



Національний університет
водного господарства

Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України
Національний університет водного господарства та
природокористування

Гайдукевич В.А., Жеребячев О.В.



Національний університет

ШТУЧНІ СПОРУДИ НА ДОРОГАХ

Навчальний посібник

Європейська кредитно-трансверна система

Для студентів напряму підготовки «Будівництво»

Рівне - 2012



УДК 625.74

ББК 39.311

Г 14

*Затверджено вченою радою Національного університету водного
господарства та природокористування,
(Протокол № 12 від 25 листопада 2011р.)*

Рецензенти:

Рябенко О.А., доктор технічних наук, професор Національного університету водного господарства та природокористування, м.Рівне

Кузло М.Т., кандидат технічних наук, доцент Національного університету водного господарства та природокористування, м.Рівне

Гайдукевич В.А., Жеребятьєв О.В.
Г 31 Штучні споруди на дорогах. Навчальний посібник – Рівне:
НУВГП, 2011. – 258 с.



Розглянуто основні типи штучних споруд, що споруджуються на автомобільних дорогах для їх захисту від природних впливів: зсуви, лавини, водяні та селеві потоки. Розглянуто застосування цих споруд і приклади їх розрахунків.

Навчальний посібник призначено для студентів будівельних спеціальностей вищих навчальних закладів III-IV рівнів акредитації. Навчальний посібник

Іл. 145 Табл. 12 Бібліогр. Найм. 14.

УДК 625.74

ББК 39.311

© Гайдукевич В.А., Жеребятьєв О.В., 2012

© Національний університет водного господарства
та природокористування, 2012



ВСТУП

Автомобільна дорога – це складний інженерно-технічний комплекс для функціонування якого мають бути створені умови відповідності транспортних потоків та дорожніх умов. В поняття дорожніх умов включають конструктивні та технічні параметри автодороги та споруд на ній.

Споруди на автомобільних дорогах називають штучними тому, що вони мають певне функціональне призначення і можуть бути як типовими так і індивідуального проектування, залежно від реальних ґрунтово-геологічних, гідрологічних та топографічних даних з врахуванням особливості місцевості та інфраструктури.

Найбільш поширеними штучними спорудами на автомобільних дорогах є водоперепускні труби та малі мости. Конструкції труб, їх діаметр, кількість отворів та форма визначається величиною розрахункових витрат.

В умовах пересічного рельєфу або гірської місцевості влаштовуються косогірні труби, які представляють собою не тільки, тіло труби, але і споруди «підведення» води – нагірні канави, накопичувальні басейни, швидкотоки, направляючі кювети, вхідні оголовки тощо. Для відведення води влаштовують спеціальні конструкції вихідних оголовків з різними типами гасників енергії.

У рівнинній місцевості для відведення води у відповідних кліматичних умовах, переважно в південних регіонах, можливо влаштування поглинаючих колодязів та випаровуючих басейнів .

Відомо, що вода є «ворогом» дороги. Досвід експлуатації автомобільних доріг на заплавах річок та в гірській місцевості доводить необхідність відповідального ставлення до захисту земляного полотна автодоріг від розмивів. Існує велике розмаїття конструктивних рішень, як за принципом захисту земполотна, так і за матеріалами, в тому числі місцевих, або використанню відходів, наприклад, відпрацьованих автопокришок. Багаторічна практика створення таких захисних споруд на автодорогах Карпат може бути корисною і для інших регіонів України.



При трасуванні автомобільних доріг по схилах є необхідність влаштовувати як низові, так і верхові підпірні стінки. Конструкції підпірних стінок за умовами роботи та матеріалами, є предметом індивідуального проектування .

В гірських умовах інколи виникає потреба створювати акведуки - штучні споруди, які призначаються для пропуску водотечії над автодорогою. Вони виконують функцію пропуску незначного об'єму води в постійному або сезонному режимі.

До штучних споруд належать ділянки автодорожніх тунелів, які влаштовуються на дорогах високих категорій із значною інтенсивністю руху і при неможливості або нераціональноті подолання перепаду висот іншим шляхом. Мала поширеність автодорожніх тунелів пояснюється величими витратами на їх спорудження.

Для захисту від зсуvin грунту або каменепадів влаштовують захисні галереї, довжина і конструкція яких визначається конкретними умовами ділянки автодороги .

Значна кількість водотечій в умовах пересічного рельефу з розрахунковими витратами більше $10 \text{ м}^3/\text{s}$, вимагає прийняття рішення з влаштування малих і середніх мостів двох або трьох прольотних схем. Відповідно приймається рішення щодо конструкцій підходів до мостів.

При проходженні автомобільної дороги через населені пункти приймається рішення щодо влаштування надземних або підземних пішохідних переходів, схеми та пропускна здатність яких будуть визначатися величиною пішохідного потоку та параметрами вулиці, що перетинається .

Значна кількість штучних споруд призводить до суттєвого збільшення вартості автодороги, інколи в декілька разів, тому при призначенні штучних споруд та на етапах проектування і будівництва потрібно шукати найбільш раціональні та менш затратні рішення відповідно з реальними ґрунтово-геологічними, гідрологічними та топографічними умовами.

Гайдукевич В.А написавпп. 1.1-1.5 та 2.7-2.75; Жеребятьев О.В. написавпп. 2.1-2.6 та 3.1-4.6.



РОЗДІЛ 1. ТИПИ ШТУЧНИХ СПОРУД ТА УМОВИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ

1.1. Споруди для забезпечення стійкості земляного полотна

Одним з основних елементів автомобільної дороги є дорожній одяг. Основою його служить земляне полотно, що повинне бути стійким незалежно від рельєфу місцевості, умов залягання шарів ґрунтів, що підстилають, і їх фізико-механічних властивостей. Для цього необхідно забезпечити достатню щільність ґрунтового масиву й сприятливий для міцності тепловий режим.

Стійкість насипу забезпечується насамперед наданням земляному полотну необхідних розмірів і форми при правильному підборі ґрунтів і застосуванні відповідної технології його зведення. Стійкість земляного полотна залежить від сил зчеплення й тертя ґрунту, стисливості ґрунту основи і тіла насипу. Насипи, зведені на ґрунтах, що чинять порівняно малий опір навантаженню (слабкі ґрунти, торфи, водонасичені мулисті ґрунти), дають осідання внаслідок деформацій ґрунту, що може стискатися під власною вагою насипу й ущільнюватися (рис. 1.1, а) або витискатися з-під насипу в сторони (рис. 1.1, б).

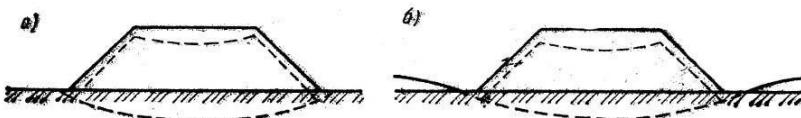


Рис. 1.1. Деформації дорожніх насипів

Розмір і характер деформацій основи насипу залежать переважно від висоти насипу, фізико-механічних властивостей ґрунту. Таким чином, перед зведенням насипу необхідно переконатися в міцності ґрунтів, що підстилають її основу. Для забезпечення стійкості ґрунтовий масив обмежується бічними укосами, крутість яких призначають із урахуванням механічних характеристик ґрунту й висоти насипу. В окремих випадках (при високих насипах, слабких ґрунтах, підтопленні водою тощо) стійкість земляного полотна перевіряють методами механіки ґрунтів.



Для оцінки стійкості укосів насипу широке поширення одержав метод круглоциліндричних поверхонь ковзання. Сутність методу полягає в припущення, що зсув укосу може відбутися лише в результаті обертання масиву, що зсувається, навколо центра b (рис. 1.2). Поверхня ковзання BB' обкреслена радіусом R із центра O масив, що зсувається, розглядають при цьому як деякий твердий блок, всі елементи якого беруть участь в одному загальному русі.

Масив, що зсувається, перебуває під дією моменту $M_{y\partial}$, який крутить масив, і моменту M_{ep} , що утримує його. Коефіцієнт стійкості укосу k_{san} визначається відношенням цих моментів:

$$k_{san} = \frac{M_{y\partial}}{M_{ep}} = \frac{\sum \omega LR}{\sum P_i \alpha}, \quad (1.1)$$

де $\sum \omega$ - опір ковзанню масиву ґрунту, що оповзає, L - довжина дуги ковзання; R - радіус дуги ковзання; $\sum P_i$ - сума сил, що діють на масив ґрунту; α - кут нахилю лінії B (див. рис. 1.2).

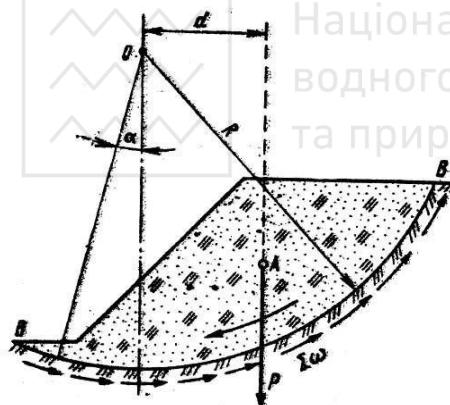


Рис. 1.2. Визначення стійкості насипу по методу круглоциліндричних поверхонь ковзання

Поверхню ковзання вибирають такою, щоб запас стійкості був найменшим. Це складне завдання й спроба її вирішити теоретично, за винятком найпростіших випадків, практично безуспішні. Тому залишається лише метод підбору, що враховує рекомендації проф. М. М. Маслова на вибір найбільш невигідної поверхні ковзання, яка повинна

охоплювати найбільший об'єм, а отже, і масу зсувного тіла в межах ділянки кривій ковзання, тобто $\alpha > \phi$ (ϕ - кут внутрішнього тертя ґрунту). Насип може втратити стійкість при порушенні внутрішніх утримуючих сил ґрутового масиву, а також у результаті її зрушення по основі, наприклад, при розташуванні насипу на косогорі (рис. 1.3, а). У цьому випадку насип перебуває під дією сили, що зрушує, $Q \sin \alpha$, спрямованої паралельно ухилу



косогору. Протидіють зсуву насипу зчеплення й тертя між ґрунтом насипу й поверхнею косогору. Якщо ці опори перевищують силу, що зрушує, $Q \sin \alpha$, то стійкість насипу забезпечена.

При крутості косогору менш $1:5$ ($\alpha < 10^\circ$) насип, як правило, зберігає стійкість. Незважаючи на це для підвищення стійкості насипу при крутых ухилах ($1:10-1:5$) з поверхні косогору перед відсипанням знімають дерен і розорюють боронами уздовж тіла насипу.

При крутості косогору $1:5$ (рис. 1.3, б) для забезпечення стійкості насипу його поверхню нарізають уступами шириною $1-2$ м зі зворотним ухилом $20-40\%$. Стійкість насипу на косогорі зменшується при виході на поверхню водоносних шарів. Вода може зволожити масу ґрунту напівнасипу й викликати спливання внаслідок його водонасичення й переходу в м'якопластичний або текучий стан. Для запобігання можливості зволоження необхідно передбачати переходлення води системою дренажу.

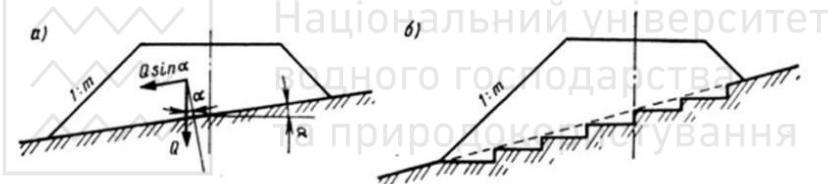


Рис. 1.3. Схеми забезпечення стійкості насипу, розташованому на косогорі

При косогорах більшої крутості для забезпечення стійкості насипу або напівнасипу часто не можна обмежитися влаштуванням уступів, тому що виникає небезпека втрати стійкості основ укосів, що утворюють гострий кут з похилою поверхнею косогорів.

У цьому випадку можна надати укосу насипу більше крутий ухил за рахунок відсипання напівнасипу з великоуламкових ґрунтів або влаштувати стійкий упор для укосу напівнасипу - банкет. Часто більше раціональним є інше рішення.

Банкету, що сприймає тиск від насипу, надають необхідну форму й розміри поперечного перерізу (рис. 1.4). Основа його повинна бути стійкою, інакше деформації порушать стійкість укосу насипу. Банкет розташовують на східчастій основі, що забезпечує йому як достатню площину обпирання, так і підвищений опір зусиллям, що зрушують. Площу перетину банкета варто призначати не менш $1/5$



площі перетину напівнасипу при зведенні земляного полотна із дрібнозернистих ґрунтів і не менш 1/6-1/7 для насипів із ґрунтів з високим значенням кутів внутрішнього тертя, що зменшує горизонтальний тиск на банкет.

При проектуванні банкетів, особливо для насипів з добре дренуючих ґрунтів, необхідно передбачати незамулюючийся грубозернистий дренаж для відводу води з нижньої частини насипу.

При крутості косогору більше 1:2 для забезпечення стійкості насипу застосовують підпірні стіни, широко розповсюджені на автомобільних дорогах у гірській місцевості. Земляне полотно дороги часто розташовують на косогорі при прокладанні її траси уздовж долини ріки й на схилах гір.

Питання стійкості земляного полотна в гірській місцевості насамперед вирішуються вже при вишукуваннях автомобільних доріг. Не слід прокладати дороги по схилах зі зсувами та осипами, крутими ухилами. Необхідно враховувати топографічні й геологічні умови, характер залягання шарів гірських порід. Земляне полотно найбільш стійке при прокладанні дороги по схилу з падінням шарів, зворотним до ухилу косогору.

На косогорі доводиться влаштовувати земляне полотно у вигляді напіввімки-напівнасипу, вімки й рідко - насипу. Вибір типу поперечного профілю залежить від крутості косогору й червоних відміток поздовжнього профілю дороги, що проектується.

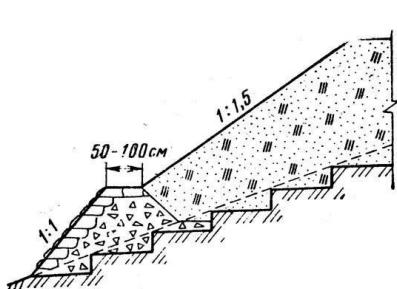


Рис. 1.4. Банкет, який забезпечує стійкість укосу насипу

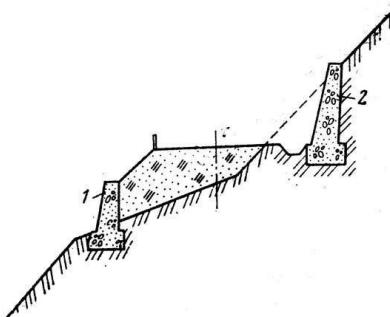


Рис. 1.5. Земляне полотно дороги на косогорі з підпірними стінами:
1 – низовою, 2 – верховою



При влаштуванні напівнасипу та напіввиїмки часто з'являється необхідність забезпечити стійкість не тільки напівнасипу, але й укосів основи виїмки, проектуючи в одному поперечному перерізі дві підпірні стіни (рис. 1.5), що одержали назву низової і верхової відповідно їхньому розташуванню.

Низові підпірні стіни, що споруджують для забезпечення стійкості напівнасипу, можуть розташовуватися в межах його укосу (рис. 1.6, а) або обмежувати земляне полотно по зовнішній бровці (рис. 1.6, б). Кожне із цих рішень повинно бути обґрунтоване технічно та економічно.

При підтримці напівнасипу в межах укосу можливе застосування одного з варіантів при різній відстані від підпірної стіни до бровки земляного полотна l_1 та l_2 (див. рис. 1.6, а). Критеріями оцінки цих варіантів можуть бути: геологічні умови для закладання фундаменту підпірної стіни; відповідність об'єму напівнасипу і об'єму напіввиїмки або наявності необхідних об'ємів ґрунту при його поздовжнім переміщенням. Важливе значення при виборі того або іншого варіанта має вартість застосованої конструкції підпірної стіни, висота якої, а виходить, і її об'єм різний у порівнюваних варіантах.

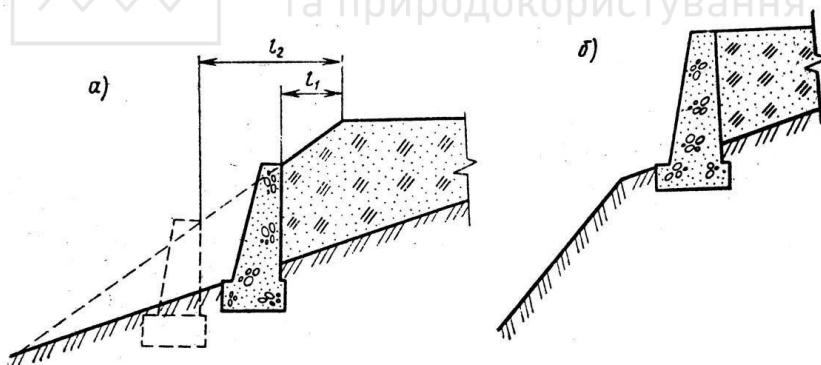


Рис. 1.6. Схеми розташування підпірних стін для забезпечення стійкості дорожнього полотна на косогорі

Розташування низової підпірної стіни в межах бровки земляного полотна необхідно обґрунтувати економічно, тому що в цьому випадку об'єм і вартість підпірної стіни значні. Таке рішення доцільно при несприятливих геологічних умовах, що не дозволяють



розташувати підпірну стіну в межах закладення укосу напівнасипу, крутому обрисі природного профілю (див. рис. 1.6, б) і використанні підпірної стіни як опори для захисних споруд дороги, наприклад галерей.

На гірських схилах смуги проїзної частини дороги для протилежних напрямків руху іноді розташовують у різних рівнях. У цьому випадку низова підпірна стіна верхнього земляного полотна служить верховою підпірною стіною для нижнього полотна. Такі стіни можна споруджувати при розташуванні автомобільної дороги на серпантині. Траса дороги на серпантині складається з основної кривої ABC , двох прямих вставок AE й CD і двох допоміжних кривих EG та DF (рис. 1.7).

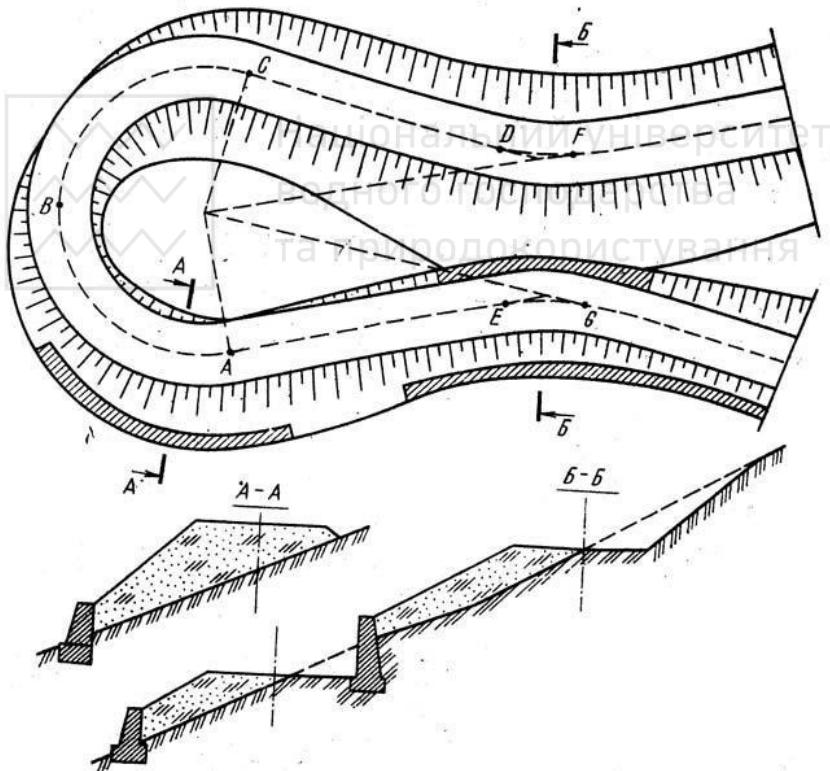


Рис. 1.7. Схема серпантину з використанням підпірних стін



При проєктуванні серпантину призначають розміри окремих її елементів з урахуванням можливості розміщення їх на косогорі. Хоча для серпантину на місцевості вибирають найбільш пологий і стійкий косогір, часто доводиться застосовувати підпірні стіни.

У перетині *A-A* розташовують підпірні стіни або банкети для скорочення довжини укосу або збільшення його стійкості, тому що в цьому перетині насип зазвичай має більшу висоту.

