря руху автомобілів у тунелі є більшим, ніж на відкритих ділянках дороги. За довжини тунелю близько 1 км опір повітря для вантажівок зростає приблизно на 40 %, а для легкових – на 10 %. Рекомендують, щоб поздовжній похил у тунелях був не більше ніж 40 ‰. У тунелях понад 300 м завдовжки проїзну частину проектують з двостороннім похилом, а якщо довжина менша – з одностороннім. Радіуси горизонтальних кривих у тунелях мають бути не менше ніж 250 м.

У тунелях понад 150 м завдовжки передбачають штучну вентиляцію. Швидкість руху повітря в разі вентилявання тунелів без урахування руху автомобілів має бути не більше ніж 6 м/с.

Входи до тунелів опоряджують у вигляді порталів з улаштуванням підпірних стінок для укріплення укосів виїмок, які прилягають до порталів. Підпірні стінки запобігають осипам та зсувам укосів.

Поширеними спорудами на гірських дорогах є підпірні стінки [25]. Підпірна стінка – це інженерна укріпна споруда капітального типу, призначена для утримування ґрунту, який розміщений за нею. Підпірні стінки забезпечують стійкість земляного полотна на гірських схилах, а в деяких випадках і стійкість природних схилів. Підпірні стінки повністю або частково замінюють укоси насипу, їх споруджують на крутих схилах у напіввиїмці, на ділянках зсувів і осипів, у сейсмічних районах, на берегах річок, морів тощо.

Висоту і розміщення підпірних стінок визначають з урахуванням конкретних умов місцевості й техніко-економічної доцільності. Для спорудження їх використовують бетон, залізобетон, кам'яну кладку, габіони, зруби. Підпірні стінки бувають верхні, розташовані вище від поверхні дороги, і нижні, розташовані нижче від неї (рис. 1.7).

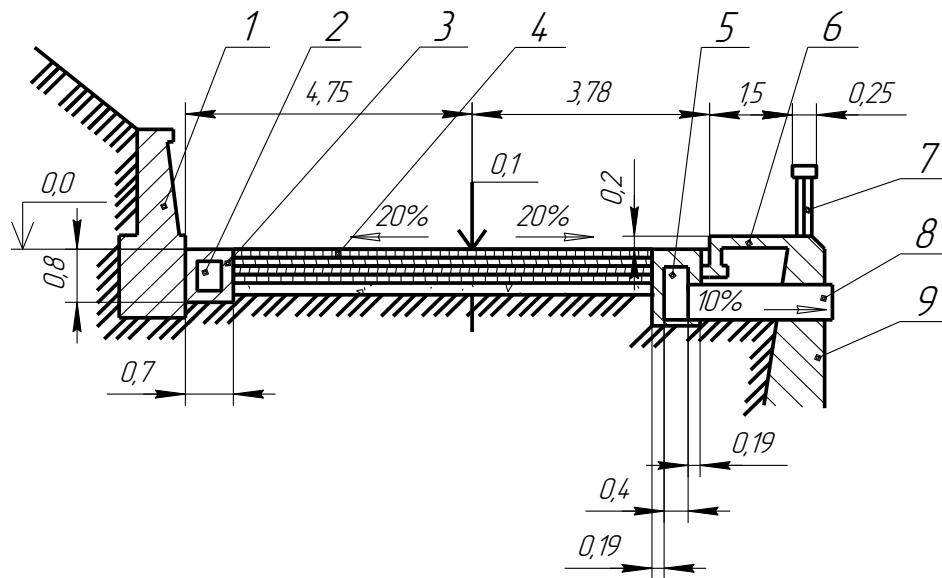


Рис. 1.7. Переріз дороги з підірними стінками: 1 – верхня підпірна стінка; 2 – дощоприймальна каналізація; 3 – чавунна решітка; 4 – проїзна частина; 5 – дощоприймальні колодязі через 100 м; 6 – тротуар; 7 – обгородження; 8 – азбестоцементна труба; 9 – нижня підпірна стінка.

Література з будівельної механіки і механіки ґрунтів містить точні методи розрахунку підірних стінок проти перекидання і проти зсуву під дією бічного тиснення ґрунту. З метою перевірки стійкості підірних стінок, які утримують земляне полотну, з певним запасом міцності можна використати залежності для сипучих ґрунтів, нехтуючи зчепленням їх. За цих умов рівнодіюча тиснення ґрунту на стіну, прикладена до центра ваги епюри тиснення (рис. 1.8):

$$Q = \frac{\gamma}{2} \cdot (H^2 + Hh) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (1.2)$$

де γ — питома вага природного ґрунту; h — товщина еквівалентного шару ґрунту, який замінює тимчасове навантаження q , що його приймають рівномірно розподіленим по полотну дороги:

$$h = q / \gamma, \quad (1.3)$$

де φ — кут внутрішнього тертя ґрунту.

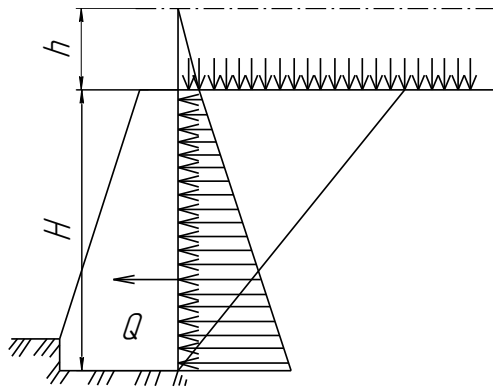


Рис. 1.8. Схема до розрахунку підпірної стінки

Глибину закладення фундаментів підпірних стінок беруть не менше ніж 0,25 м – у скельних породах, 0,5 м – в дренажних неводонасичених ґрунтах і не менше половини глибини промерзання – у водонасичених ґрунтах.

Широко застосовують на гірських дорогах зрубові підпірні стінки, їх збирають з поздовжніх і поперечних прямокутних залізобетонних брусів (рис. 1.9). Відоме застосування підпірних стінок з «армованого» ґрунту. У таких стінках від елементів вертикального зовнішнього огородження в тіло ґрунтової засипки закладають тонкі оцинковані сталеві або дюралюмінієві смуги 3...5 мм завтовшки, 60...120 мм завширшки. Довжину смуг визначають розрахунком.

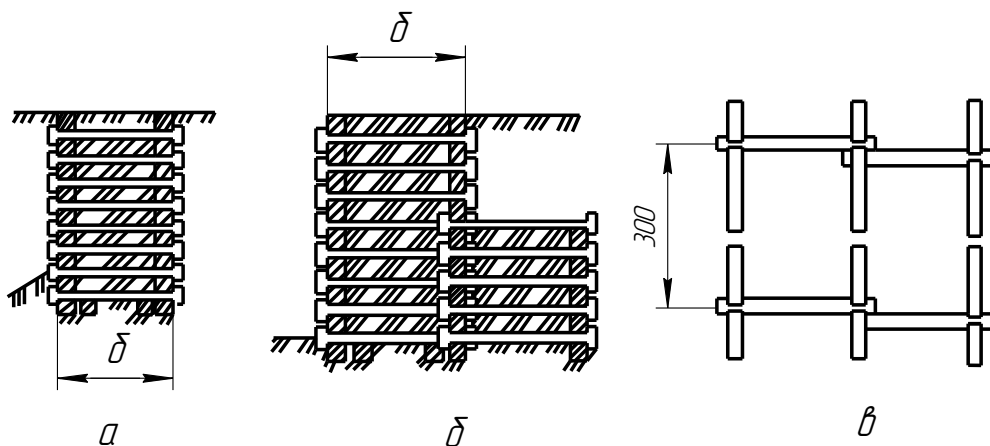


Рис. 1.9. Конструкція збірної зрубової підпірної стінки: а – поперечний переріз стінки до 4,5 м заввишки; б – те саме, від 4,5 до 8,0 м; в – розміщення брусів у плані

На рисунку 1.10 показано деякі конструкції монолітних підпірних стінок.

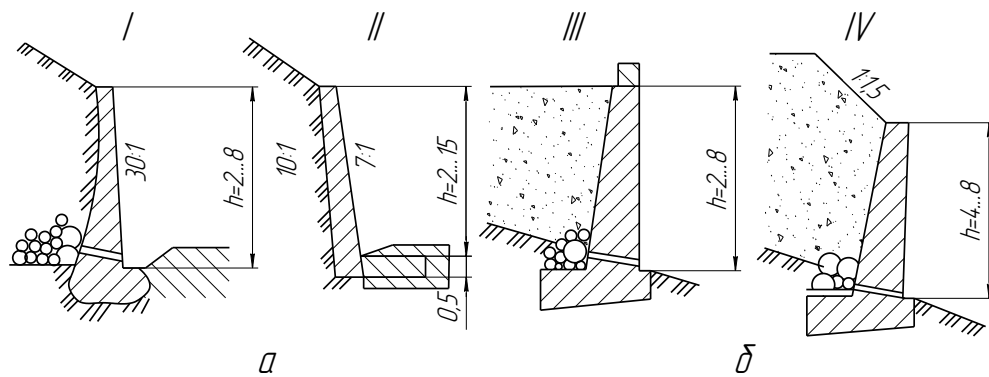


Рис. 1.10. Конструкції монолітних підірних стінок: а – верхніх; б – нижніх; I...IV – типи конструкцій

Для захисту укосів виїмок і природних гірських укосів споруджують захисні стінки. Такі стінки потрібні, якщо укоси складені з порід, що легко вивітрюються. На захисні стінки по суті не діє зовнішнє навантаження. Вони захищають укоси від дії природних факторів. Товщина захисних стінок є меншою, ніж підірних, а конфігурація їх у поперечному розрізі залежить від конфігурації укосу. За стінкою передбачають дренажний прошарок з випусками для відведення води, що в разі замерзання здатна зруйнувати стінку. Варіанти захисних стінок показано на рис. 1.11.

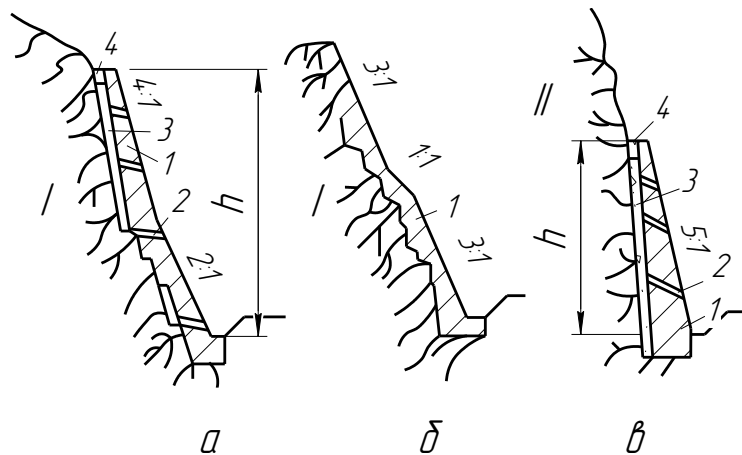


Рис. 1.11. Варіанти захисних підірних стінок: а, б – з дренажною засипкою; в – із замуруванням у скельну породу; I – слабка скеля; II – міцна скеля; 1 – захисна стінка; 2 – отвори для випускання води; 3 – дренажна засипка; 4 – водонепроникне забиття

На крутих гірських схилах, де для утримання земляного полотна потрібно споруджувати підірні стінки великої висоти,

доцільними можуть виявитись естакади. У разі стрімких скельних укосів можливо розміщувати земляне полотно на консольних конструкціях, закріплених у скелі. В деяких випадках для підтримки консолей влаштовують вертикальні опори. Такі конструкції мають назву – балкони (рис. 1.12).

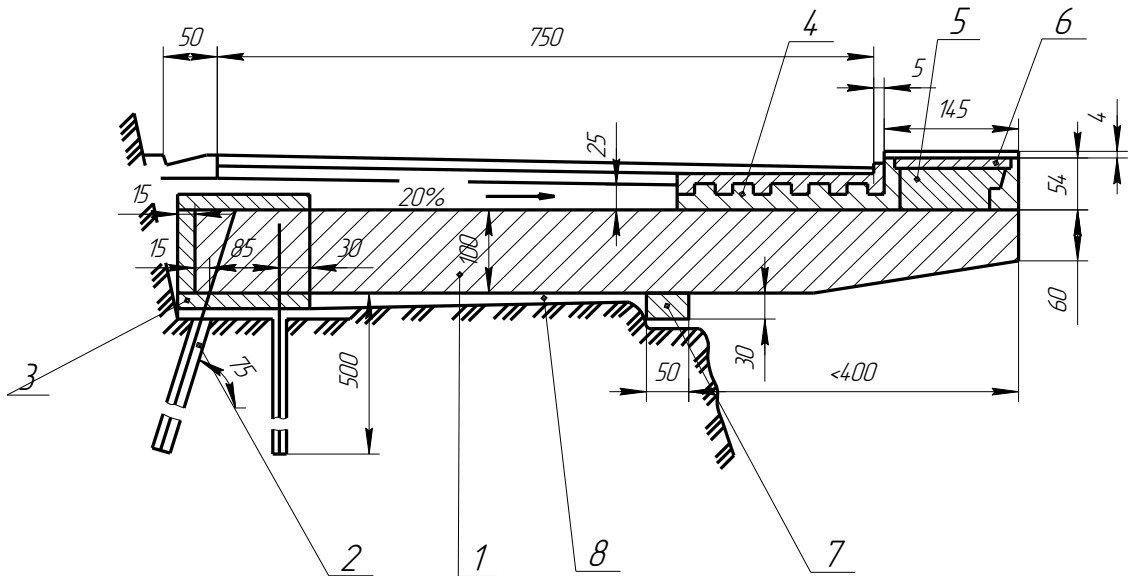


Рис. 1.12. Переріз конструкції балкона на консольних балках, закладених у скелю, на залізобетонних опорах: 1 – несуча консоль; 2 – забетоновані в бурових свердловинах анкерні стержні $d = 2$ см; 3 – анкерний блок; 4, 8 – поздовжні балки; 5 – тротуарні балки, які підтримують тротуарну плитку; 6 – тротуарна плитка; 7 – підкладка

Певні особливості у проектуванні автомобільних доріг виникають, якщо останні прокладають у сейсмічних областях. Сейсмічною областю називають тектонічно активну ділянку земної кулі, в межах якої містяться вогнища землетрусів. В Україні сейсмічними областями є Карпати і Кримські гори, які належать до Альпійсько-Гімалайського сейсмічного поясу.

Отже, під час проектування земляного полотна гірських доріг та штучних споруд потрібно враховувати появу додаткових сейсмічних сил.

Пружні коливання поширюються у гірських породах від землетрусу у вигляді поздовжніх, поперечних та поверхневих хвиль. Швидкість поширення хвиль у суцільних породах більша, ніж у пухких. Амплітуда коливань тим більша, чим менша швидкість поширення їх. Деформації і руйнування у пухких породах більші, ніж у суцільній скелі.

В Україні для класифікації землетрусів використовують 12-бальну шкалу. Дію землетрусів на споруди спостерігають тільки при достатній сейсмічній силі, яка за чинною класифікацією відповідає 6-му балу. В Україні можна очікувати землетруси інтенсивністю до 9 балів.

Якщо у горах інтенсивність землетрусу 6 балів, зростає активність зсувів, обвалів, осипів. Землетрус у 7 балів оцінюють як дуже сильний, у 8 – руйнівний і у 9 балів – спустошливий.

Сейсмічні явища найсильніше впливають на стійкість земляного полотна і штучних споруд в умовах дуже розчленованого рельєфу, де є уривисті береги, яри, ущелини, ділянки зсувів, обвалів, осипів, пливунів, у зонах, розташованих поблизу тектонічних розривів.

Несприятливими у сейсмічному відношенні є насичені водою гравійні, піщані й глинисті ґрунти, а також пластичні, текучі глинисті ґрунти.

Пошкодження земляного полотна буває тим більшим, чим вищий насип або глибша виїмка. Найменших пошкоджень зазнає полотно, розміщене на скельних і щільних породах, найбільших – на слабких основах, зокрема на болотах.

У сейсмічних районах більші чи менші пошкодження дорожніх споруд внаслідок динамічної дії на них інерційних сил. Насамперед зазнають пошкоджень і руйнування водоперепускні і водовідвідні споруди, високі підпірні стінки.

Розрахункову величину сейсмічних сил інерції визначають за формулою

$$S = \alpha K_c Q, \quad (1.4)$$

де α – коефіцієнт, значення якого залежить від динамічних характеристик споруди (для земляного полотна і звичайних штучних споруд $\alpha = 1$, а для високих опор мостів і високих підпірних стінок $\alpha = 2$); K_c – сейсмічний коефіцієнт; Q – вага споруди.

Значення сейсмічного коефіцієнта K_c беруть залежно від розрахункової сейсмічності:

Розрахункова сейсмічність, бали	6	7	8	9
Значення K_c	0,020	0,025	0,050	0,10

У разі розташування земляного полотна на крутих гірських схилах при проектуванні капітальних мостів розрахункову сейсмічність беруть на 1 бал більше від сейсмічності по картах сейсмічного районування.

Досвід проектування й експлуатації автомобільних доріг у сейсмічних районах дає змогу рекомендувати деякі правила. Так, найдоцільніше розташовувати земляне полотно на площині, повністю врізаній у схил.

До інженерно-технічних заходів захисту від зсувів у гірській місцевості відносяться заходи, запропоновані Mascferri Industrial Group (British Board of agreement) [9,28,29].

Геокмпозит Паралінк ідеально підходить для армування основи насипів й інших споруд у тих випадках, коли є:

- споруди на слабких ґрунтах;
- споруди на пальної підставі;
- споруди на просадних ґрунтах і карстових породах.

Паралінк може бути використаний і у класичних схемах зміцнення ґрунтів і насипів за допомогою геосинтетичних ґрат.

Композитні ґрати Параґрід і Паралінк являють собою плоску структуру, що складається із сукупності композитних стрічок, з'єднаних між собою поліетиленовими стрічками. Кожна поздовжня стрічка складається з деякого числа поліефірних жил, укладених в оболонку із чорного поліетилену високої щільності. Кожна жила складається з безлічі поліефірних монониток. На кінцевому етапі виробництва композитів поліетиленовій оболонці задають текстуру. Текстурирована поверхня має великий коефіцієнт зчеплення матеріалу із ґрунтом.

Циліндричні габіони виготовляються заводським способом із сітки подвійного крутіння діаметром 0,65 або 0,95 м й довжиною від 2 до 4 м за ГОСТ Р 52132-2003. Вони заповнюються каменем і використовуються для аварійно - відбудовних робіт на ріках і водоймищах. Крім того, із циліндричних габіонів зводять штучні підстави під берегозакріплювальні споруди, влаштовують струмененаправні дамби, шпори і моли.

Стандартні розміри циліндричних габіонів представлені в табл. 1.1. Розміри й граничні відхилення осередку сітки для габіонних конструкцій представлені в табл. 1.2. Дротяна сітка, що використовується для габіонів, виготовляється зі сталевого дроту

щільного оцинкування або дроту з покриттям GALMAC за ГОСТ Р 51285-99.

Таблиця 1.1

Розміри циліндричних габіонів

Довжина L , м	Діаметр D , м	Об'єм, м ³
2	0,65	0,66
	0,95	0,94
3	0,65	0,99
	0,95	1,41
4	0,65	1,32

Таблиця 1.2

Характеристики сітки

Тип	D , м	Граничні відхилення	Діаметр дроту, мм
8x10	83	±10%	2,7
8x10	83	±10%	3

Для посилення циліндричних габіонів дрід кромок панелей має більший діаметр ніж основний дрід сітки (табл. 1.3).

Таблиця 1.3

Характеристики дроту

	Зв'язка	Сітки	Кромки
8x10/2,7 Діаметр сітки, Ø мм	2,2	2,7	3,4
8x10/3 Діаметр сітки, Ø мм	2,2	3	3,9
Граничні відхилення, (±) Ø мм	0,1	0,1	0,1
Мінімальна кількість цинкового покриття, г/м ²	220	260	275

У тому випадку, коли циліндричні габіони застосовуються в агресивному середовищі, дрід для їхнього виготовлення проходить процес оцинкування (або покриття GALMAC), а потім додатково покривається оболонкою із полівінілхлориду (ПВХ). Покриття ПВХ захищає дрід і забезпечує більшу стійкість до хімічних, механічних і корозійних ушкоджень.

Коробчасті габіони являють собою об'ємні конструкції заводського виготовлення за ГОСТ Р 52132-2003 й ASTM A 975-97,

виконані з металевої сітки подвійного крутіння й розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.13), що встановлюються всередині габйонів через кожен метр по довжині.

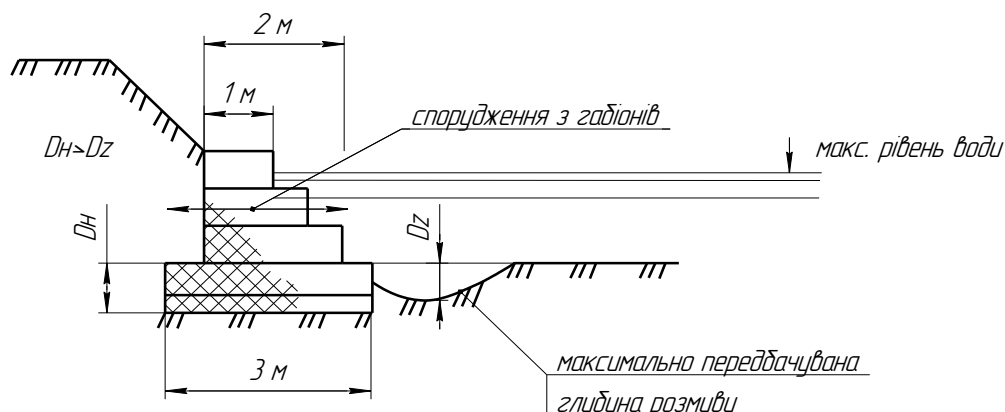


Рис. 1.13. Поперечний переріз гравітаційної підпірної стінки

Подвійне крутіння дротяної сітки забезпечує цілісність, міцність і рівномірність розподілу навантажень, запобігає розкручуванню у випадку розриву сітки. Типові розміри габйонів представлені в табл. 1.4.

Таблиця 1.4

Типові розміри габйонів

Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Допуски
2	1	0,5; 1	довжина +/- 5%; ширина +/- 5%; висота +/- 5%
3	1	0,5; 1	
4	1	0,5; 1	
1,5	1	1	

Розміри і граничні відхилення осередку сітки для габйонних конструкцій представлені в табл. 1.5.

Для посилення габйонів дріт кромek панелей має більший діаметр, чим основний дріт сітки (табл. 1.6).

Таблиця 1.5

Характеристики осередку сітки

Тип	В, мм	Граничні відхилення	Діаметр дроту, мм
8x10	80	16%	2,7; 3
		-4%	2,7;3,7 (ПВХ)

Варіанти діаметра дроту

Діаметр дроту		
Сітки, мм	2,7	3
Кромки, мм	3,4	3,9
Зв'язування, мм	2,2	2,4

Дротяна сітка, що використовується для габіонів, виготовляється зі сталевого дроту щільного оцинковування або дроту з покриттям (ЦАММ) за ГОСТ Р 51285-99 (табл. 1.7).

Характеристики осередку сітки

Діаметр дроту, мм	2,2	2,4	2,7	3	3,4	3,9
Граничні відхилення (+/-), мм	0,06	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07
Маса цинкового покриття, г/м ²	230	230	245	255	265	275

У тому випадку, коли габіони застосовуються в агресивному середовищі, дріт для їх виготовлення проходить процес оцинковування (або покриття Гальфан), а потім додатково покривається оболонкою із ПВХ. Покриття ПВХ захищає дріт і забезпечує більшу стійкість до хімічних, механічних і корозійних ушкоджень.

Габіонні конструкції заповнюються каменем на будівельному майданчику й формують гнучкі, проникні структури у вигляді підпірних стінок, облицювань водозливних гребель й інше у проектах контролю ерозії ґрунтів. Характеристики габіонів забезпечують конструктивну цілісність протягом тривалого строку експлуатації. Найбільш важливі з них - міцність, гнучкість, проникність, універсальність застосування й екологічність.

Згодом габіонні спорудження зливаються з навколишнім середовищем і стають частиною природного ландшафту. Вони здобувають максимальну міцність і стійкість за рахунок природних процесів, оскільки із часом відбувається акумуляція часток ґрунту між каменями, що сприяє утворенню рослинності на поверхні габіонів. Найбільш швидкий ріст рослин спостерігається при

наявності горизонтальних терас між кожним ярусом габіонів. Завдяки лісистій структурі габіонів досягається висока проникність габіонних споруджень для води й повітря.

Габіони з покриттям ПВХ використовуються для захисту морських берегів. В основному застосовуються для зведення підпірних стінок, зміцнення насипів автомобільних доріг і залізниць, річкового і морського берегозміцнення, ландшафтних робіт, стабілізації ґрунтової ерозії й консервації ґрунту. За рахунок відмінних гідравлічних характеристик вони застосовуються для берегозміцнення рік, конструкції водозливних гребель і дамб. Габіони використовуються для захисту морських берегів. Компанії групи Маккаферрі використовують спеціальну комп'ютерну програму Gawaswin 2003 для розрахунку масивних підпірних стін з габіонів на зрушення, перекидання, деформації, внутрішні напруження, загальну стійкість й надають технічну допомогу в їхньому проектуванні.

Матраці Рено являють собою площинні конструкції заводського виготовлення малої висоти й великої площі поверхні за ГОСТ Р 52132-2003 й ASTM A 975-97, виконані з металевої сітки із шестикутними осередками, розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.14), що установлені всередині баз матраців Рено через кожен метр по довжині.

Подвійне крутіння дротяної сітки забезпечує цілісність, міцність і рівномірність розподілу навантажень, запобігає розкручуванню у випадку розриву сітки.

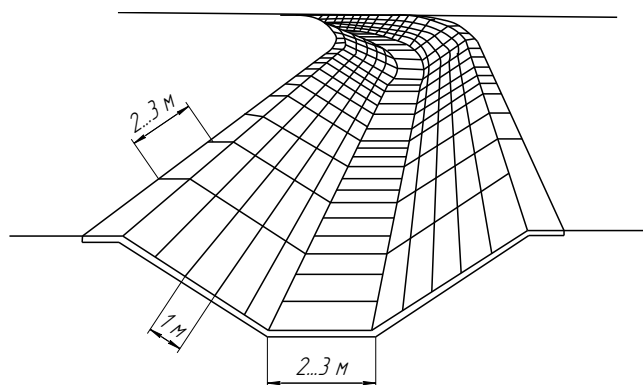


Рис. 1.14. Зображення матраців Рено

Типові розміри матраців Рено представлені в табл. 1.8. Розміри й граничні відхилення осередку сітки для матраців Рено

представлені в табл. 1.9. Для посилення матраців дрiт кромок панелей має бiльший дiаметр, чим основний дрiт сiтки.

Таблиця 1.8

Типові розміри матраців Рено

Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Допуски
3	2	0,17;0,23; 0,3	довжина +/- 5%; ширина +/- 5%; висота +/- 10%
4	2	0,17;0,23; 0,3	
5	2	0,17;0,23; 0,3	
6	2	0,17;0,23; 0,3	

Таблиця 1.9

Характеристики осередку сiтки

Тип	В, мм	Граничні відхилення	Діаметр дроту, мм
6x10	60	18%	2; 2,2; 2,4
		-4%	2,2/3,2 (ПВХ)
8x10	80	16%	2,4; 2,7; 3
		-4%	2,7/3,7 (ПВХ)

Дротяна сiтка, що використовується для матраців Рено, виготовляється зi сталевого дроту щiльного оцинковування або дроту з покриттям «Гальфан» (ЦАММ) за ГОСТ Р 51285-99. У тому випадку, коли матраци Рено застосовуються в агресивному середовищі, дрiт для їхнього виготовлення проходить процес оцинковування (або покриття - «Гальфан»), а потiм додатково покривається оболонкою з ПВХ. Покриття ПВХ є гарним захистом дроту й забезпечує бiльшу стiйкiсть до хiмiчних, механiчних i корозійних ушкоджень.

Матраци Рено заповнюються каменем на будiвельному майданчику й формують гнучкi, проникнi структури у виглядi облицювань, фартухiв для захисту вiд пiдмиву основ споруджень у проектах контролю ерозiї ґрунтiв. Характеристики матраців Рено забезпечують їхню конструктивну цiлiснiсть протягом тривалого строку експлуатацiї. Найбiльш важливи з них - мiцнiсть, гнучкiсть, проникнiсть, унiверсальнiсть застосування й екологiчнiсть.