Мінімальна відстань між кривими, що сполучають, *EG* й *DF* по перетині *B-B* призначають так, щоб верхнє та нижнє земляне полотно розміщувалися на косогорі. У стиснутих умовах при великому ухилю косогору не вдається розмістити земляне полотно без підпірних стін через велику довжину укосів напіввіймок і напівнасипів. При дуже крутому косогорі влаштовують підпірні стіни по брівці насипу для підтримки не тільки укосу, але й земляного полотна по всій його висоті, повністю крім необхідності відсипання низового укосу.

Верхові підпірні стіни застосовують для забезпечення стійкості укосів напіввіймок, що може бути порушенна при розробці виїмок вибухами, підрізуванням шарів породи при влаштуванні напіввіймок або створенням укосів більшої крутості.

Підпірну стіну можна влаштовувати для зміцнення крутых нестійких нескельних укосів напіввіймок (рис. 1.8), якщо зменшення крутості укосу технічно важко або економічно недоцільно внаслідок великого обсягу земляних робіт. Розміри такої підпірної стіни повинні забезпечувати її міцність і стійкість при дії тиску підтримуваного нею ґрунту.

При скельних укосах верхові підпірні стіни часто виконують роль підтримуючих конструкцій (рис. 1.9, а). У цьому випадку форма поперечного перерізу стіни відповідає обрису поверхні скельної виїмки або напіввиїмки. У поздовжньому напрямку змінюються форма задньої грані й висота стіни.

Для зміцнення шарів, які підрізуються із крутим падінням неоднорідних і слабких гірських порід улаштовують підпірні стіни, посилені контрфорсами в місцях звису скелі (рис. 1.9, б), що зменшує об'єм скельних робіт й зберігає цілісність скельного масиву.



Рис. 1.8. Підпірна стінка для укріплення нестійких нескельних укосів напіввійми

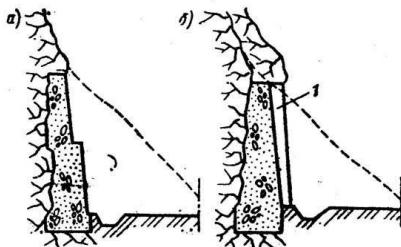


Рис. 1.9. Підпірні стінки для підтримання виступів скельних порід:
1 – контрфорс
а-без контрфорсу; б-з контрфорсом

Іноді замість суцільних стін улаштовують окремі контрфорси з кам'яної кладки на розчині або з бетону, що підтримують похилі шари породи. Контрфорс із бутобетонної кладки довжиною 6 м має ламаний верхній обрис фасаду, що відповідає характеру зміни кам'яного укосу (рис. 1.10). Для забезпечення щільного підпирання підсічені шарів форма поперечних перерізів контрфорса змінюється. Заміна підпірних стін окремими контрфорсами доцільна у випадку, коли стійкі шари гірської породи мають достатню товщину й не розчленовані частими тріщинами, інакше порода між контрфорсами може відпадати й обваливатися на дорожнє покриття.

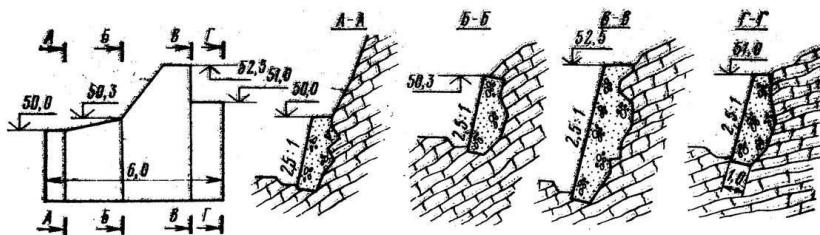


Рис. 1.10. Контрфорс для укріплення нестійких гірських порід

Спеціальних методів розрахунку підпірних стін і контрфорсів, що підтримують підсічені породи з більшим падінням шарів, немає. Основні труднощі в розрахунках цих споруд викликає невизначеність розрахункових навантажень, тому доводиться застосовувати дуже наближені методи розрахунку. Так, для визначення горизонтальної складової тиску шарів на стіну можна



рекомендувати формулі для розрахунку тиску ґрунту (див. рис. 1.2), приймаючи кут внутрішнього тертя рівним $40\text{--}45^\circ$.

Розміри контрфорсів варто призначати на основі існуючого досвіду застосування подібних споруд із урахуванням характеру залігання шарів, ступеня їхнього руйнування вивітрюванням, місцевих нерівностей поверхні укосів й інших факторів.

Для усунення можливості обвалів пухких делювіальних порід, розташованих на скельних і напівскельних ґрунтах виїмки, вище укосу зводять підпірну стіну (рис. 1.11, а) на відстані не менш 2-3 м від брівки насипу із заглибленим фундаментом в корінні породи. Висоту підпірної стіни призначають залежно від потужності шару пухких відкладень, що покривають корінні породи. При великій товщині цього шару висоту підпірної стіни можна зменшити, а пухкій породі надати стійкий укос (рис. 1.11, б).

Підпірна стіна із сухої кладки для підтримки нестійкого ґрунту, виступаючого на укосі скельної виїмки (рис. 1.11, в), має прямокутний перетин і розташована похило, паралельно укосу виїмки з ухилом 1:0,5.

Наведені типи підпірних стін забезпечують стійкість укосів насипів і виїмок і сприймають тиск підтримуваного ґрунту й зусилля від рухомого навантаження. Крім того, при проектуванні земляного полотна на гірських дорогах доводиться споруджувати лицювальні або стіни, що одягають, що істотно відрізняються від підпірних і сприймають лише навантаження від власної ваги. Тому лицювальні стіни мають невелику товщину, зумовлену тільки конструктивними вимогами.

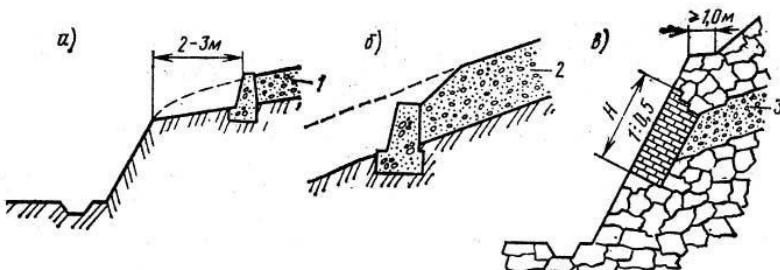


Рис. 1.11. Схема розташування підпірних стін для підтримання нестійких шарів ґрунту:

1 – делювій, 2 – потужний пласт пухких порід, 3 – нестійкий ґрунт



Лицовальні стіни застосовують для захисту від атмосферних впливів скельних і напівскельних порід (глинистих і мергелястих сланців, тонкошарових піщаників тощо.), що інтенсивно вивітрюються. Вони щільно прилягають до укосів, захищають їх від розмиву стікаючими дощовими водами й утруднюють доступ повітря до ґрунтів, здатних до розпушення.

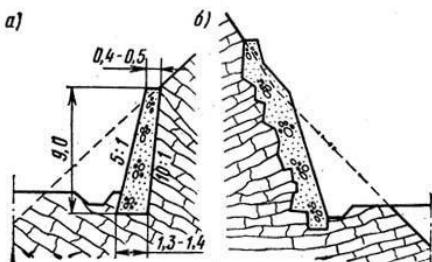


Рис. 1.12. «Одягаючі» стіни, що захищають гірські породи від вивітрювання

простий поперечний переріз стіни - трапецієїдальний (рис. 1.12, а). Вона має нахил зовнішньої грані 5:1 і внутрішньої 10:1. Товщина стіни з кам'яної кладки на розчині становить 0,4-0,5 м, а з бетону - не менш 0,3-0,4 м.

Товщина нижньої частини стіни визначається з умови міцності при передачі тиску на ґрунт основи. При малій висоті й міцній основі стіни можуть мати однакову товщину по всій висоті.

Глибина закладення фундаменту стін залежить від глибини промерзання ґрунту. У скельних ґрунтах підошву фундаменту треба розташовувати нижче вивіреного шару скелі.

При розробці виїмки в скелі не завжди є можливим вибрати породу в укосі точно по проектній площині. Перебори й недобори породи впливають на форму поперечного перерізу стіни. (рис. 1.12, б).

Для захисту породи від вивітрювання при укосах великої висоти можна влаштовувати багатоярусні стіни.

Для відводу ґрунтових вод необхідно передбачати дренаж за стіною, що одягає, а в самій стіні залишати отвори розміром 10x10 см або 15x15 см, розташовуючи їх у рівні дна дренажу через 2 м. Замість отворів можна влаштовувати прошарку із сухої кам'яної кладки товщиною 40-50 см у вигляді вікон квадратного або витягнутого по горизонталі прямокутного перетину. У випадку

У поперечному перерізі стінам надають різний обрис і розміри залежно від крутості укосів, форми їхніх поверхонь, виду гірської породи, товщини вивіреного шару тощо. Для більшої стійкості їм зазвичай надають нахил убік укосів. Найбільш



значного витікання води із тріщин породи на поверхню укосів віймки, що захищається стінами, що одягають, цю воду варто перехоплювати й відводити за межі віймки.

Водовідвід повинен бути утепленим, тому що замерзання води може привести до розладу або повного руйнування кладки стіни, що одягає.

При прокладанні автомобільної дороги уздовж берега рік й інших водойм особлива увага повинна бути приділена захисту низового укосу земляного полотна від розмиву. Для цього влаштовують підпірні стіни, наприклад, із сухої кладки або монолітного залізобетону (рис. 1.13, а). Передня грань стіни має ухил 1:1. Основою її служить банкет із сухої кладки, розташований на кам'яному відсипанні. За стіною перебуває кам'яна призма, що забезпечує її стійкість у процесі будівлі й експлуатації.

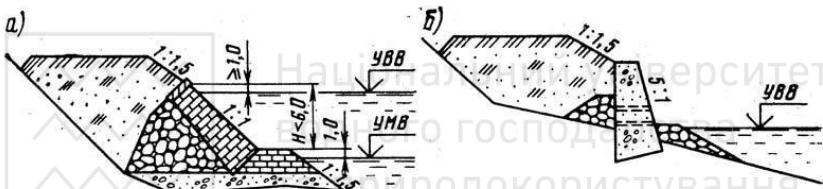


Рис. 1.13. Підпірні стіни з укосом, що омивається водою

Більш надійний захист насипу від розмиву кам'яною або бетонною підпірною стіною (рис. 1.13, б). При такій конструкції треба особливу увагу приділити запобіганню підмиву фундаменту стіни, що може викликати її повне руйнування. У нескельких ґрунтах потрібні особливі міри захисту фундаменту від підмиву, наприклад, шпунтове огороження або потужний кам'яний відсип.

При великій швидкості течії води уздовж стіни її основа необхідно розташовувати нижче рівня можливого розмиву. Іноді основу стіни захищають бетонними тюфаками, шпорами, габіонами й іншими способами.

За стіною зазвичай відсипають дренажну призму. Для відводу води, що назбирається в цій призмі, у підпірній стіні передбачають канали перетином 20x20 см.



1.2. Споруди для прокладання доріг у гірській місцевості та стиснутих умовах

При прокладання автомобільних доріг часто виявляється нерациональним споруджувати великі напіввіймки через порушення скельного схилу значної крутості. Велике врізання у скелю не тільки збільшує земляні роботи, але може привести до порушення стійкості й монолітності скельних масивів. Крім того, з міркувань охорони природи може виявитися невідповідним влаштування більш пологих віймок, особливо на схилах, покритих лісом.

За таких умов можна проектувати напіввіймки з більш крутими укосами, які забезпечують менше врізання у скелю, або, якщо дозволяє крутість косогору, частину ширини проїзної частини розташовувати на напівнасипу.

Для зменшення врізання в скелю за неможливості влаштування напівнасипу й у ряді інших випадків, наприклад, для прокладання дороги на підходах до мостів через гірські річки, застосовують балкони. У важких умовах гірської місцевості іноді тільки влаштування балконів дозволяє запроектувати підходи до мостів.

Влаштування балконів припустимий лише при сприятливих геологічних умовах, що виключають можливість ушкодження їх внаслідок обвалення укосу косогору або зрушення фундаменту споруди. Тому їхньому проектуванню повинні передувати ретельні геологічні вишукування.

У деяких випадках при будівництві балконів доводиться захищати укос скелі, що служить основою для балкона, від руйнування атмосферними впливами. Для цього застосовують стіни, що одягають, закладення окремих вивалів породи кам'яною кладкою на розчині, а іноді ін'єкції цементного розчину в тріщини скелі.

Застосування балконів доцільно при наявності природних або штучно створених терас, на яких розташовують основну частину ширини дороги. Їх можна споруджувати з дерева, металу й залізобетону. Найпоширеніші на автомобільних дорогах збірні залізобетонні балкони.

Типова конструкція збірного залізобетонного балкона (рис. 1.14, а) являє собою ребристу консоль із вильотом 0,75-1,75 м, що є продовженням коробчастої хвостової частини, що

забезпечує стійкість споруди. Короб хвостової частини заповнюють щебенем або малоцементним бетоном. У ній є поздовжня балка у вигляді зуба, що заходить у скелю, що збільшує масу хвостової частини й перешкоджає зрушенню конструкції балкона убік обриву.

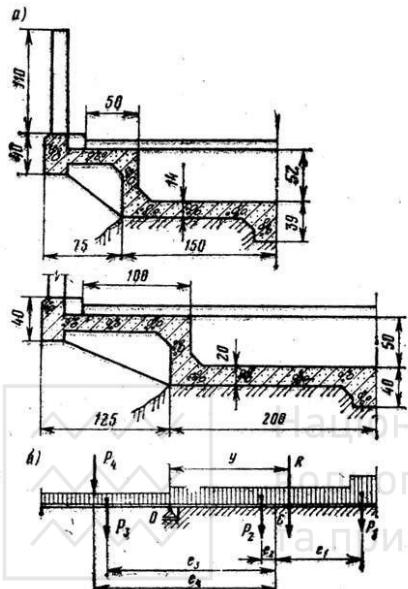


Рис. 1.14. Збірний залізобетонний балкон

Розрахункова схема балкона являє собою консольну систему (рис. 1.14, б) з рівномірно розподіленим навантаженням від власної ваги на окремих ділянках. Крім того, на консоль діє тимчасове навантаження у вигляді зосередженої сили від тиску колеса автомобіля, що розміщається на балконі.

При розрахунку за методом граничних станів стійкість балкона повинна задовільняти умові

$$\frac{M_{опр}}{M_{пред}} \leq m \quad (1.2)$$

де $M_{опр}$ - перекидаючий момент від розрахункових навантажень відносно центра ваги основи; $M_{пред}$ - граничний момент від розрахункових навантажень відносно точки O , дорівнює добутку рівнодіючої всіх вертикальних сил R на відстань y ; m - коефіцієнт умов роботи, прийнятий рівним 0,8 при обпиранні балкона на скельні ґрунти.

Стосовно розрахункової схеми вирази для визначення моментів мають вигляд:

$$M_{опр} = \sum P_i e_i \quad (1.3)$$

$$M_{опр} = \sum P_i \quad (1.3)$$

де e_i – плече i -ї сили. При визначенні розрахункових навантажень P_i враховують коефіцієнти надійності для навантажень, які



приймають більшими або меншими одиниці залежно від того, яке значення більш невигідно.

Крім конструктивно-розрахункового обґрунтування стійкості балконів особливу увагу приділяють влаштуванню їхнього надійного обpirання. Для цієї основи балконів вирівнюють й оббудовують бетонною чи кам'яною кладкою на розчині.

При крутых схилах з розташованими нижче обривами підпірні стіни надають стійкість напівнасипу. Однак таке рішення (рис. 1.15, а) при розташуванні дороги на крутых косогорах пов'язане з будівлею більших підпірних стін. Крім того, геологічні умови, а також окреслення схилів косогорів, що різко змінюються по довжині дороги не завжди гарантують стійкість і можливість споруди підпірних стін через ненадійність основи.

Тому при прокладанні автомобільної дороги на крутому косогорі замість звичайних можна влаштовувати підпірні стіни з карнізами (рис. 1.15, б) або із залізобетонними консолями (рис. 1.15, в). В обох випадках фундаменти підпірних стін розташовують далі від крутых скельних обривів, що забезпечує їхню більшу стійкість і надійність. Застосування залізобетонних консолей дає можливість розташовувати на них значну частину ширини дороги й максимально наблизити підпірну стіну до внутрішнього схилу косогору, збільшивши стійкість при меншому обсязі кладки. В окремих випадках застосування підпірної стіни з консолями може зменшити об'єм робіт при влаштуванні напіввиїмки в скелі, що дає значний економічний ефект.

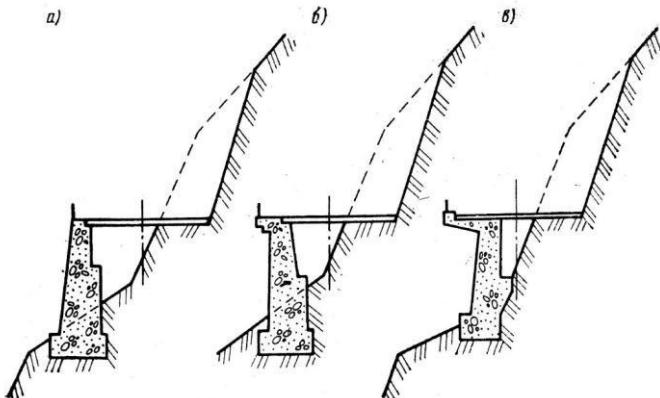


Рис. 1.15. Схеми прокладання автомобільної дороги на крутому косогорі



Застосування таких конструктивних рішень можливо лише при сприятливому поздовжньому профілі рельєфу косогору. На ділянках зі стрімчастим профілем дорогу прокладають по напівмосту балкової або рамної системи.

Напівміст має опори, що влаштовують на ділянках зі сприятливим рельєфом і геологічними умовами. У поперечному перерізі на пролітній будові перебуває частина дороги (інша частина розташована в напіввіймці), тому таку споруду прийнято називати напівмостом, що володіє в той же час всіма ознаками моста. Його пролітна будова сприймає зусилля від постійного й тимчасового навантажень. Опори напівмоста при скельних ґрунтах працюють в основному на спрійняття тиску від пролітної будови. При наявності нескельних порід на фундаменти передається горизонтальний тиск ґрунту, що повинен враховуватися при їхньому проектуванні.

Напівміст для прокладання дороги на ділянці з місцевим зниженням рельєфу й обривом має проліт 24 м, перекритий збірними залізобетонними балками (рис. 1.16). Зовнішня передня стінка стояків сполучається з підпірними стінами земляного полотна. Для сполучення пролітної будови із земляним полотном уздовж дороги влаштовують стіну із сухої кладки або кладки на розчині, що вирівнює зовнішню брівку напіввіймки.

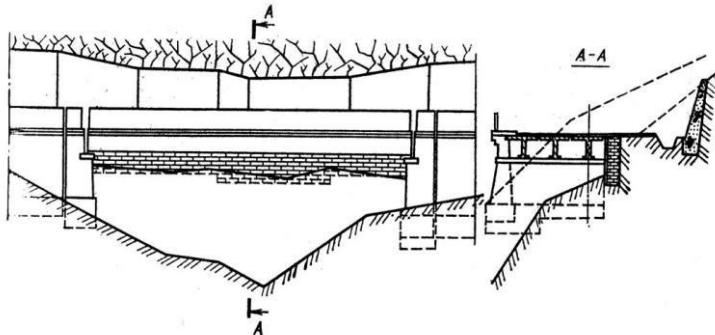


Рис. 1.16. Конструкція збірного залізобетонного балочного напівмоста

У деяких умовах рельєфу доцільно розташовувати дорожню смугу для одного напрямку руху в напіввіймці, а для іншого - на естакаді (рис. 1.17). Естакаду можна проектувати незалежно від напіввіймки як по висоті, так і в плані, використовуючи сприятливі



умови рельєфу скельного схилу з урахуванням його геологічної будови.

У практиці будівництва автомобільних доріг у гірській місцевості є приклади розташування дорожніх смуг уздовж косогорів на двох окремих естакадах, що називаються косогірними мостами. Будівля таких мостів не порушує навколоишнього ландшафту, виключає розробку скельних порід і влаштування земляного полотна дороги при несприятливій геологічній будові косогору. Міст на косогорі для роздільного руху довжиною близько 600 м (рис. 1.18), побудований через неможливість прокладання дороги у виїмці й напіввиїмці через потужний шар слабких ґрунтів (7-8 м), що покривають корінні вапняки, має масивні бетонні опори на скельній основі. На консольні залізобетонні ригелі опор встановлені розрізні збірні залізобетонні балки двотаврового перетину висотою 1,4 м, що перекривають прольоти довжиною 23,1 м. Частина моста, що знаходиться вище, частково перебуває нижче поверхні слабких ґрунтів, обгороджена підпірною стіною з бетонної кладки.

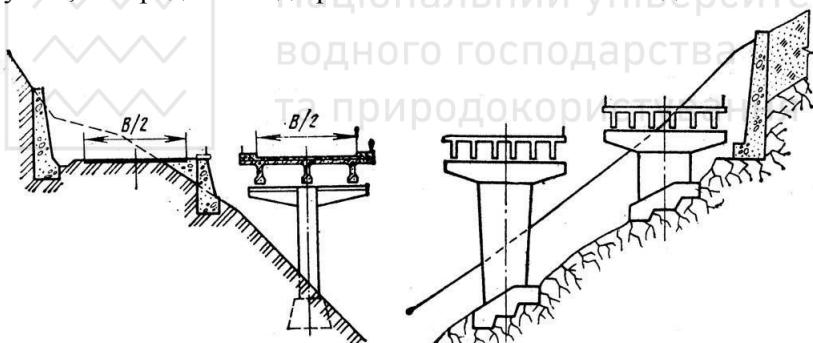


Рис. 1.17. Розташування проїзних частин дороги в напіввиїмці і на естакаді

Рис. 1.18. Розташування проїзних частин дороги на двох косогірних естакадах

Поряд з естакадами, що мають відносно невеликі прольоти при незначній змінній висоті, на косогорах споруджують також вiadуки. Косогірний вiadук у Швейцарії має чотири прольоти за схемою 85+98+110+98 м. Така розбивка на прольоти зв'язана зі складними геологічними умовами. Скеля, що частково виходить на поверхню, покрита пухкими відкладеннями різного походження, з яких особливі труднощі для закладення опор представляли



осипи сланців і вапняків потужністю до 20 м, а також вивали брил вапняку. Через небезпеку сповзання цю зону перекрили одним прольотом. Вiadук має, окрім пролітні будови для кожного напрямку руху, розташовані в різних рівнях на косогорі (рис. 1.19). Рамно-консольні залізобетонні пролітні будови мають коробчастий перетин змінної висоти (2,0-6,6 м).

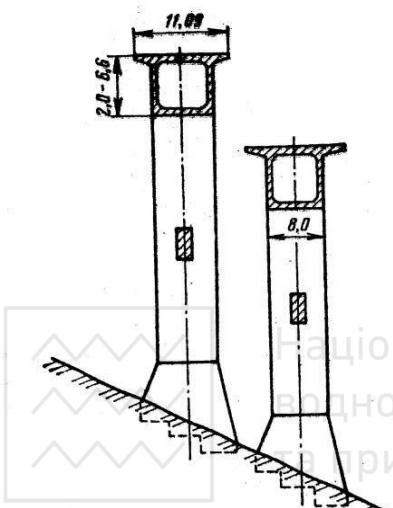


Рис. 1.19. Поперечний перетин вiadука з коробчастими пролітними опорами

закруглення й забезпечити гарну видимість зі збереженням розрахункової швидкості руху автомобілів.

У долинах рік дорогу часто прокладають у вузькій смузі між гірськими схилами й рікою, улаштовуючи з економічних міркувань і вимог охорони природи мости замість насипу зі складним укріпленням укосів (див. рис. 1.13).

У кінців такого моста (рис. 1.20) можна зрізати полки в косогорі, улаштовуючи в товщі скельної породи стіни, що одягають, 2. Товщу ґрунту, що обсипає, підтримують стінами 5, закріпленими в скельній породі анкерами 4. По довжині моста (близько 300 м) деякі опори перебувають у руслі ріки.

Прольоти моста довжиною 32 м перекриті збірними залізобетонними балковими пролітними будовами. Міст перебуває

Автомобільна дорога в гірській місцевості, траса якої з економічних і технічних міркувань слідує обрису гірських схилів, часто має крути повороти, що знижує швидкість руху й викликає небезпека аварійних ситуацій. У таких місцях при неможливості збільшення радіуса кривої закруглення дороги через необхідність влаштування великої напіввиїмки або виїмки в скелі дорогу розташовують на естакаді, що дозволяє значно збільшити радіус

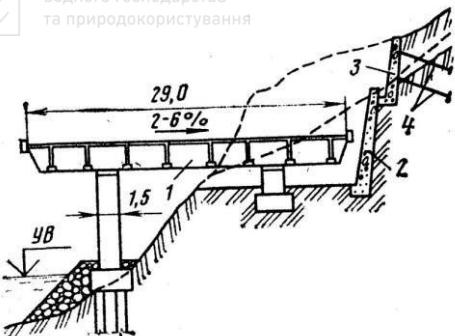


Рис. 1.20. Розміщення мосту в місці
прокладання дороги вздовж ріки

проїзної частині споруди надають однобічний поперечний ухил, що створює віраж для безпечноого руху автомобілів з розрахунковою швидкістю. Поперечні ухили визначають із умови стійкості автомобіля проти бічного ковзання. Вони залежать від значення радіуса горизонтальної кривої осі естакади й відповідають ухилам віражів на автомобільній дорозі.

Одночасно проїзну частину розширяють із внутрішньої сторони кривої по нормативах, для проектування автомобільних доріг. Збільшенну ширину проїзної частини приймають постійної по всій довжині моста, якщо він перебуває на криволінійній ділянці траси. Постійну ширину проїзної частини часто приймають і при розташуванні на кривій лише частини моста, тому що змінна ширина моста викликає конструктивні ускладнення й вимагає застосування різnotипних пролітних будов й опор.

Найбільш часто будують естакади розрізної й нерозрізної балкової системи з металевими або збірними залізобетонними пролітними будовами.

Ребристі збірні залізобетонні пролітні будови з балками висотою $h=(l/12 \div l/20)L$ застосовують для перекриття прольотів $L=(15-35)$ м. Коробчасті поперечні перерізи раціональні при прольотах більше 30-40 м. Збірні коробчасті конструкції повинні мати більше просту форму для забезпечення індустріального виготовлення й монтажу в складних умовах гірської місцевості.

Для пролітних будов криволінійних мостів зазвичай застосовують прямолінійні балки ребристого або коробчастого

на кривій радіусом $R = 2500$ м, тому для прямих балок ширина ригелів змінюється від 0,9 до 1,5 м.

Особливість естакад і мостів, що забезпечують прокладання автомобільних доріг у гірській місцевості, - їхня криволінійність у плані в сполученні з поздовжніми ухилами. Тому

перетину, розташовуючи їх на проміжних опорах під кутом одна до іншої. Криволінійність обрису моста в плані забезпечується при цьому за рахунок конструкції елементів проїзної частини й тротуарів. С приклади застосування в естакадах і криволінійних елементах пролітних будов, однак це приведе до значного подорожчання й ускладнення будівлі естакад.

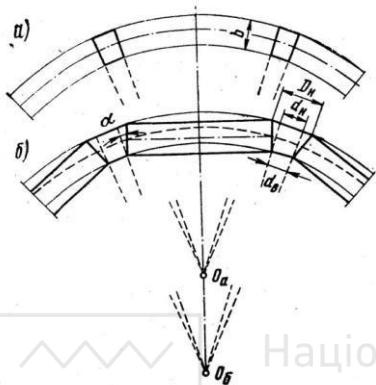


Рис. 1.21. Схема опор в плані для мостів, розміщених на кривих

економічні, тому що при розповсюдженіх на гірських дорогах радіусах закруглень і розмірах опор автодорожніх мостів різниця в ширині зовнішньої й внутрішньої граней невелика. Товщина опори по зовнішній грani

$$D_H \approx b_B + \frac{Lb}{R} \quad (1.5)$$

$$d_H = d_B \frac{R + \frac{b}{2}}{R - \frac{b}{2}} \quad (1.6)$$

де d_B - товщина опори моста по внутрішній грани, що призначається мінімально можливою за умовами розміщення опорних частин пролітних будов; R - радіус горизонтальної кривої осі моста; b - ширина опори моста, L - проліт естакади.

При мінімально необхідному значенні d товщина опори по зовнішній грани (див. рис. 1.21, б)

У плані проміжні опори естакади на кривій можуть мати радіальні бічні грани, розташовані по радіусах, проведеним із центра кривизни осі моста (рис. 1.21, а), або паралельні грані, що обмежують той самий проліт (рис. 1.21, б), забезпечуючи обпирання на них прямолінійних елементів пролітних будов.

Опори з радіальними бічними гранями більше



При радіусі $R=100$ м і ширині опори $b=7$ м $d_H \approx 1,15d_B$, тобто різниця становить тільки 15 % і не перевищує зазвичай 0,3-0,4 м.

Застосування паралельних граней опор приводить до необхідності значного збільшення розмірів підферменних площадок.

При $R=100$ м, $b=7$ м, $L = (20-40)$ м розширення зовнішньої грані в порівнянні із внутрішньою сягає 1,4-2,8 м. Однак це не перешкоджає застосуванню прямолінійних пролітних будов для криволінійних естакад (рис. 1.21).

У сучасних естакадах застосовують стійкові опори, які називають стовпчастими при товщині стійок більше 1 м. Стовпчасті опори зазвичай влаштовують для грибоподібних пролітних будов (рис. 1.22), рідше - для плитних, які спирають без влаштування ригеля або на збірний або монолітний ригель (рис. 1.23). Часто стовпчасті опори мають один стовп.

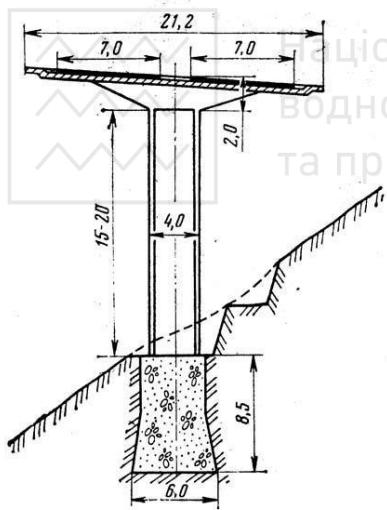


Рис. 1.22. Безригельне обпирання грибоподібної залізобетонної пролітної споруди

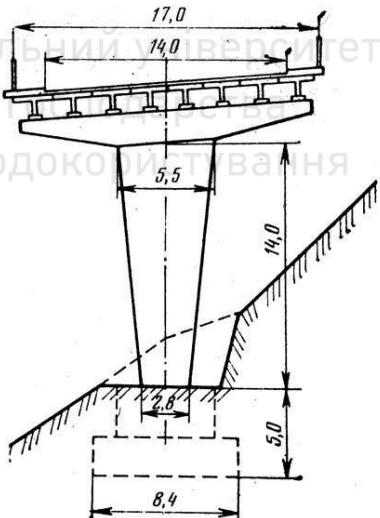


Рис. 1.23. Поперечний перетин моста із стовпчастими ригельними опорами

Застосування стійкових і стовпчастих опор дозволяє будувати криволінійні естакади із прямолінійних пролітних будов із відповідною зміною розмірів лише в межах верху опорів ригелів.



Зменшення в плані розмірів ригелів проміжних опор в криволінійних мостах з розрізними прямолінійними балками досягається перетворенням системи в балкову нерозрізну.

При будівлі автомобільних доріг у сильно заболоченій місцевості іноді буває доцільним прокласти дорогу на естакаді замість відсипання насипу. Однак для такого рішення необхідно техніко-економічне обґрунтування, тому що вартість естакади більше вартості насипу.

При порівнянні варіантів прокладання дороги через болото варто враховувати, що при відсипанні насипу без виторфовання витрата ґрунту може значно перевищувати розрахунковий (до 47 % проектного об'єму), а також тривалість осідання ґрунту насипу, що досягає 20 см у рік, що вимагає додаткових витрат на відновлення проектного профілю дороги.

При вишукуваннях, як правило, прагнуть прокласти трасу в обхід більшої частини глибоких боліт, що викликає її помітне подовження. Застосування естакад для перетинання боліт дозволить спрямити трасу, що, безсумнівно, знизить витрати на будівництво й експлуатацію дороги.

Найбільш раціональна будівля естакад із прольотами 15-20 м, що мають балкові заливобетонні збірні пролітні будови й пальові заливобетонні опори. Застосування ефективної технології з використанням монтажного агрегату дає можливість споруджувати протягом місяця до 300 м такої естакади, що вище темпів відсипання земляного полотна. Таким чином, при проектуванні доріг у болотистій місцевості застосування естакад треба розглядати як один з варіантів прокладання траси.

Для естакад на болотах можна рекомендувати збірні типові однопрогоноvé балки й плити, які монтуються кранами й перетворюються потім у нерозрізні конструкції. З типових елементів, виготовлених на заводах МЗБК, можна застосовувати плити довжиною до 18 м, що мають значно меншу масу в порівнянні з балками таврового перетину. Це дає можливість полегшити транспортування елементів до місця будівництва естакади й здійснювати монтаж кранами меншої вантажопідйомності. Крім того, зменшується постійне навантаження на опори, що важливо при закладенні їхніх основ у слабких ґрунтах.



Для естакад на болотах зазвичай проектиують опори із залізобетонних призматичних паль або паль-оболонок діаметром до 60 см, що працюють у торф'янистих і болотистих ґрунтах як палістійки через незначні сили тертя по їхніх бічних поверхнях.

Естакади влаштовують також на підходах до мостів. Традиційне рішення при проектуванні підходів - відсипання насипів, що вимагає при великій висоті мостів і широких заплавах виконання значних обсягів земляних робіт. При сучасних способах виконання земляних робіт відсипання дамб на підходах до мостів може бути економічно виправдане, однак це пов'язане з відводом широкої смуги землі й втратою орних і сінокісних ділянок на заливних заплавах.

Підходи до моста можна виконати у вигляді насипу з підпірними стінами й естакади при однаковій висоті 10 м (рис. 1.24).

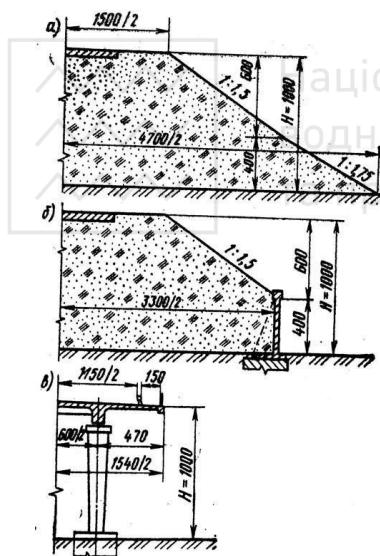


Рис. 1.24. Поперечні перерізи підходів до мостів

скорочує строки будівництва.

Пролітна будова естакад складається зі збірних залізобетонних блоків ПРК масою 35-50 т, що дозволяють перекривати прольоти довжиною 24-42 м. Ширина блоків становить 10,5-20 м і залежить від габариту моста, а довжина, що залежить від умов

Для споруди насипу зі стійкими укосами за діючими нормами необхідна смуга землі шириною 47 м (рис. 1.24, а). Втрати земельної площи можна зменшити застосуванням підпірних стін (рис. 1.24, б) для підтримки частини укосу насипу. У варіанті з будівлею на підходах естакади (рис. 1.24, в) розміри площи, що відводиться найменші. Крім того, застосування сучасних конструкцій пролітних будов й опор, а також методів монтажу



транспортування, обмежена 3 м. Висота ребер головних балок визначається розрахунковим прольотом, маркою бетону, товщиною арматури, що зазвичай дорівнює 0,8-2,1 м.

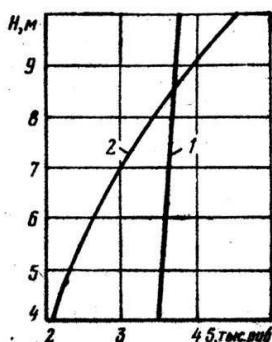


Рис. 1.25. Графік порівняльної вартості 1 м довжини естакади (1) і насипу з підпірними стінами (2)

відноситься до часткових умов проектування, конкретним конструкціям підпірних стін, опор і пролітних будов естакади.

Для вибору типу споруди на підходах до моста необхідний ретельний техніко-економічний аналіз. Один з вирішальних критеріїв оцінки варіантів - вартість 1 м споруди. Як видно із графіка (рис. 1.25), естакада економічніша насипу з підпірними стінами при висоті підходів більше 8,5 м. Варто мати на увазі, що цей графік орієнтовний, тому що

1.3. Протизсувні і протиобвалальні заходи на гірських дорогах

При проектуванні гірських автомобільних доріг необхідно передбачити будівлю споруд, що забезпечують безпеку й безперебійність руху протягом року, тому що такі дороги піддаються дії зсуvin, обвалів гірських порід, лавин і сніжних заметів.

Переміщення гірських порід може бути повільним - у вигляді зсуvin або спливів і швидким - падіння, перекидання, скочування у вигляді обвалів, каменепадів й осипів.

Зсуви виникають при хиткому положенні гірських порід й їхньому зсуві під дією власної ваги. Характерним для зсуву є зв'язність маси, що рухається, і наявність поверхні ковзання. Найважливіший фактор утворення зсуву - дія поверхневої та підземної води. Спорудження дороги на зсувних схилах без вживання захисних заходів призводить до деформації земляного полотна або до його зсуву разом зі зсувом.



Перетинання зсувних ділянок - одна із самих складних проблем у практиці дорожнього будівництва. При цьому необхідно враховувати не тільки потужність зсуву, але і його простягання уздовж траси дороги й по схилі, а також сукупність інженерно-геологічних, гідрогеологічних, кліматичних і багатьох інших факторів.

Протизсувні заходи можуть зводитися до усунення шкідливого впливу води на нестійкі маси ґрунту, що досягається правильним поверхневим і підземним водовідводом, або втриманню в рівновазі мас, що оповзають, влаштуванням підпірних стін і контрфорсів. Ці заходи спрямовані на стабілізацію зсуву та виключення деформацій і руйнування дорожніх споруд, а також на попередження активізації в районі дороги старих зсувів. Зміцнення зсувних ділянок для зведення на них стійкого земляного полотна погоджується із загальними протизсувними заходами в районі будівництва дороги.

Стабілізація зсувів для забезпечення стійкості земляного полотна зазвичай вимагає великого об'єм у робіт і багато часу, тому при прокладанні траси по косогорі в зсувній зоні зазвичай розглядають варіант її обходу зверху. Якщо зсувам піддається потужна товща порід на великій площині при порушенні рівноваги земляних мас і ґрутових потоків, що живлять тіло зсуву, розташовані глибоко, то заходи щодо ліквідації причин оповзання ґрунту можуть виявитися не цілком надійними та дуже дорогими. У таких випадках доцільніше побудувати в зсувній зоні естакаду або тунель.

Перетинання зсуву естакадою може бути економічно доцільним при невеликій потужності мас, що оповзають. Фундаменти опор естакади повинні бути розташовані в непорушеніх породах, тому при великій глибині залягання таких порід вигідніше пройти район зсуву тунелем у стійкій зоні, відхиливши його трасу убік косогору або опустивши нижче зсуву.

На одній із залізниць на зсувних ділянках були побудовані тунелі, прокладені глибоко в корінних породах, що виявилося доцільніше протизсувних заходів при зведенні земляного полотна або будівництва естакад як у відношенні первісних капітальних витрат й експлуатаційних витрат, так і гарантії безперебійного руху поїздів.

Обвалом прийнято називати раптовий швидкий, майже миттєвий зсув ґірських порід, що супроводжується перекиданням окремих



уламків, брил або частин шарів з обертанням їх навколо центра ваги, підскакуванням, падінням або скочуванням одиночних скельних уламків або каменів зі схилів гір й укосів виймок. Обвали можуть виникнути в різноманітних гірських породах - пухких й уламкових, осадових і вивержених, тому розрізняють земляні, скельні (кам'яні) і змішані обвали.

Особливим видом обвалу є осипи, що являють собою пересування незв'язної маси дрібних уламків гірської породи вниз по схилі. Осипи утворяться на ділянках, де процеси вивітрювання зруйнували породи до щебеню. Маса дрібних уламків збирається у вигляді шлейфа або конуса біля полотна дороги з нагорної сторони. Особливо сильні осипи спостерігаються в укосів, складених глинистими сланцями, мергелями, тонкошаровими піщаниками й іншими слабко з cementованими осадовими й уламковими породами, що легко піддаються вивітрюванню. На скельних косогорах крутіше $30\text{--}35^\circ$, складених із тріщинуватих порід, що вивітрюються, також часто виникають осипи.