Згодом матраци Рено зливаються з навколишнiм середовищем i стають частиною природного ландшафту. Вони здобувають максимальну мiцнiсть i стiйкiсть за рахунок природних процесiв,

оскільки із часом відбувається акумуляція часток ґрунту між каменями, що сприяє появі рослинності на поверхні матраців. Завдяки пористій структурі матраців Рено досягається висока проникність даних споруджень для води й повітря.

В основному матраци Рено застосовуються в основі підпірних стінок з габіонів, кріплення конусів мостів, захисту трубопроводів, ландшафтних робіт, річкового й морського берегозміцнення й інше. За рахунок гарних гідравлічних характеристик вони застосовуються для зміцнення берегів і дна рік, у конструкціях шпор, водоскидів, облицювань. Матраци Рено з покриттям із ПВХ використовуються для захисту морських берегів і дна від розмиву.

Компанії групи Маккаферрі використовують спеціальну комп'ютерну програму MACRA 12002 – Bank Protection для розрахунку стійкості зміцнень із матраців Рено й надають технічну допомогу в їхньому проектуванні.

Система Террамеш являє собою конструкції заводського виготовлення за ГОСТ Р 52132-2003 й ASTM A975-97, виконані з металеві сітки подвійного крутіння із шестикутними осередками й розділені на секції за допомогою діафрагм (рис. 1.15), що встановлені всередині лицьової грані через кожен метр по ширині.

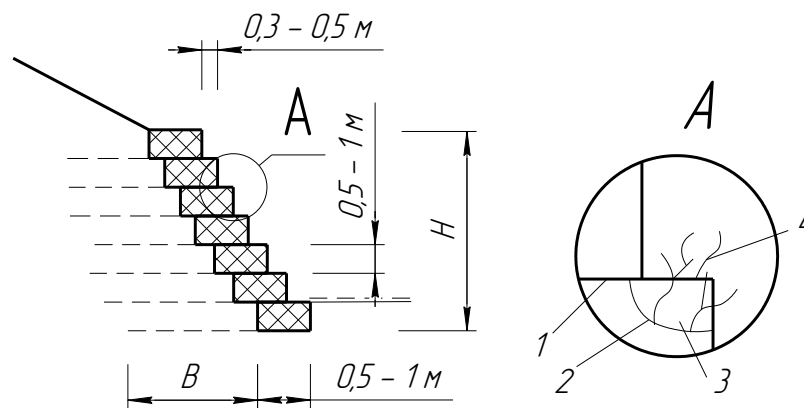


Рис. 1.15. Поперечний переріз армоґрунтової сітки: 1 – Террамеш; 2 – геотекстиль; 3 – ґрунт; 4 – рослинність

Подвійне крутіння дротяної сітки забезпечує цілісність, міцність і рівномірність розподілу навантажень, запобігає розкручуванню у випадку розриву сітки. Типові розміри модулів Системи Террамеш представлені в табл. 1.10.

Типові розміри системи Террамеш

Діаметр дроту		
Сітки, мм	2,7	2,7
Кромки, мм	4,4	4,4
Зв'язування, мм	2,2	3,2

Розміри й граничні відхилення осередку сітки для даних конструкцій представлені в табл. 1.11.

Таблиця 1.11

Характеристики дроту сітки

Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Допуски
3	2	0,5;1	довжина +/- 5%; ширина +/- 5%; висота +/- 5%
4	2	0,5;1	
5	2	0,5;1	
6	2	0,5;1	

Варіанти діаметрів дроту сітки наведено в табл. 1.12.

Таблиця 1.12

Варіанти діаметра дроту

Тип	В, мм	Граничні відхилення	Діаметр дроту, мм
8x10	80	16%	2,7/3,7(ПВХ)
		-4%	

Система Террамеш – це екологічна модульна система армування ґрунту, що використовується для кріплення нестійких масивів ґрунту, замість гравітаційних стін, для кріплення схилів й укосів насипів. При формуванні конструкцій модулі Системи Террамеш розташовуються горизонтальними шарами. Крок армування визначається відповідно до проекту для забезпечення стійкості масиву ґрунту.

Дротяна сітка, використована для Системи Террамеш, виготовляється зі сталевого дроту щільного оцинкування або дроту з покриттям GALMAC за ГОСТ Р 51285-99 (табл. 1.13). Після

процесу оцинковування дрiт додатково покривається оболонкою iз ПВХ. Покриття ПВХ захищає дрiт i забезпечує бiльшу стiйкiсть до хiмiчних, механiчних i корозiйних ушкоджень.

Таблиця 1.13

Характеристики дроту сiтки

Дiаметр дроту, мм	2,2	2,7	3,4
Граничнi вiдхилення (+/-), мм	0,06	0,06	0,07
Маса цинкового покриття, г/м ²	230	245	265

Характеристики модулiв Системи Террамеш забезпечують iхню конструктивну цiлiснiсть протягом тривалого строку експлуатацiї. Найбiльш важливи з них – мiцнiсть, гнучкiсть, проникнiсть, унiверсальнiсть застосування й екологiчнiсть.

Проникнiсть: заповнення лицьової гранi каменем забезпечує проникнiсть i пористiсть системи, що практично виключає виникнення гiдростатичного тиску.

Мiцнiсть: мiцнiсть сiтки є постійною по площинi армопанелей й iнших граней системи, що усуває ризик розриву мiж армопанеллю й лицьовою гранню, до того ж шестикутнi осередки сiтки забезпечують краще зчеплення iз ґрунтом. Таким чином, застосування армопанелей з такої сiтки полiпшує механiчнi властивостi ґрунту зворотного засипання.

Екологiчнiсть: модулi Системи Террамеш можуть бути природно вписанi в навколишнє середовище за допомогою рiзних бiоiнженерних технологiй, iз часом цi конструкцiї стають частиною природного ландшафту. Заповнення каменем габiонiв, складових Системи Террамеш, полiпшує фiзичнi властивостi ґрунту в мiсцi установки модулiв. Завдяки пористiй структурi лицьової гранi досягається висока проникнiсть споруджень для води й повітря, створюються iдеальнi умови для появи на них рослинностi.

Система Зелений Террамеш – це екологiчна модульна система армування ґрунту, що використовується для крiплення нестiйких масивiв ґрунту, схилiв й укосiв, насипiв з озелененням поверхонь. При формуванні конструкцiй модулi Системи Зелений Террамеш розташовуються горизонтальними шарами. Крок армування визначається вiдповiдно до проекту для забезпечення стiйкостi масиву ґрунту. Стандартнi розмiри модулiв Системи Зелений

Террамеш зазначені в табл. 1.14. Конструкції виготовляються заводським способом за ТУ 1 275-001 – 428731 91-2003.

Таблиця 1.14

Типові розміри модулів

Довжина, м	Ширина, м	Висота, м	Кут нахилу, град	Допуски
3	3	0,55;0,6;0,66	50, 60, 70	довжина +/- 5%; ширина +/- 5%; висота +/- 5%
4	3	0,55;0,6;0,66	50, 60, 70	
5	3	0,55;0,6;0,66	50, 60, 70	
6	3	0,55;0,6;0,66	50, 60, 70	
7	3	0,55;0,6;0,66	50, 60, 70	

Модулі Системи Зелений Террамеш є збірними конструкціями, що складаються із сітки, що виготовляється із дроту подвійного крутіння: геосинтетичного або біорозкладабельного полотна; звареної армопанелі, стяжок і трьох сталевих ребер жорсткості, форма яких відповідає необхідному куту нахилу: 50-60-70°.

Найбільш важливими характеристиками модульних Систем Зелений Террамеш є наступні: екологічність, міцність конструкції й економічність.

Міцність: міцність сітки подвійного крутіння усуває ризик розривів з'єднання між армопанеллю і іншими гранями системи, причому шестикутна форма осередків сітки забезпечує найкраще зчеплення модульної системи із ґрунтом.

Екологічність: для швидкого відновлення рослинного покриву рекомендується заповнювати ділянку ґрунту на відстані 0,65-1 м від лицьової грані родючим ґрунтом. При гідросіянні на поверхні схилу відразу після завершення будівельних робіт може знадобитись додаткове живлення й зволоження ґрунту зворотного засипання.

Стілґрід являє собою сітку подвійного крутіння, укріплену високоміцними сталевими канатами. Стілґрід поставляється в рулонах довжиною 25- 50 м і шириною 3 м.

Стілґрід МО (одноосьовий). У даному матеріалі замість традиційного дроту кромки використовуються сталеві канати діаметром 8 мм, що також можуть бути подовжньо вплетені в сітку із кроком 150 см.

Стілгрід БО (двохосьовий). У цьому випадку на додаток до вищеописаної схеми канати використовуються і для поперечного армування із кроком 150 см (у матеріалі Стілгрід БО 300 крок поперечних канатів становить 3 м).

Стілгрід призначений для захисту від каменепадів на схилах різної крутизни. Кілька рулонів сітки з'єднуються повздовжньо, що створює своєрідне покривало, що втримує скельні породи на схилі. Стілгрід має незаперечну перевагу, що проявляється при анкеровці поздовжніх канатів до анкерного канату на вершині схилу: впровадження поздовжніх канатів у структуру сітки збільшує міцність конструкції, підвищуючи, таким чином, ефект від анкеровки.

Біомат – полотно з рослинних волокон (соломи, кокосового волокна або їхньої суміші), укріплених поліпропіленовою або джутовою ниткою. Основною сферою застосування біоматів є захист поверхні від ерозії й відновлення рослинного покриву. Даний матеріал є гарним захистом від дощу й вітру, крім того, розкладання природних волокон біомату допомагає добриву ґрунту.

Біоінженерні технології сприяють відновленню стійкості ґрунту й природних біологічних функцій на конкретній території. Біосітка – один з різновидів біоматів, що за рахунок підвищених характеристик на міцність також може бути ефективною в рішенні питань армування поверхневого шару ґрунту, що піддавався ерозії. Перфоровані дренажні труби з оболонкою з кокосових або текстильних волокон, а також із соломи є прекрасним і недорогим рішенням для осушення схилів і водовідведення.

Одним з незаперечних переваг використання біомату є швидке й ефективно озеленення ділянки. Практика показує, що при дотриманні правил укладання, озеленення території відбувається в середньому протягом 1 місяця.

Біомати виробляються й поставляються в рулонах, що забезпечує легкість укладання матеріалу: досить розкотити рулон по схилу з перекриттям сусідніх шарів і закріпити біомат спеціальними дерев'яними кілочками з певним кроком, а при необхідності засіяти насінням.

Рулонний матеріал Макмат-L – це тривимірна панель із волокон поліпропілену. Вона являє собою ворсистий коврик з поліпропіленових ниток діаметром 0,65 мм.

Макмат-L використовується головним чином для захисту укосів від ерозійних процесів і відновлення родючого шару й рослинного покриву, а також для захисту берегів водотоків з низькою ерозійною активністю.

Завдяки ворсистій лицьовій поверхні й значній кількості порожнеч (більше 90%) Макмат-L акумулює на собі часточки ґрунту й перешкоджає ерозії поверхневого шару ґрунту. Акумуляція часток ґрунту сприяє проростанню трави крізь пористу структуру Макмата, що надає укріпленому укосу природний вид. Матеріал може використовуватись в комбінації з іншими конструкціями й матеріалами (габіонами, матрацами Рено, матрацами Геомак, біополотнами Біомат). Застосування полотна Біомат (кокосовий або кокосово - солом'яний мат) забезпечує мінімальні втрати ґрунтового покриву й максимально швидке відновлення рослинності. Основними властивостями матеріалу Макмат-L є:

- можливість використання покриття на значних по площі ділянках;
- матеріал може бути покладено на поверхню будь-якого горизонтального або похилого (до 65°) профілю;
- можливість багаторазового використання;
- простота укладання.

Практика показує, що найбільш успішним є застосування матеріалу Макмат-L для захисту укосів, що піддавалися прямому впливу дощу й зливових потоків. У цьому випадку матеріал Макмат-L перешкоджає змиванню верхнього шару ґрунту до того часу, як на ньому буде відновлено рослинний покрив.

Рулонний матеріал Макмат-R – це тривимірна панель із волокон поліпропілену, армована сіткою подвійного крутіння. Він являє собою ворсистий коврик з поліпропіленових ниток діаметром 0,65 мм. Сітка подвійного крутіння, що застосовується для додаткового армування, виробляється із дроту із щільним цинковим покриттям і додатковим ПВХ-покриттям. Сітка виробляється відповідно до ГОСТ Р 51285-93.

Макмат- R використовується головним чином для захисту укосів від ерозійних процесів і відновлення родючого шару й рослинного покриву, а також захисту берегів водотоків з низькою ерозійною активністю. Завдяки ворсистій лицьовій поверхні й значній кількості порожнеч (більше 90%) Макмат-R акумулює на

собі часточки ґрунту й перешкоджає ерозії поверхневого шару ґрунту. Акумуляція часток ґрунту сприяє проростанню трави крізь нього, що надає укріпленому укосу природний вид. Матеріал може використовуватись в комбінації з іншими конструкціями й матеріалами (габіонами, матрацами Рено, матрацами Геомак, біополотнами Біомат). Застосування полотна Біомат (кокосовий або кокосово - солом'яний мат) забезпечує мінімальні втрати ґрунтового покриву й максимально швидке відновлення рослинності.

Основними властивостями Макмат-Р є:

- високий опір напругам на зсув, у тому числі й у воді;
- можливість використання покриття на значних по площі ділянках;
- матеріал може бути покладений на поверхню кожного (горизонтального, вертикального або похилого) профілю;
- можливість багаторазового використання;
- легкість укладання.

Практика показує, що найбільш вдалим рішенням є застосування матеріалу Макмат-Р для захисту укосів, що піддаються прямому впливу дощу й зливових потоків. У цьому випадку матеріал Макмат-Р перешкоджає змиванню верхнього шару ґрунту до того часу, як на ньому буде відновлено рослинний покрив.

1.3. Аналіз існуючих методів дослідження напружено-деформованого стану гірських порід зсувонебезпечного схилу

Процеси, що викликають зсуви, можуть бути встановлені і визначені із застосуванням різних методів. Ґрунтові характеристики можливо визначити рекогносцировкою місцевості, обстеженням ділянок або методами підземних розробок [5-7].

Геоморфологічні зміни встановлюють за даними обстежень ґрунтів, геологічним картам, розшифровкою даних аерофотозйомки або дистанційним зондуванням. Фізичні зміни визначаються за допомогою сейсмографів, датчиків переміщень, сенсорами температури, вимірниками потоків або п'єзометрами.

На початковому етапі ідентифікації зсувів використовується техніка рекогносцировки місцевості. Топографічні карти містять докладні дані ґрунтових контурів. Істотні зміни ґрунтових умов можуть бути встановлені шляхом вивчення топографічних карт. Широкого поширення набули геологічні карти різних масштабів, що дозволяють встановити геологічні особливості фундаментів ґрунтів. Кліматологічні дані і архівні відомості спостереження за зсувонебезпечним регіоном можуть забезпечити відповідні дані про руйнування під час значних опадів.

Польове обстеження є завершуючим етапом в рекогносцировці місцевості. Головною метою польових обстежень є оновлення раніше отриманих даних, встановлення критеріїв подальших підземних спостережень і фіксація розмірів або інших проявів зсувів.

Дослідження динаміки зсувів пов'язано з вивченням напруженого стану порід зсувонебезпечного схилу. Характер розподілу напруги в масивах гірських порід повинен враховуватись при характеристиці їх деформаційних властивостей. В даний час встановлено, що взаємовідношення напруги і зсувів залежить від реологічних властивостей гірських порід. Серед зарубіжних досліджень великий інтерес представляють роботи Н. Хаста (Швеція), А. Шайдеггера (США), А. Скеїптона (Англія), Л. Мюллера (Німеччина), П.М. Панюкова, Р.С. Золотарева, Р.І. Тер-Степаняна, В.Д. Ломтадзе (Росія).

Польові методи дослідження напруженого стану гірських порід В.Д. Ломтадзе пропонує розділяти на структурно-геологічні, геофізичні та методи безпосередніх вимірювань. За структурно-тектонічними умовами можна отримати уявлення про зростання величини напруги в гірських породах. Геофізичні методи, засновані на вивченні змін різних фізичних параметрів залежно від напруженого стану, дають непрямі показники про орієнтування напруги і її величину.

Метод повторної зйомки є непрямим методом вивчення напружено-деформованого стану гірських порід на зсувонебезпечному схилі. Характер і тип зсувних тріщин дозволяє визначити розвиток різного роду напруги – стискування, розтягування і зрушення.

Геофізичні методи вивчення напружено-деформованого стану гірських порід, що складають зсувонебезпечні схили, останнім

часом все частіше починають застосовуватись при режимних стаціонарних дослідженнях. Слід зазначити, що геофізичні методи порівняно давно застосовуються в інженерній геології і гідрогеології для дослідження зсувів, напруженого стану порід, а також динаміки зсувного процесу

Електророзвідувальні методи засновані на залежності електричних властивостей порід від зміни напруженого стану масиву гірських порід. Основними чинниками, що впливають на електропровідність зсувних порід, є склад, структурно-текстурні особливості та вологість. Гідрологічні умови повинні бути стабільними в часі, щоб можна було виявити вплив деформацій на електропровідність.

Використання параметрів анізотропії дозволяє уникнути впливу гідрогеологічного чинника і розглядати величину і напрям великої осі еліпса анізотропії з переважним орієнтуванням тріщинуватості, тобто з розвитком зсувного процесу. При цьому можуть бути два варіанти дослідження: 1) визначення напрямку зсувного процесу і оконтурювання зон стискування і розтягування, 2) режимні спостереження за розвитком зсувного процесу.

У першому випадку за методом двох складових виконують вимірювання через 30° на симетричній установці АМНВ. Результати оформляють у вигляді кругових розгорток:

$$E_\varphi / E_\gamma = f(\varphi), \quad (1.5)$$

де $E_\varphi = \frac{\Delta U_\varphi}{MN_\varphi}$; $E_\gamma = \frac{\Delta U_\gamma}{MN_\gamma}$; E_φ і E_γ – азимутна і радіальна складові напруженості електричного поля; ΔU_φ і ΔU_γ – різниці потенціалів, що виміряні за допомогою об'єднуючих ліній MN_φ і MN_γ ; φ – азимут спостереження.

Величина ступеню анізотропії K і коефіцієнт анізотропії λ визначаються за методикою Н.М. Варламова. Результати вимірювань величини K , середньоарифметичні значення r_k , що отримані на кожній експериментальній ділянці, наносяться на план і будуються карти ізоом і параметра K .

Результати режимних спостережень представлено у вигляді наступних залежностей:

$$\rho_{\text{ка}}/\rho_{\text{кн}} = f(t); \quad K_{\text{а}}/K_{\text{н}} = f(t) \text{ або } \lg(K_{\text{а}}/K_{\text{н}}) = f(t), \quad (1.6)$$

де $\rho_{\text{кн}}$ і $K_{\text{н}}$ – початкові значення вимірюваних параметрів; $\rho_{\text{ка}}$ і $K_{\text{а}}$ – поточні значення параметрів; t – календарний час (дні).

Перевагою розглянутого методу електророзвідки є можливість фіксувати зміни, що відбуваються в породах на стадії підготовки до зсуву, а також виділити найбільш зсувонебезпечні ділянки, що неможливо зробити традиційними методами. Обмеження застосування методу пов'язано з тим, що результати досліджень спотворюються при пересіченому рельєфі земної поверхні за наявності неоднорідних по складу гірських порід.

1.3.1. Методи дослідження інженерно-геологічних властивостей порід, що складають зсувонебезпечний схил

При дослідженнях зсувів особлива увага приділяється гірським породам, що складають зсувонебезпечний схил, властивості яких є найважливішими чинниками утворення зсувів [8].

Останнім часом широко застосовуються польові методи випробування порід. У гірничо-складчастих областях (Крим, Карпати) велика кількість крупноуламчастих включень в обвальних відкладеннях у багатьох випадках виключає застосування звичайних лабораторних методів для вивчення деформаційних властивостей порід. Стандартні лабораторні прилади використовуються для дослідження піщано-глинистого заповнювача, а при випробуваннях гірських порід застосовуються великогабаритні прилади і спеціальні методики.

Випробування на зрушення роздавлуванням.

Метод заснований на роздавлуванні вертикальним навантаженням призми гірських порід із стороною, що перевищує найбільший розмір включень у декілька разів. На призму встановлюється штамп такого ж розміру за площею, сполучений по центру з домкратом і відповідним динамометром. Домкрат кріпиться до горизонтальної рами, закріпленої спіральною бурою або палями. Тиск передається рівномірно по 0,25 т з витримкою на

кожному ступені навантаження протягом 20 хв. Максимальний тиск, під час якого відбувається руйнування призми, береться за величину руйнівного навантаження.

Питомий опір зрушенню τ визначають по формулі:

$$\tau = \frac{P}{2F}, \quad (1.7)$$

де P – руйнівний тиск, кгс; F – площа штамп, см².

Випробування методом випирання.

Метод заснований на випиранні призматичного блоку породи під дією горизонтального навантаження, прикладеного до його бічної вертикальної стінки, відокремленої від масиву прямокутною виїмкою і прорізами. Розмір вертикального ступеню 0,35-0,5 м, ширина призми 1,0-1,5 м. Висота стінки призми повинна не менше, чим в 5 разів перевищувати розмір найбільш крупних включень. Висота масиву 0,8-1,0 м. Ширина прорізів, заповнених перем'ятим ґрунтом, 0,05-0,1 м.

Після проходки шурфу і підготовки призми вертикально (по схилу) встановлюються нерухома і рухома стінки, між якими горизонтально встановлюються домкрати з динамометрами. Горизонтальний тиск передається до тих пір, поки не відбудеться зрушення. Цей момент відповідає зрушуючому зусиллю Q_{\max} . Далі випробування триває до випирання призми по поверхні ковзання на величину 0,08-0,1 ширини призми, після чого фіксується зусилля Q_{\min} .

Після закінчення випробувань оголюється поверхня ковзання, в трьох площастях заміряються її координати і обчислюються середні значення. У разі, коли координати поверхні ковзання не вдається заміряти, її форма приймається як круглоциліндрична. На міліметровці у вибраному масштабі будується перетин зрушеної призми, який розбивається на ряд блоків залежно від розмірів і форми поверхні ковзання.

Масу блоків g обчислюють за формулою:

$$g = \frac{\gamma_0 \cdot f}{1000}, \quad (1.8)$$

де γ_0 – середня щільність породи, кг/см³; f – площа блоку, см².

Умова граничної рівноваги має наступний вигляд:

$$\frac{P}{G} \sum_1^n g_n \cdot \cos \alpha_n - \sum_1^n g_n \cdot \sin \alpha_n = \operatorname{tg} \varphi \left(\frac{P}{G} \sum_1^n g_n \cdot \sin \alpha_n + \sum_1^n g_n \cdot \cos \alpha_n \right) + C \sum_1^n l_n, \quad (1.9)$$

де P – зусилля зрушення, віднесене до даного блоку, дорівнює $\frac{Q_{\max} \cdot 1\text{см}}{S}$; S – ширина призми; $G = g_1 + g_2 + \dots + g_n$; $\operatorname{tg} \varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя; C – питома зчеплення; l_n – довжина дуги поверхні ковзання в межах блоку; α – кут нахилу блоку в градусах.

Питома зчеплення визначають за різницею зусиль зрушення P і переміщення P_1 :

$$C = \frac{P - P_1}{\sum_1^n l_n}, \quad (1.10)$$

де $P_1 = \frac{Q_{\min} \cdot 1\text{см}}{S}$.

Шляхом підстановки знайденого значення C в рівняння рівноваги знаходять $\operatorname{tg} \varphi$.

Випробування методом обвалення целіків порід.

Метод засновано на послідовному обваленні декількох целіків породи вертикально прикладеним навантаженням. Целіками є призми з відношенням підстави призми до висоти не менше 1,5. Зазвичай застосовуються розміри призми 0,4x0,4x0,8 м.

На призму встановлюють штамп, потім домкрат, що упирається в горизонтальну раму. Обвалення кожної призми проводять з фіксацією руйнівного навантаження. Після обвалення призми оголюється поверхня ковзання, координується і будується крива, призма розбивається на блоки і складається рівняння рівноваги.

Для виделених перетинів першої і другої призм обвалення рівняння рівноваги мають наступний вигляд:

$$\sum_1^n T_{n_1} = \operatorname{tg}\varphi \sum_1^n N_{n_1} + \sum_1^n T_{n_1};$$

$$\sum_1^m T_{m_2} = \operatorname{tg}\varphi \sum_1^m N_{m_2} + \sum_1^m T_{m_2},$$
(1.11)

де n_1 і m_2 – відповідно число відсіків в 1-ій і 2-ій призмах обвалення; $\operatorname{tg}\varphi$ – коефіцієнт внутрішнього тертя.

Після підстановки зусиль умови граничної рівноваги, що діють при обваленні, кожною з призм представлено наступними рівняннями:

$$A_{n_1} = \operatorname{tg}\varphi \cdot B_{n_1} + C \cdot F_1;$$

$$A_{m_2} = \operatorname{tg}\varphi \cdot B_{m_2} + C \cdot F_2,$$
(1.12)

де $A_{n_1} = \sum_1^n T_{n_1} = (P_1^1 + g_1^1) \cdot \sin \alpha_1^1 + \dots + (P_{n_1}^1 + g_{n_1}^1) \cdot \sin \alpha_{n_1}^1;$

$B_{n_1} = \sum_1^n N_{n_1} = (P_1^1 + g_1^1) \cdot \cos \alpha_1^1 + \dots + (P_{n_1}^1 + g_{n_1}^1) \cdot \cos \alpha_{n_1}^1;$ F_1 і F_2 – площі поверхонь ковзання першого і другого целіків; $P_{n_1}^1$ – вертикальний тиск на кожен відсік; $g_{n_1}^1$ – маса кожного відсіку.

Розв'язуючи систему двох рівнянь, представлених умовами граничної рівноваги кожного обвалення циклу, отримують показники зрушення C і φ .

Вивчення геологічних властивостей порід представляє великий інтерес для оцінки стійкості схилу і прогнозування зсувного процесу. Напружено-деформований стан порід, залучених в зсувний процес, міняється під тривалою дією напруги. Основними показниками механічних властивостей порід є значення деформаційних характеристик. Дані лабораторних досліджень реологічних властивостей порід екстраполюються на терміни, що у багато разів перевищують тривалість випробувань. У зв'язку з цим потрібна ретельна підготовка до випробувань і обробка отриманих даних.

2. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ТА ПРОГНОЗУВАННЮ ВИНИКНЕННЯ ҐРУНТОВИХ ЗСУВІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

2.1. Математична модель прогнозування виникнення ґрунтових зсувів

Ґрунтові зсуви – один з найпоширеніших екзогенних геологічних процесів, що приносять значний збиток народному господарству. Успіх боротьби з зсувами багато в чому визначається рівнем знань про природу зсувів, механізмом їх розвитку, достовірністю прогножуючих висновків.

Детальне вивчення геологічної структури зсувонебезпечної зони є особливо важливим і необхідним етапом вивчення механізму і кінематики зсувного процесу, що викликає необхідність проведення геолого-розвідувальних робіт, головним чином бурових і геофізичних [8].

Гідрологічні чинники можуть робити істотний вплив на хід розвитку зсувних процесів. Дії цих чинників бувають силовими (фільтраційний тиск, підвищення маси порід при зволоженні) і знижуючими міцність порід за рахунок підвищення природної вологості, дифузійного вилуговування, суфозії.

Ґрунтові зсуви можуть виникнути в період тривалих сезонних дощів, коли товщі пористих порід осадкового походження, розташовані на щільніших породах, повністю насичаються вологою. Це призводить до збільшення їх ваги і зменшення дотичної напруги на межі їх зіткнення з підстилаючими осадковими породами, що мають малий коефіцієнт фільтрації, або з корінними породами магматичного походження кут нахилу поверхні яких до горизонту достатньо великий.

Для прогнозування виникнення ґрунтового зсуву необхідно мати інформацію про геологічний розріз і рельєф місцевості в цілях виявлення місцезнаходження найбільш небезпечних ділянок з критичними кутами нахилу поверхні підстилаючих порід.

Таким чином, завдання розпізнавання зсуву зводиться до розв'язання рівняння вологопереносу з відповідними граничними умовами на поверхні ґрунту і на межі контакту досліджуваної

товщі осадкових порід з підстилаючою породою, що може бути або корінною, або щільною осадкового походження з малим коефіцієнтом фільтрації. Якщо товща гірських порід передбачуваного зсуву складається з декількох шарів різних типів, на межах їх зіткнення повинні виконуватись наступні умови:

- а) рівність потоків вологи;
- б) умови сполучення вологості гірських порід.

В роботі розглянемо найбільш спрощений усереднений варіант, коли поверхні ґрунту і підстилаючих порід паралельні (рис. 2.1).

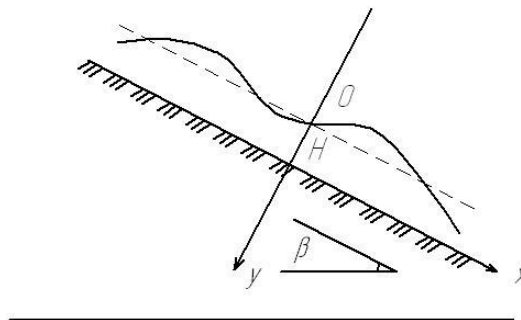


Рис. 2.1. Схема до розрахунку

На рис. 2.1 пунктирною лінією нанесено середнє положення вільної поверхні ґрунту. Початок координат розташуємо на поверхні ґрунту. Вісь y направимо вниз. Рівняння вологопереносу для різних метеоумов наведені в [11].

При відсутності на поверхні ґрунту дощового потоку процес вологопереносу в ґрунті описується рівнянням:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \left\langle \cos \beta \left\{ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} - \frac{K(\theta)}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^{n-1} \left[(\theta - \theta_{gl}) + ny \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] \right\} \right\rangle - s(y, t), \quad (2.1)$$

де θ – об'ємна вологість ґрунту; β – кут нахилу поверхні ґрунту до горизонту; θ_{gl} – характерна вологість ґрунту на глибині після повного гравітаційного стікання; $D(\theta)$ і $K(\theta)$ – відповідно коефіцієнт дифузії вологості в ґрунті і коефіцієнт гідравлічної

провідності; $s(y,t)$ – зміна об'ємної вологості в ґрунті в одиницю часу за рахунок поглинання води корінням рослин.

Рівняння (2.1) задовольняє наступним граничним умовам:

а) рівності потоків вологи через поверхню ґрунту при $y = 0$:

$$\cos \beta \left\{ -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} + K(\theta) \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^P \right\}_{y=0} = q; \quad (2.2)$$

б) умові сполучення вологості порід при $y=H$:

$$\theta(H, t) = \frac{\theta_{\max}}{\theta_{\max}^P} \theta_p(H, t); \quad (2.3)$$

в) умові рівності потоків вологи при $y = H$:

$$\left\{ -D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} + \frac{K(\theta)}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^{n-1} \left[(\theta - \theta_{gl}) + nH \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] \right\}_{y=H} =$$

$$\left\{ -D_p(\theta) \frac{\partial \theta_p}{\partial y} + \frac{K_p(\theta)}{\theta_{\max}^P - \theta_{gl}^P} \times \right. \quad (2.4)$$

$$\left. \times \left(\frac{\theta_p - \theta_{gl}^P}{\theta_{\max}^P - \theta_{gl}^P} \right)^{n-1} \left[(\theta_p - \theta_{gl}^P) + nH \frac{\partial \theta_p}{\partial y} \right] \right\}_{y=H};$$

$$\Gamma) \theta_p(\infty, t) = \theta_{gl}^P \quad (2.5)$$

за початкових умов

$$\theta(y, 0) = \theta_0(y), \theta_p(y, 0) = \theta_{gl}^P, \quad (2.6)$$

де q – інтенсивність випадання опадів.

Індекс P в приведених вище граничних і початкових умовах відноситься до підстилаючої товщі порід. Решта всіх величин має колишній сенс.

Рівняння для підстилаючих порід виглядає аналогічно (2.1), але без члена $s(y,t)$, що враховує поглинання води корінням рослин.

При наявності на поверхні ґрунту дощового потоку завглибшки h рівняння волопереносу в ненасиченому ґрунті має вигляд

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left\langle \cos \beta \left\{ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} - \frac{K(\theta)}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^{n-1} \left[(\theta - \theta_{gl}) + n(h + y) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] \right\} \right\rangle - s(y,t). \quad (2.7)$$

Межа насиченої зони переміщатиметься в глибину ґрунту з швидкістю:

$$v_f = K_f \cos \beta / \theta_{\max}, \quad (2.8)$$

де K_f – усереднений коефіцієнт фільтрації ґрунту, що враховує неоднорідність складу порід.

Заміною змінних $Y = y - v_f t$ рівняння (2.1) можна привести до вигляду, зручного для чисельної інтеграції:

$$\frac{\partial \theta}{\partial t} = v_f \frac{\partial \theta}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial y} \left\langle \cos \beta \left\{ D(\theta) \frac{\partial \theta}{\partial y} - \frac{K(\theta)}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^{n-1} \times \right. \right. \\ \left. \left. \times \left[(\theta - \theta_{gl}) + n(Y + v_f t) \frac{\partial \theta}{\partial y} \right] \right\} \right\rangle - s(y,t). \quad (2.9)$$

На рухомій межі насиченої зони при $y = v_f t$ має місце наступна гранична умова:

$$\theta(v_f t, t) = \theta_{\max}. \quad (2.10)$$

Після переходу до нової незалежної змінної Y умову (2.10) прийме вигляд

$$\theta(0,t) = \theta_{\max}. \quad (2.11)$$

Граничні умови на поверхні зіткнення з підстилаючою товщею порід залишаються без змін, але беруться в точці $Y = H - v_f t$.

Якщо підстилаючі породи водонепроникні, то при $Y=H$ виконується умова рівності нулю потоку вологи:

$$\cos\beta \left\{ -D(\theta) \frac{\partial\theta}{\partial y} + \frac{K(\theta)}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \left(\frac{\theta - \theta_{gl}}{\theta_{\max} - \theta_{gl}} \right)^{n-1} \left[(\theta - \theta_{gl}) + n(h+y) \frac{\partial\theta}{\partial y} \right] \right\}_{y=H} = 0. \quad (2.12)$$

При вирішенні приведених вище рівнянь вологопереносу (2.1) - (2.12) можна визначити проміжок часу, за який досліджувана на появу зсуву товща гірських порід досягне повного насичення вологою при різних інтенсивностях випадання опадів.

Поява зсуву можлива і в кінці весняного періоду таяння снігу за умови, що перед початком формування сніжного покриву, тобто при випаданні першого снігу, ґрунт знаходився в мерзломому стані і не був повністю насичен вологою, що дає можливість талій воді проникнути через мерзлий прошарок ґрунту всередину землі.

Критерій можливого розриву одноманітності порід і їх зриву з підстилаючих порід може бути записаний таким чином:

$$\alpha_{\min} = \arctg k_f, \quad (2.13)$$

де α_{\min} – мінімальний кут нахилу поверхні підстилаючої товщі порід до горизонту, при якому можливий зрив повністю насиченою вологою породи з схилу; k_f – коефіцієнт тертя ковзання, що визначається експериментальним шляхом.

Дана математична модель, що описує можливість появи ґрунтових зсувів, не охоплює всі можливі варіанти, а є лише першим її наближенням.

Істотну роль в процесі формування ґрунтового зсуву може грати коренева система крупних дерев, розташованих на території можливого прояву зсуву, за умови, що підстилаючий шар є

породою осадкового походження, наприклад, щільною глиною. Коріння дерев може проникати на достатньо велику глибину і перетинати межу контакту досліджуваної на зсув товщі порід з підстилаючою породою, що сприяє зміцненню зв'язку між ними і перешкоджає виникненню зсуву.

Якщо підстилаюча порода має магматичне походження (наприклад, граніти, базальти і тому подібне), то роль кореневої системи рослин зводиться лише до збільшення загальної ваги зсуву. До складу порід такого зсуву, окрім порід осадкового походження, можуть входити уламки підстилаючих порід, що вивітрилися в процесі денудації. При розрахунку вологопереносу в таких ґрунтах користуються усередненими коефіцієнтами дифузії вологи $D_a \cup(\theta)$ і коефіцієнтами гідравлічної провідності $K_a \cup(\theta)$.

2.2. Особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах

У гірському масиві ґрунт знаходиться у складному напруженому стані. Для розуміння суті складних процесів і одержання необхідної інформації доцільно дослідити його фізичні властивості по можливості більш в загальній формі, тобто охарактеризувати ґрунт як матеріал, втілений в реальну конструкцію земляної споруди. Приймавши за основу такий підхід, розглянемо особливості напруженого стану тіла і основи земляного полотна вздовж потенціальної поверхні ковзання (рис. 2.2). Це також зумовлено тим, що опір будь-якого матеріалу (в тому числі і ґрунту) є функцією напруженого стану із нескінченного числа факторів, що прямо чи побічно впливають на закономірності деформування і міцність ґрунту в зоні поверхні ковзання. Характер напруженого стану є головним фактором процесів, що вивчається.

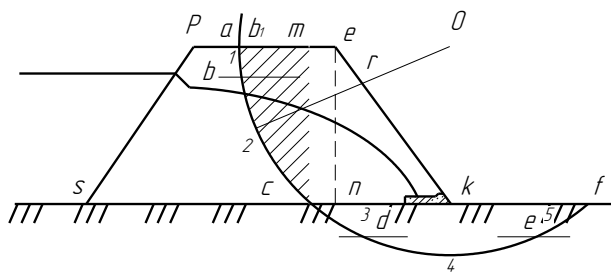


Рис. 2.2. Поділ тіла і основи земляного полотна на зони (пояси) в залежності від напруженого стану вздовж потенціальної поверхні зсуву: 1 – розтягнення;

2 – зсув при наявності незначних напружень стиснення; 3 – зсув при значному вертикальному стисненні; 4 – простий зсув; 5 – зсув при домінуючому горизонтальному стисненні

Зміна напруженого стану споруди або основи веде до його деформації, що проявляється в зміні об'єму (стиснення – розтягнення) і форми (зсув). В реальних умовах частіше відбуваються деформації, при яких одночасно змінюється і об'єм, і форма тіла. При цьому деформації можуть мати як пружний (оборотний), так і пластичний (необоротний) характер. На нього істотно впливають особливості напруженого стану ґрунту в тій чи іншій частині споруди. В зв'язку з цим виникає думка про розподіл потенціально нестійкої частини споруди і її основи (див. рис. 2.2) на пояси чи зони, в яких переважає той чи інший вид напруженого стану. Відзначимо, що такий прийом поширений при вивченні умов роботи усіх інженерних споруд і їх конструктивних елементів (балки, плити, ферми і т. п.). Правомірність такого підходу очевидна, стверджена усією проектною і конструкторською практикою. Крім цього, при порівнянні результатів теоретичних розрахунків з міцності з експериментальними даними зазначено, що для кожної гіпотези є область напруженого стану, в якій теорія найбільш співпадає з експериментальними даними [13].

В залежності від переважаючого того чи іншого виду напруження в ґрунті можливі такі типи руйнувань: при розтягненні — розрив, зсув, розрив із зсувом; при стисненні — зсув, поздовжній розрив, зсув з поздовжнім розривом [12]. Як уже зазначалось, ґрунт в масиві знаходиться в складному напруженому стані. Для поділу масиву на пояси чи зони в залежності від виду напруженого і деформованого стану необхідно мати кількісні критерії, які в достатній мірі відбивали б стан ґрунту в тій чи іншій частині споруди. Так як в механіці ґрунту напружено-деформований стан прийнято характеризувати на основі теорії міцності О. Мора головними напруженнями $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ чи головними здовженнями $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$, слід вважати доцільним і класифікацію видів напруженого стану відбити цими ж показниками. Останнє найкраще здійснити, використовуючи пропозицію В. М. Розенберга і Г. А. Смирнова-Аляєва [16], що запропонували графічну інтерпретацію залежності характеристик

напруженого стану від головних напружень (рис. 2.3, а) і від головних здовжень (рис. 2.3, б). Ці пропозиції ґрунтуються на таких графічних побудовах.

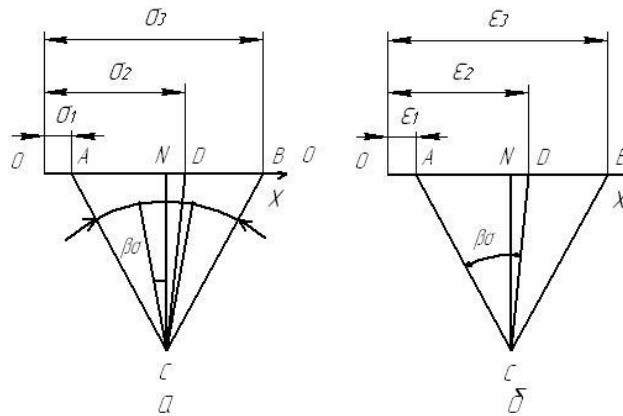


Рис. 2.3. Графічна інтерпретація характеристик за В. М. Розенбергом: а – напруженого; б – деформованого стану

Прийнявши точку 0 (див. рис. 2.3, а) за початок відліку, на осі OX в заданому масштабі відкладаються значення головних напружень $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$. На відрізку AB , довжина якого дорівнює максимальній різниці головних напружень σ_1 і σ_3 , як на основі, будують рівносторонній трикутник ABC . Якщо точку D , яка ділить відрізок AB в співвідношенні $\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_3 - \sigma_1}$, з'єднати з вершиною трикутника, довжина відрізка CD буде дорівнювати інтенсивності напружень σ_i

$$\sigma_i = \frac{\sqrt{2}}{2} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}. \quad (2.14)$$

Вид напруженого стану можна знайти за допомогою кута β_σ і параметра Лодє-Надаї μ_σ , який визначається як співвідношення довжини відрізка ND до довжини відрізка NB :

$$\mu_\sigma = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}. \quad (2.15)$$

Між параметром μ_σ і кутом β_σ існує залежність виду

$$\mu_{\sigma} = \frac{\operatorname{tg}(\beta_{\sigma} - 30^{\circ})}{\operatorname{tg}30^{\circ}}. \quad (2.16)$$

На рис. 2.3, б показана аналогічна побудова графічної інтерпретації залежності характеристик деформованого стану від головних уздовжень.

На думку Г.А. Смирнова-Аляєва, напружено-деформований стан можна привести трьома основними видами:

1) розтягненням, якщо середнє головне напруження σ_0 , що характеризує собою рівнісне розтягування-стиснення і тільки за зміною об'єму біля точки точно чи приблизно дорівнює найменшому значенню з урахуванням знаку головного напруження ($0 < \beta < 15^{\circ}$)

$$\sigma_0 \equiv \sigma_{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_x}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}. \quad (2.17)$$

2) зсувом, якщо σ_0 точно чи приблизно дорівнює половині суми двох головних напружень $|0 < \beta < 45^{\circ}|$;

3) стисненням, якщо σ_0 дорівнює максимальному з розрахунком знака головного напруження $|45^{\circ} < \beta < 60^{\circ}|$, тобто:

$$\sigma_0 = \sigma_{\max} = \sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}. \quad (2.18)$$

Поділ можливих деформованих станів на три основні види зробило можливим апроксимувати умови пластичності $\sigma_i = \text{const}$ групою лінійних виразів відносно головних компонентів тензора [12]:

$$\sigma_i = \sigma_1 - \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \text{ при } 0 < \beta < 15^{\circ} \text{ (розтягнення);}$$

$$\sigma_i = \sqrt{3} \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \text{ при } 15^{\circ} < \beta < 45^{\circ} \text{ (зсув);}$$

$$\sigma_i = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \sigma_2 \text{ при } 45^{\circ} < \beta < 60^{\circ} \text{ (стиснення).}$$

Здавалося б, що використовуючи наведені вище залежності, буде неважко виявити характер напруженого стану ґрунту в тій чи іншій частині земляної споруди. Проте, торкаючись області

потенціальної поверхні ковзання, треба мати на увазі, що на неї істотний вплив робить кінематична картина руху ґрунту, що зсувається. Це видно з розгляду умов формування напруженого стану у верхній частині ґрунту на укосі чи гребні.

При втраті рівноваги можливі дві основні кінематичні схеми руху ґрунту:

- обертання відносно одного або декількох уявних центрів;
- зсування вздовж поверхні (горизонтальної, вертикальної, під деяким кутом до горизонту).

В природних умовах дуже часто має місце комбінована (із цих двох схем) кінематична картина руху. Наприклад, при повному руйнуванні споруди на слабких основах спочатку здійснюється руйнування ґрунту в місцях, де співвідношення між зсуваючими і нормальними напруженнями перевищують критичні значення, а також нерівномірна деформація основи у вигляді сплющення. Внаслідок цього виникають несприятливі сполучення двох обставин. З однієї сторони, основа з різною несучою здатністю, що обумовлена локальним руйнуванням ґрунту, і з другої сторони, ексцентрично прикладеним навантаженням. Таке сполучення створює передумови виникнення обертового руху. Звичайно цей різновид руху характерний для блоків, що прилягають до нерухомого масиву. Блоки, що лежать нижче, приходять у рух вздовж горизонтальної площини під впливом верхнього блока, який має тенденцію до обертового руху.

Обертовий рух зковзуючого масиву передбачає розвиток деформацій зсувного характеру на окремих ділянках поверхні ковзання в умовах дії вертикальних або горизонтальних стискуючих напружень. На вертикальних або які мають слабо виражений нахил від вертикалі ділянках поверхні ґрунт відчуває, головним чином, зсувні зусилля. Приблизний поділ круглоциліндричної поверхні на ділянки з урахуванням особливостей напруженого стану приведено на рис. 2.2.

Прирощування зусиль, діючих в горизонтальному напрямі (по ходу оберту масиву) в межах елементарних об'ємів, що належать ділянкам *cd*, *de* і *ef*, пояснюється дією навантажень на основу, тобто вагою споруди. Внаслідок чого у ґрунті основи, як показав Ж. Буссинеск, виникають допоміжні зусилля, спрямовані вертикально і горизонтально.

Аналіз питомих навантажень над тією чи іншою ділянкою показує, що найбільше значення його припадає на *cd* і *de*. Особливо істотних навантажень зазнає ділянка *cd*. Цим двом ділянкам належить вирішальна роль у забезпеченні стійкості укисної споруди в цілому.

Розвитку деформацій під спорудою буде активно перешкоджати деяка область ґрунту основи в межах відсіка *efk*. Внаслідок цього ґрунт на ділянці поверхні *ef* синхронно із збільшенням навантажень буде відчувати нагромаджуючі стискальні зусилля, які будуть діяти як у вертикальному, так і в горизонтальному напрямках. Враховуючи затухаючий характер цих зусиль по мірі віддалення від споруди, можна припустити, що вони не можуть привести до руйнування ґрунту вздовж ділянки поверхні *ef*. Більш логічним буде передбачення, що зсувний характер деформацій на цій ділянці зумовлений тими об'ємними силами, що викликані вагою споруди в межах об'єму основи *cdefkmc* і не урівноважуються від міцності ґрунту. Відзначимо, що на ділянці *cd* (див. рис. 2.2) вага споруди викликає вертикальні стискальні напруження, а на ділянці *ef* — горизонтальні. Ґрунт перехідної ділянки *de* знаходиться в умовах так званого чистого зсуву.

Особливої уваги заслуговує ділянка потенціальної поверхні ковзання в тілі земляної споруди. Справа в тому, що поки ще відсутні комплексні дослідження механізму втрати стійкості споруд, в яких нарівні з висвітленням питання умов праці ґрунту в тій чи іншій області зсувного масиву, аналізувався б напружено-деформований стан ґрунту вздовж можливої поверхні ковзання. Тому у науково-технічній літературі нерідко можна зустріти тлумачення механізму втрати стійкості (природно, в межах діючих моделей), що повною мірою не відповідають дійсності. Як приклад можна послатися на роботу Р.Р. Чугаєва, в якій описаний механізм втрати стійкості зсувного ґрунту в межах моделі відсіку, що затвердив, поділеного на ряд фрагментів.

Із цього виходить, що коли діяти відповідно з моделлю відсіку, то з одного боку тангенціальні складові ваги ґрунту в об'ємні фігури *abctb₁a*, що є активним силовим фактором, прагне вивести із рівноваги укис і його основу, а з другого — цьому перешкоджає, головним чином, вага земляної споруди і ґрунту основи, яка розміщена вище поверхні ковзання на ділянці *cd*, *de* і *ef* (див. рис. 2.2). Останнє, як було показано вище, не зовсім

відповідає реальним умовам. Підкреслимо, що ці ділянки (особливо *cd*, як одна з найбільш навантажених) являються найбільш нестійкими. Так як саме тут в межах деякого об'єму ґрунту основи, розташованого на цих ділянках, під дією ваги споруди зароджуються зусилля, які врешті рещт можуть привести до деформацій ґрунту основи у вигляді бокового переміщення або випору. Цілком очевидно, що при цьому частина укосу, розташована на деформованій основі, буде переміщуватись разом із ним, тим чи іншим чином повторить його траєкторію руху. Розглядаючи кінематичну картину руху зсувного масиву у вигляді обертання відносно якогось центра і прийнявши до уваги наявність у ґрунті так званого тиску зв'язності, можна припустити, що в цей рух буде залучено деякий об'єм ґрунту, який прилягає до вертикальної поверхні *st* (на рис. 2.2 він заштрихований).

Граничне положення поверхні зсуву в тілі незначної по висоті насипної споруди із зв'язного ґрунту являє собою вертикаль *st*. Вертикальність стінок рухомої і нерухомої частин забезпечується наявністю в ґрунті сил зчеплення. Приблизну глибину тріщини можна знайти із виразу $h_p = \frac{2c}{\gamma}$. Звичайно такі форми деформацій можна спостерігати при будівництві земляних споруд на мулистих основах.

У випадку, коли висота споруди значна, форма поверхні зсуву в межах насипної частини набуде більш складного вигляду. На формування його істотний вплив мають висота і фізико-механічні властивості ґрунту споруди (особливо величина питомого зчеплення), а також несуча здатність основи. З'ясуємо вплив цих факторів на форму поверхні ковзання. З цією метою уявно розділимо вертикальною площиною *st* тіло споруди на дві частини: так звану укісну *mlknc* і базову *rabcs* (рис. 2.2) і розглянемо їх стійкість окремо і у взаємному зв'язку.

При значній висоті споруди (навіть у випадку досить міцної основи) вертикальність кожної із частин не може бути забезпечена тільки лише за рахунок сил зчеплення. Під дією ваги ґрунту неминуче повинно відбутись обвалення. В дійсності воно так і буває, проте тільки з ґрунтом базової частини. Укісна ж частина, намагаючись повторити траєкторію руху основи, навалюється і опирається на базову, притискуючи при цьому деякий об'єм ґрунту

(поміж вертикаллю st і поверхнею ковзання abc) до нерухомої частини, не даючи йому вільно переміщатися. Таким чином, укїсна частина є своєрідною стїнкою відносно до деякого об'єму ґрунту базової частини.

Проте ця так звана підпора і сама має схильність до обертового руху при деформації основи. У випадку значних зсувів основи, а значить і укїсної частини, виникає можливість відриву і в майбутньому ковзання деякого об'єму ґрунту. Такій деформації будуть перешкоджати утримуючі сили, які розвиваються по деякій поверхні abc . Із цього виходить, що стійкість споруди залежить не тільки від несучої здатності основи, а і від матеріалу земляного полотна. На практиці будівництва земляних споруд остання обставина звичайно і використовується. Так, з метою підвищення стійкості споруди відсипаний ґрунт повинен задовольняти певним вимогам і мати відповідну щільність, яка, як правило, забезпечується його ущільненням. Поряд з цим були спроби армування ґрунту споруд різними матеріалами (метал, полімери). Наприклад, в 1967—1971 рр. у Франції була побудована земляна гребля на дуже слабкій мулистій основі, для підвищення стійкості якої тіло було армоване залізними прутами.

Одним із засобів стабілізації природних схилів являється занурення в їх тіло металевих, залізобетонних або дерев'яних паль [10], а також утворення так званої шпонки (шляхом ін'єкції цементного розчину в область можливої поверхні ковзання).

Згадані міркування дозволяють зробити висновок, що при аналізі ступеню стійкості споруди тіло і основу слід розглядати «в комплексі».

Торкаючись впливу міцності тіла споруди на його стійкість, необхідно мати на увазі, що надійність, довговічність і стійкість споруди можна забезпечити за рахунок його міцності на будь-якій основі. Приклад тому будівництво так званих плавучих споруд навіть на воді.

Розглядаючи експериментальні типи руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву, відзначимо, що руйнування у вигляді розриву хоч і має місце, проте тільки в локальній області (наприклад, в зоні дії розтягуючих напружень). До того ж при втраті стійкості і в цій зоні буде переміщення однієї частини ґрунту відносно другої. Переважаючим типом руйнування являється зсув (зріз). В цьому випадку замість, теорії максимальних дотичних

напружень (лону) краще використовувати енергетичну теорію Мізеса-Генки.

2.3. Кінетика руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву

Тріщина або поверхня ковзання в масиві ґрунту викликає особливий інтерес при оцінці ступеню стійкості споруди і насамперед на першому етапі, тобто при складанні розрахункової моделі (схеми споруди).

Користуючись терміном «поверхня ковзання», маємо на увазі деяку товщу (зону), в межах якої під дією зусиль зароджуються і розвиваються у ґрунті площадки ковзання, трансформуючись далі в область локального зсуву. Межі цієї області, в залежності від інтенсивності збільшення (або зменшення) масиву ґрунту, можуть повільно (а інколи і миттєво) розширюватись. Якщо масив ґрунту досяг критичного значення заданих умов, то можливе переміщення однієї частини масиву відносно іншої і виникнення в масиві ґрунту так званих магістральних тріщин або поверхні ковзання.

У фізичній теорії міцності твердих тіл, запропонованій А. Гріффітсом, руйнування розглядається як результат виникнення мікротріщин під дією напружень. При зародженні тріщини та її розвитку здійснюється перерозподіл напружень у перерізі конструкції. При цьому у деякій частині ґрунтового матеріалу над і під тріщиною проходить розвантаження, внаслідок чого потенціальна енергія пружної деформації зменшується. Одночасно зростає поверхнева енергія внаслідок утворення додаткових поверхонь розриву, тобто стінок тріщини. Розвиток тріщини і руйнування, що настає за цим, обумовлено надлишком потенціальної енергії пружної деформації над поверхневою енергією міцності. Це можливо в тому випадку, коли збільшення першої проходить інтенсивніше, ніж другої; із наведеного випливає, що критичною умовою повинно бути рівняння цих змін енергії, що можна записати залежністю [7,12]:

$$\sigma_R = f(\sigma_{\hat{i}\hat{a}}, E, \alpha_1, \dots, \alpha_n), \quad (2.19)$$

де σ_R – граничне руйнуюче напруження; $\sigma_{\hat{i}\hat{a}}$ – поверхнєве напруження ґрунтового матеріалу; E – модуль пружності; α_1 – інші

параметри (початковий розмір тріщини, коефіцієнт Пуансона, тощо).

У наукових та інженерних колах широке визнання одержала теорія міцності, запропонована А. Гріффітсом. У механіці ґрунтів використовується теорія міцності, розроблена Ш. Кулоном, а потім розвинута і доповнена У. Ренкіним та О. Мором. Пропонується використовувати енергетичний підхід А. Гріффітса і для вивчення гірських порід [14]. Підстав для використання даної теорії міцності при оцінці стійкості основ та споруд дорожнього полотна поки що недосить, проте її головні положення можуть бути корисними при вивченні природи процесу, що розглядається.

Оперуючи терміном «тріщина», у техніці розуміють руйнування матеріалу в конструкції. В даному випадку матеріалом дослідження є ґрунт, властивості якого змінюються в широкому діапазоні і можуть набувати від мулоподібного до твердого, а в деяких гірських породах і до надтвердого стану. Об'єктом дослідження ґрунт став порівняно недавно (вперше систематизована праця по механіці ґрунтів була опублікована К. Терцагі в 1925 р.). Незважаючи на інтенсивне вивчення його властивостей, особливо в останні три десятиліття, все ж ступінь вивченості ґрунту порівняно з іншими матеріалами (метал, дерево, бетон та ін.) нижче. Об'єктивними причинами тому є неоднорідність ґрунту, його здатність змінювати властивості через деякий час, вплив на них водно-сольового та водно-теплого режимів середовища. Тому на даному етапі розвитку механіки ґрунтів поки що не можна ставити мету — знайти точне розв'язання проблеми закритого руйнування ґрунту в масиві. Задовольняючи запити практики не лише сьогоdnішнього дня, а близького майбутнього, більш логічним буде зробити (на основі сучасних досягнень науки про ґрунти) ряд припущень про характер розвитку та затухання поверхні зсуву виходячи із двостадійного стану ґрунту: дограничного (I стадія) та руйнування в вигляді зсуву (II стадія).