Найбільш небезпечні обвали, причиною виникнення яких є як руйнування гірських порід, головним чином від вивітрювання, так і порушення їхнього природного стану при розробці виймки або основи виймки. Великі маси продуктів руйнування порід, що збираються на крутых схилах гір, починають рухатися, як тільки під дією яких-небудь причин буде порушена їхній рівновага. При русі маси, що переміщається, каменів здобувають більшу швидкість і величезну руйнівну силу. Вони можуть викликати руйнування елементів земляного полотна, аварії на дорогах, утворення великих завалів, що переривають на тривалий час рух транспортних засобів.

Осипи не створюють миттєвих завалів дороги і тому не являють собою небезпеки, але вимагають систематичного спостереження та періодичного збирання щоб уникнути значного нагромадження продуктів зруйнованих гірських порід біля дороги та засмічення водовідвідних і штучних споруд. Потужність осипів залежить від крутості косогору, інтенсивності вивітрювання та умов підмиву їхньої підошви.

При великій довжині, але незначної потужності осипів найбільш правильним рішенням є перетинання їх естакадами із пропуском потоку матеріалів, що обсипаються, між опорами. При великому



обсязі осипів тиск мас, що наповзають, на опори естакади може виявитися настільки значимим, що вигідніше перетнути осипу тунелем або критою галересю.

Найкраще при будівництві дороги обійти район можливого виникнення обвалів, якщо дозволяють місцеві умови. При розташуванні траси дороги у вузьких ущелинах або долинах гірських рік ділянку схилу, на якому можуть виникнути обвали, практично обійти неможливо. В окремих випадках в області обвальної ділянки трасу переносять на протилежний схил долини, але для цього потрібне споруди двох мостів. Іншим рішенням може бути будівля тунелю, що виключає можливість завалу дороги та припинення руху.

Крім обходу обвалонебезпечних ділянок або влаштуванню тунелів здійснюють протиобвальні заходи при поточному утриманні доріг, зміцнюють породи на обвальних ділянках, будують спеціальні протиобвальні споруди.

Попередження гірських обвалів при поточному утриманні доріг зводиться до постійного нагляду за станом земляного полотна й прилягаючих до нього гірських схилів, а також запобіганню можливості падіння та скочування на дорогу окремих гірських мас і каменів. Для цього необхідне своєчасне очищення гірських схилів та укосів скельних виймок від брил, каменів і скельних нависань, що відокремилися або мають слабкий зв'язок із загальним масивом. При виявленні можливості раптового обвалення елементів гірських порід роблять їхнє штучне обвалення.

Протиобвальні захисні споруди по способу огороження ними дороги розділяють на уловлювальні, які обгороджують дорогу з боку гірського схилу та протиобвальні галереї, що перекривають повністю дорогу із забезпеченням габариту проїзду та захищаючі її зверху і збоку. Найпростіші уловлювальні споруди являють собою кам'яні або бетонні стіни, побудовані з нагорної сторони уздовж дороги на деякій відстані від гірського схилу. Це запобігає падінню каменів, що скачуються з гірського схилу, на проїзну частину.

Протиобвальні галереї являють собою споруди, що найбільш повно забезпечують захист дороги від обвальних явищ при мінімальних експлуатаційних витратах на поточне утримання. На підходах до протиобвальної галереї зазвичай влаштовують уловлювальні стіни. Вартість протиобвальних галерей порівняно



більша та застосування їх доцільно тільки в певних топографічних і геологічних умовах. Уловлювальні споруди більш прості в порівнянні із протиобвальними галереями, будівництво їх значно простіше, а вартість у кілька разів менше. Вони можуть захищати дорогу як від обвалів, так і від осипів. Що стосується питання надійності захисту дороги, то сучасні методи розрахунку основних розмірів уловлювальних споруд дозволяють забезпечити їхню високу ефективність. Для цього уловлювальні споруди повинні мати розміри, що виключають можливість перельоту та вискачування каменів на дорогу і які забезпечують достатній опір споруди ударам каменів при обвалах.

З каменевловлюючих споруд найбільш простим й економічним є уловлювальна траншея (рис. 1.26, а) з валом на косогірному схилі, розташованому вище дороги. При правильному розташуванні та обґрутованих розрахунком розмірах траншеї та вала каменю, що скачуються, ударяються об внутрішній укос вала й концентруються в траншеї, не падаючи на дорогу. Такі траншеї влаштовують на пологих ділянках гірських схилів з кутом крутості до 30° на висоті не більше 20-30 м над дорогою. Розташування уловлювальних траншей на більш високих відмітках у більшості випадків недоцільно, тому що при цьому значно ускладнюються їхнє зведення та експлуатація. Влаштування уловлювальних траншей найбільш ефективне на пологих схилах, покритих досить потужним шаром делювію, при швидкості руху каменів до 30 м/с та їх об'ємі до 1 м³.

При неглибокому заляганні скельних порід на схилі влаштування траншей ускладнюється і вартість їх збільшується. У цьому випадку найбільш раціональні захисні споруди у вигляді загороджувального вала (рис. 1.26, б), що виключає необхідність виконання скельних робіт. Вал можна відсипати із приводного ґрунту або каменю. Розміри загороджувальних валів та їхнє розташування на схилі косогору повинні бути обґрутовані розрахунком для забезпечення затримки каменів і запобігання самих валів від руйнування ударами падаючих скельних уламків. Тому основні розміри загороджувальних валів – відмітка гребеня вала, глибина й ширина уловлювальної пазухи - визначають спеціальним розрахунком на затримку каменів.



На обваливих ділянках, що мають значний протяг уздовж дороги, розташування переважних шляхів руху кам'яних уламків по схилах залежить від стану гірських порід, а також рельєфу схилів. Зазвичай такими шляхами служать різного роду тальвеги балок, що розчленовують гірські схили, або так називані розпадки.

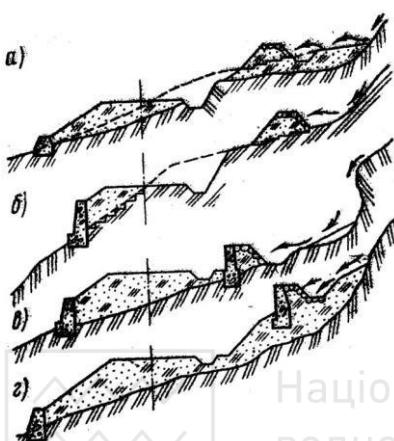


Рис. 1.26. Схеми захисних споруд від гірських обвалів та зсувів

між ними по тальвегу встановлюють залежно від місцевих умов - ширини балки, ухилу тальвегу тощо. Загороджувальні вали можна зводити із сухої кладки або матеріалу осипу.

На більш крутых схилах (з ухилом до 40°) в якості протиобваливих споруд застосовують загороджувальні й уловлювальні стіни, зазвичай розташовані безпосередньо біля дороги в основі нагорного схилу або укосу виїмки (рис. 1.26, в), а при відповідних обрисах косогору — на схилі вище дороги на 20—30 м (рис. 1.26, г).

Вловлюючі стіни зводять, як правило, із кладки на цементному розчині. Для захисту стіни від місцевих деформацій при ударах падаючих каменів улаштовують насип, що амортизує, з місцевого ґрунту. Укос насипу й відповідне підрізування нагорного схилу утворять уловлювальну пазуху, у якій збирається деякий об'єм породи, що обрушилася. Основу уловлювальної пазухи шириною 2—3 м надають поздовжній і поперечний ухили для стоку води.

У цих випадках загороджувальні вали доцільно розташовувати переважно в балках, улаштовуючи їх по типу барражних стін у декількох місцях балки. Барражні стіни споруджують, як правило, із сухої кладки із влаштуванням невеликих отворів або труб для пропуску води, що стікає по тальвегу.

Розміри барражних стін визначають розрахунком на затримку каменів. Відстань



У найбільш складних умовах на косогірному схилі доводиться будувати кілька видів протиоббалильних споруд. Крім кам'яних і бетонних загороджувальних стін застосовують сітчасті металеві, що влаштовують із нагорної сторони дороги у вигляді вертикальних стін з дерев'яними, металевими або залізобетонними стовпами. Вони охороняють дорогу від завалів дрібноуламкових осипами й падіння окремих не дуже великих каменів. Сітчасті забори розташовують біля земляного полотна або на схилі гори окремими секціями зазвичай в кілька рядів у шаховому порядку.

У якості допоміжних протиоббалильних споруд можна застосовувати окрім стоячі надовби, які зменшують швидкість руху уламків гірських порід. Їх розташовують на невеликій відстані одне від одного в шаховому порядку й у кілька рядів по схилу. Зменшення швидкості руху каменів, що пройшли надовбне поле й досягли розташовану нижче траншею, дає можливість зменшити її розміри й відповідно вартість.

Надовбні поля влаштовують при невеликій швидкості (до 10-15 м/с) руху каменів на пологих гірських схилах крутістю не більше $25\text{--}30^\circ$, покритих делювіальними відкладеннями. Поряд з надовбами для зменшення швидкості руху невеликих каменів можна застосовувати лісонасадження, розташовані на схилах гір вище загороджувальних й уловлювальних споруд.

Протиоббалильні споруди мають високу вартість, тому вибір їхнього типу повинен бути обґрунтований економічним порівнянням варіантів. При тім варто враховувати будівельну вартість і витрати на поточне утримання протиоббалильних споруд.

1.4. Протилавинні заходи на гірських дорогах

На високогірних ділянках автомобільних доріг забезпечення безперебійного й безпечного руху часто ускладнюється можливістю виникнення сніжних лавин, що представляють собою переміщення великих об'ємів снігу по схилах гір. Лавини можуть утворитися не тільки у високогірних районах, але й на будь-якому схилі крутістю більше 15° при досить потужному сніжному покриві (більше 30—40 см).

Залежно від характеру руху снігу по схилах розрізняють три типи лавин: осуви (сніжні зсуви), лоткові й стрибаючі.



Осувиами називають сніжні маси, що зсуваються, товщиною 30-40 см; довжина яких у кілька разів перевищує ширину смуги снігу, що прийшов у рух. Місця осув важко виявити влітку, тому що вони падають зазвичай із трав'янистих схилів і не залишають слідів. Після проходу осув на сотні метрів утвориться великий сніжний вал.

Лоткові лавини рухаються по певних руслах та в підошви гірського схилу створюють конус виносу. Місця їхнього виникнення легко помітити у весняний і літній періоди, тому що лавини створюють на схилах жолоба ковзання. Навесні положення жолобів підкреслюється білою смugoю лавинного снігу, що лежить у поглиблennях.

Вплив лоткової лавини на дорогу залежить від об'єму снігу. Якщо лоткова лавина має великий снігозберігний басейн, з якого по широко розгалуженій мережі другорядних балок сніг скачується в основний лоток, то величезний об'єм сніжної лавини не тільки створює більші завали, але й може зруйнувати дорогу.

Стрибаючі лавини виникають у місцях, де на шляху їхнього руху є скельні обриви. Такі лавини рухаються з величезною швидкістю й обрушуються на споруди всією своєю масою. Стрибаючі лавини створюють сильний удар і потужну повітряну хвилю.

По стані снігу в момент початку його руху розрізняють сухі й мокрі лавини. Сухі лавини виникають узимку при низьких температурах зі старого снігу або зі щойно випавшого при великому снігопаді.

Мокрі лавини зазвичай утворяться навесні й при відлигах, головним чином у теплий час дня. Під впливом теплого вітру ці лавини іноді можуть починати рухатися й уночі.

Такі лавини характерні тим, що сніг відривається шарами й зісковзують із невеликою швидкістю вниз по схилі, досягаючи проїздної частини дороги.

Виникнення мокрих лавин зі старого снігу пов'язане з тим, що він складається із зерен льоду із частковим заповненням пор водою, що утворить оболонку навколо окремих зерен. Тому лавини течуть, як водні потоки по карстових порожнинах. На противагу лавинам із сирого свіжого снігу мокрі лавини зі старого снігу рухаються з великою швидкістю.



Мокрі ґрунтові лавини, які рухаються по раніше вироблених балках, розчищають свій шлях до ґрунту, захоплюючи за собою багато трави, ґрунту, валунів, окрім дерева й навіть великих частин скель. Вони офарблюються ґрунтом у жовті, сірі й чорні тони, утворяючи конуса виносу іноді розмірами в сотні метрів.

Швидкості руху й руйнівна сила лавин різні, тому заходи, що забезпечують безпеку руху по дорозі, повинні розроблятися з урахуванням специфіки кожного типу лавин. Для захисту доріг від впливу сніжних лавин проводять профілактичні заходи або будують протилавинні споруди.

Профілактичні заходи зазвичай зводяться до спостереження за лавинонебезпечними місцями й оповіщенням шляхоексплуатаційної служби про можливості виникнення лавин, а іноді й до штучного їхнього обвалення. Для спостереження за лавинонебезпечними місцями створюють службу нагляду, наприклад, лавинні станції на автомагістралях у найбільш лавинонебезпечних районах.

Штучне обвалення лавин роблять при тимчасовому закритому русі по дорозі для запобігання нещасних випадків. Крім того, штучне обвалення дає можливість спускати невеликі по об'єму лавини, не допускаючи скupчення більших мас снігу. Для цього застосовують мінометний обстріл лавинозборів. Особливо легко обвалиються лавини зі сніжних плит-дощок, які перебувають у напруженому стані, при невеликому зовнішньому впливі вони легко сповзають.

Профілактичні заходи зменшують небезпеку руху транспортних засобів по дорогах, але повністю не виключають її і не створюють умов для безперебійного руху. Для забезпечення безпеки руху будують протилавинні споруди, які за своїм призначенням можна розділити на перешкоджаючі нагромадження снігу в лавинозборах і ковзання його зі схилів, що гальмують швидкість і змінюють напрямок руху лавин, що пропускають їх над дорогою.

Значне скupчення снігу на лавинозборах дуже небезпечно для виникнення лавин. Якщо не допускати таку акумуляцію снігу, то буде вирішene питання про запобігання виникнення лавин. Для попередження снігонакопичення в лавинозборах застосовують кам'яні стіни або дерев'яні щити.

На гребені схилу може утворитися сніжний карниз значних розмірів (рис. 1.27, а). Обвалення подібного карниза часто викликає



лавину. Зведенням кам'яної стіни на гірському схилі на відстані 10-15 м від карниза з навітряної сторони (рис. 1.27, б) можна запобігти його утворенню. Така стіна сприяє відкладенню снігу на більше пологому схилі, де сніжна маса перебуває в стійкому положенні. Таким чином, кам'яна стіна аналогічна звичайним снігозахисним спорудам, які будують уздовж доріг.

Для зменшення акумуляції снігу можна встановлювати щити, аналогічні застосовуваним для захисту доріг від сніжних заметів.

Великий ефект у боротьбі з лавинами можуть дати заходи, що попереджають зіскользування снігу зі схилів, наприклад, створення лісонасаджень на схилах гір. На лісистих схилах лавини не виникають, тому що сніжний шар зберігає рівновагу, опираючись на міцні стовбури дерев. Однак ефект захисту від лавин при посадці дерев проявляється через 10 і більше років, молоді саджанці в перші роки не тільки не перешкоджають ковзанню снігу, але й самі мають потребу в захисті. Для росту дерев необхідні певні ґрунтові умови, які не завжди є на крутих гірських схилах. Тому посадку дерев застосовують досить рідко.

Збереження лісів на схилах - ефективний протилавинний захід, але часто його недооцінюють. При проектуванні й будівлі доріг повинні передбачатися використання природних лісових заростей для усунення можливості виникнення лавин.

Для запобігання ковзання снігу зі схилів гір широко застосовують штучні споруди, що створюють на гірському схилі перешкопи на шляху руху лавин; рови й тераси, пальові загородження і плоти, щити й стіни.

Рови й тераси влаштовують у кілька ярусів на схилі гір по напрямку горизонталей. Відстань між ними по висоті схилу вибирають залежно від засніженості місцевості. Рови й тераси є досить слабкими снігозатримувальними спорудами.

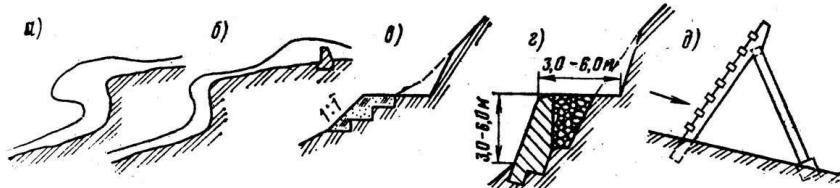


Рис. 1.27. Схеми відкладання снігу і типи снігозатримуючих споруд



Ширину ровів по дну приймають рівної 1,5 -2,0 м. З виритого ґрунту влаштовують вал з низової сторони рову, що збільшує утримуючу здатність споруди. Крутість укосів рову й вала повинна забезпечувати їхню стійкість. У пухких ґрунтах делювію при призначенні крутості укосів необхідно враховувати можливе зволоження делювію, особливо навесні, що може привести до оповзання укосів рову й вала. У весняний час перенасичений делювій може перетворитися в селевий потік, що нанесе дорозі великий збиток. Тому необхідно враховувати фільтруючу здатність ґрунтів, передбачати можливість відводу води з ровів.

Тераси залежно від крутості косогору влаштовують із вільним укосом напівнасипу (рис. 1.27, в) або із застосуванням підпірної стіни (рис. 1.27 г).

У пальтових загородженнях висотою 0,9-1,0 м палі мають у своєму розпорядженні ряди або в шаховому порядку при відстані між ними 0,5-0,7 м. Іноді замість паль забивають обрізки рейок або прокатного металу іншого профілю.

Плотові загородження складаються із забитих у ґрунт дерев'яних колів висотою 1,5-2 м, переплетених хмизом. Для збільшення стійкості плотового загородження коли закріплюють металевими розтяжками. Коли розташовують на схилі гір у шаховому порядку.

Плотові загородження недовговічні й не можуть сприймати значні зусилля, тому служать тільки для збереження шару снігу в стані рівноваги або для скупчення снігу в найбільш пологих ділянках гірського схилу.

Велику міцність й довговічність мають загородження з рейкових стійок із заповненням із дротяних сіток. Замість металевих сіток стали застосовувати сітки з нейлонових стрічок, що мають велику міцність й довговічність. Для запобігання старіння нейлону, що викликане ультрафіолетовими променями, нейлонові грати в літній період знімають.

Снігозатримувальні споруди у вигляді похилих наскрізних щитів (рис. 1.27, д) можуть бути дерев'яними, металевими або залізобетонними. Такі щити, що опираються на підпірки, установлюють поперек направку можливого ковзання снігу з гірського схилу.

Снігозатримувальні стіни споруджують із сухої кладки або кам'яної кладки на цементному розчині. Стіни із сухої кладки не



вимагають влаштування спеціальних дренажів, але для запобігання руйнування на кінцях їх застосують кладку на розчині. Досвід будівництва й експлуатації снігозахисних стін у Швейцарії показав необхідність застосування стін із засипанням, що амортизує та захищає їх від ушкодження й руйнування каменепадами.

Споруди, що перешкоджають ковзанню снігу зі схилів, ефективні лише при їхній висоті, що перевищує товщину сніжного покриву. При призначенні висоти снігозатримувальних стін необхідно виходити не із середньої товщини сніжного покриву, а з максимально можливої з урахуванням акумуляції снігу побудованою стіною. Тому стіни є дорогими конструкціями й техніко-економічна доцільність їхнього застосування повинна бути визначена зіставленням з іншими типами снігозатримувальних споруд.

Для боротьби із ковзанням снігу можна застосовувати одночасно кілька типів споруд залежно від рельєфу гірського схилу та інших факторів. Система снігозатримуючих споруд на Сен-Готардській залізниці (рис. 1.28) складається зі снігозатримувальної тераси 5, дерев'яної 2 і кам'яної 3 стіни, тину 4. Як видно з розташування лінії відкладення снігу, снігозатримуючі споруди сприяють акумуляції снігу перед ними, перешкоджаючи руху його по схилі й утворенню сніжних лавин.

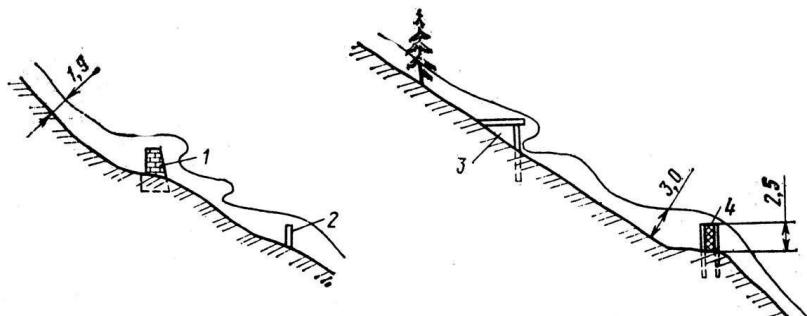


Рис. 1.28. Схема розташування снігозатримуючих споруд на Сен-Готардській залізничній дорозі

Однак снігозатримувальні заходи не завжди ефективні, тому для боротьби з лавинами застосовують спеціальні протилавинні споруди.