Дограничним станом умовно можна вважати початок завантаження основи чи іншого конструктивного елемента до появи у ґрунті площадок ковзання. При цьому ґрунт розглядається як пружний матеріал, в якому відсутні порушення суцільності. Для аналізу напружено-деформованого стану такого середовища може бути використаний апарат теорії пружності.

Руйнування ґрунту починається в найбільш напруженій області споруди чи основи, яка пов'язана не тільки з місцем критичного співвідношення між нормальними та зсувними напруженнями, а також з можливістю деформування (переміщення) в тому чи іншому напрямку. Осередок руйнування поширюється на сусідні ділянки; площадки ковзання трансформуються в локальні тріщини, що переходять у магістральні, утворюючи потім поверхню ковзання. Форма поверхні ковзання залежить від багатьох факторів. Це питання, незважаючи на дослідження, все ще потребує проведення спеціального дослідження. З метою спрощення розрахункової схеми умовно можна прийняти потенціальну поверхню ковзання у вигляді будь-якої наперед заданої фігури, наприклад дуги кола.

Виникнення у споруді чи в основі чітко вираженої поверхні зсуву буде відповідати переходу ґрунту в другу стадію. Характерною особливістю цієї стадії є наявність поверхні ковзання та порушення суцільності середовища, а також поля об'ємних сил. В даному випадку ступінь стійкості споруди або тієї чи іншої частини ґрунтового масиву треба оцінювати за відомими залежностями гіпотези затверділого відсіку зсуву. При цьому порушення стійкості слід розглядати у вигляді тертя ковзання, що власне і відповідає фізичній суті явища, а для розрахунку — використовувати кулонівські залежності. Підкреслимо, що повинна застосовуватись не теорія міцності Ш. Кулона, яка є поодиноким випадком теорії міцності У. Ренкіна — О. Мора, а залежність, за допомогою якої описується механічний процес так званого сухого тертя.

У трактовці цих питань мають місце деякі загальні поняття (нормальні напруження в першому випадку, нормальні складові ваги в другому випадку та ін.), тому в розрахунковій практиці при їхньому використанні не роблять різниці. З нашої точки зору, це різні по своїй суті питання: з одного боку, визначення тертя, розвиток якого можливий при наявності поверхні ковзання, і, з другого боку, розгляд міцності матеріалу, що робив би неможливим виникнення поверхні ковзання ґрунтового масиву. Різницю між названими поняттями можна проілюструвати графіком залежності дотичних та нормальних напружень, а також нормальних складових ваги та сил тертя, обумовленими цими складовими (рис. 2.4).

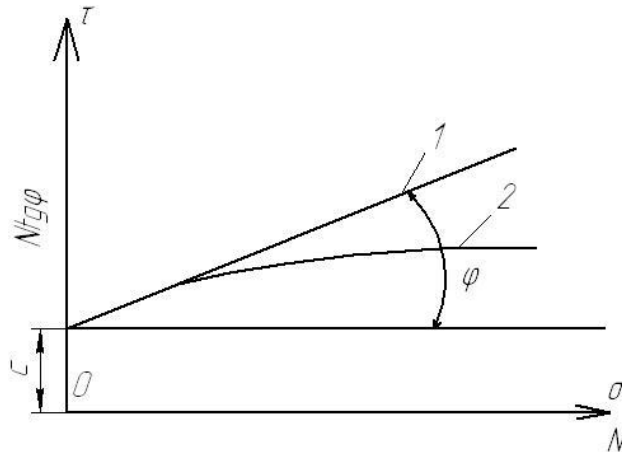


Рис. 2.4. Графіки до розгляду різниці між сухим тертям та міцністю ґрунту: 1 – залежність між нормальними складовими та утримуючими силами тертя; 2 – загальний вид граничної кривої $\tau = f(\sigma)$, що характеризує момент руйнування матеріалу

Як показують досліді, загальний вигляд граничної кривої $\tau = f(\sigma)$, що характеризує момент руйнування матеріалу, близький до параболи, ординати якої τ зростають із збільшення σ , а нахил дотичної $\frac{\partial \tau}{\partial \sigma}$ із збільшенням відстані від початку координат прагне до нуля (крива на рис. 2.4). Особливістю процесу ковзання, крім наявності поверхні зсуву, буде залежність між нормальними складовими ваги та утримуючими силами тертя по поверхні у вигляді прямої, кут нахилу якої до горизонту відповідає куту внутрішнього тертя ґрунту (пряма на рис. 2.4).

Специфічною особливістю ґрунту, порівняно з твердими матеріалами (метал, цегла, бетон, дерево та ін.), є властивість його відновлювати порушену суцільність. Причому у піщаних ґрунтах як в процесі навантаження, так і при зсувах частини, переміщуючись, зазнають в тому числі і деяких стискуючих зусиль, що (разом з властивостями сипучої маси) виключають виникнення тріщин. Тому після стабілізації зсуву в однорідному піщаному середовищі практично не можна виявити навіть слідів поверхні ковзання. Розглядаючи глинисті ґрунти, слід відмітити, що в умовах природного залягання у масиві зв'язного ґрунту діють внутрішні сили. Вони здатні за деякий час не тільки відновити порушену суцільність споруди або основи, а й вплинути на міцності та деформативні властивості ґрунту як матеріалу. На

величину та інтенсивність прояву цих сил впливає фактор часу та водно-тепловий режим середовища. Отже розробка статистичної моделі руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні ковзання потребує розв'язання задач не тільки із урахуванням пружно-пластичного напруженого стану, а й в окремих випадках температури і часу.

На підставі врахування викладеного, статистичну модель руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні ковзання можна привести у вигляді системи з $m+1$ станів E_0, E_1, \dots, E_m , причому кожен із станів виражає стадію руйнування. Стан найбільшого зміцнення позначено E_0 , стан цілковитого руйнування ґрунту E_m . У загальному випадку розглядається процес руйнування ґрунту (рух «за станами» зліва направо) і процес відновлення (рух справа наліво).

Імовірність переходу системи за час dt із стану i в стан j за формулою цілковитої імовірності [16]:

$$P_{ij}(t + dt) = P_{i,j-1}(t)\lambda_{j-1}(t)dt + \\ + P_{i,j}(t)[1 - \lambda_j(t)dt][1 - \mu_i(t)dt] + \mu_{j+1}t(dt), \quad (2.20)$$

де $\lambda(t)$ та $\mu(t)$ – інтенсивність прямого та зворотного переходів.

Перша складова у правій частині рівняння (2.20) виражає імовірність переходу із стану $j-1$ в j , друга — імовірність залишитися в стані j , остання — імовірність повернення із $j+1$ в стан $j-1$.

У рамках концепції про двостадійний стан ґрунту у споруді та основі, в тому числі і вздовж потенціальної поверхні ковзання, міцність його можна записати як реактивні дотичні сили τ_p діючі в межах елементарних ділянок незруйнованої або відновленій області масиву [12]:

$$\tau_p = \frac{1}{2}(\sigma_z - \sigma_x)\sin 2\beta + \tau_{xz} \cos 2\beta. \quad (2.21)$$

Утримуючі дотичні сили тертя та зчеплення, що розвиваються на елементарних ділянках поверхні ковзання, можна знайти за допомогою залежності Ш. Кулона [14]

$$\tau_y = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi + c, \quad (2.22)$$

де

$$\sigma_n = \sigma_z \sin^2 \beta + \sigma_x \cos^2 \beta + \tau_{xz} \sin 2\beta \quad (2.23)$$

нормальні напруження у заданій точці, що відповідають моменту початку ковзання; β – кут між вертикальною та дотичною до дуги ковзання лініями, що відраховується проти годинникової стрілки; σ_z , σ_x , σ_{xz} – компоненти напружень, що можуть бути знайдені внаслідок розв'язання задачі про плоску деформацію.

Таким чином, кожен із двох станів ґрунту передбачає і свій так званий активний силовий фактор, в результаті дії якого спочатку ґрунт руйнується, а потім виникає зсув. Проте питання про природу активних силових факторів виходить за рамки даної роботи і заслуговує окремого розгляду.

Зміни у напружено-деформованому стані деякої області ґрунту основи чи споруди (в рамках I і II стадій) передбачають і принципово різний підхід до оцінки його несучої здатності та стійкості споруди. Так, I стадії притаманні методи аналізу становища ґрунту, який має ті чи інші властивості будівельного матеріалу. Для цієї стадії характерні суцільність середовища та безперервність поля напружень, які діють у межах заданої області. Дією цих напружень, у поєднанні з властивостями ґрунту, обумовлені як поверхневі сили опору руйнування вздовж деякої поверхні, так і об'єм зусилля руйнування.

Характерною особливістю II стадії стану ґрунту є наявність чітко виявленої поверхні ковзання, тобто має місце розрив суцільності ґрунтової основи, а значить, і поля об'ємних сил. В цьому випадку для оцінки ступеню стійкості споруди можна використовувати залежності моделі затверділого відсіку зсуву.

2.4. Величина тиску ґрунту на підпірні споруди при криволінійній поверхні ковзання

Підпірні споруди знайшли досить широке розповсюдження в транспортному та гідротехнічному будівництві. Існуючі методи визначення тиску ґрунту на споруду основані на припущенні, що

клин утворюється при обваленні плоскої поверхні ковзання. Численні досліди в лабораторних умовах і деформація підпірних стінок на об'єктах, що експлуатуються, показують, що порушення стійкості маси ґрунту, що тисне на споруду, відбувається по криволінійній поверхні [9-11,26].

Визначаємо величину тиску при заданих умовах утворення поверхні ковзання. Розглянемо спочатку випадок, коли підпірна споруда знаходиться на міцній основі або ж поверхня ковзання не заходить в основу споруди. Шляхом обробки експериментальних даних вдалось встановити при розв'язанні плоскої задачі, що криволінійна поверхня ковзання з достатньою точністю може бути описана експоненціальною залежністю виду

$$y = He^{n(\ln x - \ln x_0)}, \quad (2.24)$$

де H – висота підпірної споруди; n – показник, що характеризує фізико-механічні властивості ґрунту засипки; x_0 – відстань від підпірної стінки до кривої ковзання на горизонтальній поверхні засипки (рис. 2.5).

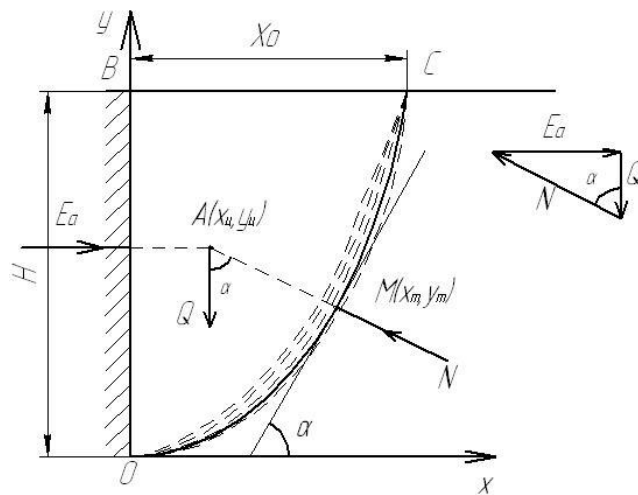


Рис. 2.5. Розрахункова схема до визначення тиску

При зміні фізико-механічних характеристик ґрунту показник n буде приймати різні значення. Таким чином, навіть для певної величини x_0 можна одержати сімейство можливих кривих ковзання, кожна з яких відбиває лише певні властивості міцності ґрунту. Проведемо тепер розрахунок тиску для довільної кривої ковзання, що описана рівнянням (2.24). Приймавши напрямок координатної

системи, як показано на рис. 2.5, визначимо площу фігури (ОВСМО), яка обмежує ту частину маси ґрунту, що бере участь в створенні тиску

$$\omega = Hx_0 - \int_0^{x_0} He^{n(\ln x - \ln x_0)} dx = H(x_0 - \frac{1}{x_0^n} \int_0^{x_0} x^n dx) = Hx_0 \left(\frac{n}{n+1} \right). \quad (2.25)$$

Власна вага маси ґрунту зрушення ($Q = \gamma\omega$), де γ — об'ємна вага ґрунту засипки, прикладена в центрі тяжіння фігури. Для координат центра тяжіння можна записати:

$$x_{\text{ц}} = \frac{\frac{1}{2} \int_0^{x_0} x^2 dx}{\int_0^{x_0} x dx}; \quad y_{\text{ц}} = \frac{\int_0^{x_0} xy dy}{\int_0^{x_0} x dy}. \quad (2.26)$$

де

$$x = \frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \sqrt[n]{y} \quad \text{з} \quad y = H \frac{x^n}{x_0^n}. \quad (2.27)$$

Підставивши значення x та y , визначені з рівняння (2.24), у формули для координат центра тяжіння, розв'язуємо одержані рівняння:

$$x_{\text{ц}} = \frac{\frac{1}{2} \int_0^H \frac{x_0^2}{\sqrt[n]{H}} \sqrt[n]{y^2} dy}{\int_0^H \frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \sqrt[n]{y} dy} = \frac{\frac{1}{2} \frac{x_0}{\sqrt[n]{H^2}} \cdot \frac{y^{\frac{2}{n}+1}}{\frac{2}{n}+1} \Big|_0^H}{\frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \cdot \frac{y^{\frac{1}{n}+1}}{\frac{1}{n}+1} \Big|_0^H} = \frac{x_0(1+n)}{2(2+n)}; \quad (2.28)$$

$$y_{\text{ц}} = \frac{\int_0^H \frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \cdot y^n \sqrt{y} dy}{\int_0^H \frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \sqrt{y} dy} = \frac{\frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \cdot \frac{1}{n+2} \left. y^{\frac{1}{n}+2} \right|_0^H}{\frac{x_0}{\sqrt[n]{H}} \cdot \frac{1}{n+1} \left. y^{\frac{1}{n}+1} \right|_0^H} = \frac{H^{\frac{1}{n}+2} \left(\frac{1}{n}+1 \right)}{\left(\frac{1}{n}+2 \right) H^{\frac{1}{n}+1}} = \frac{H(1+n)}{1+2n}. \quad (2.29)$$

Деякі результати обчислень наведені на рис. 2.6 — номограми для визначення координат центра тяжіння при зміні H від 1 до 4 м і показника n від 0 до 5.

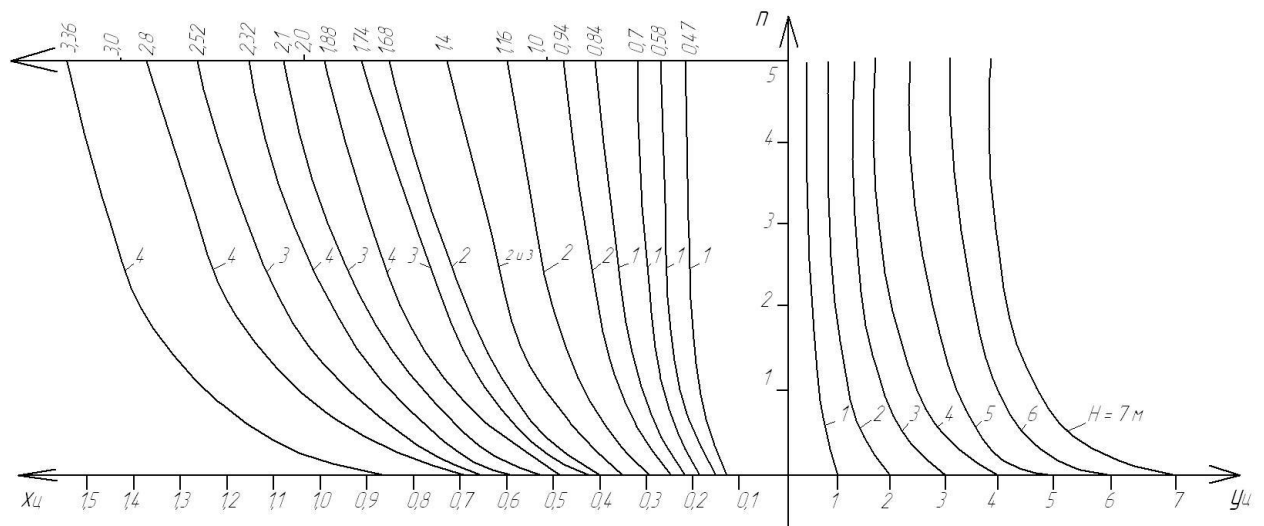


Рис. 2.6. Номограми для визначення координат центра тяжіння $x_{\text{ц}}$ і $y_{\text{ц}}$

Вагу ґрунту засипки, що прикладена в центрі тяжіння фігури, розкладаємо на дві складові: одна направлена по нормалі до поверхні ковзання і може бути віднесена до категорії сил, що сприяють утриманню мас ґрунту в стані спокою (N), друга — перпендикулярна до задньої грані підпірної стінки (без врахування сил тертя між ґрунтом і стінкою) і представляє собою величину активного тиску на споруду (E_a).

Приймаючи до уваги умови перпендикулярності дотичної до кривої і нормалі в точці M , а також необхідність відповідності рівняння прямої AM координатам центра тяжіння ($x_{\text{ц}}$ і $y_{\text{ц}}$) складаємо систему рівнянь:

- рівняння дотичної в будь-якій точці кривої

$$y - y_N = f'(y)(x - x_M); \quad (2.30)$$

- рівняння нормалі до дотичної:

$$y - y_M = -\frac{1}{f'(y)}(x - x_M); \quad (2.31)$$

- рівняння кривої

$$y = \frac{H}{x_0^n} x^n. \quad (2.32)$$

Підставивши в рівняння (2.31) координати центра тяжіння ($x_{\text{ц}}$ і $y_{\text{ц}}$) і приймаючи до уваги те, що точка M знаходиться одночасно на кривій і нормалі, що проходить через центр тяжіння, рівняння (2.31) можна переписати у вигляді:

$$y_{\text{ц}} - \frac{H}{x_0^n} x_M^n = -\frac{1}{n \frac{H}{x_0^n} x_M^{n-1}} (x_{\text{ц}} - x_M). \quad (2.33)$$

Позначивши $\frac{H}{x_0^n} = A$, зводимо рівняння (2.33) у відповідності з

величиною ступеня:

$$\begin{aligned} y_{\text{ц}} - Ax_M^n &= -\frac{1}{Anx_M^{n-1}} (x_{\text{ц}} - x_M); \\ A_n^2 x_M^{2n-1} - An y_{\text{ц}} x_M^{n-1} &= x_{\text{ц}} - x_M; \\ A_n^2 x_M^{2n-1} - An y_{\text{ц}} x_M^{n-1} + x_M &= x_{\text{ц}}. \end{aligned} \quad (2.34)$$

Рівняння (2.34) розв'язується тільки наближеними способами. Номограми для визначення координат точки M при відомих значеннях висоти підпірної стінки і фізико-механічних властивостях ґрунту, що визначають величину показника n , наведені на рис. 2.7.

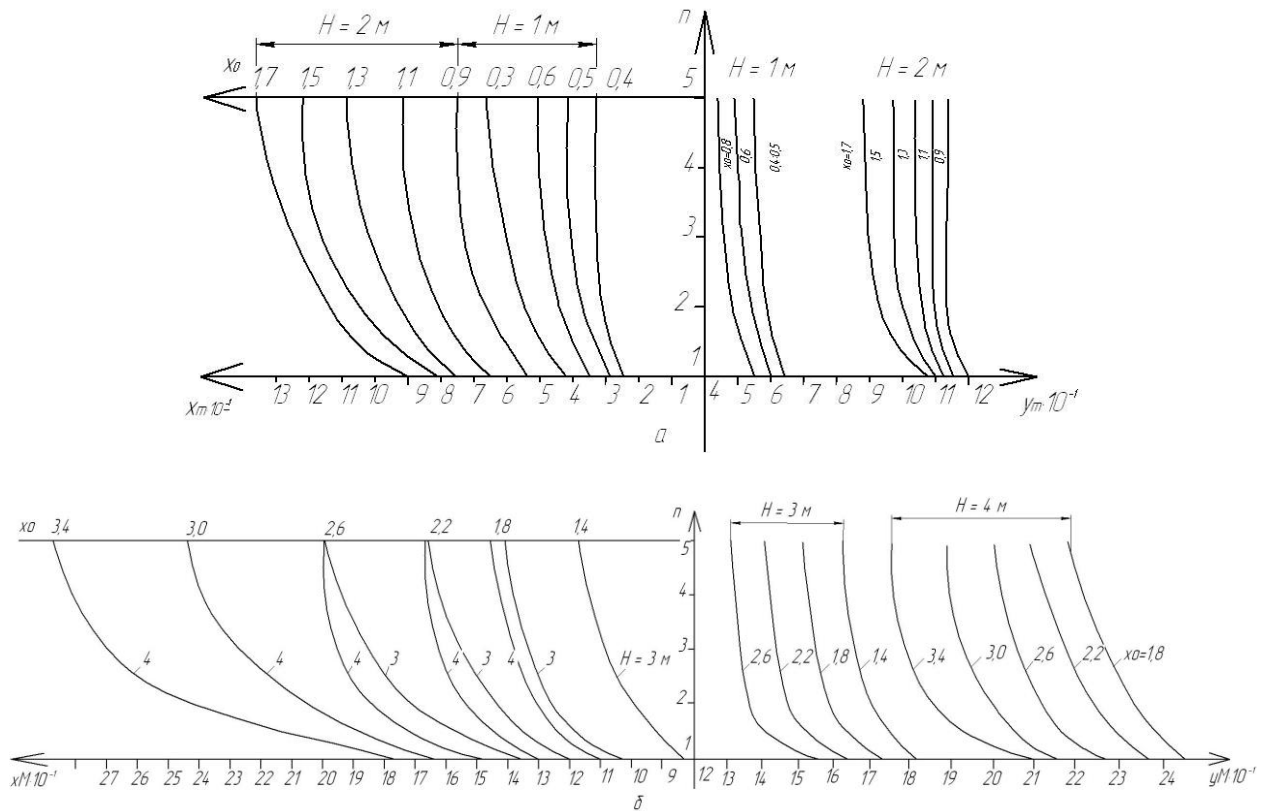


Рис. 2.7. Номограми для визначення координат т. M : а – при висоті підпірної споруди 1-2 м; б – при висоті підпірної споруди 3-4 м

Для визначення сил E_a та N на які може бути розкладена вага ґрунтової маси, що сповзає, необхідно визначити кут α похилу дотичної в точці M до горизонту. Знаючи координати точок A і M , можна записати:

$$\frac{x_M - x_0}{y_M - y_0} = \operatorname{tg} \alpha; \quad (2.35)$$

$$N = \frac{Q}{\cos \alpha} \quad \text{з} \quad E_a = Q \operatorname{tg} \alpha = \gamma H x_0 \left(\frac{n}{n+1} \right) \operatorname{tg} \alpha. \quad (2.36)$$

При тимчасовому навантаженні на поверхні засипки q замінюємо його приведеним шаром ґрунту товщиною $h = q:\gamma$. У цьому випадку вага ґрунту в області зрушення буде дорівнювати

$$Q' = \varphi(\omega + hx_0), \quad (2.37)$$

а величина бічного тиску на споруду

$$E'_a = Q \operatorname{tg} \alpha' = \gamma x_0 (H + h) \left(\frac{n}{n+1} \right) \operatorname{tg} \alpha', \quad (2.38)$$

де α' — кут, визначений з врахуванням тимчасового навантаження, а координати центра тяжіння визначені для нової площі.

Експериментальні дослідження для монолітних зразків із спондилової глини проводились в лабораторних умовах. При цьому зразок ґрунту розміщували в приладі, який сконструювали раніше [16]. Вертикальне навантаження на поверхні ґрунту здійснювали за допомогою гідравлічного преса. Результати досліджень зразка до повного руйнування наведено на рис. 2.8.

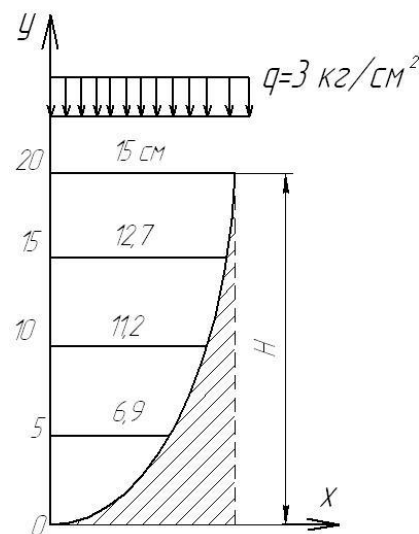


Рис. 2.8. Результати випробувань на зсув зразка ґрунту при експериментальному дослідженні

Для визначення величини n розв'язуємо рівняння (2.24) і, підставляючи одержані значення x і y при $x_0 = 15$ см, одержимо $n = 1,8$. Опір на зсув спондилової глини при вертикальному навантаженні $q = 3 \text{ кг/см}^2$ становить $\tau = 3,17 \text{ кг/см}^2$. Об'ємна вага ґрунту $\gamma = 1,95 \text{ кг/см}^3$, кут внутрішнього тертя $\varphi = 23^\circ$ і структурне щеплення $C_c = 0,143 \text{ кг/см}^2$. Враховуючи геометричний масштаб моделювання 1:10 і наведені вище характеристики ґрунту, проведемо розрахунок тиску при $H = 2$ м і $x_0 = 1,5$ м. Користуючись номограмою (див. рис. 2.6), визначимо координати центра тяжіння ($x_{\text{ц}} = 0,552$ м; $y_{\text{ц}} = 1,22$ м). Номограма (див. рис. 2.7, а) дає можливість графічно визначити координати точки M , що лежить на кривій, без громіздких обчислень при розв'язанні рівняння (2.34).

Згідно з проведеними визначеннями одержуємо $x_m = 1,01$ м і $y_m = 0,97$ м, тоді $\operatorname{tg}\alpha = \frac{1,01 - 0,552}{1,22 - 0,97} = 1,83$, $\alpha = 61^\circ 20'$.

Величина активного тиску на споруду без врахування тимчасового навантаження на поверхні і сил тертя між стінкою і ґрунтом засипки буде дорівнювати

$$E_a = \gamma H x_0 \left(\frac{n}{n+1} \right) \operatorname{tg}\alpha = 1,95 \cdot 2 \cdot 1,5 \cdot \left(\frac{1,8}{1,8+1} \right) \cdot 1,83 = 6,77 \text{ т/м}.$$

За існуючими методами розрахунку величина активного тиску на стінку буде становити $E_a = 5,5$ т/м.

Таким чином, розрахунки за пропонованим способом вимагають збільшення міцності підпирних споруд. Наступні експериментальні дослідження дадуть змогу визначити характеристики зміни тиску для різних типів ґрунтів.

Наведені в роботі номограми можуть знайти практичне застосування при проектуванні підпирних споруд в дорожньому та гідротехнічному будівництві.

2.5. Математична модель визначення швидкості переміщення зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості

Для оцінки швидкості зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості слід визначати коефіцієнт в'язкості μ і коефіцієнт динамічної в'язкості η ґрунтів [18].

Є.М. Добровим запропонована формула для оцінки швидкості зсуву обвального схилу v (рис. 2.9):

$$v = \frac{1}{\eta} \left\{ \left[h(h-G) - \frac{(h-G)^2}{2} \right] \gamma_w + Q(h-G) \right\} \times (\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w) - \frac{C_c}{\eta} (h-G) \quad (2.39)$$

де G - потужність зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги (рис. 2.9); Q - навантаження від ваги вищерозміщених ґрунтів; α -

кут нахилу схилу до горизонту; h - потужність обвального шару ґрунту.

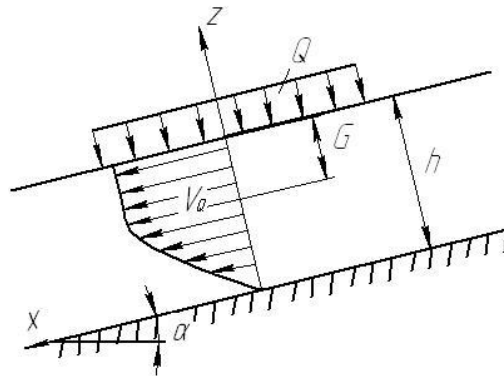


Рис. 2.9. Схема до розрахунку швидкості зсуву обвального масиву

Потужність зсувонебезпечної ділянки автомобільної дороги визначається за формулою:

$$G = \frac{1}{\gamma_w} \left(\frac{C_c}{\sin \alpha - \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_w} - Q \right),$$

де G – потужність зсувонебезпечної ділянки, що характеризується постійною швидкістю повзучості і що є блоком породи, що зміщується на шарі ґрунту потужністю $(h-G)$; γ_w - середня щільність ґрунту; φ_w , C_c - кут внутрішнього тертя і структурне зчеплення відповідно; η - коефіцієнт динамічної в'язкості ґрунту.

Розглянемо далі стійкість схилу, в якому міцніші ґрунти розташовані над шаром в'язкопластичних глин (рис. 2.10).

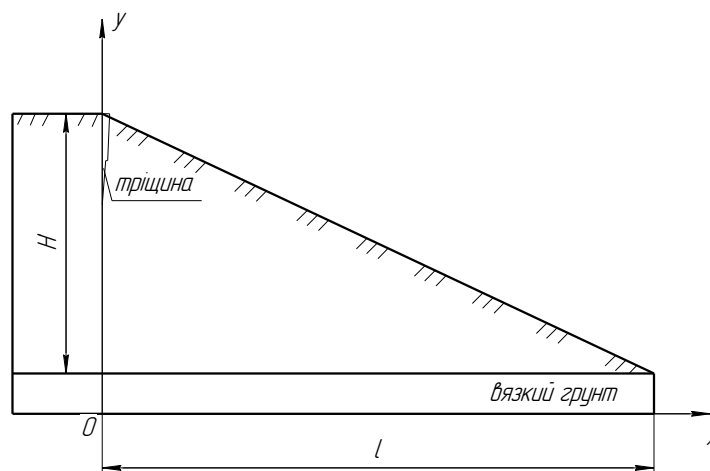


Рис. 2.10. Схема для визначення тиску в глинистому шарі

Розглядаючи поведінку глинистих ґрунтів як в'язкої рідини, коли число Рейнольдса (Vhr/μ) в шарі горизонту глинистих ґрунтів, що деформується, набагато менше одиниці, можна використовувати диференційні рівняння для розрахунку тиску в глинистому шарі:

$$\begin{aligned}
 p_{xx} &= p_{yy} = p_{zz} = p; \\
 p_{xy} &= \mu \frac{\partial u}{\partial y}; \quad p_{yz} = \mu \frac{\partial w}{\partial y}; \quad p_{zx} = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right); \\
 \frac{\partial p}{\partial x} &= \mu \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}; \quad \frac{\partial p}{\partial y} = 0; \quad \frac{\partial p}{\partial z} = \mu \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}; \quad \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = 0.
 \end{aligned} \tag{2.40}$$

Враховуючи (2.40) та траєкторію руху глинистих частинок в межах шару, отримують наступне рівняння для розрахунку тиску (p) в глинистому шарі:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(h^3 \frac{\partial p}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left(h^3 \frac{\partial p}{\partial z} \right) = 6\mu \left(2V + \frac{\partial h}{\partial x} U \right). \tag{2.41}$$

У рівняннях (2.40) -(2.41) прийняті наступні позначення: u , v , w - швидкості зсуву частинок за напрямком x , y , z ; μ і ρ - коефіцієнт в'язкості і щільність глинистого ґрунту; h - потужність ґрунтів глинистого шару; V і U - вертикальна і горизонтальна складові швидкості зсуву міцних ґрунтів, розташованих вище за глинистий шар.

Якщо блок міцних ґрунтів зміщується по глинистому шару як жорстке тіло, то складові швидкості мають такий вигляд: $U = \text{const}$; $V = V_0(1+ax)$, де V_0 - вертикальна швидкість зсуву жорсткого блоку в точці 0, a - коефіцієнт, що характеризує зміну вертикальної швидкості по довжині жорсткого блоку (x).

З урахуванням 2.40-2.41 для вертикального розрізу схилу (рис. 2.10) отримуємо рівняння для розрахунку тиску:

$$\frac{dp}{dx} = \frac{6\mu}{h^3} \left[2V_0(x + 0,5ax^2) + hU \right] + C. \tag{2.42}$$

Після інтеграції з урахуванням граничних умов - $x = 0$, $p = \gamma H$; $x = l$, $p = 0$, отримаємо

$$p = \frac{6\mu V}{h^3} \left[x(x-l) + 0,333ax(x^2 - l^2) \right] + \gamma H \left(1 - \frac{x}{l} \right). \quad (2.43)$$

Аналіз рішення (2.43) показує, що після утворення зсувної тріщини відриву тиск в глинистому шарі на ділянці верхньої частини зсувонебезпечного блоку падає, а в нижній - збільшується, перевищуючи вагу вищерозміщених ґрунтів. Таке явище пояснює факт майже вертикального зсуву вниз обвальних блоків у верхній частині зсуву і утворення валу витискування в нижній (рис. 2.11).

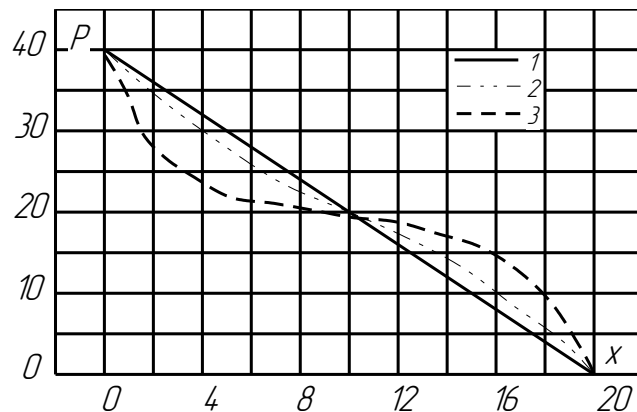


Рис. 2.11. Графік зміни тиску в шарі глинистих ґрунтів по довжині зсувного блоку: 1 - навантаження на шар глинистих ґрунтів від вищерозміщеної товщі; 2, 3, - тиск в глинистому шарі для різних значень μ , a , h і V_0

Розглянемо далі рівновагу розрахункового блоку на тонкому прошарку глинистих ґрунтів (рис. 2.12). Інтегруючи вираз

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \frac{\mu \partial^2 u}{\partial y^2} \text{ по } y \text{ і враховуючи граничні умови, маємо}$$

$$u = \frac{1}{2\mu} (y^2 - yh) \frac{dp}{dx} + U \frac{y}{h}. \quad (2.44)$$

Одинична величина сил в'язкості в глинистому шарі дорівнює $\tau = \mu \left(\frac{\partial u}{\partial y} \right)_h$. Підставляючи значення u з (2.44), отримуємо

$$\tau = \frac{\mu U}{h} + \frac{h}{2} \cdot \frac{dp}{dx}. \quad (2.45)$$

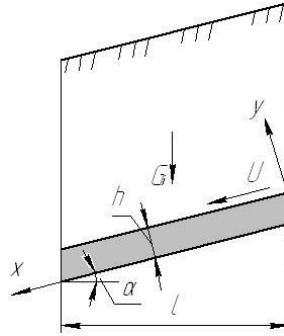


Рис. 2.12. Схема до визначення швидкості зсуву розрахункового блоку

Значення $\frac{dp}{dx}$ вибираємо з формули (2.42). Для тонкого глинистого шару $U \geq V_0$, тому величиною V_0 можна нехтувати. Тоді

$$\frac{dp}{dx} = \frac{6\mu}{h^2}U + C.$$

З граничних умов маємо

$$C = \frac{(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{l} - \frac{6\mu}{h^2}U.$$

Тоді $\frac{dp}{dx} = \frac{(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{l}$. Підставивши цей вираз в (2.45), отримаємо

$$\tau = \frac{\mu U}{h} + \frac{h(p_{i+1} - p_i) \cos \alpha}{2l}, \quad (2.46)$$

де p_{i+1} і p_i - тиск в глинистому прошарку в кінці і початку розрахункового блоку.

Опір зсуву по всьому перетину розрахункового блоку дорівнює:

$$F_{\hat{i}\hat{i}} = \frac{\mu Ul}{h \cos \alpha} + \frac{(p_{i+1} - p_i)h}{2}.$$

Зрушуюча сила від ваги блоку дорівнює $F_c = G_i \sin \alpha$. Отримуємо залежність для визначення швидкості зсуву розрахункового блоку:

$$U = \frac{G_i h \sin \alpha \cos \alpha}{\mu l} - \frac{h \cos \alpha (p_{i+1} - p_i)}{2\mu l}. \quad (2.47)$$

Розглядаючи поведінку глинистих ґрунтів як в'язкої рідини, коли число Рейнольдса (Vhr/μ) в шарі горизонту глинистих ґрунтів, що деформується, набагато менше одиниці, можна використовувати диференційні рівняння для розрахунку тиску в глинистому шарі.

Для оцінки швидкості зсуву на автомобільних дорогах у гірській місцевості слід визначати коефіцієнт в'язкості μ і коефіцієнт динамічної в'язкості η ґрунтів.

Аналіз математичної моделі показує, що після утворення зсувної тріщини відриву тиск в глинистому шарі на ділянці верхньої частини зсувонебезпечного блоку падає, а в нижній - збільшується, перевищуючи вагу вищерозміщених ґрунтів. Таке явище пояснює факт майже вертикального зсуву вниз обвальних блоків у верхній частині зсуву і утворення валу витискування в нижній.

3. РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ

3.1. Проектування дренажних споруд на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг

Вибір необхідної конструкції дренажних споруд і їх місцезорозташування на зсувонебезпечних територіях здійснюють на підставі аналізу і врахування:

- інженерно-геологічних, гідрогеологічних умов схилів;
- особливостей територій схилів;
- основних функцій, що виконуватимуть дренажі;
- величини коливань рівнів ґрунтових і міжпластових вод при роботі дренажів;
- динаміки зміни в часі величини інфільтрації і необхідного підвищення коефіцієнта стійкості схилу.

Кліматична зона визначається географічним положенням ділянки автомобільної дороги, кількістю атмосферних опадів і випаровування (табл 3.1).

Характерні режими ґрунтових вод залежать від місцеположення ділянки по відношенню до схилу, форм рельєфу, природних умов місцевості. Характерні режими ґрунтових вод для різних кліматичних зон за усередненими даними представлені на рис. 3.1.

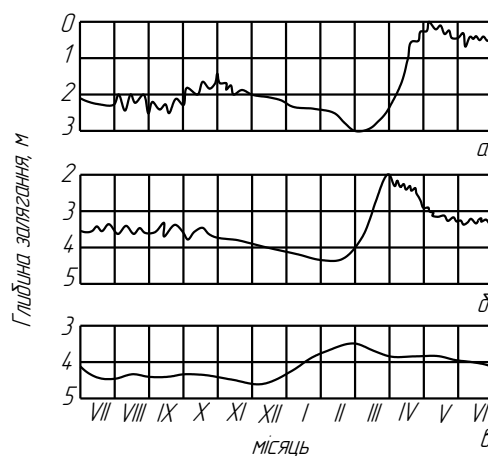


Рис. 3.1. Характерні режими ґрунтових вод: а – надмірно зволожена і зволожена зони; б – помірно зволожені зони; в – посушливі зони

Гідрологічні характеристики зон зволоження

Кліматична зона	Атмосферні опади, мм/рік	Випаровування, мм/рік	Поверхневий стік, л/с·км ²	Температура повітря, °С
Надмірно зволожена і зволожена	500-800	350-500	22-23	5,1
Помірно зволожена	400-750	400-600	20-140	2,5-4,7
Посушлива і суха	300-450	250-500	5,5-9	7-16

Дренажі на зсувонебезпечних територіях доцільніше проектувати і будувати заздалегідь, попереджаючи підйом рівня ґрунтових вод і розвиток небезпечних інженерно-геологічних процесів. Для аналізу можливого підтоплення території розглядають природний водний режим і прогноз його можливої зміни внаслідок влаштування водоймищ, зрошувальних мереж, дії забудови зсувонебезпечних територій або інших форм містобудівного освоєння [15,17,19].

При будівництві автомобільних доріг поблизу зсувонебезпечних схилів у проектах будівництва та реконструкції автомобільних доріг слід передбачати відсічні дренажі, що забезпечують підтримку рівнів ґрунтових або міжпластових вод на безпечних відмітках.

Після підняття рівнів ґрунтових або міжпластових вод істотних змін зазнають фізико-механічні властивості ґрунтів, що раніше мали природну вологість. В результаті підвищення вологості ґрунтів ослабляється їх опір зрушенню, відбувається розмокання і руйнування багатьох структурних зв'язків. Найбільшою мірою втрачають міцність лесовидні суглинки. Такі явища призводять до пониження несучих властивостей ґрунтів, викликають порушення стійкості схилів (рис. 3.2), нерівномірні осідання будівель і споруд.

Залежно від складності інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов, величини витрат на здійснення інженерного захисту застосовується вертикальне планування територій, організація поверхневого стоку.

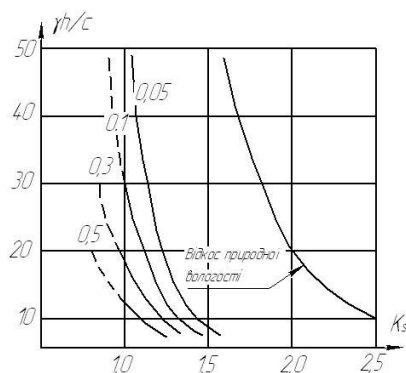


Рис. 3.2. Характер зміни коефіцієнта стійкості однорідного укосу з суглинних ґрунтів K_s при різній середній висоті обводнення призми обвалення, що змінюється в межах 0,05-0,5 висоти схилу h : γ – щільність, c – питоме зчеплення ґрунту

Захисні заходи щодо попередження підтоплення включають до складу інженерної підготовки територій. До них відносяться:

- запобігання надходження на схили і територію, прилеглу до них, поверхневих вод;
- посилення дренажної дії розташованих поблизу схилів водотоків і водоймищ;
- влаштування лотків по відведенню стоку талих і дощових вод з територій, прилеглих до схилів, для зменшення їх інфільтрації в ґрунт.

Проводити попереджувальні заходи на зсувонебезпечних територіях необхідно у всіх випадках, якщо здійснюється забудова схилів або при інших формах містобудівного освоєння прилеглих до схилів територій. В окремих випадках проведення тільки попереджувальних заходів може бути достатнім для виключення розвитку небезпечних інженерно-геологічних процесів. В результаті їх застосування істотно зменшується інфільтраційне живлення ґрунтових вод і притока води на територію схилів.

Запобігання надходженню на територію, прилеглу до схилів, і на схили поверхневих вод здійснюється влаштуванням нагірних каналів або гребель обвалування. У комплексі із вертикальним плануванням для організації поверхневого стоку атмосферних вод використовується мережа водотоків відкритого, закритого або змішаного типу.

Посилення дренажної дії водоймищ і водотоків проводять шляхом регулювання і випрямлення їх русел, розчищення і поглиблення дна. Збільшення пропускної спроможності річок

досягається за рахунок поглиблення русла або збільшення його поперечного перетину. При розчищенні русел від водної рослинності зменшується коефіцієнт шорсткості. Це призводить до пониження рівнів води в річці і збільшення її дреноуючої дії. Подібний ефект досягається при випрямленні русла каналами, внаслідок чого підвищується швидкість потоку із-за збільшення повздовжнього ухилу річки.

Організація стоку талих і дощових вод проводиться по раціонально запроектованій і побудованій системі їх відведення. На багатьох зсувонебезпечних схилах розвиток обвалів в основному обумовлений витоками з систем водопостачання, каналізаційних, опалювальних і теплових мереж, водоймищ і резервуарів, або втратами технологічних вод з промислових підприємств.

Витоки з мереж, що транспортують воду, усуваються за допомогою ретельних вбудованих ущільнень в стиках підземних трубопроводів, а також попередженням їх механічних і хімічних пошкоджень. Стики та шви напірних водопровідних і каналізаційних труб з прямими кінцями ущільнюються різного роду муфтами, а з розтрубними з'єднаннями - прядивною, смоляною або бітумонізованим пасмом.

Для усунення витоків із резервуарів і невеликих водоймищ, що влаштовуються на зсувонебезпечних схилах, застосовують противо-фільтраційні екрани. Такі екрани включають дренаж з випуском води в контрольний колодезь. Подібний пристрій дозволяє своєчасно виявити витоки і провести ремонтні роботи в найкоротші терміни. Одна з схем екрану протифільтрації показана на рис. 3.3

Якщо витоки або підтоплення викликають зміну фізико-механічних властивостей ґрунтів, що може привести до розвитку зсувів, просідання лесових ґрунтів, набухання глинистих ґрунтів, розчиненню солей, карстоутворенню і ін., то слід здійснювати заходи, направлені на пониження або стабілізацію рівнів ґрунтових або міжпластових вод, захист територій від підтоплення, осушення ділянок височування ґрунтових вод на схилах.

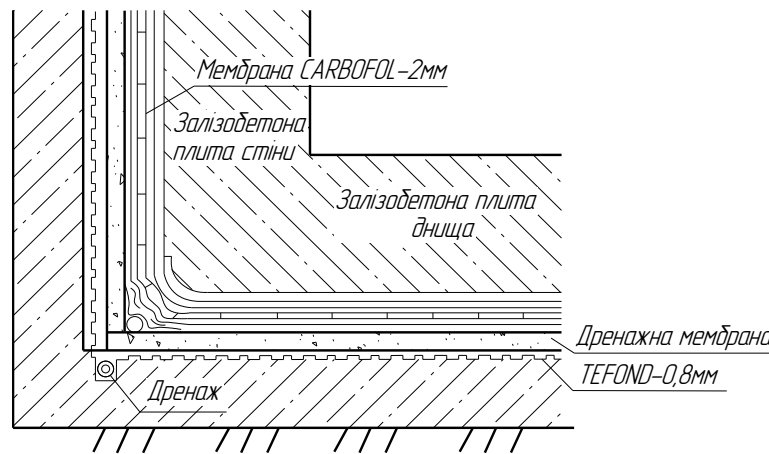


Рис. 3.3. Схема екрану протифільтрації під резервуаром, влаштованим на зсувонебезпечній території

Пристрій дренажу відносять до заходів, необхідних не на всій території, прилеглий до схилів, або безпосередньо на схилах. Принцип вибору необхідних дренажних споруд полягає в тому, щоб комплекс заходів, що призначається, не допускав несприятливих змін стану і властивостей геологічного середовища: підйому рівнів ґрунтових вод і прояву небезпечних інженерно-геологічних процесів.

Обґрунтування потреби в дренажі слід проводити на стадіях проектування будівництва автомобільних доріг - при розробці генплану або проекту детального планування. На подальших стадіях ці дані потрібно уточнювати і визначати такі параметри дренажної мережі і конструкції дренажу, які не допускали б розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів на схилах. При визначенні потреби в пристрої дренажів як основних протизсувних заходів в системі інженерної підготовки територій слід виходити з:

- попередження розвитку несприятливих інженерно-геологічних процесів на схилах;
- необхідності захисту від попадання ґрунтових вод в приміщення, підземні частини будівель, споруд.

На всіх стадіях проектування і влаштування дренажних споруд повинні враховуватись можливі зміни гідрогеологічних умов і геологічного середовища.

Проектування інженерних заходів здійснюють на підставі детального вивчення інженерно-гідрогеологічних умов ділянки досліджень [21]. На підставі польових робіт і обробки, аналізу і

узагальнення матеріалів досліджень попередніх років проектувальник для розрахунків, гідрогеології і проектування захисту від підтоплення повинен мати такі основні матеріали:

- карту фактичного матеріалу;
- карту гідроізогипсу і глибин залягання ґрунтових вод;
- карту мінералізації і хімічного складу ґрунтових вод;
- карту потужності зони аерації;
- карту першого від поверхні місцевого (відносно) водонепроникного шару (глибина залягання, потужність);
- карту гідрогеодинамічних умов в межах потоку фільтрації, що вивчається (графіки коливань рівнів відкритих джерел, максимальні відмітки РВ побудованих водоймищ, зони зв'язку ґрунтових вод);
- літологічні розрізи по напрямку руху потоку фільтрації;
- графіки режимних спостережень (для найближчих свердловин стаціонарної мережі або за короткочасними режимними спостереженнями);
- пояснювальну записку з даними інженерно-геологічних досліджень, де відображені параметри гідрогеології, рекомендації щодо вибору типів інженерного захисту і межі території підйому рівнів ґрунтових вод.

Масштаб карт - 1:5000 або 1:10000.

На вимогу проектувальника геологічні і гідрогеологічні дані можуть бути приведені на картах масштабом 1:2000.

Кarti гідроізогипсу і глибин залягання ґрунтових вод обов'язково будуються на підставі початкової інформації гідрогеології, отриманої із застосуванням бурових робіт.

Для складання цієї карти під час польових робіт проводять вимірювання рівнів ґрунтових вод в колодязях, льохах і підвалах будинків і споруд, розміщених на території поблизу схилів в межах автомобільної дороги. Питання потреби в дренаванні територій схилів розглядаються в наступній послідовності:

- 1) вивчаються сучасні природні умови і виділяються зони потенційного підйому рівнів водоносних горизонтів;
- 2) виділяються нестійкі інженерно-геологічні елементи, для яких характерна велика мінливість їх міцності при зволоженні;
- 3) на виділених територіях оцінюють можливі зміни геологічного середовища і виконують районування по ступеню можливих змін;

4) розглядають комплекс доцільних інженерних заходів для стабілізації і забезпечення стійкості схилів в даному геологічному середовищі;

5) оцінюють роль дренажу в складі цих заходів.

Підвищення рівнів ґрунтових або міжпластових вод завжди веде до зменшення коефіцієнта стійкості схилів (рис. 3.4).

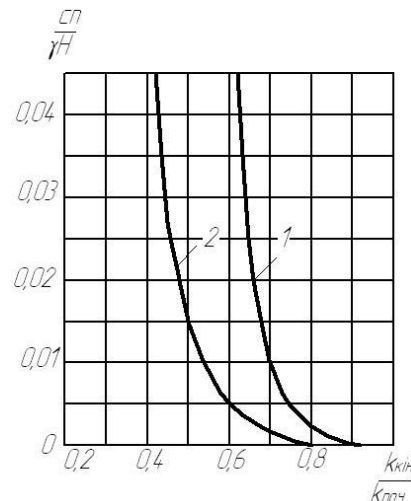


Рис. 3.4. Характер зміни коефіцієнта стійкості схилу при підтопленні його ґрунтовими або міжпластовими водами: 1 і 2 – характеристика ґрунтів, що змінюють свою міцність при зволоженні; $K_{поч}$, $K_{кін}$ – коефіцієнт стійкості до і після підйому рівнів ґрунтових вод (ГВ); n – ступінь підтоплення - відношення середньої глибини підняття рівнів ГВ до висоти схилу; γ – об'ємна маса ґрунту; H – висота схилу

При визначенні оцінки потреби пристрою дренажів на ранніх стадіях проектування автомобільних доріг потрібно мати дані спостережень, що дозволяють враховувати тенденції зміни геологічного середовища і гідрогеологічних умов. Такі оцінки можливо отримати, якщо знати динаміку зміни граничних умов в часі для окремих водоносних горизонтів, величин інфільтрації і техногенні навантаження на територію. Усреднюючи геологічні умови і приводячи їх відповідно до розрахункових схем, вдається отримати окремі рішення і оцінити необхідність у влаштуванні дренажів. Деякі із залежностей за оцінкою зміни рівнів ґрунтових і міжпластових вод будуть приведені нижче.

На зсувонебезпечних територіях, як правило, застосовують закриті дренажні системи. По конструктивних особливостях вони мають три основні частини: регулюючу, водовідвідну і

водоприймальну. Різні конструкції фільтрів використовують в першій регулюючій частині. Часто спільно з фільтрами використовують противосуфозійні рулонні матеріали. Їх доцільніше укласти як роздільник на контакті: «щебінь - грубозернистий пісок» або «грубозернистий пісок – пісок» з коефіцієнтом фільтрації K_f не менше 5 м³/добу. В цьому випадку при можливій кольматації рулонних противосуфозійних матеріалів дренажі працюватимуть триваліший час.

Види дренажів, що застосовуються на зсувонебезпечних схилах приведені нижче [9,11].

Горизонтальний дренаж у вигляді горизонтальних заглиблених перфорованих труб - дрен з фільтрами різних конструкцій або трубофільтрів - застосовують на зсувонебезпечних територіях при неглибокому заляганні ґрунтових вод.

Систематичний дренаж влаштовується для захисту прилеглих до схилів територій, якщо в зоні впливу даного дренажу знаходяться об'єкти з однаковими вимогами до рівня залягання ґрунтових вод. Відмітку необхідного зниженого рівня ґрунтових вод визначають гідрогеологічним розрахунком із метою забезпечення необхідного значення коефіцієнта стійкості схилів. Цей тип дренажу, як правило, виконується в рамках інженерної підготовки ділянок будівництва автомобільних доріг.

Головний дренаж застосовується при домінуючому притоці ґрунтових вод з боку масштабних зон інфільтрацій.

Залежно від характеру відбору підземних вод дренаж і водознижуючі конструкції можуть бути розділені на чотири типи: горизонтальні, вертикальні, комбіновані і пласти.

Вертикальний дренаж застосовується при глибокому заляганні рівня підземних вод, при необхідності значних глибин водопонижень, при великій потужності водоносного горизонту або наявності живлення знизу. До конструкцій вертикального дренажу відносяться водознижуючі і водовбирні свердловини, а також крізні фільтри.

Горизонтальний дренаж застосовується при неглибокому заляганні рівня підземних вод і при відносно невеликому пониженні рівнів. Він ефективний в однорідному, добре проникному середовищі, особливо при влаштуванні на водоупорі (досконалий дренаж). При відкритому способі виконання робіт

глибина закладки горизонтального дренажу за економічними умовами обмежується 5-6 м (максимально 8 м), при закритому способі глибина закладки його конструкцій не обмежується. До конструкцій горизонтального дренажу відносяться відкриті канали і лотки, безтрубчаті траншейні дрени частково з обсіпанням з дренаючого матеріалу (камінь, щебінь, штучні фільтри і т.д.), трубчасті дрени (залізобетонні, бетонні, керамічні, дерев'яні), дренажні галереї, дренажні штольні, горизонтальні дренажні свердловини.

Комбінований дренаж застосовується при великій потужності водоносного горизонту, який є двошаровою товщею з добре водопроникними ґрунтами в нижній частині розрізу і за наявності водовідводу у верхній частині. До конструкцій комбінованого дренажу відносяться поєднання горизонтальних дрен з вертикальними самозливаючими свердловинами, а також поєднання дренажних штретків із штольною з крізними фільтрами.

Дренаж пласта (рис. 3.5) застосовується на ділянках слабопроникаючих ґрунтів для захисту окремих споруд або комунікацій на ділянках автомобільних доріг від підтоплення підземними водами, коли використання інших типів дренажів неефективне.

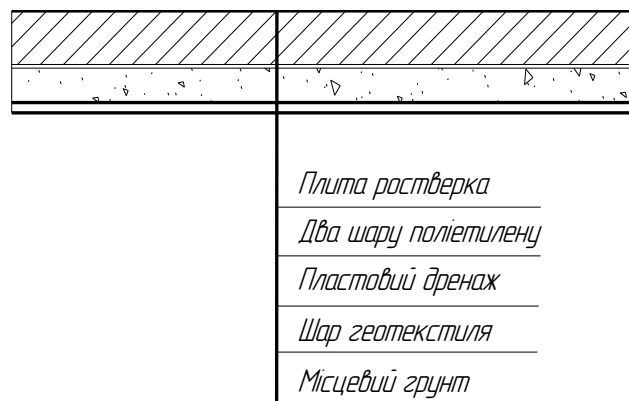


Рис. 3.5. Дренаж пласта

Дренажі, що використовуються для пониження підземних вод, залежно від планового розташування водозабірних споруд і джерел надходження розділяють на лінійні (рис. 3.6) (головні, берегові, супутні), кільцеві і систематичні.