До гальмуючих споруд відносяться встановлювані на лавинонебезпечному схилі бетонні клинчасті конструкції (клини),



які розсікають лавину. Бетонні клини, розташовані в шаховому порядку, створюють умови для зіткнення окремих частин лавин, що призводить до появи ущільнених сніжних бугрів, що сприяють не тільки гальмуванню, але іноді й зупинці лавини.

Однак гальмуючі споруди, як правило, тільки послаблюють дію лавин і не виключають їхнє обвалення на дорогу. Тому будують спеціальні споруди для зміни напряму руху лавин, розташовані на гірському схилі вище дороги.

Така напрямна споруда може складатися із двох стін, що утворюють кут 30-40° з вершиною, зверненою назустріч руху лавини. Бічні поверхні стін споруди, розташовані під кутом до напрямку руху лавини, розсікають її й відхиляють убік, захищаючи ділянку розташованої нижче дороги. Такі споруди, - лавинорізи - можуть бути здійснені у вигляді дерев'яних ряжей, заповнених каменем, або кам'яних стін, змурованих насухо або на розчині.

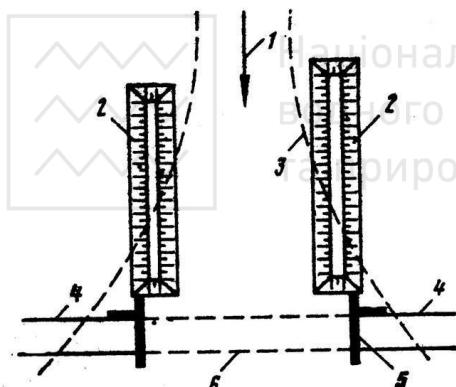


Рис. 1.29. Снігозахисна галерея з направляючими дамбами:

1 – шлях руху лавини, 2 – направляючі дамби, 3 – границя конуса виносу лавини, 4 – дорога, 5 – портал галереї, 6 – снігозахисна галерея

розташування напрямних стін може забивання першою же лавиною звуженої частини отвору споруди.

Можливо також влаштування тільки однієї напрямної стіни. Розташування напрямних стін на гірському схилі, обрис іх у плані і висота повинні призначатися після ретельного вивчення можливого шляху руху лавини, її характеру й потужності.

Якщо при природному падінні лавина захоплює більшу довжину дороги, то направляючі споруди можуть складатися із двох стін, розташованих паралельно або під кутом 15-20° до осі руху лавини (рис. 1.29). При такому розташуванні стін створюється своєрідна лійка, що концентрує лавину на довжині ділянки дороги, що захищає. Паралельне виключити можливість



Найбільш радикальною мірою захисту дороги від впливу лавин є будівля галерей, що забезпечують пропуск лавин над дорогою поперек її поздовжньої осі й умов, що створює, безпечну експлуатацію дороги в зимовий час. Затримуючі й направльні пристрой (див. рис. 1.29) виконують у цьому випадку лише допоміжні функції, полегшуючи або забезпечуючи нормальну роботу галерей.

Основні розміри поперечного перерізу галереї визначаються габаритом рухомого навантаження й призначаються по діючих нормативах для тунелів і мостів з їздою понизу. Залізобетонна протилавинна галерея (рис. 1.30), розташована на косогірному схилі, має внутрішню стіну 7, що є опорою для перекриття 2 і підтримуюче ґрунтова засипання. Іншою опорою перекриття галереї служать залізобетонні стійки 4, розташовані через 8 м по довжині й опираються на ростверк, складений з підпірної стіни 6 і похилих стійок 5, закладених на скельній основі. Стійкість положення внутрішньої стіни забезпечується розширенням її фундаментної плити й установкою анкерів 7. Для збереження конструктивних елементів галерей від руйнування сніжними лавинами й можливими ударами каменів по перекритті галереї передбачають засипання, що амортизує, з із щебеню, піску або іншого матеріалу.

Протилавинні галереї відрізняються від протиобвальних в основному розмірами, навантаженнями, що на них діють, характером силових впливів. Галерею треба розміщати на гірському схилі так, щоб зменшити вплив на неї сніжної лавини, уписуючи в природний обрис гірського схилу.

Застосовують дві схеми розміщення галерей (рис. 1.31): I - вписування галереї в природний гірський схил для мінімального впливу лавини на її перекриття й інші конструкційні елементи; II - створення штучного виступу в косогірному схилі. У схемі II перекриття галереї піддається впливу не тільки дотичної сили T , але й сили P , нормальної до поверхні засипання, що амортизує. Складова P тим більше, чим значніше різниця між кутом нахилу природного схилу і кутом нахилу β поверхні засипання, що амортизує, до горизонталі. Отже, перша схема розташування дозволяє застосовувати більше легку конструкцію галерей.

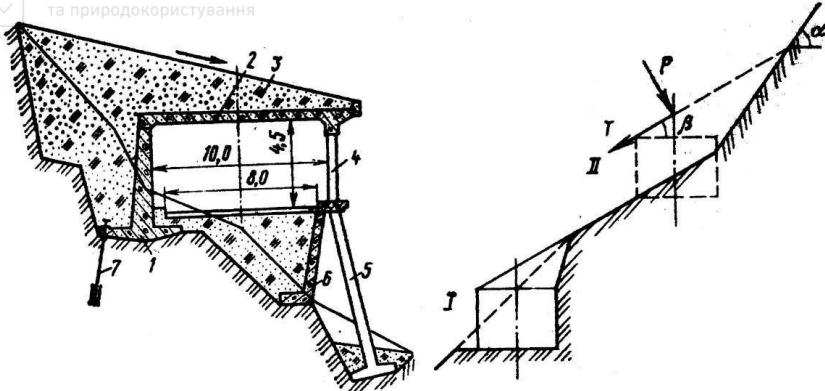


Рис. 1.30. Залізобетонна галерея

Рис. 1.31. Схема розташування галерей
на крутому схилі

Місце розташування галерей повинне визначатися в процесі вишукувань, тому що це часто пов'язано зі зсувом осі дороги, що в умовах гірської місцевості призводить до різкої зміни відміток. Тому не виключена можливість розміщення галерей за схемою ІІ, незважаючи на необхідність застосування для неї більш масивної конструкції. Іноді необхідно будувати галерей, що піддаються прямому впливу стрибучих лавин, що найбільше сильно впливають на перекриття, наприклад на ділянках, де дорогу прокладають по полиці невеликої ширини із крутого падаючим низовим укосом. У цьому випадку галерею доцільно розташовувати впритул до крутого укосу.

Область застосування галерей визначається переважно топографічними й геологічними умовами лавинонебезпечних ділянок. Протилавинні галерей будують на ділянках із крутими схилами й укосами при розташуванні дороги в безпосередній близькості від них. Видалення галерей від схилу викликає збільшення об'єм у відсипання, що амортизує, що підвищує вартість споруди.

На пологих схилах, що безпосередньо прилягають до дороги, споруди галерей недоцільно. У цьому випадку необхідно влаштовувати не тільки насип, що амортизує, але й насип для напрямку руху лавини через перекриття галерей.



У плані галереї можуть мати прямолінійний або криволінійний обрис. Криволінійні галереї краще вписуються в природний рельєф схилу, що у лавинонебезпечних місцях часто має явно виражений тальвег (балку), що є лотком для руху лавин. Застосування в такому разі прямолінійної осі дороги приводить до значного видалення галереї від схилу, що ускладнює її конструкцію й збільшує вартість будівництва.

Галереї часто влаштовують у виїмках на підходах до тунелю, якщо на них впливають сніжні лавини і кам'яні обвали. У цьому випадку відкритим методом будують тунель, що потім засипають на певну висоту ґрунтом. Таке споруди є перехідним між галереєю й тунелем.

Галереї споруджують із дерева, металу, каменю, бетону й залізобетону. Застосування того або іншого матеріалу визначається техніко-економічним порівнянням й можливістю створення конструкцій, міцність яких відповідає силі й характеру впливу лавин.

Галереї краще інших протилавинних споруд забезпечують безпеку й безперервність руху транспортних коштів по дорозі при порівняно рисих витратах на поточне утримання. До недоліків їх варто віднести високу будівельну вартість, яка у кілька разів перевищує витрати на інші протилавинні споруди.

1.5. Споруди для пропуску водних потоків

На гірських дорогах особлива увага повинна бути приділена забезпеченням водовідводу, умови проектування якого відрізняються рядом особливостей і насамперед необхідністю пропуску водних потоків, що мають велику швидкість внаслідок рельєфу місцевості з великими поперечними й поздовжніми ухилами. Танення льоду й снігу, а також інтенсивні зливові опади приводять до утворення значних водних потоків, що мають велику руйнівну силу. Тому на гірських дорогах поширені споруди, що розраховані не тільки на пропуск паводків, але й гасіння енергії водних потоків для виключення розмиву русел і підмиву земляного полотна.



Основними спорудами, призначеними для пропуску під дорогою постійних або періодично діючих потоків з відносно малими витратами, є труби й рисі мости.

Для забезпечення найменшої вартості й спрощення конструкції в умовах рівнинної місцевості споруди зазвичай розташовують нормальню до осі дороги.

При порівнянно вузькій балці із крутими берегами можна не влаштовувати регуляційні споруди й обмежитися утворенням русла, що забезпечує нормальну протікання води під мостом. Створення такого русла в певних умовах є складним і дорогим заходом.

Косе розташування водопропускних споруд збільшує їхню довжину, ускладнює конструкцію пролітних будов й опор мостів, а також оголовків, що забезпечують нормальну гідралічну роботу, тому для вибору розташування споруди необхідно всебічне порівняння відповідних варіантів.

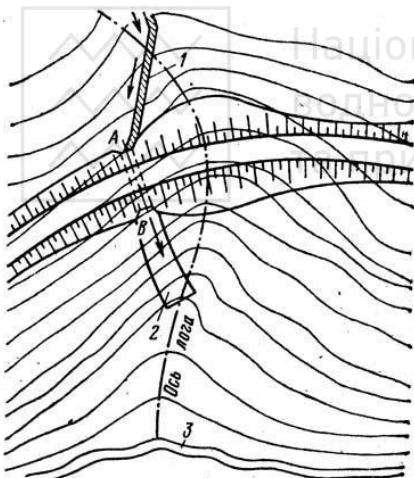


Рис. 1.32. Схеми розташування осі труби при розміщенні її в нагірній стороні:
1 – кам’яна стіна, 2 – лоток, 3 - струмок

висота насипу, тим довша труба. Для скорочення довжини, а іноді й для поліпшення умов закладення фундаменту, вісь труби в деяких випадках переміщають із балки на схил (рис. 1.32). Однак необхідно мати на увазі, що поряд з економією, одержуваної при виносі споруди на схил, збільшуються витрати, пов’язані з регулюванням

Перетинання автомобільною дорогою звивистих русел пов’язане з необхідністю їхнього випрямлення. Вісь випрямлення русла повинна розташовуватися по можливості нормальню до осі дороги. Якщо труба або міст малого отвору призначаються лише для пропуску вод, зібраних з нагірних канав, то не виникає труднощів для їхнього розташування нормальню до осі дороги.

Довжина водопропускної труби залежить від висоти насипу в місці її розташування. Чим більше



водного потоку й влаштуванням нового русла. Крім того, може з'явитися небезпека підтоплення верхового укосу насипу, що неминуче призводить до майже постійного змочування нижньої частини земляного полотна.

Ухил гірських балок становить 10-30 % і більше, тому часто водопропускні споруди доводиться розраховувати на пропуск води, що несе зважені наноси, передбачаючи заходи проти замулювання й зношування конструкцій від стирання наносами, що рухаються. З огляду на це, а також необхідність гасіння енергії води, що рухається з великою швидкістю, лотки в трубах або під малими мостами влаштовують трьох типів: у вигляді перепадів (рис. 1.33, а) швидкотоків (рис. 1.33, б) або із застосуванням малого ухилу й гасителя енергії води у вхідного й вихідного оголовка (рис. 1.33, в). Загальний ухил перепадів і швидкотоків приймають рівним природному ухилу балки або косогору.

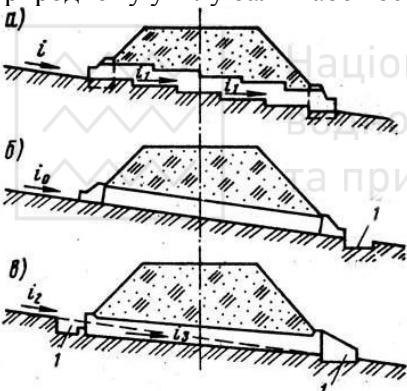


Рис. 1.33. Схема гасіння енергії потоку води у трубах, розташованих на косогорах:

1 – водобійний колодязь

колодязь або інший тип гасителя енергії води.

При розташуванні водобійних колодязів як з верхівковий, так і з низової сторони (див. рис. 1.33, в) ухил лотка труби приймають менше природного ухилу балки ($i_3 < i_2$), що забезпечує спокійне протікання води по лотку. При влаштуванні водовідводу в умовах гірської місцевості не завжди можна запроектувати канави з випуском води в знижені місця, де розташовані труби або мости,

Лотки у вигляді перепадів гасять енергію води завдяки зменшенню швидкості течії водного потоку в межах труби й при виході з неї, тому що ухили перепадів менше ухилу перед трубою.

Швидкотоки практично не тільки не зменшують швидкості течії води, але часто збільшують її через зменшення коефіцієнта шорсткості в трубі в порівнянні з підхідним руслом. При виході із труби влаштовують водобійний



наприклад при великій відстані між цими спорудами. У цьому випадку необхідно значне збільшення поперечного перерізу нагірних канав. При розташуванні на косогорі навіть невеликих виступів або западин часто взагалі неможливо прокласти нагірні канави для водовідводу води в знижені місця. У цих випадках необхідне влаштування місцевого перепуску води, зазвичай при невеликих витратах, з однієї сторони дороги на іншу, що досягається розміщенням споруд, називаних водоперепусками й водоскидами.

Водоперепуски й водоскиди влаштовують у вигляді відкритого лотка (рис. 1.34, а) для перепуску води по поверхні дороги, труби малого перетину під полотном дороги (рис. 1.34, б), консольного водоскиду із спрямуванням води над проїздною частиною дороги (рис. 1.34, в).

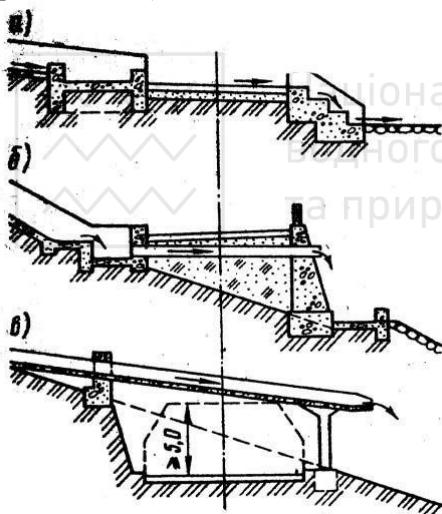


Рис. 1.34. Схеми водоперепускних споруд

Відкритий лоток можна застосовувати тільки на дорогах нижчої категорії при порівняно пологому косогорі й невеликій витраті води, що збирається нагірними канавами. Швидкість руху води на підході до лотка бажано знижувати влаштуванням водобійного колодязя. Скидання води з дороги роблять по низовому укосі земляного полотна, що зміцнюють для запобігання його розмиву.

Вибір типу споруди залежить від категорії дороги, поперечного профілю в місці водоскиду, геологічних умов і загального характеру прилягаючого косогору. При виборі водоперепускних споруд повинні враховуватися можливість утворення полоїв і виникнення інших несприятливих явищ, що залежать від кліматичних умов району будівництва дороги.

Водоперпуск через відкритий лоток можна застосовувати тільки на дорогах нижчої категорії при порівняно пологому косогорі й невеликій витраті води, що збирається нагірними канавами. Швидкість руху води на підході до лотка бажано знижувати влаштуванням водобійного колодязя. Скидання води з дороги роблять по низовому укосі земляного полотна, що зміцнюють для запобігання його розмиву.



Найпростіший лоток улаштовують у вигляді суцільного мощення каменем підхідної балки, самого лотка й водоскиду. Значно більші швидкості протікання води допускає бетонний лоток, влаштування якого менш складно, чим лотка із букової бруківки. Для вибору конструкції лотка необхідно техніко-економічне обґрунтування. Перевага відкритих лотків - простота їхнього влаштування при незначній вартості. Поряд із цим відкритий лоток має експлуатаційний недолік: сповільнює швидкість руху транспортних засобів і може засмічувати дорогу виносами піску й дрібної фракції кам'янистої породи.

При крутому косогорі або укосі напіввіймки влаштування лотка утрудняється необхідністю розміщення гасителя енергії води, що тече по схилі з великою швидкістю. У цьому випадку скидання води можна здійснювати через трубу, покладену під дорожнім полотном (див. рис. 1.34, б). Воду до труби підводять по штучному руслу-швидкотоку, енергія її гаситься у водобійному колодязі. Цей колодязь служить також для осадження зважених часток, принесених водою. Розмив ґрунт водою, що витікає із труби, запобігає водобійний колодязь.

При більшій кругості укосів і значній глибині напіввіймки застосування перепуску у вигляді труби ускладнюється труднощами із влаштуванням підхідного русла. У цьому випадку доцільніше споруджувати акведук або консольний водоскид. Консольний водоскид (див. рис. 1.33, в) приймає воду зі штучного русла, що підводить, або природної балки на нагорній стороні дороги. Вода проходить по лотку над дорогою й скидається за межі укосу дороги.

Акведуки будують також при перерізанні глибокою виїмкою природної балки з водою, що періодично протікає і яку переводять над дорогою з однієї сторони на іншу.

Акведуки й консольні водоскиди споруджують із дерева, залізобетону, каменю або бетону. Найбільш доцільне застосування для них збірного залізобетону, що забезпечує виконання будівельних робіт індустріальними методами.

Влаштування водоскидів прокладанням труб під земляним полотном, а також будівля акведуків і консольних водоскидів створюють сприятливі умови експлуатації дороги, не відбиваючись на зниженні швидкості руху транспортних засобів.



Питання для самоконтролю

1. Від чого залежить розмір і характер деформацій основ насипу?
2. Який метод використовується для оцінки стійкості укосів насипу?
3. Що таке поверхня ковзання?
4. Назвіть види споруд для забезпечення стійкості земляного полотна.
5. Які передумови застосування балконів та естакад при прокладанні доріг в гірській місцевості?
6. Які конструктивні рішення можуть бути при перетинанні автодороги зсувних ділянок?
7. Які Ви знаєте типи протиобвалючих захисних споруд?
8. Назвіть три типи лавин залежно від характеру руху снігу по схилах.
9. Які Вам відомі заходи для зменшення акумуляції снігу в гірській місцевості?
10. Які бувають снігоутримуючі споруди і де їх розташовують?
11. Які схеми розміщення протилавинних галерей Вам відомі та чим керуються при їх виборі?
12. З якого матеріалу споруджують протилавинні галереї і чим керуються в такому виборі?
13. Які типи водоперепускних споруд Вам відомі і які фактори потрібно враховувати при їх призначенні?



2.1. Типи та конструкції підпірних стін

Підпірні стіни піддаються дії горизонтального тиску ґрунту й вертикальних сил від власної ваги конструкції стіни та ґрунту.

За принципом роботи (за характером опору зовнішнім впливам) розрізняють масивні, напівмасивні, тонкоелементні й тонкі підпірні стіни.

У масивних підпірних стінах (рис. 2.1, а) міцність і стійкість під дією активного тиску ґрунту E забезпечується в основному їхньою власною вагою G . Вертикальний тиск ґрунту на рівні обрізу фундаменту біля його грані не має істотного значення.

Масивним підпірним стінам надають таку форму, щоб при позацентровому стиску в їхніх перетинах виникали тільки стискаючі напруги. Це дозволяє споруджувати стіни з бетону або кам'яної кладки, покладеної насухо або на розчині. Для збільшення стійкості підпірної стіни й одержання сприятливого розподілу напруг по підошві фундаменту ширину його зазвичай розвивають убік дії активного тиску ґрунту.