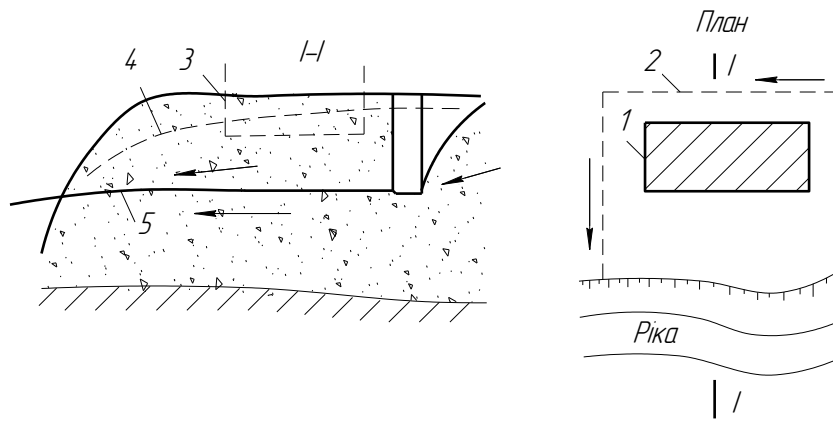


Рис. 3.6. Лінійний головний дренаж: 1 - територія, що захищають; 2 - траса дренажу; 3 - контур території, що захищають; 4 - рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 - понижений рівень підземних вод

Головний лінійний дренаж використовується для захисту територій і споруд від підтоплення потоком підземних вод, що поступають з боку вододілу. Для захисту територій і споруд під час вступу ґрунтових вод з боку водотоку або водоймища використовується лінійний береговий дренаж (рис. 3.7). Такий дренаж одночасно приймає підземні води, а також захищає територію автомобільної дороги від підтоплення паводковими водами.

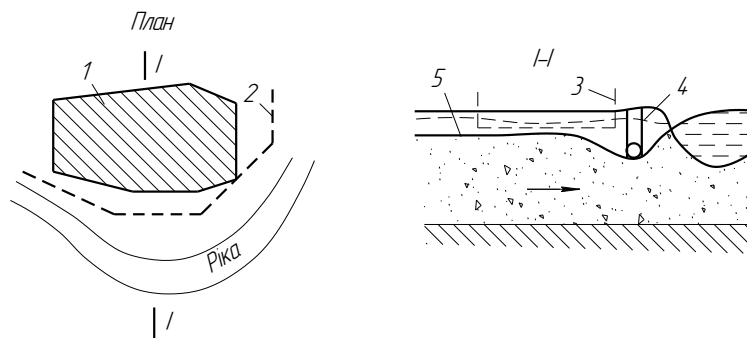


Рис. 3.7. Лінійний береговий дренаж: 1 - територія, що захищають; 2 - траса дренажу; 3 - контур території, що захищають; 4 - рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 - понижений рівень підземних вод

По конструкції лінійний береговий дренаж залежно від гідрогеологічних умов, необхідної глибини пониження рівнів підземних вод, величини коливань рівнів на межі потоку фільтрації може влаштовуватись горизонтальним, вертикальним або комбінованим.

Лінійний супутній дренаж (рис. 3.8) використовується для захисту окремих об'єктів типу підземних тунелів, галерей і т.д.

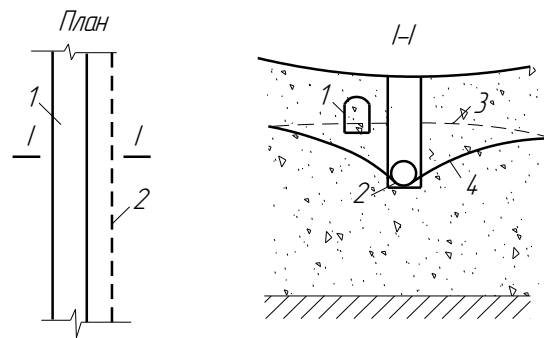


Рис. 3.8. Лінійний супутній дренаж: 1 - підземна споруда; 2 - супутній дрен; 3 - рівень підземних вод до влаштування дренажу; 4 - понижений рівень підземних вод

Його часто влаштовують спільно із заглибленими спорудами для зняття баражного ефекту, який може робити вплив на стійкість схилів.

Лінійний кільцевий дренаж (рис. 3.9) використовується для загального пониження рівня підземних вод на території окремих споруд при хорошій проникності товщі порід, що містять водоносний горизонт і відсутності інтенсивного живлення всередині контура території, що захищають.

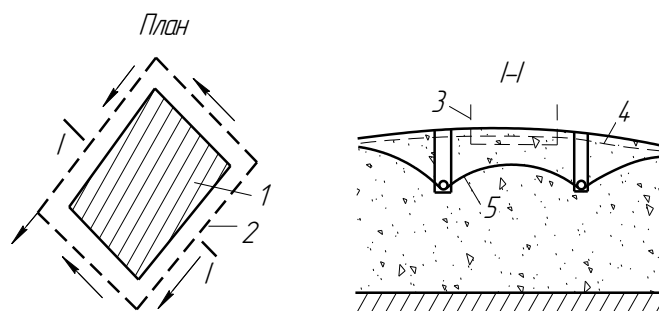


Рис. 3.9. Лінійний кільцевий дренаж: 1 - територія, що захищають; 2 - траса дренажу; 3 - контур території, що захищають; 4 - рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5- понижений рівень підземних вод

Лінійний систематичний дренаж (рис. 3.10) використовується для загального пониження рівня підземних вод на території за наявності живлення всередині території, яку захищають. Дренажні споруди вибираються залежно від умов водозниження, що повинні забезпечити необхідне і стійке положення рівнів підземних вод на

зсувонебезпечній ділянці автомобільної дороги. Для цієї мети найчастіше використовуються безтрубчасті або трубчасті горизонтальні дрени або дренажні штреки і штольні.

Безтрубчасті траншейні дрени є траншеї, повністю або частково заповнені фільтруючим матеріалом. Їх використовують найчастіше на зсувонебезпечних схилах тільки як тимчасові пристрої. У якості фільтруючого матеріалу використовують кам'яний насип, щебінь, хворост, геотекстиль і ін.

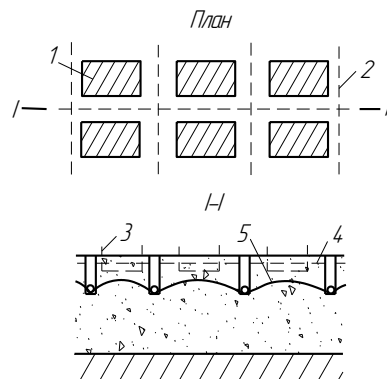


Рис. 3.10. Лінійний систематичний дренаж: 1 - територія, що захищають; 2 - траса дренажу; 3 - контур території, що захищають; 4 - рівень підземних вод до влаштування дренажу; 5 - понижений рівень підземних вод

Дренажні штреки і штольні влаштовують при глибокому заляганні підземних вод на крутих обвальних або зсувонебезпечних схилах. Повздовжній ухил дренажних штреків і штольних до водозбірників приймають не менше 0,003, поперечний ухил до канавки водовідведення - не менше 0,01. Штольні в протизсувному будівництві - дуже дорогі споруди, і вони застосовуються тільки у тому випадку, коли неможливо використовувати інші способи водозниження. При цьому слід детально обґрунтувати необхідність використання таких дренажів.

3.2. Розрахунок рівня ґрунтових вод при підтопленні зсувонебезпечних територій

Основні методи визначення положень рівнів ґрунтових або міжпластових вод засновані на математичному моделюванні задач фільтрацій шляхом інтеграції повних рівнянь по вертикалі або за

допомогою усереднювання функцій і коефіцієнтів, або безпосередньо із застосуванням балансових співвідношень [20].

Нижче достатньо стисло, але докладно викладено розрахунки фільтрацій ґрунтових вод для різних гідрогеологічних умов. Вплив водоймищ, великих каналів, значних опадів, паводків та підтоплень на умови прилеглих територій відбувається за рахунок підпору існуючих рівнів ґрунтових вод. Типові розрахункові схеми, що використовуються для прогнозу рівнів ґрунтових вод, приведені на рис. 3.11.

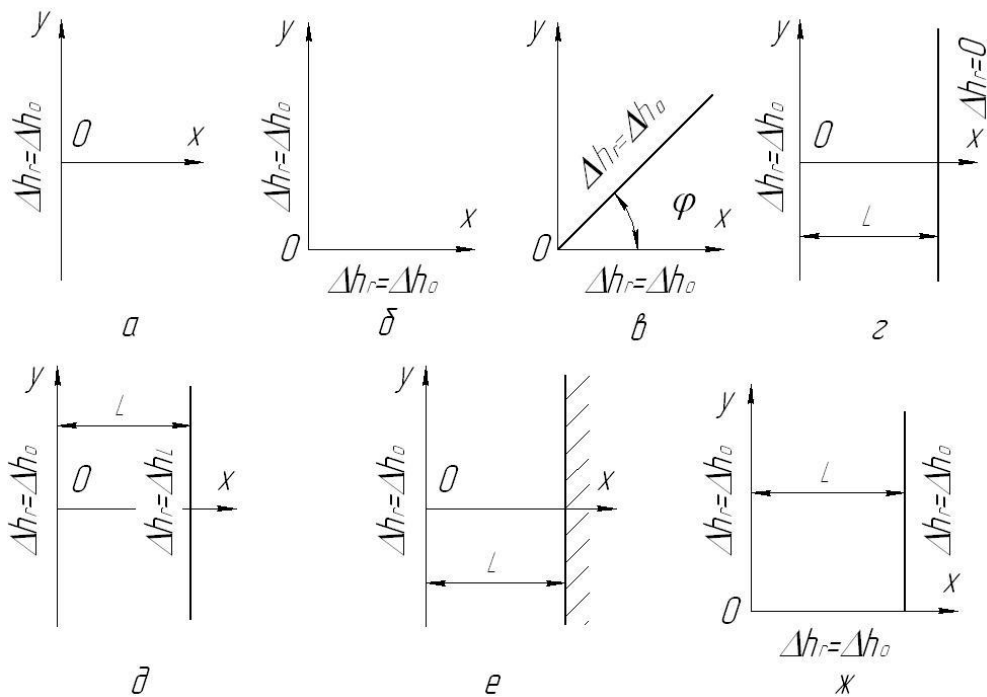


Рис. 3.11. Розрахункові схеми планової області фільтрації при збільшенні рівнів ґрунтових вод на межі: а - напівобмежений шар; б - квадрант шару; в - кут шару ($\varphi=\pi/4$); г, д, е - смуга шару; ж – півсмуги

Рівні води на межах потоку фільтрації в загальному випадку є мінливими в часі. Основні можливі схеми зміни рівнів на межі в часі відображені на рис. 3.12.

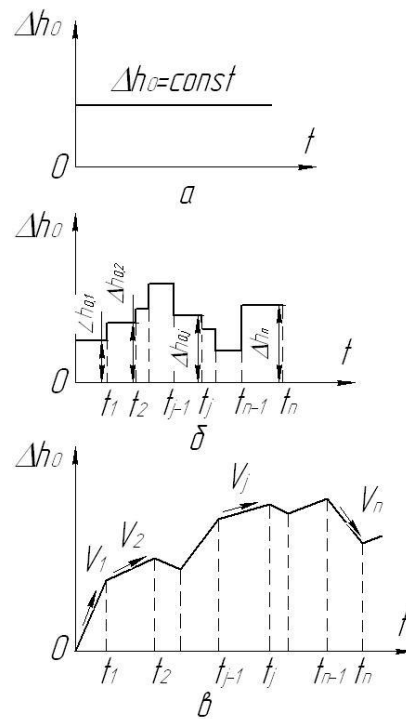


Рис. 3.12. Схеми режиму рівнів на межі ґрунтових вод: а - усереднена величина в часі; б - ступінчастий графік; в - частково-лінійний графік

На положення рівнів ґрунтових вод в межах території, що захищається, робитиме вплив також інфільтрація [22]. Значення інфільтраційного живлення змінюється в часі. Для розрахунків фільтрацій найчастіше використовують схеми інфільтраційного живлення, приведені на рис. 3.13.

Мінливість величини інфільтрації в часі пов'язана з кліматичними умовами, із зміною кліматичних і біологічних чинників (нерівномірністю випадання атмосферних опадів, сезонними коливаннями випаровування, транспірування і тому подібне) [23,24].

Найбільш простою є схема постійної (усередненою) в часі інтенсивності інфільтрації $\epsilon = \text{const}$ (рис. 3.13, а). Використовують її переважно для довгострокових прогнозів підтоплення ділянок автомобільних доріг. Для короткострокових прогнозів коливання рівнів ґрунтових вод і при оцінці величини тимчасового або періодичного підтоплення територій необхідно враховувати істотні зміни в часі розрахункової інтенсивності інфільтрації (ϵ , м/добу).

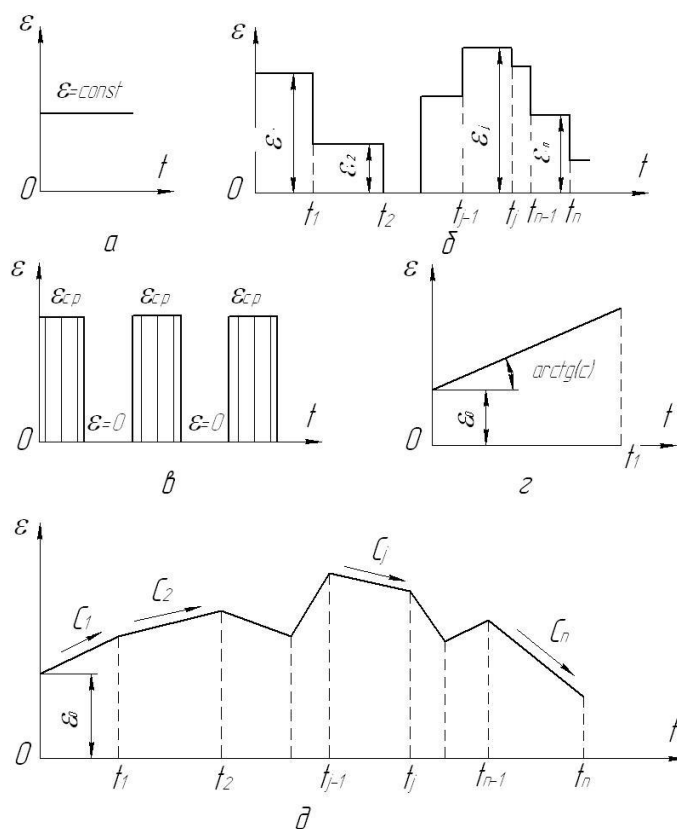


Рис. 3.13. Розрахункові схеми режиму інфільтрації: а - $\varepsilon = \text{const}$; б - ступінчастий графік; в - рівномірно-перервистий режим; г - лінійна залежність; д - частково -лінійний графік

У практиці широко застосовується схематизація ε у вигляді частково-постійної величини, тобто ступінчастого графіка (рис. 3.12, б).

При схематизації фільтрації будови водоносних шарів найчастіше застосовують три розрахункові схеми: умовно однорідний шар на водотривкому шарі; умовно однорідний шар за наявності «граничного перетікання» через слабопроникаючий підстилаючий шар; планова неоднорідність водоносної товщі на непроникному водотривкому шарі.

Розрахункові схеми геометричної форми шару в плані приймаються такими, як на рис. 3.11: напівобмежений шар, кут шару, квадрант шару, смуга шару, півсмуги. Крім того, вводяться ще дві схеми: необмежений шар і прямокутник шару.

Є рішення для простих розрахункових схем з урахуванням основних типів граничних умов: першого, другого і третього роду.

У шаруватому інженерно-геологічному розрізі визначається шар з мінімальним коефіцієнтом фільтрації. З ним порівнюються коефіцієнти фільтрації кожного шару (табл. 3.2).

Якщо для шарів співвідношення коефіцієнтів фільтрації складає ≤ 10 , то водоносна товща вважається порівняно однорідною. Розрахункова схема підтоплення схилу показана на рис. 3.14.

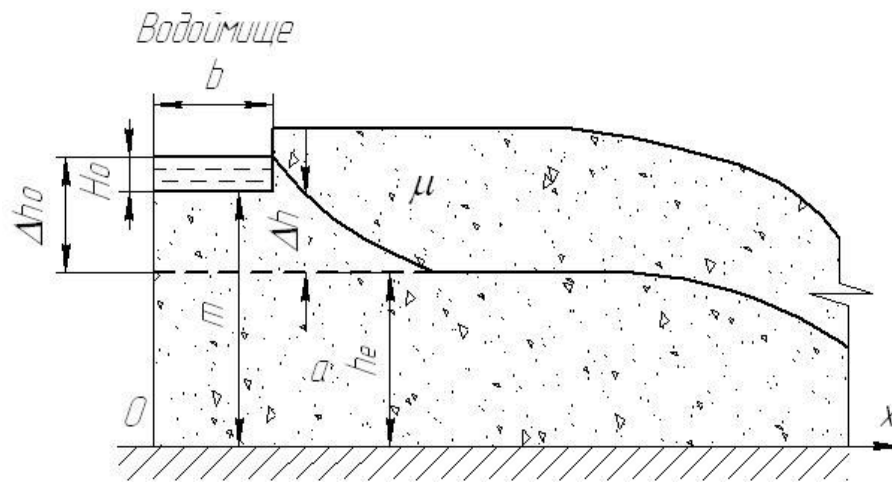


Рис. 3.14. Розрахункова схема підтоплення від водоймища

Таблиця 3.2

Усереднені характеристики властивостей фільтрацій ґрунтів

Тип ґрунту	Коефіцієнт фільтрації K_i , м/добу	Коефіцієнт водовіддачі, μ	Висота капілярного підйому H_k , м
Глини:			
важкі	$\leq 10^{-5}$	$\leq 10^{-3}$	> 5
щільні			
легкі	$(1-10) \cdot 10^{-4}$	$(1-10) \cdot 10^{-3}$	4-5
Суглинки алювіальні:			
мулисті	0,01-0,05	0,01	3,5-4,0
важкі	0,05-0,10	0,01-0,02	3,0-3,5
середні	0,10-0,30	0,02-0,03	2,0-3,0
легкі	0,30-0,60	0,03-0,05	1,5-2,0
Суглинки лесові:			
важкі	0,1-0,3	0,02-0,03	3,0-3,5
щільні	0,3-0,5	0,03-0,05	2,0-3,0
легкі	0,5-1,0	0,05-0,07	1,5-2,0
Супіски	0,8-1,5	0,07-0,12	1,2-1,5

Піски:			
дрібні	1-3	0,10-0,15	1,00-1,20
пильоваті	3-10	0,15-0,20	0,35-1,00
дрібнозернисті	10-15	0,20-0,25	0,15-0,35
середньозернисті	15-30	0,25-0,30	0,02-0,14
грубозернисті	30-100	0,30-0,35	
гравелисті з галькою			
Пісковики:			
на глинистому цементі	3-6	0,02-0,03	-
на карбонатному цементі	3-6	$(1-5) \cdot 10^{-3}$	-
Вапняки:			
тріщинуваті	1-10	$(8-30) \cdot 10^{-3}$	-
закарстовані	50-150	0,01-0,05	-
сильно закарстовані	>150	0,05-0,15	-

Для кожної товщі визначають сумарні потужності h , провідність T і середньозважані значення коефіцієнта фільтрації K_i :

$$h = \sum_{i=1}^n h_i, \quad K = \frac{\sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n h_i}, \quad T = \sum_{i=1}^n K_i \cdot h_i. \quad (3.1)$$

Якщо водоймище досконале і прорізає водоносний шар або розкриває його в межах 0,5-0,7 потужності водоносної товщі, а в плані є прямою лінією з постійним граничним підпором Δh_0 , то вказана величина приймається для прогнозу і підставляється у формулу (3.2). Для недосконалого водоймища величина Δh_0 уточнюється по методу опорів фільтрацій, розробленому В.М. Шестаковим.

Формула М.М. Верігіна для прогнозних розрахунків підпору (підвищення) рівня ґрунтових вод має вигляд [21]

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0 \operatorname{erfc}(\lambda), \quad \operatorname{erfc}(\lambda) = 1 - \operatorname{erf}(\lambda), \quad \lambda = \frac{x}{2\sqrt{at}}, \quad (3.2)$$

де $\operatorname{erf}(\lambda)$ - інтеграл вірогідності, значення якого приведені в табл. 3.3; x - координата розрахункової точки, що відраховується від

межі області фільтрації, м; a - коефіцієнт рівня провідності шару, м²/добу; t - час процесу формування підпору після наповнення водоймища, доба.

Якщо на межі потоку фільтрації вздовж граничного контура $x=L$ зберігається рівень височування (наприклад, на схил, в глибоку балку і тому подібне), то розрахунок прогнозного підняття рівня ґрунтових вод $h(x,t)$ під впливом підпору від водоймища виконується по формулі

$$\Delta h(x,t) = \Delta h_0 \left[1 - \bar{x} - S(\bar{x}, \tau) \right], \quad (3.3)$$

де $\bar{x} = \frac{x}{L}$, $\tau = \frac{at}{L^2}$, $S(\bar{x}, \tau)$ - функція, графік якої для практичних розрахунків приведений на рис. 3.15; x - відстань розрахункової точки від урізання водоймища, м.

Таблиця 3.3

Значення функцій $erf(\lambda)$, $i^2erfc(\lambda)$

λ	$erf(\lambda)$	$i^2erfc(\lambda)$	λ	$erf(\lambda)$	$i^2erfc(\lambda)$
0	0	0,2500	0,43	0,4569	0,0852
0,01	0,0113	0,2444	0,44	0,4662	0,0828
0,02	0,0226	0,2438	0,45	0,4755	0,0806
0,03	0,0338	0,2335	0,46	0,4847	0,0783
0,04	0,0451	0,2282	0,47	0,4938	0,0762
0,05	0,0564	0,2230	0,48	0,5027	0,0740
0,06	0,0676	0,2179	0,49	0,5117	0,0720
0,07	0,0789	0,2129	0,50	0,5205	0,0700
0,08	0,0901	0,2080	0,52	0,5379	0,0661
0,09	0,1013	0,2031	0,54	0,5549	0,0623
0,10	0,1125	0,1984	0,56	0,5716	0,0588
0,11	0,1236	0,1937	0,58	0,5879	0,0555
0,12	0,1348	0,1892	0,60	0,6039	0,0523
0,13	0,1459	0,1847	0,62	0,6194	0,0492
0,14	0,1569	0,1803	0,64	0,6346	0,0463
0,15	0,1680	0,1760	0,66	0,6494	0,0436
0,16	0,1790	0,1718	0,68	0,6638	0,0410
0,17	0,1900	0,1676	0,70	0,6778	0,0382

λ	$erf(\lambda)$	$i^2 erfc(\lambda)$	λ	$erf(\lambda)$	$i^2 erfc(\lambda)$
0,18	0,2009	0,1635	0,72	0,6914	0,0362
0,19	0,2118	0,1596	0,74	0,7047	0,0340
0,20	0,2227	0,1557	0,76	0,7175	0,0319
0,21	0,2335	0,1518	0,78	0,7300	0,0299
0,22	0,2443	0,1481	0,80	0,7421	0,0280
0,23	0,2550	0,1444	0,82	0,7538	0,0262
0,24	0,2657	0,1408	0,84	0,7651	0,0246
0,25	0,2763	0,1373	0,86	0,7761	0,0230
0,26	0,2869	0,1338	0,88	0,7867	0,0215
0,27	0,2974	0,1304	0,90	0,7969	0,0201
0,28	0,3079	0,1271	0,92	0,8068	0,0187
0,29	0,3183	0,1239	0,94	0,8163	0,0175
0,30	0,3286	0,1207	0,96	0,8254	0,0163
0,31	0,3389	0,1176	0,98	0,8342	0,0152
0,32	0,3491	0,1145	1,00	0,8427	0,0142
0,33	0,3593	0,1116	1,10	0,8802	0,0099
0,34	0,3694	0,1087	1,20	0,9103	0,0068
0,35	0,3794	0,1058	1,30	0,9340	0,0046
0,36	0,3893	0,1030	1,40	0,9523	0,0030
0,37	0,3992	0,0998	1,50	0,9661	0,0020
0,38	0,4090	0,0976	1,60	0,9763	0,0013
0,39	0,4187	0,0950	1,70	0,9838	0,0008
0,40	0,4284	0,0925	1,80	0,9891	0,0005
0,41	0,4380	0,0900	1,90	0,9928	0,0003
0,42	0,4475	0,0875	2,00	0,9953	0,0002

При певних умовах підняття рівнів ґрунтових вод супроводжується набуханням ґрунтів, зміною їх міцності, зсувними процесами. Прогнозне підвищення рівня ґрунтових вод Δh при $\varepsilon = \text{const}$ обчислюється за допомогою рівняння

$$\Delta h(x, y, t) = 0,25 \frac{\varepsilon t}{\mu} [I(\eta_x, m_1) - I(\eta_x, m_2) - I(\xi_x, m_3) + I(\xi_x, m_4)], \quad (3.4)$$

де $\eta_x = \frac{x+b}{2\sqrt{at}}$; $\xi_x = \frac{x-b}{2\sqrt{at}}$; $m_{1,2} = \frac{y \pm l}{x+b}$; $m_{3,4} = \frac{y \pm l}{x-b}$; x, y - координати розрахункової точки планової області, м; ε - розрахункова інтенсивність інфільтрації, м/добу; t - тривалість прогнозного періоду, доба; μ - коефіцієнт водовіддачі ґрунту в зоні

аерації; b і l - геометричні параметри ділянки інфільтрації, м; a - коефіцієнт рівня провідності шару, м²/добу.

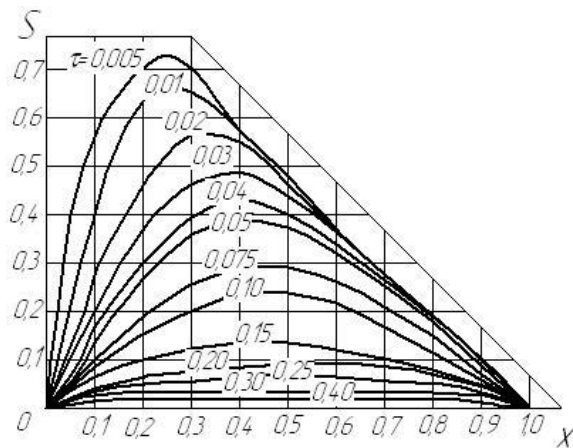


Рис. 3.15. Графік функції $S(x, \tau)$

Функція $I(\lambda, m)$ табульована, значення її для практичного використання приведені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4

Значення функції $I(\lambda, m)$ при $m \leq 1$

m	λ						
	0,90	1,00	1,20	1,40	1,80	2,00	3,00
0,05	0,0927	0,1042	0,1263	0,1474	0,1872	0,2063	0,2951
0,10	0,1777	0,1990	0,2391	0,2767	0,3453	0,3772	0,5172
0,15	0,2555	0,2867	0,3396	0,3889	0,4758	0,5169	0,6894
0,20	0,3266	0,3625	0,4285	0,4873	0,5870	0,6297	0,7910
0,25	0,3913	0,4325	0,5070	0,5716	0,6767	0,7198	0,8688
0,30	0,4499	0,4955	0,5759	0,6438	0,7494	0,7899	0,9197
0,40	0,5513	0,6016	0,6864	0,7571	0,8538	0,8872	0,9729
0,50	0,6335	0,6865	0,7729	0,8370	0,9180	0,9425	0,9920
0,60	0,6996	0,7522	0,8349	0,8918	0,9556	0,9722	0,9980
0,80	0,7935	0,8418	0,9109	0,9520	0,9876	0,9922	0,9999
1,00	0,8504	0,8923	0,9472	0,9760	0,9959	0,9985	1,0000

Основним критерієм визначення ступеню підтоплення території є порівняння існуючих H_i і прогнозних $H_{пр}$ положень рівнів ґрунтових вод з критичними значеннями $H_{кр}$, при яких можливо утворення на схилах зсувних явищ.

Захист і освоєння зсувонебезпечних територій, ділянок автомобільних доріг, що характеризуються повною відсутністю геоморфологічних форм зсувоутворень, на яких зсуви можуть виникати після зміни гідрогеологічних умов, проводять в такій послідовності:

1. Вивчають інженерно-геологічну будову, гідрогеологічні і гідрологічні умови в місцях, де спостерігається прогресуюче зменшення ступеню стійкості схилу внаслідок підняття рівня ґрунтових або міжпластових вод або дії інших чинників.

2. Встановлюють ступінь небезпеки розвитку зсувних процесів з врахуванням даних досліджень за прогнозом динаміки рівнів ґрунтових вод. При цьому перевірочні розрахунки стійкості схилів проводять для максимально можливих за даними прогнозу величин підйому рівнів ґрунтових вод.

3. Визначають форму обвального зсуву, межі і глибину захоплення порід, можливі наслідки розвитку зсувної деформації на ділянках автомобільної дороги з погляду матеріальних збитків, втрати земель або небезпеки для життя людей.

4. Встановлюють необхідність завчасного будівництва протизсувних дренажів і проведення інших видів робіт, виходячи з того, що виконання заходів щодо стабілізації рівня підземних вод, закріплення берега від розмиву, зменшення величини інфільтрації і т.п. приведе до економії матеріальних і трудових ресурсів, направлених на попередження появи зсувів.

5. Проектують і будують споруди інженерного захисту, застосування яких забезпечує підвищення коефіцієнта стійкості схилу або його стабільність. Потім проводять роботи по освоєнню території відповідно до нормативних документів, що діють.

3.3. Проектування утримуючих протизсувних споруд на автомобільних дорогах у гірській місцевості

Вибір необхідної конструкції утримуючих протизсувних споруд і їх місцерозташування на зсувонебезпечних територіях здійснюють на підставі аналізу і врахування:

- особливостей територій схилів – обвальні чи зсувонебезпечні;

- результатів комплексних інженерних досліджень в межах зсувонебезпечних територій або в районах прояву обвалів та зсувів;
- даних, що характеризують проєктовані та існуючі об'єкти, а також особливості використання територій;
- прогнозу можливих змін природних умов, викликаних природними або техногенними чинниками, змін призначення і стану об'єктів, що захищаються;
- оцінки матеріалів науково-дослідних робіт і моделювання, виконаних для вибору ефективних конструкцій протизсувного захисту;
- вимог архітектурно-планувальних рішень по освоєнню територій;
- досвіду проєктування, будівництва і експлуатації інженерного захисту об'єктів;
- даних про місцеві будівельні умови, кліматичні особливості, наявності кар'єрів будівельних матеріалів і природних ресурсів;
- вимог за систематичними спостереженнями за станом території автомобільної дороги і за роботою споруд інженерного захисту в період будівництва і експлуатації автомобільних доріг;
- вибору місць установки контрольних-вимірних приладів, наглядних свердловин, установки датчиків, постів, геодезичних реперів, марок і інших приладів для спостереження в період будівництва і експлуатації автомобільних доріг за розвитком впливу зсувних процесів на утримуючі інженерні споруди;
- правил технічної експлуатації споруд інженерного захисту і організації роботи служби технічній експлуатації.

Вибір споруд інженерного захисту здійснюють з урахуванням ступеню відповідальності і цінності територій, які захищають, будівель і споруд, їх конструктивних і експлуатаційних особливостей [10,13]. При цьому аналізують можливість використання споруд інженерного захисту як конструктивні елементи будівель і споруд, що планується розміщувати на зсувонебезпечній території.

Основними принципами проєктування споруд інженерного захисту є: надійність (здатність споруди сприймати навантаження впродовж всього терміну служби без порушення умов нормальної експлуатації захисних споруд або територій); швидкість побудови

(захисна споруда, особливо на зсувонебезпечних територіях, повинна бути побудована в найкоротший термін); економічність (захисні споруди, що проектуються в конкретних умовах, повинні мати найменшу вартість із всіх проаналізованих варіантів); максимальне використання утримуючої здатності ґрунтів, розташованих нижче обвальних мас; широке застосування при проектуванні і будівництві автомобільних доріг сучасних технологій, устаткування і механізмів, досягнень у галузі механіки ґрунтів і будови фундаментів.

Розрахунок бетонних і залізобетонних конструкцій споруд інженерного захисту виконується по граничних станах першої і другої груп [9].

Перша група включає граничні стани, при яких має місце повна непридатність конструкції до експлуатації внаслідок:

- руйнування крихкого, втомного і іншого характеру, включаючи руйнування при сумісній дії зовнішніх навантажень і несприятливого впливу навколишнього середовища (періодичного або постійного впливу агресивного середовища, дії поперемінного заморожування і т.п.);

- втрати загальної і місцевої стійкості.

Друга група включає граничні стани, що ускладнюють нормальну експлуатацію конструкцій, що зменшує їх встановлений термін служби внаслідок:

- надмірного розкриття тріщин (якщо за умовами експлуатації утворення або надмірне розкриття тріщин не допустиме);

- значних переміщень (прогинання, кути поворотів, коливання).

До тріщиностійкості конструкцій (або їх частин) встановлюють вимоги відповідних категорій залежно від умов, в яких вони працюють та від виду використаної арматури:

1-а категорія - не допускається утворення тріщин (тріщиностійкі конструкції);

2-а категорія - допускається обмежене по ширині, нетривале розкриття тріщин a_{crc1} при умові забезпечення їх подальшого закриття (нетріщиностійкі конструкції);

3-а категорія - допускається обмежене по ширині нетривале a_{crc1} , тривале a_{crc2} розкриття тріщин (нетріщиностійкі конструкції).

На території, що захищається, до початку проектування споруд інженерного захисту проводять оцінку сучасного стану існуючих споруд, автомобільних доріг, комунікацій на підставі достовірних відомостей щодо виявлених деформацій. Виконується також оцінка господарського і екологічного значення території і перспективи її використання. Розробка проектів інженерного захисту автомобільних доріг на зсувонебезпечних територіях проводиться з урахуванням інженерних досліджень залежно від подальшого використання території, що захищається.

Утримуючі протизсувні споруди відносять до основних споруд протизсувного комплексу, будівництво яких проводиться на підставі обґрунтованих інженерних розрахунків, техніко-економічного зіставлення варіантів різних конструкцій з іншими протизсувними спорудами. Доцільність їх застосування обґрунтовується наступним:

- стійкість схилу в період зведення споруд поступово збільшується;
- виключаються великі об'єми земляних робіт, що особливо важливе для гірських умов;
- технологія пристрою паль великих діаметрів дозволяє майже повністю механізувати будівництво;
- вертикальні елементи утримуючих протизсувних споруд, що працюють на вигин, після стабілізації схилу можуть використовуватися як фундаменти під будівлі різного призначення.

На обвальних територіях не допускається застосовувати утримуючі протизсувні споруди, якщо на підставі експериментальних робіт інженерно-геологічними дослідженнями чітко не визначена поверхня ковзання або зона горизонту, що деформується.

Експериментальні дослідження показали, що ордината зсувного тиску на нерухому утримуючу споруду в широкому діапазоні обвальних зсувів зростає практично пропорційно величині переміщення зсувних ґрунтів. Ступінь зменшення зсувного тиску залежить від величини структурної міцності ґрунту. При зміні зсувного тиску від нуля до максимального значення, коли залежність тиску від величини переміщення зсувних масивів близька до лінійної, можна припустити, що ґрунт працює як пружне середовище Вінклера. Величину зусиль від зсувних масивів на елементи утримуючої споруди отримують множенням

коефіцієнта жорсткості ґрунту на величину переміщення зсувного масиву, розташованого перед спорудою [30].

Для зсувів ковзання або інших типів зсувів при невеликій потужності зони деформації, розрахункова схема жорсткої однорядної утримуючої протизсувної споруди представлена на рис. 3.16.

Величину зсувів, враховуючи прийняті вище припущення, можна визначити за рівнянням

$$y = \delta(a + bx), \quad (3.5)$$

де y - переміщення елемента жорсткої споруди; δ - величина зсуву обвальних ґрунтів.

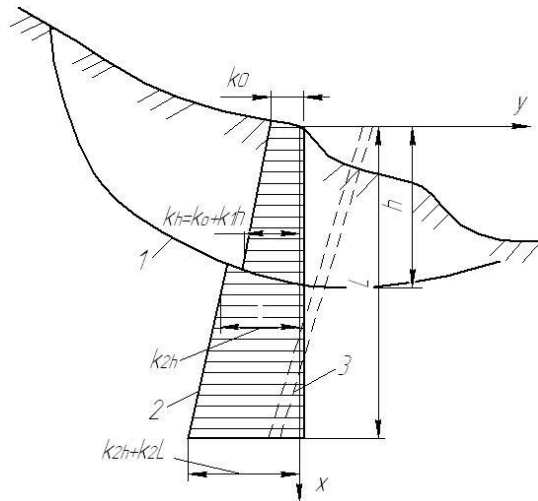


Рис. 3.16. Схема роботи однорядної утримуючої споруди: 1 – поверхня ковзання; 2 – епюри коефіцієнтів жорсткості зсувних та стійких ґрунтів; 3 – вертикальний елемент жорсткої утримуючої споруди

Коефіцієнти a і b (для $\delta = \text{const}$) визначають на підставі рішення системи рівнянь, що описують рівновагу утримуючого елемента:

$$\int_0^h (1 - ma - mbu) \varphi_1(u) du - \int_0^L (a + bu) \varphi_2(u) du = 0; \quad (3.6)$$

$$\int_0^h (x - u)(1 - ma - mbu) \varphi_1(u) du - \int_0^L (x - u)(a + bu) \varphi_2(u) du = 0,$$

де $\varphi_1(x)$, $\varphi_2(x)$ - функції, що характеризують жорсткість ґрунтів в залежності від глибини x в межах зсувного блоку і нижче поверхні

ковзання в горизонтальному напрямку (для даних розрахункової схеми $\varphi_1(x) = k_0 + k_{1x}$; $\varphi_2(x) = k_{2h} + k_{2x}$); k_0 і k_{1x} - горизонтальний коефіцієнт жорсткості ґрунту на рівні денної поверхні і поблизу поверхні ковзання в межах зсувних ґрунтів; k_{2x} і k_{2h} - те ж поблизу поверхні ковзання і на глибині занурення вертикальних утримуючих елементів в межах стійких порід нижче поверхні ковзання; h - глибина до поверхні зсуву на ділянці влаштування утримуючих протизсувних споруд; L і b - глибина занурення вертикальних елементів утримуючих протизсувних споруд та їх поперечний розмір; m - коефіцієнт, що враховує ступінь стійкості зсувних ґрунтів, що прямо примикають до утримуючої споруди з низової сторони: $m=2$, якщо коефіцієнт стійкості вказаних ґрунтів зсувного схилу більший або дорівнює 1,5. Якщо коефіцієнт стійкості зсувних блоків, що примикають до споруди, дорівнює одиниці, то $m=1$. До всіх подальших випадків значення m береться по лінійній екстраполяції в залежності від коефіцієнта стійкості ґрунтів.

З приведеного визначення величини m є одне виключення (рис. 3.17). Якщо на ділянках схилів, закріплених утримуючими спорудами, у верхній частині споруд періодично проходить рухоме навантаження (великовантажні автомобілі, потяги і ін.), то величина відсічі не враховується на ділянці АБ (рис. 3.17). В межах ділянки АБ утримуючі елементи, періодично відхиляючись, утворюють в ґрунтах зазор. Для таких умов $m=1$ незалежно від значення коефіцієнта стійкості ґрунтів, розташованих нижче утримуючої споруди.

Глибину занурення утримуючих елементів спочатку визначають по формулі:

$$L = \left(4 \sqrt{\frac{k_{\text{ср}}}{k_{2h}}} + 1 \right) h, \quad (3.7)$$

де $k_{\text{ср}}$ - середній горизонтальний коефіцієнт жорсткості ґрунту обвальних ґрунтів; k_{2h} - середній горизонтальний коефіцієнт жорсткості стійкого ґрунту нижче за поверхню ковзання в межах глибини занурення вертикальних утримуючих елементів.

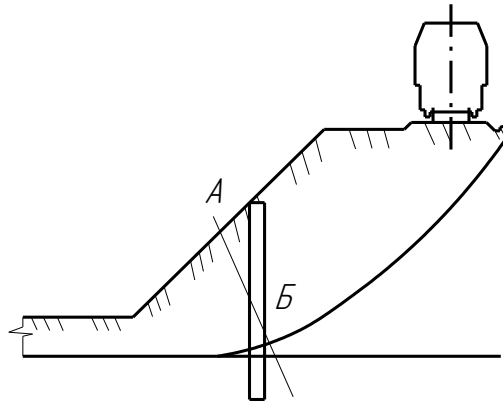


Рис. 3.17. Схема роботи утримуючої споруди поблизу рухомого навантаження

Для умов $k_0 = 0$ і $\varphi(x) = \text{const}$ в табл. 3.5 і 3.6 наведено рішення системи (3.6) і визначені коефіцієнти a і b .

Таблиця 3.5

Значення коефіцієнтів a і b при $m=1$

$\frac{k_{2h}}{k_h}$	$\frac{0,8L}{h}$	a	bh	$\frac{L}{h}$	a	bh	$\frac{1,2L}{h}$	a	bh
1,0	1,60	1,581	-1,113	2,00	1,324	-0,811	2,40	1,100	-0,586
1,5	1,52	1,606	-1,182	1,90	1,300	-0,831	2,28	1,039	-0,578
2,0	1,47	1,624	-1,230	1,84	1,277	-0,840	2,21	0,988	-0,566
3,0	1,41	1,648	-1,296	1,76	1,238	-0,845	2,11	0,909	-0,541
5,0	1,33	1,679	-1,377	1,67	1,176	-0,839	2,00	0,798	-0,496
7,0	1,29	1,701	-1,431	1,61	1,130	-0,827	1,94	0,722	-0,461
10,0	1,25	1,727	-1,488	1,56	1,076	-0,808	1,87	0,641	-0,421
15,0	1,21	1,761	-1,555	1,51	1,011	-0,779	1,81	0,551	-0,372
20,0	1,18	1,787	-1,604	1,47	0,963	-0,755	1,77	0,490	-0,371
30,0		1,827	-1,674	1,43	0,894	-0,718	1,71	0,410	-0,289
50,0		1,772	-1,635	1,38	0,807	-0,665	1,63	0,322	-0,233
75,0		1,679	-1,571	1,34	0,740	-0,621	1,61	0,261	-0,193
100,0		1,626	-1,507	1,33	0,694	-0,590	1,58	0,224	-0,168
150,0	1,14	1,499	-1,392	1,29	0,632	-0,545	1,54	0,179	-0,136
200,0		1,390	-1,291	1,27	0,590	-0,515	1,52	0,151	-0,116
1500,0	1,14	0,478	-0,445	1,16	0,355	-0,327	1,39	0,042	-0,034
2000,-		0,382	-0,355	1,15	0,329	-0,305	1,38	0,034	-0,028

Значення коефіцієнтів a і b при $m=2$

$\frac{k_{2h}}{k_h}$	$\frac{0,8L}{h}$	a	bh	$\frac{L}{h}$	a	bh	$\frac{1,2L}{h}$	a	bh
1,0	1,60	0,792	-0,530	2,00	0,714	-0,429	2,40	0,630	-0,332
1,5	1,52	0,810	-0,571	1,90	0,715	-0,450	2,28	0,615	-0,339
2,0	1,47	0,823	-0,600	1,84	0,713	-0,463	2,21	0,600	-0,341
3,0	1,41	0,840	-0,639	1,76	0,708	-0,478	2,11	0,574	-0,340
5,0	1,33	0,860	-0,687	1,76	0,695	-0,491	2,00	0,532	-0,329
7,0	1,29	0,873	-0,717	1,61	0,683	-0,496	1,94	0,499	-0,318
10,0	1,25	0,887	-0,749	1,56	0,667	-0,497	1,87	0,461	-0,302
15,0	1,21	0,903	-0,783	1,51	0,645	-0,495	1,81	0,414	-0,279
20,0	1,18	0,914	-0,807	1,47	0,627	-0,490	1,77	0,380	-0,261
30,0		0,929	-0,839	1,43	0,600	-0,480	1,71	0,331	-0,233
50,0		0,922	-0,843		0,575	-0,474		0,311	-0,231
75,0		0,905	-0,832		0,483	-0,389		0,235	-0,175
100,0		0,886	-0,817		0,416	-0,344		0,189	-0,140
150,0	1,14	0,849	-0,785	1,37	0,326	-0,270	1,60	0,136	-0,101
200,0		0,813	-0,754		0,268	-0,222		0,106	-0,079
1500,0	1,14	0,385	-0,385	1,37	0,048	-0,039		0,016	-0,012
2000,0		0,320	-0,298		0,036	-0,030		0,012	-0,009

Величини вигинаючих моментів в елементах утримуючої споруди визначають за наступними залежностями:

$$0 \leq x \leq h;$$

$$M(x) = \frac{El_1}{k_0h + 0,5k_1h^2} \left[(1 - ma) \left(\frac{k_0x^2}{2} + \frac{k_1x^3}{6} \right) - bm \left(\frac{k_0x^3}{6} + \frac{k_1x^4}{12} \right) \right];$$

$$h \leq x \leq L;$$

$$M(x) = \frac{El_1}{k_0h + 0,5k_1h^2} \left\{ \begin{aligned} & (1 - ma) \left(k_0xh + k_1 \frac{xh^2}{2} - \frac{k_0h^2}{2} - \frac{k_1h^3}{3} \right) - \\ & - bm \left(k_0x \frac{h^2}{2} + k_1x \frac{h^3}{3} - k_1 \frac{h^4}{4} \right) - \\ & - \frac{a}{2} \left[k_2h(x-h)^2 + \frac{k_2x}{3}(x^3 - 3h^2x + 2h^3) \right] - \\ & - \frac{b}{6} \left[k_2h(x^3 - 3h^2x + 2h^3) + \frac{k_2}{3}(x^4 - 4xh^3 + 3h^4) \right] \end{aligned} \right\} \quad (3.8)$$

Нижче на рис. 3.18 представлені епюри вигинаючих моментів, обчислені за формулою (3.8) і заміряні в натурних умовах.

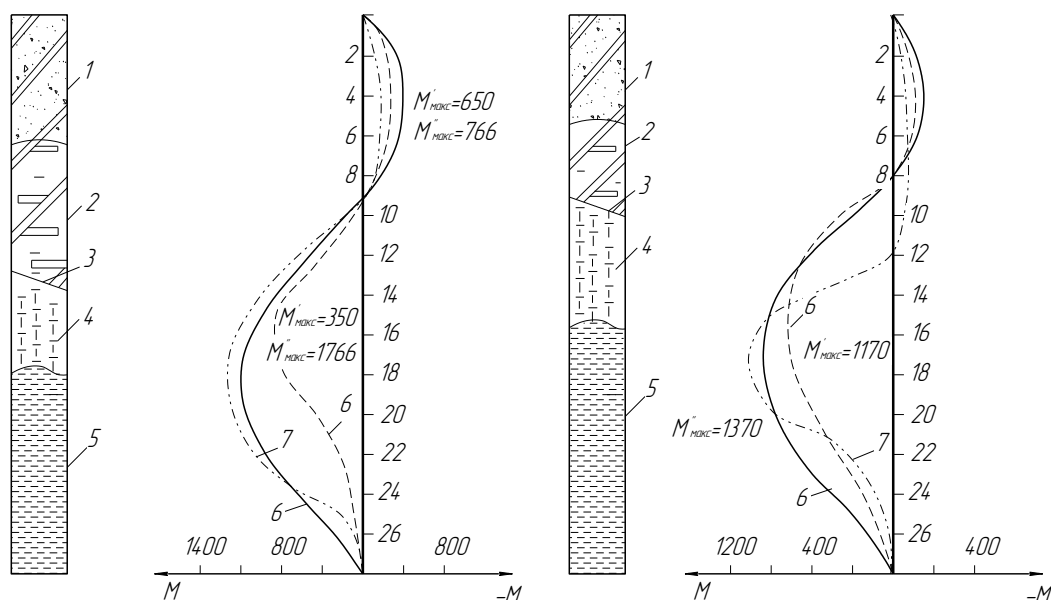


Рис. 3.18. Епюри вигинаючих моментів (М) в жорсткій однорядній утримуючій споруді: 1 - суглинки; 2 - суглинки з дровою і щебенем; 3 - поверхня ковзання; 4 - слабкі аргіліти; 5 - щільні плитчасті аргіліти; 6 -

заміряні в різний час величини вигинаючих моментів; 7 - обчислені величини вигинаючих моментів

Утримуючі протизсувні споруди із залізобетонних стовпів шахтної проходки були встановлені для закріплення обвалу на ділянках схилів автомобільних доріг південного берега Криму. Два стовпи було оснащено вимірною апаратурою - тензорезисторами - для вимірювання вигинаючого моменту і струнними ґрунтовими динамометрами - для вимірювання контактного тиску. Обчислені і заміряні максимальні величини вигинаючих моментів співпадають з точністю до 10%.

Формулу (3.8) застосовують для жорстких елементів протизсувних споруд. Належність до жорстких споруд встановлюється нерівністю

$$h^4 \sqrt{\frac{k_{cp} b_1}{D}} \leq 1,6. \quad (3.9)$$

До жорстких конструкцій утримуючих споруд можуть відноситись і протизсувні споруди паль при виконанні умов (3.9) і (3.10):

$$h \geq 0,33 \sqrt{F_n \frac{k_L l_b^2}{k_h b_1}}, \quad (3.10)$$

де b_1 - ширина утримуючого елемента по фронту споруди; D - жорсткість перетину утримуючого елемента; F_n - опорна площа перетину вертикального елемента на глибині L ; k_h і k_L - коефіцієнти жорсткості стійких, незміщуваних порід на глибині h і L ; l_b - відстань по осі між першим і останнім рядами утримуючих елементів на глибині занурення їх в стійкі породи.

Величину D визначають:

- для тріщиностійких елементів або їх ділянок

$$D = 0,8 E_b I_{red}; \quad (3.11)$$

- для нетріщиностійких елементів або їх ділянок

$$D_k = \frac{D(C+V)}{\chi C+V}, \quad (3.12)$$

де E_b - початковий модуль пружності бетону; I_{red} - момент інерції приведенного перетину; C - узагальнене зусилля від тривалих навантажень; V - узагальнене зусилля від короткочасних навантажень; χ - коефіцієнт зниження жорсткості. Для таврових перетинів з полицею в стислій зоні $\chi=1,5$, в розтягнутій зоні $\chi=2,5$; для прямокутних, двотаврових, коробчатих і круглих перетинів $\chi=2$.

Для залізобетонних елементів протизсувних споруд з важкого бетону, які розраховуються на дію навантажень, що багато разів повторюються, застосовують бетон класу по міцності не нижче В15.

Для заздальгідь напружених елементів використовують бетон класу по міцності на стиснення: не нижче В15 - для конструкцій із стержньовою арматурою; не нижче В30 - для елементів, які заглиблюються в ґрунт нижче РГВ.

Зсуви і прогинання однорядної утримуючої споруди визначають на підставі рішення наступних диференціальних рівнянь:

$$\begin{aligned} \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_1}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_1 &= b_1 \varphi_1(x) \delta(x); \\ \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_2 &= 0. \end{aligned} \quad (3.13)$$

Граничні умови задачі:

$$\begin{aligned} x=0; \quad y_1'' &= y_2''' = 0; \\ x=h; \quad y_1 &= y_2; \quad y_1' &= y_2'; \\ y_1'' &= y_2''; \quad y_1''' &= y_2'''. \end{aligned} \quad (3.14)$$

Для розрахунку дворядних утримуючих протизсувних споруд вимагається вирішити чотири диференційних рівняння. Так, для

розрахунку споруд, зображених на рис. 3.19, використовують наступну систему диференціальних рівнянь:

$$\begin{aligned}
 \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_1}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_1 &= b_1 \varphi_1(x) (\delta(x) - \theta y_2); \\
 \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) + m b_1 \varphi_1(x) y_2 &= b_1 \varphi_1(x) \theta y_1; \\
 \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_3}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_3 &= 0; \\
 \frac{d^2}{dx^2} \left(D(x) \frac{d^2 y_4}{dx^2} \right) + b_1 \varphi_2(x) y_4 &= 0.
 \end{aligned}
 \tag{3.15}$$

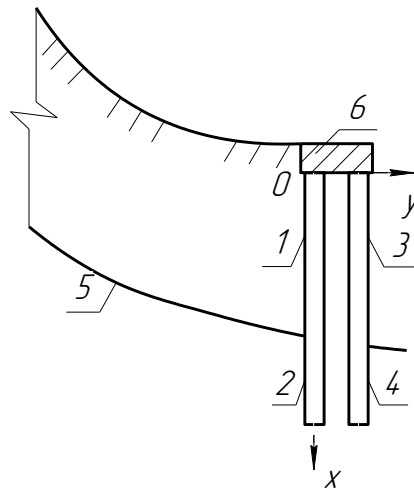


Рис. 3.19. Розрахункова схема дворядної утримуючої споруди: 1-4 - розрахункові ділянки елементів утримуючої споруди, 5 - поверхня ковзання; 6 - утримуюча споруда

Граничні умови задачі:

$$\begin{aligned}
 x = 0; \quad y_1 = y_2; \quad y_1^{\prime\prime} = y_2^{\prime\prime} = 0; \quad y_1^{\prime\prime\prime} + y_2^{\prime\prime\prime} = 0; \\
 x = h; \quad y_1 = y_3; \quad y_1^{\prime} = y_3^{\prime}; \quad y_1^{\prime\prime} = y_3^{\prime\prime}; \quad y_1^{\prime\prime\prime} = y_3^{\prime\prime\prime}; \\
 x = h; \quad y_2 = y_4; \quad y_2^{\prime} = y_4^{\prime}; \quad y_2^{\prime\prime} = y_4^{\prime\prime}; \quad y_2^{\prime\prime\prime} = y_4^{\prime\prime\prime}; \\
 x = L; \quad y_3 = 0; \quad y_3^{\prime} = 0; \quad y_3^{\prime\prime} = 0; \quad y_3^{\prime\prime\prime} = 0.
 \end{aligned}
 \tag{3.16}$$

Рівняння (3.13) -(3.16) в загальному вигляді після підстановки в них значень D , b_1 , $\varphi_1(x)$ і $\varphi_2(x)$ вирішуються чисельними методами. Для $D=\text{const}$ і при апроксимації коефіцієнта жорсткості ґрунтів функціями вигляду

$$\varphi_1(x) = \frac{k_0}{(1+q_1x)^4}; \quad \varphi_2(x) = \frac{a_h}{(1+q_2x)^4}, \quad (3.17)$$

рівняння (3.13) —(3.16) вирішуються аналітично.

У рівняннях (3.17) прийняті наступні позначення:

$$q = \frac{1}{h} \left(\sqrt[4]{\frac{k_0}{k_h}} - 1 \right); \quad q_2 = \frac{\sqrt[4]{\frac{k_{2L}}{k_{2h}} - 1}}{h - L \sqrt[4]{\frac{k_{2L}}{k_{2h}}}}; \quad a_h = k_{2h} (1 + q_2 h)^4.$$

Для вказаних умов рішення рівнянь (3.13) має наступний вигляд:

$$0 \leq x \leq h; \quad y_1 = \frac{\delta}{m} + \sum_j A_j (1 + q_1 x)^{\mu_{1j}}; \quad (3.18)$$

$$h \leq x \leq L; \quad y_2 = \sum_j B_j (1 + q_2 x)^{\mu_{2j}},$$

де:

$$\mu_{1j} = \pm \sqrt{1,25 \pm \sqrt{1 - \frac{mk_0 b_1}{Dq_1^4}}} + 1,5, \quad (3.19)$$

$$\mu_{2j} = \pm \sqrt{1,25 \pm \sqrt{1 - \frac{a_h b_1}{Dq_2^4}}} + 1,5. \quad (3.20)$$

Коефіцієнти A_j і B_j визначають на підставі рішення системи рівнянь, складених з врахуванням граничних умов (3.14). Далі визначають вигинаючі моменти і перерізаючі зусилля в елементі утримуючої споруди:

$$M(x) = -D \frac{d^2 y}{dx^2}; \quad Q(x) = -D \frac{d^3 y}{dx^3}. \quad (3.21)$$

При $D=\text{const}$ і при апроксимації коефіцієнта жорсткості ґрунтів функціями виду (3.17) рівняння (3.15) вирішуються ідентично. Системи рівнянь за визначенням постійних A_j, B_j, C_j і D_j вирішуються в Matcad. З використанням програми Matcad побудовані графіки вигинаючих моментів і перерізаючих зусиль (рис. 3.20). Рішення отримані для зсуву ковзання потужністю $h=13$ м, закріпленого буронабивними палями діаметром 820 мм і з відсотком армування 2,5.