У напівмасивних підпірних стінах (рис. 2.1, б) міцність і стійкість визначається як власною вагою, так і вагою ґрунту G , що лежить на фундаментної плиті. Такі підпірні стіни являють собою конструкції з монолітного армованого бетону, у яких розтяжні зусилля сприймаються сталевою арматурою. Тонкоелементні або консольні підпірні стіни (рис. 2.1, в) складаються із двох залізобетонних плит (підпірної й фундаментної), жорстко з'єднаних одна з іншої. Стійкість підпірних стін цього типу залежить в основному від ваги ґрунту G_T , що перебуває над фундаментною плитою, і лише в незначній мірі від власної ваги. Положення підпірної плити на фундаментній вибирають таким, щоб забезпечити найвигідніший опір підпірної стіні тиску ґрунту.

Тонкі підпірні стіни, стійкість яких забезпечується защемленням їхньої нижньої частини в ґрунті основи (рис. 2.1, г), іноді влаштовують із анкеруванням у верхній частині (рис. 2.1, д). Матеріалом для цього типу підпірної стіни може служити дерев'яний, залізобетонний або металевий шпунт, здатний



сприймати згинальні моменти, що розподіляються по висоті відповідно до епюрів, наведеними на рис. 2.1, г, д.

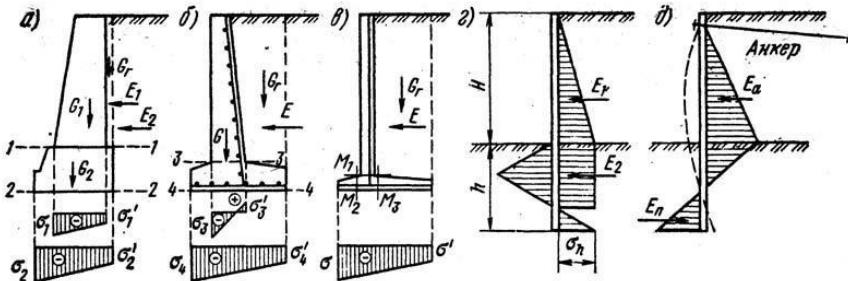


Рис. 2.1. Типи конструкцій підпірних стін і епюри тиску

При наявності анкерування робота тонкої підпірної стіни залежить від глибини закладення в ґрунті. У випадку невеликої глибини закладення стіна працює як вільно обперта балка, причому нижній кінець її може трохи зміщатися щодо первісного положення.

Масивні підпірні стіни відрізняються різними конструктивними формами поперечних перерізів, які залежать від висоти (тиску ґрунту), призначення підпірної стіни, геологічних умов, архітектурних вимог та інших факторів.

При малій висоті підпірної стіни й сприятливих геологічних умовах її поперечний переріз може мати прямокутну форму, а фундаменти - вісь, що збігається з віссю тіла підпірної стіни.

Зі збільшенням висоти підпірної стіни виникає необхідність розвитку її перетину від верху до обрізу фундаменту й застосування поперечного перерізу трапецеїдальної форми з нахилом зовнішньої (рис. 2.2, а), внутрішньої (рис. 2.2, б) або обох граней (рис. 2.2, в). Товщину підпірної стіни у верхній частині приймають із конструктивних міркувань не менш $b_o=40\text{ см}$ для бетонних і бутобетонних стін $b_o=60\text{ см}$ для стін з кам'яної кладки.

Від обрису поперечного перерізу підпірної стіни залежить опір активному тиску ґрунту як власної ваги її кладки, так і ваги ґрунтового засипання.

Ширина трапецеїдальних поперечних перерізів стін з передньою похилою гранню збільшується до обрізу фундаменту, що в принципі відповідає епюрі тиску ґрунту. При цьому забезпечується раціональний розподіл об'єм у кладки, що сприяє достатньому



опору стіни активному тиску ґрунту. Це не відноситься до підпірних стін з похилою внутрішньою гранню, тому що розподіл їхньої ваги не відповідає характеру силового впливу тиску ґрунту.

Більша протидія підпірної стіни тиску ґрунту досягається застосуванням трапецеїдального перетину, нахиленого убік засипання (див. рис. 2.2, в). Центр ваги над фундаментною частиною стіни в цьому випадку зміщається убік ґрунту, збільшууючи момент, що протидіє моменту від дії тиску ґрунту. Крім того, при нахилі підпірної стіни убік ґрутового засипання зменшується активний тиск ґрунту. При застосуванні двох похилих граней кути α_1 і α_2 варто вибирати такими, щоб стіна при відсутності засипання ґрунту зберігала стійкість.

Найбільш раціональну форму має поперечний переріз підпірної стіни із двома гранями, нахиленими убік засипання (див. рис. 2.2, в). Для стін висотою до 6 м при горизонтальній поверхні засипання, куті внутрішнього тертя $\varphi = 35^\circ$, відношення питомих ваг ґрунту та кладки 0,8 і нахилі граней 1:10 площа поперечного перерізу підпірної стіни із двома похилими гранями становить $0,62S$, з передньою похилою гранню $0,83S$ і задньою похилою гранню $1,08S$, де S — площа стіни із прямокутним поперечним перерізом.

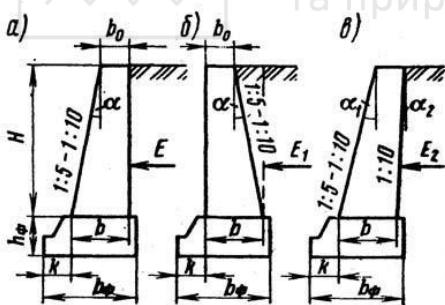


Рис. 2.2. Масивні підпірні стіни

за передню грань у напрямку дії тиску ґрунту (див. рис. 2.2, а, б, в). При цьому найбільший виліт консолі k за умовами розподілу зусиль у кладці не може бути більше $0,7h_\phi$.

Для підвищення опору масивних підпірних стін тиску ґрунту застосовують розвантажувальні площинки (рис. 2.3, а) або платформи (рис. 2.3, б), що зменшують тиск ґрунту та збільшують

Фундаменти масивних підпірних стін закладають на глибині h_ϕ з урахуванням геологічних умов і промерзання ґрунту. З метою зменшення напруг у ґрунті, сприятливого розподілу їх по глибині, а також для підвищення стійкості фундаменти масивних стін розвивають



стійкість підпірних стін за рахунок використання масиву ґрунту, розташованого над площацками або платформами.

Активний тиск ґрунту E_1 , що діє на верхню частину AB масивної підпірної стіни з розвантажувальною площацкою (див. рис. 2.3, а) буде таким, як для підпірної стіни висотою h_1 із трикутної епюрою тиску. На горизонтальну розвантажувальну площацку BP діє сила G_T , рівна вазі вищерозташованого ґрунту, що збільшує стійкість, підпірної стіни. Похила грань CD нижньої частини підпірної стіни висотою h_2 піддається активному тиску ґрунту E_2 , місце докладання якого визначається центром ваги трапецієдальної епюри тиску. Площа цієї частини епюри значно менше тієї, котра була б при відсутності розвантажувальної площацки.

Таким чином, визначення тиску на підпірну стіну з розвантажувальною площацкою зводиться до визначення тиску на підпірну стіну з ламаною задньою гранню з урахуванням позитивного впливу вертикального тиску ґрунту на розвантажувальну площацку. Найбільший ефект дає розташування розвантажувальної площацки на чверті висоти стіни від обрізу фундаменту.

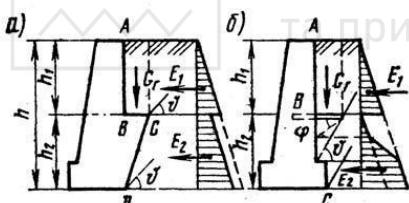


Рис. 2.3. Підпірні стіни з розвантажувальним майданчиком і платформою

підпірної стіни паралельні.

За принципом роботи до масивних підпірних стін потрібно віднести збірні залізобетонні ряжеві підпірні стіни (рис. 2.4), які збирають із поздовжніх і поперечних залізобетонних брусь. У міру зборки простір між брусами заповнюють ґрунтом. Ґрунтovий масив у зрубовій залізобетонній обоймі здатний сприймати горизонтальний тиск ґрутового засипання.

Якщо підпірна стіна має розвантажувальну платформу, що розділяє задню грань на дві ділянки AB і BP із відповідним висотами h_1 й h_2 , то епюру тиску ґрунту (див. рис. 2.3, б) будують із урахуванням допущення, що площини ковзання для верхньої і нижньої ділянок

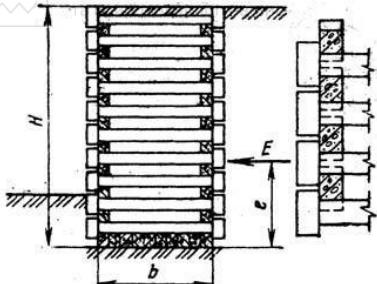


Рис. 2.4. Залізобетонна ряжева підпірна стіна

ряжевих підпірних стін економічніше масивних. У ряді випадків ця економія досягала 43%. Однак, по архітектурними міркуванням, при наявності місцевих кам'яних матеріалів і з урахуванням інших місцевих умов влаштування ряжевих підпірних стін не завжди доцільно.

Найпоширенішим типом тонкоелементних підпірних стін є консольні підпірні стіни (рис. 2.5, а), які складаються з вертикальної залізобетонної плити *AB*, що підтримує ґрутове засипання, і залізобетонної фундаментної плити *CD*, що передає тиск на ґрунт від діючих навантажень.

Оскільки власна вага залізобетонної конструкції цього типу підпірних стін незначна, то на відміну від масивних стійкість їх забезпечується в основному вагою ґрунту *G*, розташованого на внутрішній частині фундаментної плити. Ширина фундаментної плити становить 0,3-0,4 висоти підпірної стіни *H*.

Консольна частина фундаменту, що виступає за передню грань вертикальної плити на довжину *b_k*, має істотне значення для забезпечення стійкості підпірної стіни й сприятливого розподілу напруг у ґрунті по ширині фундаменту. Цю частину фундаменту зазвичай приймають рівною:

$$b_k = (0,25 \div 0,3)b \quad (2.1)$$

де *b* – ширина підошви стіни. Передня плита тонкоелементних підпірних стін може мати нахил у бік підтримуваного ґрунту (рис. 2.5, б). Такі конструкції в порівнянні з підпірними стінами з вертикальною плитою сприймають менший горизонтальний тиск ґрунту ($E_1 < E$). При цьому варто мати на увазі, що через нахил плити, що підтримує насип, вертикальне навантаження від

Основну частину залізобетонної зрубової підпірної стіни складає ґрунт, тому об'єм залізобетону в таких стінах розраховуючи на 1 м довжини стіни в 6-7 разів менше, ніж об'єм бетонної кладки масивної стіни. Незважаючи на більшу вартість збірного залізобетону порівняно з вартістю бетону застосування

на природокористування



роздашованого на фундаментній плиті ґрунту трохи зменшуються ($G_l < G$), тому що його вага визначається площею трапеції $BCFD$, а не прямокутника.

Для збільшення опору зрушенню фундаментну плиту консольних підпірних стін можна розташовувати похило (рис. 2.5, в).

У цьому випадку сила, що зрушує

$$T_{CDB} = E \cos \alpha_0 - \sum N \sin \alpha_0, \quad (2.2)$$

де α_0 - кут між площину підошви фундаменту й горизонтали; $\sum N$ - сума вертикальних сил, що діють на фундаментну плиту E - горизонтальна активна сила.

Сила опору зрушенню підпірної стіни

$$P_{y\phi} = (\sum N \cos \alpha_0 + E \sin \alpha_0) f \quad (2.3)$$

де f - коефіцієнт тертя підошви фундаменту по ґрунту.

При скельних ґрунтах кут α_0 може бути прийнятий такий, щоб рівнодіюча всіх сил, що діють на підпірну стіну, була нормальню до площини підошви фундаменту. У пухких ґрунтах приймають $\operatorname{tg} \alpha_0 = 0,1$.

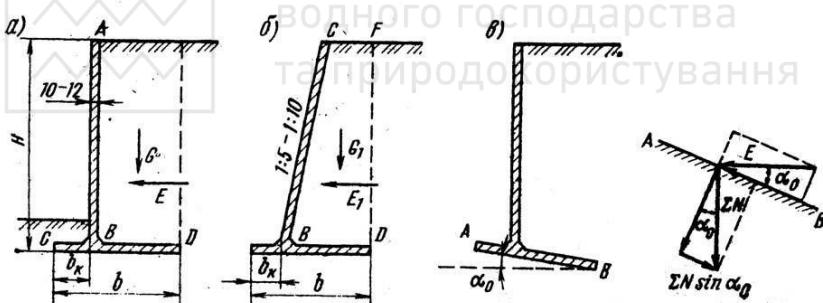


Рис. 2.5. Тонкоелементні консольні підпірні стіни

У результаті впливу розпору ґрунту в перетинах плит консольних підпірних стін виникають згинальні моменти, що досягають найбільшого значення у вузлі сполучення вертикальних або похилых плит з фундаментом. Забезпечення міцності цих вузлів можливо при висоті підпірної стіни 6-9 м. При більшій висоті доводиться застосовувати контрфорси (рис. 2.6, а). У цьому випадку згинальний момент сприймається моментом опору Т-подібного перетину, а не прямокутного. Відстань між контрфорсами приймають рівною 2-3 м, тобто $(0,5 - 0,7)b$.

Залізобетонні стіни з контрфорсами відрізняються від плитних консольних напруженім станом їхніх елементів. Якщо в плитних підпірних стінах кожен елемент працює як консоль, то в контрфорсні плити працюють під дією зовнішніх навантажень як горизонтальні балки із затисненими кінцями при прольотах, рівних відстаням між контрфорсами. Контрфорс працює як консоль, заведена у фундаментну плиту. У зовнішній грані контрфорса виникають розтягуючі зусилля, тому в ній повинна бути розташована арматура, що заанкерена у фундаментній плиті. Між контрфорсами можна влаштовувати розвантажувальні платформи у вигляді залізобетонної плити (рис. 2.6, б) для зменшення розпору ґрунту. Епюра тиску ґрунту на підпірну стіну в цьому випадку аналогічна епюрі, наведеної на рис. 2.3, б.

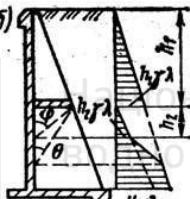
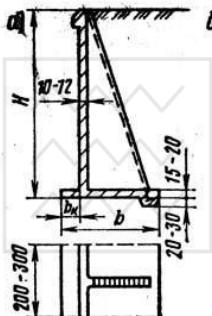


Рис. 2.6. Консольна тонко елементна підпірна стіна

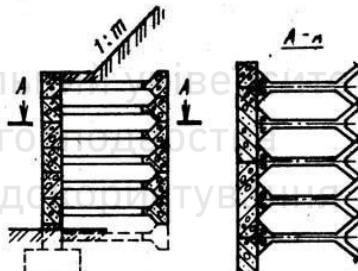


Рис. 2.7. Збірна залізобетонна підпірна стіна із защемленням в ґрунті

Останнім часом стали застосовувати різні типи збірних підпірних стін, причому є тенденція використання ґрунту як активного середовища для забезпечення стійкості підпірних стін. Збірна підпірна стіна (рис. 2.7) складається з поздовжніх (лицьових) і поперечних (анкерних) елементів вилкоподібної форми. Прямим кінцем поперечні елементи прикріплюють до лицьових елементів, що утворять фасадну частину стіни, а вилкоподібним кінцем заанкерують у ґрунті. Взаємне спряження елементів стіни забезпечується залізними штирями, закріпленими в анкерних елементах, які входять у спеціальні петлі лицьових елементів. Довжина залізобетонних вилкоподібних елементів (1,5-3,0м)



залежить від висоти підпірної стіни та від тиску на неї ґрутового засипання.

Останнім часом у Франції та Німеччині широке поширення одержали підпірні стіни з армованого ґрунту, принцип роботи яких подібний до збірної підпірної стіни (див. рис. 2.7).

Такі підпірні стіни мають зовнішню конструкцію, що обгороджує, збірну із залізобетонних блоків (рис. 2.8). До кожного блоку прикріплюють арматурні стрижні 2 довжиною $l=0,8H$ перетином 80x3мм, що укладають поперек стіни в області засипання. У міру укладання рядів блоків і прикріплення до них арматурних стрижнів улаштовують ґрутове засипання шарами товщиною 25-30 см з відповідним ущільненням.

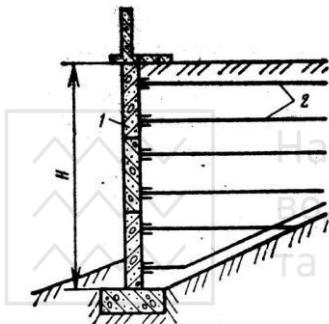


Рис. 2.8. Підпірна стіна з армованого ґрунту

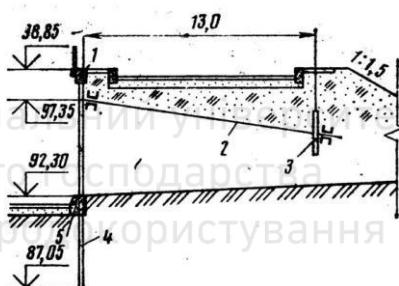


Рис. 2.9. Гнучка підпірна стіна з анкером

1 – залізобетонний карниз, 2 – анкерні тяжі, 3 – анкерна плита, 4 – сталевий шпунт, 5 – бетонний пояс

Для влаштування засипання придатні ґрунти, які зазвичай застосовуються для насипів. Однак варто уникати використання дрібнозернистих ґрунтів, наприклад глини, тому що поровий тиск води в них може виключити тертя між ґрунтом й арматурою. Не треба поверхню шпунта обробляти антикорозійним складом. Протягом чотирьох років експлуатації такої підпірної стіни деформації не спостерігаються.

Підпірні стіни зі сталевого шпунта економічні й менш трудомісткі в порівнянні із залізобетонними. Істотний недолік підпірних стін зі сталевого шпунта - велика витрата стали, тому



більш доцільно застосовувати для гнучких підпірних стін залізобетонний шпунт.

У практиці зведення підпірних стін з армованого ґрунту в якості арматури застосовували оцинковані сталеві смуги, стійкі до корозії. При будівництві однієї з підпірних стін до кожного її блоку розміром 1,50x1,50x0,18 м прикріплювали чотири сталеві смуги перетином 80x3 мм. Смуги з'єднували із заставними частинами залізобетонних блоків болтами. Довжину сталевих смуг визначали розрахунком, забезпечуючи внутрішню рівновагу масиву армованого ґрунту як за умовою закладення арматури в ґрунті, так і по міцності самих арматурних смуг.

Досвід будівництва підпірних стін з армованого ґрунту показав, що такі конструкції економічні. Вартість підпірної стіни з армованого ґрунту менше вартості масивної підпірної стіни на 20-30 % при висоті стіни 2 м і на 40-60 % при висоті 6 м.

Армований ґрунт відрізняється монолітністю, що виключає можливість виникнення концентрації тиску на основу. У той же час він являє собою податливу конструкцію, що забезпечує адаптацію до деформації основи.

Гнучкі підпірні стіни влаштовують із залізобетонного або сталевого шпунта, наприклад, у стиснутих умовах, коли зведення залізобетонних підпірних стін не забезпечує паралельне положення доріг у двох рівнях (рис. 2.9). Для підвищення опору гнучкої підпірної стіни розпору ґрунту можна заанкерувати її верхню частину в ґрунті насипу.

Сталеві шпунтові стіни будуються з облицюванням і без облицювання зовнішніх поверхонь. На верхній частині стіни можна передбачати залізобетонний карниз. На рівні землі, де корозійні фактори діють найбільше інтенсивно, улаштовують бетонний пояс на глибину до 50 см.

2.2. Основні принципи проектування підпірних стін

Підпірні стіни проектиують із урахуванням результатів геологічних досліджень схилів, на яких передбачається їх будувати. Підпірні стіни повинні споруджуватися на стійких схилах, тому що тільки в таких умовах влаштування їх забезпечує стійке положення не тільки укосів, але й усього земляного полотна дороги.



При проектуванні підпірних стін особлива увага повинна приділятися оцінці ґрунтів у основах фундаментів. На вибір типу й конструкції фундаментів підпірних стін можуть впливати характер нашарування ґрунтів й їхнього залігання, потужність, склад і властивості шарів, схильність деформаціям ґрунтів окремих шарів і основи тощо.

Найбільш міцними й надійними основами, крім скельних, є однорідні малостисливі ґрунти.

Поряд із цим у практиці будівлі підпірних стін, особливо в гірській місцевості, зустрічаються різномірні залігання гірських порід, що утворилися в результаті процесів внутрішньої й зовнішньої геологічної діяльності (складки, скиди, зрушення тощо). При такій геологічній будові гірських порід у районі будівництва підпірних стін навіть скельний ґрунт може бути ненадійною основою.

У зв'язку з розмаїтістю типів конструкцій підпірних стін при проектуванні повинні вибиратися найвигідніші рішення. Для цього розглядають кілька варіантів підпірних стін і порівнюють їх між собою.

Порівняння варіантів підпірних стін роблять за вартістю, трудомісткості, витратах матеріалів та умовах виконання робіт. Вирішальним фактором при виборі варіанта часто є можливість одержання місцевих будівельних матеріалів. Так, при наявності каменю можна будувати кам'яні підпірні стіни із кладки насухо або на розчині. При ускладненнях із транспортуванням збірних залізобетонних елементів, особливо в умовах будівлі доріг у гірській місцевості, може бути доцільним будівництво підпірних стін з монолітного бетону або залізобетону. Таким чином, вибір типу й конструкції підпірних стін, що відповідають місцевим умовам, є завданням не тільки технічне, але й економічне.

Влаштування підпірних стін повинно погоджуватися з поперечним і поздовжнім профілем земляного полотна дороги, що проектується. При проектуванні поперечного профілю дороги на косогорі від положення підпірних стін, що влаштовують для підтримки укосів напівнасипу, залежить їхня висота. На висоту верхових підпірних стін впливає форма природних схилів (косогорів) і інші фактори, пов'язані із проектуванням поперечного профілю дороги.



При проектуванні поперечного профілю дороги визначають висоту верхових і низових підпірних стін (рис. 2.10, а). При наявності поздовжнього ухилу дороги висота підпірної стіни змінюється. Залежно від місцевих умов (значення поздовжнього ухилу дороги, умов закладення фундаментів тощо) висота підпірних стін може змінюватися ступінчасто (рис. 2.10, б) або плавно. Таким чином, виникає необхідність проектування поперечних перерізів підпірних стін по всій їх довжині. Ухили косогору уздовж осі підпірної стіни впливають на характер закладення фундаменту. При ухилах місцевості, що не перевищують 0,05, підошва фундаменту підпірної стіни може додержуватися ухилу поверхні (див. рис. 2.10, б), тому що при цьому ухилі немає небезпеки зрушення фундаменту в поздовжньому напрямку.

При значних ухилах поздовжнього профілю по осі підпірної стіни рекомендується розташовувати фундаменти (рис. 2.10, в), окремими горизонтальними ділянками. Границі між цими ділянками фундаментів повинні збігатися з деформаційними швами підпірної стіни, які й визначають довжину цих ділянок. У випадку будівлі підпірних стін з висотою, що плавно змінюється, відстань між деформаційними швами призначають різною, залежно від конструкції й матеріалу підпірних стін. У підпірних стінах з кам'яної кладки шви влаштовують через кожні 40-50 м, а в бетонних і залізобетонних стінах - через 25 м.

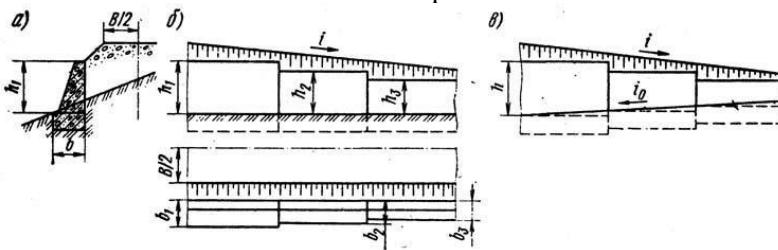


Рис. 2.10. Низова підпірна стіна

В разі виникнення можливих нерівномірних осідань по довжині підпірної стіни обов'язкове влаштування деформаційних швів, що ділять стіну на секції довжиною не більше 10-15 м. Ділянки підпірної стіни, розташовані на ґрунтах з різними деформаційними характеристиками, обов'язково розділяють деформаційними швами.



Глибину закладення фундаментів підпірних стін повинні призначати залежно від місцевих геологічних умов. У всіх ґрунтах, крім скельних, глибина закладення фундаменту повинна перевищувати глибину промерзання не менш чим на 25-30 см. У скелі глибина закладення обмежується лише товщиною шаруючої вивітrenoї породи, що повинен бути видалений із запасом 25 см.

Конструкція й розміри поперечних перетинів підпірних стін повинні забезпечити їхня міцність, стійкість та опір зрушенню під дією активного тиску від ґрунту.

Міцність і стійкість масивних стін забезпечується їхньою власною вагою й наданням їхнім поперечним перерізам відповідної форми з розвитком фундаменту в напрямку дії розпору (див. рис. 2.2 й 2.3).

При проектуванні підпірних стін попередньо призначають розміри обраної конструкції, її поперечних перерізів. Товщину підпірної стіни у верхній її частині призначають конструктивно: для бетонних і бутобетонних - 40 см; для кам'яних на розчині - до 60 см; для кам'яних із сухої кладки - до 100 см.

Товщина масивної стіни в будь-якому перетині по її висоті орієнтовно може бути визначена за графіком (рис. 2.11) або по табл. 2.1.

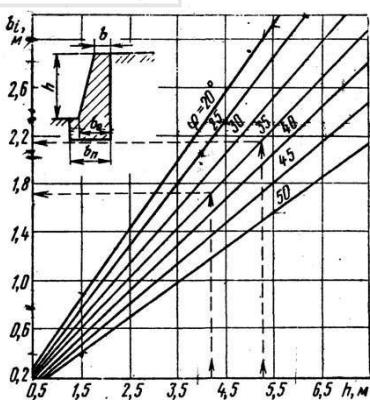


Рис. 2.11. Графік для попереднього визначення розмірів масивної стіни на рівні обрізу фундаменту

Товщина стіни повинна бути не менш конструктивно призначеної товщини у верхньому перетині. Товщину b_i підпірної стіни на глибині h_i від її верху визначають по формулі

$$b_i = b_i k \quad (2.4)$$

де b_i - товщина підпірної стіни, знайдена за графіком залежно від висоти h_i і кута внутрішнього тертя φ ; k

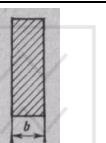
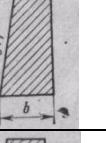
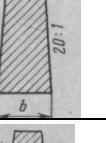
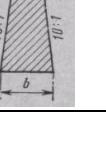
- коефіцієнт, обумовлений по табл. 2.1 залежно від φ , питомої ваги ґрунту γ і нахилу граней підпірної стіни.



Приклад. При $h=4,35$ м (див. рис. 2.10), $\gamma=20$ кН/м³, $\varphi=35^\circ$, $b=1,7$ м. товщина стіни при поперечному перерізі, зображеному на рис. 3 табл. 2.1, $b=1,7 \times 1,025 = 1,74$ м, а наведеному на рис. 1 табл. 2.1 - $b=1,7 \times 1,145=1,95$ м. Порівняння товщини підпірних стін показує, що раціональніший поперечний перетин, показаний на рис. 3 табл.2.1.

Таким чином, наведений на рис. 2.11 графік і табл. 2.1 дозволяють вибирати найбільш раціональні поперечні перерізи підпірних стін.

Таблиця 2.1
Параметри поперечних перерізів підпірних стін

№	Поперечний переріз підпірної стіни	γ кН/м ³	Коефіцієнт k при φ , рівному				
			25°	30°	35°	40°	45°
1		20	1,132	1,136	1,145	1,150	1,155
		18	1,075	1,080	1,085	1,090	1,100
		16	1,015	1,016	1,020	1,025	1,035
2		20	1,060	1,060	1,060	1,060	1,060
		18	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
		16	0,940	0,940	0,940	0,940	0,940
3		20	1,020	1,020	1,035	1,030	1,040
		18	0,965	0,970	0,970	0,975	0,980
		16	0,915	0,915	0,915	0,925	0,935
4		20	0,825	0,805	0,778	0,750	0,720
		18	0,775	0,758	0,732	0,705	0,673
		16	0,725	0,705	0,685	0,660	0,627
5		20	0,598	0,552	0,506	0,460	0,400
		18	0,554	0,515	0,470	0,425	0,370
		16	0,510	0,476	0,435	0,385	0,344



Розмір ширини підошви при природній основі призначають залежно від висоти h підпірної стіни, міцності ґрунту та форми надфундаментної частини стіни. Орієнтовно для попередніх розрахунків ширину фундаменту можна одержати подовженням її за зовнішню частину стіни на 10-30 % від товщини стіни по обрізу фундаменту. Розширення фундаменту особливо необхідно при малій міцності ґрунту ($R < 0,2 \text{ МПа}$) і незначних нахилах задньої грані підпірної стіни.

2.3. Границі стани підпірних стін

Підпірною стіною називають споруду, що утримує ґрунт від обвалення в укосах насипів і виймок. Ґрунт, що перебуває за підпірною стіною зустрічає опір стіни і створює на неї тиск. Цей тиск залежить не тільки від механічних властивостей ґрунту й геометричних розмірів стіни та укосу, але також від характеру та переміщення стіни, її жорсткості.

Переміщення підпірної стіни носять складний характер і складаються зі зсувів її як твердого тіла, що залежать від деформації основи, та із пружних або пластичних деформацій самого тіла стіни. Усяке складне переміщення підпірної стіни як твердого тіла щодо основи може бути розкладене на три складові: горизонтальне й вертикальне переміщення й поворот навколо тієї або іншої осі. При абсолютно твердій основі такий поворот можливий щодо нижнього переднього або заднього ребра, а при деформованій основі - навколо деякої осі, розташованої більше до середини ширини підошви фундаменту.

Границім станом споруди або її основи називається такий напруженено-деформований стан, перевищення якого може привести до втрати спорудою своїх основних експлуатаційних властивостей.

При деяких навантаженнях, що діють на підпірну стіну, її переміщення можуть сягати такого розміру, що відбудеться зрушення (ковзання) стіни по основі (рис. 2.12, а) або перекидання (рис. 2.12, б). В обох випадках стіна втрачає стійкість і перестає виконувати своє призначення, тобто настає її граничний стан.

При недостатньо міцній основі втрата стійкості стіни може відбутися при руйнуванні ґрунтового масиву основи з виникненням у ньому поверхонь ковзання, з випиранням ґрунту з підошви



фундаменту й навіть із перекиданням стіни в протилежну сторону (рис. 2.12, в).

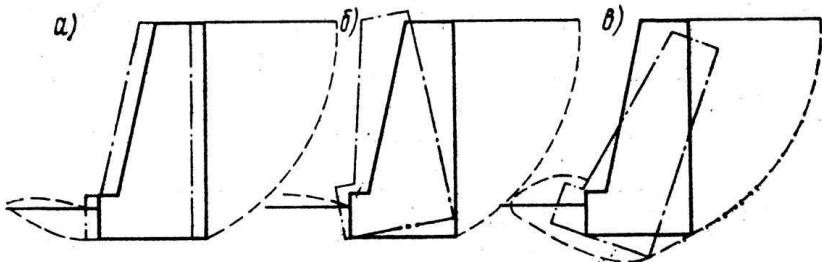


Рис. 2.12. Схеми граничних станів підпірної стіни

Граничним станом підпірної стіни варто також вважати розвиток у основі неприпустимо більших за умовами експлуатації деформацій у вигляді осідань і кренів.

Можливість виникнення цих граничних станів вимагає ретельного вивчення гідрогеології в місці споруди підпірних стін із всебічним дослідженням фізико-механічних властивостей ґрунтів основи. Отримані дані можна використати при проектуванні фундаментів, що виключають появу відповідних граничних станів.

До граничних станів відносять також втрату стійкості конструкції підпірних стін вище обрізу фундаменту й порушення міцності або виникнення тріщин у матеріалі стіни, пов'язані з появою неприпустимих за значенням напруг і зусиль.

Розглянуті граничні стани відносяться переважно до експлуатаційного періоду роботи підпірної стіни. У процесі будівництва й ремонту споруди становлять небезпеку граничні стани, пов'язані з технологією ведення робіт.

Ціль розрахунку підпірної стіни - забезпечити умови, при яких жодне із граничних станів не наступить протягом усього періоду її експлуатації. Тому розрахунки завжди роблять на саме невигідне сполучення навантажень. У розрахунках повинні враховуватися різні стани роботи підпірної стіни – у періоди будівництва, експлуатації, ремонту тощо.

При розрахунку за граничними станами можливе відхилення кожного з навантажень від її нормативного значення в несприятливу (більшу або меншу) сторону внаслідок мінливості самого навантаження або через відступи від умов нормальnoї



експлуатації споруд, що враховують коефіцієнтом перевантаження. При цьому розрахункові навантаження одержують як добуток нормативних навантажень на відповідні коефіцієнти перевантаження.

Всі навантаження, що діють на підпірні стіни, розділяють на постійні й тимчасові. До постійних навантажень відносять власна вага стіни, тиск ґрунту; тиск, що передається через ґрунт від ваги конструкцій, що перебувають на поверхні засипання; тиск води при постійному її рівні.

Тимчасове навантаження на стіни являють собою в основному тиск, що передається через ґрутове засипання від транспортних засобів, що перебувають на ній.

Крім того, підпірні стіни, що проектируються в сейсмонебезпечних районах, розраховують на сейсмічні навантаження. Сейсмічність місця будівництва приймають по картах сейсмічного районування території України або нормам і правилам будівництва в сейсмічних районах.

Одне з основних навантажень, що діє на підпірну стіну, горизонтальний або похилий тиск ґрунту, називається активним тиском. Активний тиск, що відповідає граничному стану, виникає при незначному переміщенні підпірної стіни в напрямку дії тиску. Якщо граничний стан визначається незначним переміщенням підпірної стіни убік протилежний дії тиску засипки, то при цьому тиск ґрунту називається пасивним.

Значення активного й пасивного тиску при заданій висоті й обрисі засипання за підпірною стіною залежать від фізико-механічних характеристик ґрунту. При розрахунку враховується самий несприятливий вплив ґрунту на підпірну стіну. Як правило, чим більше активний тиск ґрунту й менше його пасивний опір, тим у більш несприятливих умовах перебуває стіна. Тому в розрахунках варто приймати найбільше значення активного тиску ґрунту й мінімальне значення пасивного опору. Це значить, що активний тиск E повинен вводитися в розрахунок з коефіцієнтом перевантаження >1 , а пасивний опір E_n - з коефіцієнтом перевантаження <1 . При цьому із загального пасивного опору часто виключають вплив пасивного тиску ґрунту. Цим ураховують можливість видалення або розмиву ґрунту із зовнішньої сторони підпірної стіни в її експлуатаційний період.



2.4. Визначення тиску ґрунту на підпірні стіни

Грунти, як і інші матеріали, чинять опір розтягненню, стиску й зрушенню. Міцність ґрунту в основному визначається його опором зрушенню, тому що опір стиску, що залежить від протидії часток зміненню, лише в рідких випадках виявляється вичерпаним, незважаючи на більші контактні взаємодії між частками, у багато разів перевищуючі середні напруги в суцільному середовищі при даних навантаженнях. Що стосується розтягання, те цей вид силового впливу на ґрунт зустрічається дуже рідко.

Силі, що зрушує, Q протидіє сила опору ґрунту зрушенню, що залежить від внутрішнього тертя й зчеплення.

Границний опір ґрунту зрушенню:

$$T_{\text{пред}} = Nf + cF \quad (2.5)$$

де N - сила, нормальнна до поверхні зрушення; $f = \operatorname{tg}\varphi$ - коефіцієнт внутрішнього тертя (тангенс кута внутрішнього тертя ґрунту); F - площа зрушення; c - питоме зчеплення ґрунту.

Питомий опір ґрунту зрушенню або межа міцності ґрунту при зрушенні

$$\tau_{\text{пред}} = \frac{T_{\text{пред}}}{F} = \frac{N}{F} \operatorname{tg}\varphi + c \quad (2.6)$$

Умова міцності ґрунту проти зрушення виражається нерівністю

$$Q \leq T_{\text{пред}} \quad \text{або} \quad \tau \leq \tau_{\text{пред}} \quad (2.7)$$

де τ - діючі дотичні напруги, прийняті рівномірними по всій площині зрушення.

Зробивши геометричне додавання сил N та Q , одержимо рівнодіючу P , що відхиляється від нормалі до поверхні зрушення на кут δ , що називається кутом відхилення.

При $Q = N \operatorname{tg}\delta$ і $\tau = \sigma \operatorname{tg}\delta$ умова (2.7) можна представити у вигляді

$$\sigma \operatorname{tg}\delta = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c$$

Розділивши обидві частини цього виразу на σ , одержимо

$$\operatorname{tg}\delta \leq \operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \quad (2.8)$$



Для нез'язного ґрунту $c=0$, тому $\delta < \varphi$, тобто для такого ґрунту, що перебуває в граничному стані, кут відхилення дорівнює куту внутрішнього тертя.

У кожній точці ґрунту, що перебуває в граничному стані, є дві площини ковзання, кут відхилення яких має найбільше значення; при цьому відбувається руйнування ґрунту. Ці площини становлять кут $45^\circ - \varphi/2$ з напрямком до більшої й кут $45^\circ + \varphi/2$ з напрямком до меншої головної напруги.

Якщо на деякій поверхні настає граничний напружений стан, то її називають поверхнею ковзання. Весь об'єм ґрунту, обмежений цією поверхнею й відділений від іншого ґрунту, перебуває в стані граничної рівноваги. Частковим випадком поверхні ковзання є площа ковзання.

Якщо граничний напружений стан настає у всіх точках ґрунту, то весь його об'єм перебуває в граничному напруженному стані.

Для запобігання зрушенню ґрунтового масиву по поверхні ковзання будують підпірні стіни, які сприймають тиск від ґрунту, що оповзає. Існує кілька теорій визначення тиску ґрунту на підпірні стіни.

Найбільш строгим і загальним є метод В.В.Соколовського, що розглядає ґрунт як суцільне нез'язне середовище й приймає, що це середовище під впливом незначного переміщення підпірної стіни переходить у деякій області за нею в граничний напружений стан. У будь-якій точці цієї області, обмеженої деякою поверхнею ковзання, виконується умова граничного напруженнего стану (2.3) у наступному виді:

$$(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2 = \sin^2 \varphi (\sigma_z + \sigma_x + \frac{2c}{\tan \varphi})^2 \quad (2.9)$$

де σ_z , σ_x і τ_{zx} - нормальні й дотичні складової повної напруги по напрямку координатних осей z і x .

Таким чином, у цій області з'являється нескінченна безліч поверхонь ковзання, що утворять два сімейства, з яких одне відповідає максимальному граничному стану; а інше мінімальному. Тому що ґрунт у граничному напруженному стані перебуває в рівновазі, то для нього можуть бути використані диференціальні рівняння плоского завдання суцільного середовища.



$$\frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} = \gamma \quad \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = 0 \quad (2.10)$$

де γ - питома вага ґрунту.

Визначення тиску на підпірну стіну по методу В.В. Соколовського насамперед зводиться до визначення нормальної та дотичної τ складового тиску ґрунту в будь-якій точці на глибині z від поверхні (рис. 2.13) по формулам:

$$\sigma = k_1 \gamma r = \bar{\sigma} \bar{z} \quad (2.11)$$

$$\tau = k_2 \gamma r = \bar{\tau} \bar{z} \quad (2.12)$$

де k_1 і k_2 — коефіцієнти, значення яких обчислюють спільним рішенням рівнянь (2.9) і (2.10); $r=z/\cos\alpha$ — відстань від верху стіни до розглянутого перетину; z — глибина до розглянутого перетину від поверхні ґрунту; $\sigma \frac{Q}{\cos \alpha}$ і $\tau \frac{T}{\cos \alpha}$ - коефіцієнти, значення яких наведені в таблицях В.В.Соколовського.

Повна інтенсивність тиску ґрунту на підпірну стіну на глибині z , становить

$$g_0 = \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \gamma \sqrt{k_1^2 + k_2^2} = \gamma z \sqrt{\sigma^2 + \tau^2} = \gamma z \varphi \quad (2.13)$$

де φ - коефіцієнт активного тиску ґрунту на підпірну стіну.