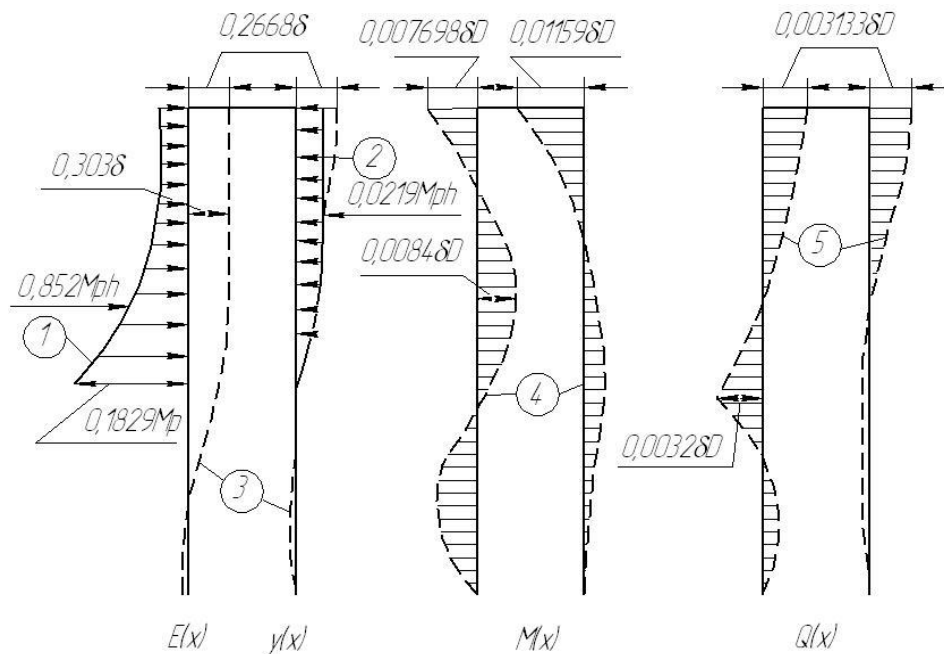


Рис. 3.20. Вид епюр зсувного тиску (1), відсічі (2), зсувів (3), вигинаючих моментів (4) і перерізаючих зусиль (5) при закріпленні зсувної ділянки дворядною утримуючою спорудою палі

Характер зниження величини вигинаючого моменту ($M_{\text{КЖ}}$) в порівнянні з жорсткими елементами ($M_{\text{ж}}$) ілюструє рис. 3.21.

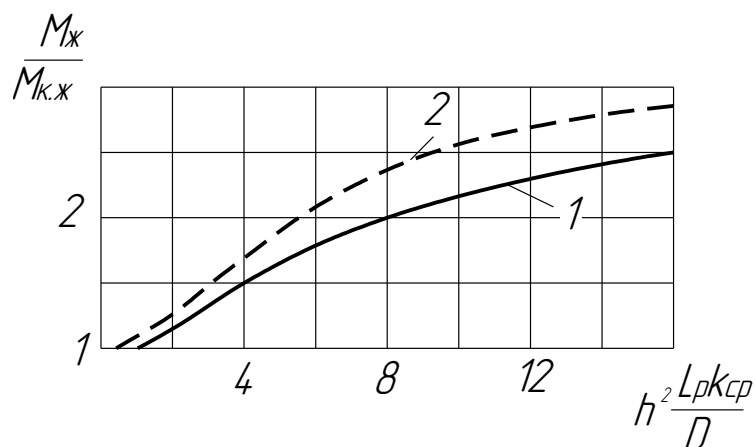


Рис. 3.21. Зміна максимального вигинаючого моменту в дворядній споруді: 1 – без заповнення міжпальового простору; 2 – при заповненні міжпальового простору щебенем з ущільненням

Міцність утримуючих елементів розраховують по максимальному вигинаючому моменту (перший граничний стан), вибираючи перетин і кількість арматури в елементі за умов

$$M_{\text{макс}} \leq M_p, \quad (3.22)$$

де $M_{\text{макс}}$ - максимальний вигинаючий момент в перетині елементу утримуючої споруди, що сприймає зсувний тиск; M_p - розрахунковий вигинаючий момент, що може бути сприйнятий утримуючим елементом.

Відстань між утримуючими елементами не повинна перевищувати певну величину, за межами якої виникає і розвивається продавлювання ґрунту між утримуючими елементами.

Значення відстані між утримуючими елементами, що входить у формули для обчислення впливаючого тиску і вигинаючого моменту обчислюють за формулою

$$l_1 \leq P_1 \frac{b_1 h \left(1 - a - \frac{2}{3} b h \right) (n_1 + n_2 + n_3)}{2E(1 - a - b h)}, \quad (3.23)$$

де n_1, n_2, n_3 - коефіцієнти, що враховують сприйняття частини зсувного тиску відповідно елементами першого, другого і третього рядів. Для елементів першого ряду $n_1=1,0$; для елементів другого

ряду, що знаходяться в просвітах $n_2=0,95$, в тіні за першим поряд - $n_2=0,5$; для елементів третього ряду - в просвіті між елементами $n_3=0,5-0,8$; у тіні за першим і другим рядами $n_3=0,15-0,3$; R_1 - несуча здатність зсувних ґрунтів поблизу поверхні ковзання або зони горизонту, що деформується.

3.4. Розрахунок анкерних утримуючих протизсувних споруд

Гнучкі (анкерні) утримуючі споруди складаються з одного, двох або більшої кількості рядів анкерних затягувань, що розташовуються впоперек обвального масиву. Кожне анкерне затягування у свою чергу складається з трьох елементів (рис. 3.22):

- 1) анкерної тяги, що закріплюється нижче площини ковзання зсуву в міцних і стійких породах;
- 2) анкерної плити, що укладається на поверхню зсувного масиву над гирлом свердловини;
- 3) кореня анкера, що встановлюється в міцних і стійких породах на розрахунковій глибині нижче за поверхню ковзання або зони горизонту, що деформується.

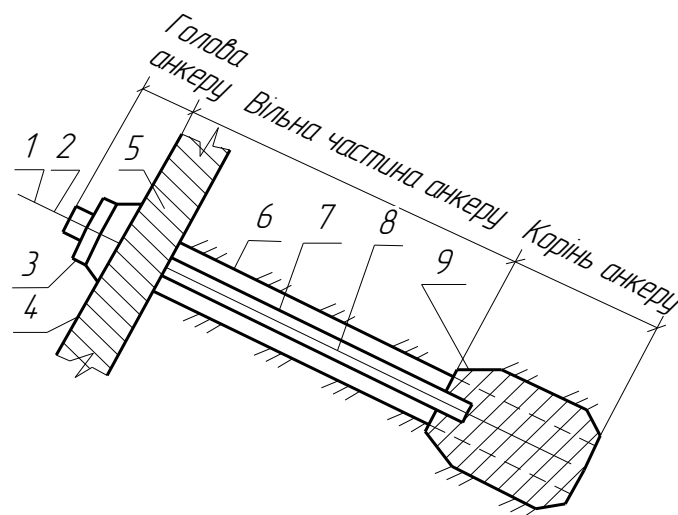


Рис. 3.22. Схема анкерного затягування: 1 - точка закріплення тяги анкера при його натягненні; 2 - точка кріплення тяги в голові анкера при включенні анкера в роботу; 3 - анкерна шайба; 4 - упор; 5 - анкерна плита; 6 - свердловина; 7 - захисна пластмасова труба; 8 - тяга; 9 - цемент

Гнучкі (анкерні) утримуючі споруди застосовуються для закріплення обвальних і зсувонебезпечних територій. Вони часто використовуються спільно з утримуючими спорудами кінцевої жорсткості (рис. 3.23). При їх самостійному використанні слід враховувати можливі переміщення зсувних схилів, закріплених такими спорудами. Тому вони рідко застосовуються для закріплення ділянок, на яких розташовані будівлі і споруди [10].

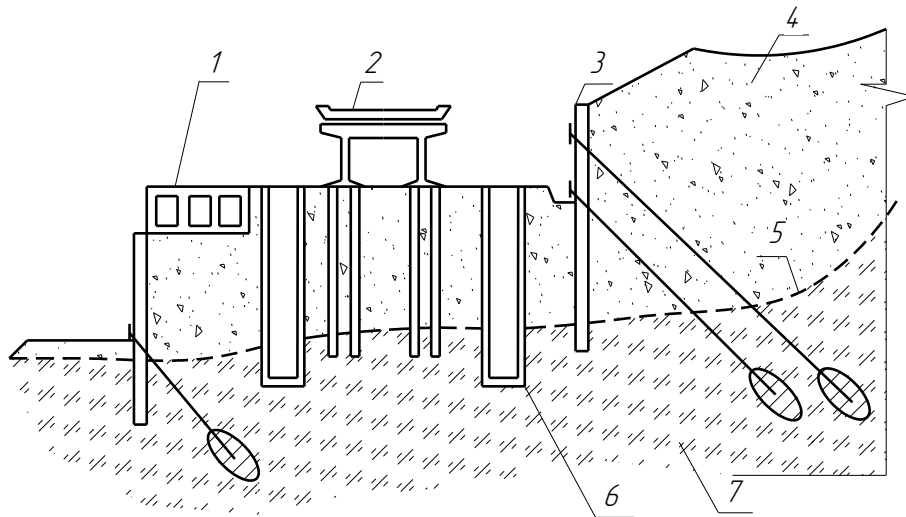


Рис. 3.23. Стабілізація обвалу в районі м. Ялта: 1 - заанкерна підпірна стінка з колекторами; 2 - естакада на ростверку палі; 3 - заанкерна підпірна стінка; 4 - зсувні ґрунти; 5 - поверхня зсуву; 6 - дренажні штольні з системою горизонтальних дренажів; 7 - корінні породи

Проект анкерних утримуючих споруд з використанням будь-яких типів анкерів, їх необхідної кількості і розмірів, планового розміщення, визначення несучої здатності, забезпечення довговічності, вибору оптимальних способів виробництва робіт розробляється з урахуванням виду території, де передбачається використовувати такі споруди (зсувонебезпечна або обвальна), інженерно-геологічних і гідрогеологічних умов ділянки.

Розрахунок анкерної конструкції включає [13]:

- а) оцінку ступеню стійкості зсувного масиву і визначення активного обвального тиску з урахуванням необхідного коефіцієнта запасу стійкості $K_{зап}$;
- б) визначення розрахункового анкерного зусилля;
- в) визначення безпечного і допустимого навантажень від анкерної плити на ґрунти зсувного масиву;
- г) призначення конструкції анкерної плити і тяги;

д) введення в розрахунок попереднього натягнення анкерної тяги поправки на подовження тяги і осідання анкерної плити;

е) призначення кількості анкерних затягувань і розміщення їх в плані укусу або схилу;

ж) призначення конструкції і розрахунок нижнього анкерного закладення.

Розрахунок гнучкої анкерної утримуючої споруди проводять на значення обвального тиску E . Величина зсувів і зусиль в однорядній гнучкій утримуючій споруді при нерухомому нижньому корені (рис. 3.24) на ділянці зсувних ґрунтів визначається на підставі рішення наступного інтегро-диференційного рівняння:

$$\frac{d}{dx} \left\{ \left[\begin{aligned} & H_n + Fk_0^b \left(\int_0^l \sqrt{1+(y'(u))^2} du - l \right) - b_1 f \int_0^x \varphi_1(u) \delta(u) du - \\ & - b_1 \int_0^x (m-1) \varphi_1^b(z) \left[\int_0^z \sqrt{1+(y'(u))^2} du - z \right] dz \end{aligned} \right] \frac{dy}{dx} \right\} = \quad (3.24)$$

$$= b_1 \varphi_1(x) (\delta(x) - m\gamma) \sqrt{1+(y'(x))^2},$$

де $\delta(x)$ - значення зсуву ґрунтів, залежно від глибини перетину (x); $\varphi_1(x)$ і $\varphi_2(x)$ - функції, що характеризують жорсткість ґрунтів залежно від глибини x в межах зсувного блоку і нижче за поверхню ковзання в горизонтальному напрямі; $\varphi_1^b(x)$ - те ж у вертикальному напрямі; h - глибина до поверхні зсуву на ділянці пристрою утримуючих протизсувних споруд; L і b_1 - глибина занурення вертикальних елементів утримуючих протизсувних споруд і їх поперечний розмір; m - коефіцієнт, що враховує ступінь стійкості зсувних ґрунтів, що безпосередньо примикають до утримуючої споруди з низового боку: $m=2$, якщо коефіцієнт стійкості ґрунтів зсувонебезпечного схилу більше або дорівнює 1,5; якщо стійкість обвальних блоків, що примикають до споруди, не гарантується, $m=1$; у решті випадків значення m береться по лінійній екстраполяції залежно від коефіцієнта стійкості ґрунтів; H_n - попереднє натягнення тяги анкера; F - площа перетину верхньої анкерної плити, що доводиться на одну тягу; l - довжина ділянки

тяги від поверхні ковзання, де ϵ є еюра опори гнучкої утримуючої споруди зсувному тиску; k_o^b - вертикальний коефіцієнт жорсткості ґрунту на рівні підшви верхнього анкера; f - коефіцієнт тертя зсувних ґрунтів об утримуючі елементи споруди.

Граничні умови завдання:

$$\begin{aligned} x = 0; \quad y = 0; \\ x = h \langle y' = 0. \end{aligned} \tag{3.25}$$

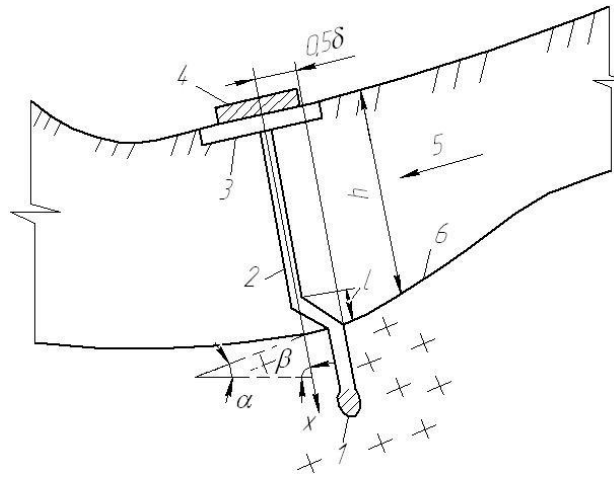


Рис. 3.24. Розрахункова схема гнучкої анкерної утримуючої споруди: 1 - корінь; 2 - тяга; 3 - анкерна плита; 4 - упор; 5 - напрям руху зсуву; 6 - поверхня ковзання

Рішення рівняння (3.24) можливо отримати для близького до нуля значенню тертя зсувних ґрунтів об тягу ($f \approx 0$) і малого опору переміщенню тяги в зсувних ґрунтах

$$\left\{ \left[b_1 \int_0^x (m-1) \varphi_1^b(z) \left[\int_0^z \sqrt{1+(y'(u))^2} du - z \right] dz \right] \right\}, \quad \text{при апроксимації}$$

$$\varphi_1(x) = k_0(1+b_h x)^{-2}, \quad \text{де } b_h = \frac{1}{h} \left(\sqrt{\frac{k_0}{k_h}} - 1 \right).$$

Рішення (3.24) має вигляд

$$y = \delta \left[\frac{1}{m} + A_j (1+b_h x)^{0,5-s_i} \right], \quad i = 1, 2, \tag{3.26}$$

де $s_i = \pm 0,5 \sqrt{1 - 8 \frac{b_1 k_0}{b_h^2 H}}$, H - загальне натягнення тяги під впливом зсувного тиску. Його значення знаходять методом послідовних наближень за рівнянням

$$H = H_n + Fk_0^b \left(\int_0^l \sqrt{1 + (y'(u))^2} du - l \right). \quad (3.27)$$

Для інженерних розрахунків допускається визначати натягнення тяги H за формулою

$$H = \frac{El_1}{m_1 [\cos(\alpha + \beta) + \sin(\alpha + \beta) \operatorname{tg} \varphi]}, \quad (3.28)$$

де β - кут нахилу тяги до горизонту; α - кут нахилу поверхні ковзання до горизонту на ділянці установки протизсувної споруди; φ - кут внутрішнього тертя ґрунту по поверхні ковзання; m_1 - коефіцієнт, що враховує неоднорідність ґрунтів зсувонебезпечної товщі ($m_1 = 0,6 - 0,8$).

На величину натягнення тяг розраховують анкерну плиту на міцність і несучу здатність тяги на розрив за формулою

$$H < R_a (F_a + F_n), \quad (3.29)$$

де R_a - розрахунковий опір арматури тяги розтягування; F_n і F_a - поперечний перетин заздалегідь напруженої і ненапруженої арматури.

Перевірку на продавлювання ґрунту між утримуючими елементами гнучких споруд виконують за формулою

$$l_1 = \frac{R_1 \sqrt{\frac{Hb_a}{k_h}}}{2(E - H \cos(\alpha + \beta))}, \quad (3.30)$$

де b_a - діаметр тяги із захисною оболонкою. Решта позначень вказана вище.

При проектуванні утримуючих протизсувних споруд також розраховують:

- коефіцієнт стійкості схилу разом із спорудою по поверхнях ковзання, розташованих нижче за глибину закладання утримуючих елементів, що проходять по слабких прошарках ґрунту, розломам і ін.;

- напругу в ґрунтах, розташованих нижче існуючою поверхні ковзання;

- глибину закладу елементів нижче за поверхню ковзання, відстань між утримуючими елементами, глибину заставляння нижнього анкера і його розміри (для гнучких утримуючих споруд), а також розміщення споруд на схилі;

- граничне значення тиску зсувного ґрунту на утримуючу споруду, при перевищенні якого зсувні маси переповзають через споруду або обтікають його елементи.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Одним із основних завдань у вивченні зсувних процесів є організація і проведення стаціонарних режимних досліджень. Вони проводяться разом з інженерно-геологічними спостереженнями, під час яких виявляються активні зсуви, встановлюються їх масштаби, причини і основні закономірності, а також виділяються потенційно зсувонебезпечні ділянки.

2. Стаціонарами є опорні зсувні ділянки, найбільш типові для базових генетичних типів зсувів. Вибір їх проводиться на основі аналізу сукупності інженерно-геологічних умов - структурно-тектонічних, геологічних, морфологічних, кліматичних, сейсмічних з урахуванням комплексу впливаючих чинників. Вони дають можливість отримувати кількісні показники процесу, що необхідні для прогнозу, правильного і раціонального вибору протизсувних заходів. Режимні дослідження створюють основу для теоретичних розробок, для натурного і математичного (наочного і логічного) моделювання. Крім того, вони є базою для апробації методів виявлення механізму і динаміки зсувів, ролі зсувонебезпечних чинників, а також оцінки стійкості схилу.

3. Дослідження механізму і кінематики зсувів здійснюється в основному традиційними топогеодезичними методами. Підвищення точності вимірювань досягається шляхом використання досконалішої геодезичної апаратури, правильним вибором засобів вимірювань. Необхідно розвивати великомасштабну аерозйомку і застосовувати фотограмметричну зйомку, особливо ефективну при зсувонебезпечному процесі, що швидко розвивається. Для вивчення глибинних деформацій використовуються нові конструкції реперів.

Вивчення напружено-деформованого стану порід геофізичними методами є новим напрямом в режимному дослідженні зсувів. Розглянуті в огляді методи і приклади їх використання свідчать про великі можливості цих методів і доцільності їх застосування для вирішення різних завдань. Основний розвиток цього напрямку досліджень повинен йти по лінії модернізації апаратури, розробки нових або удосконалення існуючих методик робіт.

У вивченні інженерно-геологічних властивостей гірських порід, що складають зсувонебезпечні ділянки, чітко намітилася тенденція до комплексного детального аналізу основних

закономірностей зміни цих властивостей в часі і впливу на них мінерального складу, структурно-текстурних характеристик і ступеню вивітрюваності. Все більший розвиток отримують польові методи дослідження фізико-механічних характеристик гірських порід.

Одним з актуальних напрямів є вивчення режиму обводнення порід. Дуже мало робіт присвячено режимному вивченню хімічного складу підземних вод на зсувонебезпечних схилах.

4. Подальше удосконалення методики режимних досліджень зсувів має бути направлене на розробку нових приладів, автоматизацію окремих операцій, створення інженерно-геологічних моделей і залучення сучасних математичних методів. Поєднання режимних стаціонарних досліджень з регіональними дає можливість об'єктивно виділити і всесторонньо вивчити зсуви різних генетичних типів.

5. Ефективність протизсувних заходів досягається тільки тоді, коли вивчені основні умови та фактори розвитку процесу, а саме геологічна будова прилеглої території та зсуву і, головним чином, форма й умови залягання поверхні ковзання або зон послаблення, положення водоносних горизонтів і умови їх живлення. Без цього неможливо визначити вид, конструкцію та розміщення захисних споруд на зсувній ділянці.

ЛІТЕРАТУРА

1. Білятинський О.А. Проектування автомобільних доріг / О.А. Білятинський, В.Я. Заворицький, ч.1,2. - К.: Вища школа, 2000. - 535 с.
2. ДБН В.2.3-4-2000. Споруди транспорту. Автомобільні дорogi -[Чинний від 2000-07-01]. - К.: Державний комітет будівництва, архітектури та житлової політики України, 2000. - 117 с.
3. Оспенников Е.Н. Экзогенные геологические процессы и явления / Е.Н. Оспенников, Н.И. Труш, А.Б. Чижов, Н.И. Чицова; под общ. ред. В.А. Кудрявцева. – М., 1980. – 227 с.
4. Рудько Г.І. Основи загальної, інженерної та екологічної геології / Г.І. Рудько. – Чернівці: Букрек, 2003. – 423 с.
5. Рудько Г.И. Инженерная геодинамика Западной Украины и Молдовы: моногр. / Г.И. Рудько, В.А. Осюк – Л.: МАКЛАУТ, 2007.- 808 с.
6. Рудько Г.І. Техногенно-екологічна безпека геологічного середовища (наукові та методичні основи) / Г.І. Рудько.– Л.: Вид. центр ЛНУ ім. І. Франка, 2001. – 359 с.
7. Ананьев В.П. Инженерная геология / В.П. Ананьев. – М.: Недра, 2002. – 234 с.
8. Билеуш А.И. Оползни и противооползневые мероприятия / А.И. Билеуш. – К.: Наукова думка, 2009. – 560 с.
9. Білеуш А.І. Інженерний захист та освоєння територій. Довідник / А.І. Білеуш, В.С. Ніщук, А.С. Штекель. – К.: Основа, 2000. – 329 с.
10. Білеуш А.І. Протиаварійні заходи на ділянці Північно-Кримського каналу (162 км) // Гідромеханіка / А.І. Білеуш, Т.В. Літвінчук, І.А. Омельченко. – К.: НАН України, 2005. – 319 с.
11. Білеуш А.І. Зсуви та споруди на них / А.І. Білеуш, Г.М. Ременец // Будівництво України. – К. – 1995. – С.34-37.
12. Механика грунтов: учеб. для вузов / Э.М. Добров; Высшее профессиональное образование. – М.: Транс. стр-во, 2008. – 266 с.
13. Ерыш И.Ф. Вопросы локального прогноза и литомониторинга на примере типичных оползней Крыма / И.Ф. Ерыш, Э.В. Кулиш // Геотехническое изучение и исследование недр: сб. ЗАО «Геоинформмарк». – Вып. 6. – М., 2001. – С. 41-51.

14. Методы прикладной вязкоупругости / Адамов А.А., Матвеев В.П., Труфанов Н.А., Шардаков И.Н. – Екатеринбург: УрО РАН, 2003. – 411 с.
15. Макаров К.Н. О влиянии продольных берегозащитных сооружений на динамику берегов / К.Н. Макаров // Водные ресурсы. – 2003. – Т. 30, №1. – С. 55-60.
16. Руководство по расчету фильтрационной прочности грунтовых сооружений и их оснований: П 59-94. – СПб.: ВНИИГим. Б.Е. Веденеева, 1995.
17. Дренаж с волокнистыми фильтрами для защиты территорий от подтопления / Н.Г. Пивовар, Н.Г. Бугай, В.Л. Фридрихсон, А.И. Кривоног, В.В. Кривоног – К.: Наукова думка, 2000. – 332 с.
18. Саломатин В.Н. Методы исследования режима оползней / В.Н. Саломатин, И.Ф. Ерыш. – М., 1980. – 49 с.
19. Ламердонов З.Г. Методические основы проектирования берегозащитных сооружений с учетом морфологических условий рек / З.Г. Ламердонов, Т.Ю. Хаширова, А.Х. Дышеков // Мелиорация и водное хозяйство. – 2004. - №1. – С.26-28.
20. Олейник А.Я. Математическое моделирование экологических катастроф, связанных с изменением режима грунтовых вод / А.Я. Олейник, В.С. Кремез, А.А. Добронравов // Вісник Української державної академії водного господарства. – Рівне. – 1998. – С.113-118.
21. Вартамян Г.С. Картирование и прогноз геологических процессов / Г.С. Вартамян, А.И. Шеко, В.С. Круподеров // Разведка и охрана недр. – 1998. - №6. – С.21-26.
22. Gasmó J.M. Infiltration effects on stability of a residual soil slope / J.M. Gasmó, H. Rahardjo, E.C. Leong // Computers and Geotechnics. – 2000. – 26, N2. – P. 45-65.
23. Jakovlev V.V. Rising groundwater levels in Northern-eastern Ukraine: hazardous trends in urban areas. Current problems of Hydrogeology on urban areas. Urban Agglomerates and industrial centers / V.V. Jakovlev, L.P. Svirenko, O.Ja. Chebanov, O.I. Spirin. – Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, 2002. – P. 221-241.
24. Ng C.W.W. Influence of rainfall intensity and duration on slope stability in unsaturated soils / C.W.W. Ng, Q. Shi // Quarterly J. Eng. Geol. – 1998. – 31. – P. 105-120.

25. Bianco B. Large landslide stabilization by deep drainage wells / B. Bianco, D.A. Bruce // Slope Stability Engineering. – Applications and Developments Thomas Telford, London, 1991. – P. 319-326.

26. Duncan J.M. Factors of safety and reliability in Geotechnical Engineering / J.M. Duncan / J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. – 2000. – Vol.126, №4. – P.307-316.

27. Koerner R.M. Leachate in Landfills: The Stability Question / R.M. Koerner, T.Y. Soong // Geotextiles and Geomembranes, Elsevier. – 2000. – Vol.18. – P.293-309.

28. Bransby M.F. An investigation of the stabilisation of slopes by vegetation reinforcement / M.F. Bransby, M.C.R. Davies, S.B. Mickovski, R. Sonnenberg, A.G. Bengough, P.D. Hallet // Proc. ICSMGE. – Hong-Kong. – 2006.

29. Greenwood J.R. Assessing the contribution of vegetation to slope stability / J.R. Greenwood, J.E. Norris, J. Wint // Proc. ICE, Geotechnical Engineering 160. – 2007. – P.51-53.

30. Li K.S. Discussion of “Evolution of Progressive Failure of Landslides.” / K.S. Li, J. Lam // J. of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE. – 2001. – Vol.127, N.1. – 98 p.

ЗМІСТ

ПЕРЕДУМОВА.....	3
1 АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ МЕТОДІВ ЗАХИСТУ ВІД СТИХІЙНИХ ЛИХ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ.....	5
1.1 Класифікація схилових процесів та заходів захисту від зсувів.....	5
1.2 Систематизація та аналіз інженерно-технічних заходів захисту від зсувів на автомобільних дорогах.....	10
1.3 Аналіз існуючих методів визначення напружено- деформованого стану гірських порід зсувонебезпечного схилу.....	35
1.3.1 Методи дослідження інженерно-геологічних властивостей порід, що складають зсувонебезпечний схил...38	38
2 ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПО ВИЗНАЧЕННЮ ТА ПРОГНОЗУВАННЮ ВИНИКНЕННЯ ҐРУНТОВИХ ЗСУВІВ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ.....	42
2.1 Математична модель прогнозування виникнення ґрунтових зсувів.....	42
2.2 Особливості напруженого стану ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву на автомобільних дорогах.....	47
2.3 Кінетика руйнування ґрунту вздовж потенціальної поверхні зсуву.....	55
2.4 Величина тиску ґрунту на підпірні споруди при криволінійній поверхні ковзання.....	61
2.5 Математична модель визначення швидкості переміщення зсувів на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	68
3 РОЗРАХУНОК ТА ПРОЕКТУВАННЯ ПРОТИЗСУВНИХ СПОРУД НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ У ГІРСЬКІЙ МІСЦЕВОСТІ.....	74
3.1 Проектування дренажних споруд на зсувонебезпечних ділянках автомобільних доріг.....	74
3.2 Розрахунок рівня ґрунтових вод при підтопленні зсувонебезпечних територій.....	85

3.3	Проектування утримуючих протизсувних споруд на автомобільних дорогах у гірській місцевості.....	94
3.4	Розрахунок анкерних утримуючих протизсувних споруд.....	109
	ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	115
	ЛІТЕРАТУРА.....	117