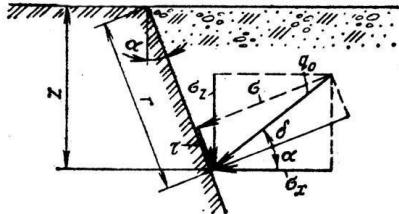


Рис. 2.13. Складові тиску ґрунту на підпірну стіну

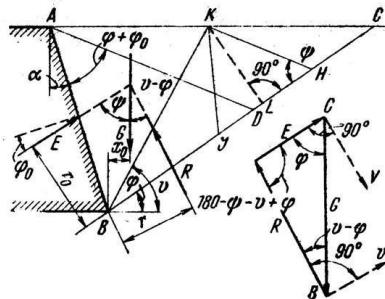


Рис. 2.14. Визначення тиску ґрунту на підпірну стіну за методом Кулона

Спільне рішення рівнянь (2.9) і (2.10), зведених до канонічної форми, у загальному випадку виконують чисельним методом, що пов'язаний із трудомісткими обчисленнями. Тому теорія В.В.Соколовського дотепер не одержала на практиці того широкого



поширення, якого вона заслуговує, як сама строга із всіх теорій тиску ґрунту на підпірні стіни.

Зараз при розрахунку підпірних стін, частіше всього, застосовують теорію Кулона, засновану на наступних допущеннях:

- при деяких переміщеннях підпірної стіни сповзання масиву ґрунту відбувається по площині ковзання та по задній грани стіни;
- сповзаюча призма ґрунту розглядається як абсолютно тверде тіло, що дозволяє замінити діючі на неї об'ємні та поверхневі сили їх рівнодіючими;
- ґрунт представляють у вигляді сипучого тіла, позбавленого зчеплення;
- система розглядається в стані граничної рівноваги, що відповідає початковому моменту переміщення стіни й ковзання призми ґрунту, що дозволяє застосовувати умови рівноваги до її первісного стану;
- в основу виводу формул для визначення тиску ґрунту на підпірну стіну покладене плоске завдання.

Ці допущення є відхиленням від дійсного граничного напруженого стану ґрутової маси, що виникає при деякому переміщенні підпірної стіни, тому розглянутий метод є більше наближенням у порівнянні з методом В.В.Соколовського.

Основним допущенням у теорії Кулона є те, що підпірна стіна розглядається в стані граничної рівноваги,, тобто в стані, що відповідає початковому моменту переміщення стіни й ковзання призми ґрунту.

При цьому приймають, що реактивна сила E , що діє на сповзаючу призму з боку стіни (рис. 2.14), відхиляється від нормалі до відповідної площини на кут тертя ґрунту ϕ_0 по площині задньої грани стіни, а реактивна сила R з боку нерухомої частини ґрунту - на кут тертя ґрунту призми по ґрунті площини ковзання φ . Оскільки розглядається початковий момент процесу руйнування системи, можна застосовувати умови рівноваги до первісного недеформованого стану.

Задача розглядається як плоска, тому в розрахунок підпірної стіни можна вводити будь-яку її довжину. При виводі формул тиску ґрунту на підпірні стіни довжину її приймають рівній одиниці розмірності.



Сповзаюча призма перебуває в рівновазі під дією трьох сил: власної ваги G , реакції E підпірної стіни й реакції R нерухомої частини ґрунтового засипання за підпірною стіною.

Умови рівноваги сповзаючої призми виконуються, якщо сили G , E та R утворять замкнутий трикутник сил, а на поле сил перетинаються в одній точці.

Позначивши кут нахилу задньої грані стіни через α , а невідомий кут між вертикальною площину й площину ковзання через v , знайдемо кути силового трикутника:

$$\psi = 90^\circ - \alpha - \varphi_0; \quad v - \varphi; \quad 180^\circ - \psi - v - \varphi$$

Проектуючи всі сили, що діють на сповзаючу призму, на вісь v , перпендикулярну силі R , одержимо

$$\sum v = -G \sin(v - \varphi) + E \sin(\psi + v - \varphi) = 0$$

Звідси

$$E = G \frac{\sin(v - \varphi)}{\sin(\psi + v - \varphi)} \quad (2.14)$$

Так само, проектуючи всі сили на вісь v , перпендикулярну силі E , знайдемо

$$R = G \frac{\sin \psi}{\sin(\psi + v - \varphi)} \quad (2.15)$$

Вираження (2.14) і (2.15) містять три невідомих E , R і кут v . Сила G при відомій щільності ґрунту залежить від площини сповзаючої призми, що у свою чергу, визначається напрямком площини ковзання, тобто кутом φ .

Відомо, що дійсна форма руйнування системи відповідає найменшому значенню руйнівного навантаження, тому варто прийняти кут нахилу площини ковзання таким, щоб активний тиск на стіну було найбільшим. Тоді для перекидання або зрушення стіни потрібно мінімальне додаткове руйнівне навантаження.

Ця умова, прийнята Кулоном виходячи із принципу екстремальності, дозволяє скласти ще одне рівняння, що необхідне для знаходження E та R повинно розв'язуватися разом з рівнянням (2.14):

$$\frac{\partial E}{\partial v} = 0 \quad (2.16)$$



Роблячи диференціювання вираження (2.14) по і прирівнюючи похідну нулю, одержимо

$$\frac{dE}{dv} = \frac{dG}{dv} \frac{\sin(v - \varphi)}{\sin(\psi + v - \varphi)} + G \frac{d}{dv} \left[\frac{\sin(v - \varphi)}{\sin(\psi + v - \varphi)} \right] = 0 \quad (2.17)$$

Звідси після простих перетворень знайдемо

$$G = -\frac{dG}{dv} \frac{\sin(v - \varphi) \sin(\psi + v - \varphi)}{\sin \psi} \quad (2.18)$$

З рис. 2.14 видно, що лінія l_{KH} спрямована під кутом φ до лінії l_{BH} тому

$$G = \gamma F_{ABK}; \quad dG = \frac{I}{2} \gamma l_{BK}^2 dv$$

$$\frac{\sin(\psi + v - \varphi)}{\sin \psi} = \frac{\sin(180v - v + \varphi)}{\sin \psi} = \frac{l_{BH}}{l_{BK}}$$

Підставимо отримані значення у вираз (2.18):

$$\frac{dG}{dv} = -\frac{I}{2} \gamma l_{BK}^2$$

Знак мінус показує, що при зростанні кута v вага призми G зменшується. Із трикутника BKH легко знайти, що

$$\frac{\sin(\psi + v - \varphi)}{\sin \psi} = \frac{l_{BH}}{l_{BK}}$$

Зробивши підстановки у вираз (2.18), одержимо

$$G = \frac{I}{2} \gamma l_{BK} \sin(v - \varphi) = F_{BKH}, \quad \text{або} \quad F_{ABK} = F_{BKH}$$

Отримане рівняння визначає другу теорему Ребхана - найбільший активний тиск сипучого тіла на плоску задню грань підпірної стіни відповідає такому напрямку площини ковзання, при якому основа сповзаючої призми ABK (F_{abk}) є рівновеликою трикутнику BKH (F_{bkh}).

Прийнявши точку H за центр кола, зробимо із точки засічку радіусом l_{hk} , на лінії BP . Площі трикутників F_{BKH} й F_{KHI} , що мають загальну висоту KL , відносять один до одного як їхньої основи:

$$\frac{F_{KHI}}{F_{BKH}} = \frac{l_{HI}}{l_{BH}} = \frac{l_{KH}}{l_{BH}} \quad (2.19)$$



З огляду на те, що $F_{ABK}=F_{BKH}$, а мають рівні кути, трикутник BEH і силовий трикутник подібні, тому

$$\frac{l_{KH}}{l_{BH}} = \frac{E}{G}$$

з рівняння (2.15) одержимо

$$\frac{F_{KHI}}{F_{ABK}} = \frac{E}{G} = \frac{E}{\gamma F_{ABK}}$$

Звідси можна знайти активний тиск ґрунту на підпірну стіну

$$E = \gamma F_{KHI} \quad (2.20)$$

Отримане рівняння визначає другу теорему Ребхана - активний тиск сипучого тіла на плоску задню грань підпірної стіни дорівнює ваги призми з основою у вигляді трикутника KHI (див. рис. 2.14).

Перетворенням отриманих залежностей з використанням виразу (2.14) отримана загальна формула для визначення активного тиску ґрунту на задню грань підпірної стіни для випадку, коли ґрутове засипання обмежене горизонтальною площинами:

$$E = \frac{\gamma^2}{2} \lambda \quad (2.21)$$

де λ - коефіцієнт активного тиску ґрунту на підпірну стіну, значення якого залежить від багатьох факторів, у тому числі від характеристик ґрунту.

Найбільш точне значення коефіцієнта активного тиску ґрунту, що враховує кут α відхилення задньої грані підпірної стіни від вертикалі; кут β нахилу поверхні ґрунту до горизонтальної площини; коефіцієнт тертя φ_0 ґрунту по задній грани підпірної стіни, а також кут φ внутрішнього тертя ґрунту (рис. 2.15, а) визначають по формулі

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0)\sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \varphi_0)\cos(\alpha - \beta)}} \right]^2 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi_0)} \quad (2.22)$$

Для випадку, коли поверхня ґрунту за підпірною стіною обмежена горизонтальною площею (рис. 2.15, б), тобто $\beta=0$,



$$\lambda_{\sigma} = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \varphi_0) \sin \varphi}{\cos(\alpha + \varphi_0) \cos \alpha}} \right]^2 \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \varphi_0)} \quad (2.23)$$

При $\beta=0$ і припущені відсутності тертя ґрунту ($\varphi_0 = 0$) по задній грані стіни (рис. 2.15, в)

$$\lambda_{\sigma} = \left[\tan(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2}) + \tan \alpha \right]^2 \cos \alpha \quad (2.24)$$

Якщо $\beta=0$, $\varphi_0=0$ і внутрішня грань стіни вертикальна ($\alpha=0$), формула для визначення активного тиску ґрунту має вид (рис. 2.15, г):

$$\lambda_{\sigma} = \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (2.25)$$

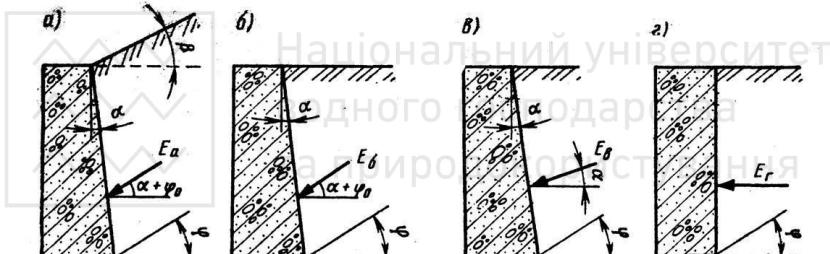


Рис 2.15. Визначення коефіцієнтів активного тиску ґрунту при різноманітних умовах

Для випадку $\alpha=0$ та $\varphi_0=0$ (див. рис. 2.15, г) тиск ґрунту на підпірну стіну буде горизонтальним, його розраховують по формулі (2.21) з визначенням коефіцієнта активного тиску ґрунту по формулі (2.25).

При $\alpha \neq 0$ й $\varphi_0 \neq 0$ горизонтального й вертикального складового активного тиску ґрунту на підпірній стіні визначають за формулами

$$E_x = E \cos(\alpha + \varphi_0) \quad (2.26)$$

$$E_x = E \sin(\alpha + \varphi_0) \quad (2.27)$$

де E - активний тиск ґрунту, що розраховує по формулі (2.21) з урахуванням коефіцієнта активного тиску ґрунту, зумовленого по формулах (2.22) і (2.23).



Значення коефіцієнта λ при деяких кутах нахилу задньої грані стіни та різних кутах внутрішнього тертя ґрунту φ наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Коефіцієнти бічного тиску

α	$i=tg \alpha$	Значення коефіцієнта λ , при φ , град,			
		25	30	35	40
11°20'	0,2	0,497	0,409	0,347	0,292
5°44'	0,1	0,449	0,372	0,309	0,254
0°	0,0	0,406	0,334	0,270	0,218
-5°44'	-0,1	0,368	0,255	0,234	0,182
-11°20'	-0,2	0,330	0,257	0,193	0,148

Примітки. 1. Значення λ , обчислені при $\varphi=0$.
2. Негативні значення tga означають, що задня грань стіни нахиlena убік ґрунтового засипання.

Під дією активного тиску ґрунту можливо незначне переміщення підпірної стіни, якому буде чинити опір ґрунт, що перебуває в межах передньої частини фундаменту. Це опір ґрунту переміщенню підпірної стіни називають пасивним опором або реакцією ґрунту.

Пасивний опір (відсіч) ґрунту визначають викладеним вище способом Кулона. При цьому кути φ і φ_0 приймають зворотного напрямку, тому що при виникненні реакції ґрунту сили тертя діють на ґрунтову призму в протилежному напрямку в порівнянні з тим, як вони діяли на сповзаючу призму. Тому формулу для визначення сили пасивного опору ґрунту можна одержати з урахуванням формул (2.22), змінивши в ній на зворотні знаки при кутах φ і φ_0 .

При вертикальній зовнішній грани фундаменту підпірної стіни одержимо формулу для сили пасивного опору ґрунту:

$$E_n = \frac{\gamma h^2}{2} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) \quad (2.28)$$

Із зіставлення формул (2.25) і (2.28) видно, що пасивний опір ґрунту при одинакових умовах значно більше активного тиску E . Так, при $\varphi=30^\circ$ - $E_n/E = 9$.

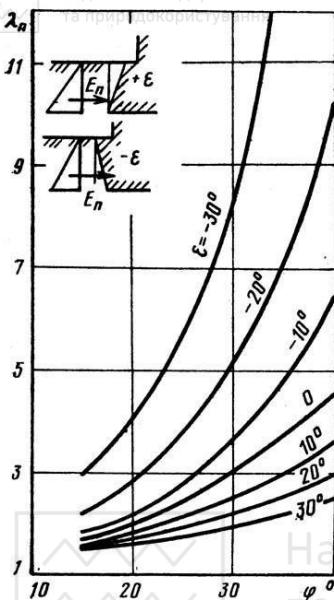


Рис. 2.16. Графік для визначення коефіцієнтів пасивного тиску ґрунтів

Це відношення зменшується зі зменшенням кута внутрішнього тертя, а при $\varphi = 0$ (для рідини) воно дорівнює 1.

Горизонтальні й вертикальні складові пасивного опору виражаються тими ж формулами (2.26) і (2.27), що при визначенні активного тиску ґрунту.

Значення коефіцієнтів пасивного тиску ґрунту можуть бути визначені за графіком (рис. 2.16), побудованому для різних значень і кутів нахилу грані фундаменту. Розрахунки пасивного тиску ґрунту для підпірних стін допускається за умови, що в період експлуатації споруди ґрунт під фундаментом не буде вилучений або розмитий.

2.5. Побудова епюр тиску ґрунту на підпірні стіни

Формула для визначення активного тиску ґрунту E дає невизначене рішення, оскільки прийнята умова про перетин напрямів дії сил G , E і R в одній точці, рівносильне рівності нулю суми моментів цих сил щодо будь-якої точки площини, допускає незліченна кількість положень сил E і R , що мають заданий напрям (див. рис. 2.14).

Розглядаючи будь-яке з цих положень, складемо рівняння моментів щодо точки B :

$$\sum M_B = Er_0 - Rr + GX_0 = 0$$

Сили E , R і G , що є сторонами силового трикутника, можна замінити в цьому рівнянні пропорційними їм синусами протилежних кутів:

$$r_0 \sin(\nu - \varphi) - r \sin \psi + x_0 \sin(\psi + \nu - \varphi) = 0$$



Можна також замінити сили E , R і G пропорційними їм сторонам трикутника BKH , подібного силовому:

$$r_0 l_{KH} - r l_{BK} + x_0 l_{BH} = 0$$

У цьому рівнянні невідомі величини r_0 і r , які не можуть бути визначені однозначно.

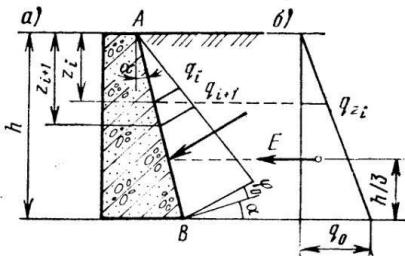


Рис. 2.17. Спосіб побудови епюри тиску ґрунту

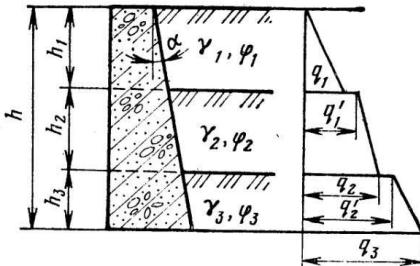


Рис. 2.18. Епюра тиску на підпірну стіну при трьох шарах ґрунту

Таким чином, рівняння моментів дозволяє зв'язати між собою значення плечей r_0 і r , що визначають положення сил E і R , але не дає можливості визначити ці відстані без додаткових припущень, за які приймають характер розподілу тиску по висоті підпірної стіни.

Тиск ґрунту на підпірну стіну визначається не тільки значенням і напрямом, але також епюрою розподілу його по висоті. Від контура епюри залежить положення рівнодіючої тиску ґрунту на підпірну стіну.

При побудові епюри тиску на підпірну стіну приймають припущення, що при зрушенні стіни заввишки h тиск ґрунту на її поверхню на глибині z_i не залежить від того, зміщується чи ні нижня частина стіни, тобто тиск буде таким же як на стіну заввишки z_i . Тоді в кожному даному перетині z_i , z_{i+1} ... інтенсивність тиску ґрунту q_i , q_{i+1} ... на грань стіни AB (рис. 2.17) визначають як для підпірних стін відповідної висоти.

Відкладаючи в певному масштабі на кожній глибині z_i , z_{i+1} ..., відповідну інтенсивність тиску, отримаємо епюру тиску ґрунту, побудовану по задній грани стіни. Ординати цієї епюри відкладають під кутом ϕ_0 до нормалі площини стіни.



Інтенсивність тиску ґрунту на стіну зростає пропорційно глибині z , тому епюра має вигляд трикутника з найбільшою ординатою на рівні підошви стіни (рис. 2.17, а):

$$q_0 = \gamma h_0 \lambda \cos \alpha \quad (2.29)$$

Зазвичай ординати тиску ґрунту для зручності відкладають нормальню до вертикальної проекції задньої грані стіни. Вони виражують собою тиск на одиницю площині вертикальної поверхні задньої грані стіни.

$$q_z = \frac{q_0}{\cos \alpha} = \gamma z \lambda \quad (2.30)$$

Площа трикутника епюри рівна активному тиску ґрунту:

$$E = \frac{q_0 h}{2 \cos \alpha} = \frac{\gamma h^2}{2} \lambda \quad (2.31)$$

Рівнодіюча активного тиску ґрунту докладена в центрі ваги площині епюри, що знаходиться на відстані $h/3$ від основи стіни (рис. 2.17, б).

Якщо ґрунт, що утримується підпірною стіною, складається з декількох шарів завтовшки h_1, h_2, h_3 , що мають різні питому вагу γ_i і кут внутрішнього тертя φ_i , то тиск ґрунту на стіну визначається таким чином.

Знаходять інтенсивність тиску на стіну в межах верхнього шару ґрунту і будують відповідну цьому тиску епюру з найбільшою ординатою:

$$q_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_1 \quad (2.32)$$

Визначають тиск шару ґрунту, враховуючи навантаження на нього розміщеного вище шару ґрунту інтенсивністю $q = \gamma_1 h_1$. При цьому верхня і нижня ординати трапецеїдальної епюри тиску від шару ґрунту завтовшки h_2 відповідно рівні:

$$q_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_2 \quad (2.33)$$

$$q_2 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \lambda_2 \quad (2.34)$$

Аналогічно знаходять ординати епюри тиску від нижнього шару ґрунту:

$$q_2 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2) \lambda_3 \quad (2.35)$$

$$q_3 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3) \lambda_3 \quad (2.36)$$



У наведених формулах: $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$ – питома вага ґрунтів відповідних шарів; $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – коефіцієнти активного тиску при кутах внутрішнього тертя $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$, відповідних шарів ґрунтів.

Повний тиск ґрунту на підпірну стіну визначається сумою епюр тиску окремих ґрутових шарів. Контур епюри тиску залежить від характеристик ґрунтів окремих шарів.

Якщо суміжні ґрунти відрізняються один від одного тільки питомою вагою γ , то на межі між шарами на епюрі буде перелом, а при рівних значеннях кутів внутрішнього тертя φ – уступ. При різних значеннях γ і φ епюра тиску має уступ і перелом на межі між ґрутовими шарами.

При визначенні тиску на підпірну стіну необхідно враховувати вологість ґрунту. У порах ґрунту є гравітаційна вода, що знаходиться під дією власної ваги, і капілярна вода, на яку діють власна вага і сили капілярного натягу увігнутого меніска.

Грутова вода може бути в двох станах – статичному і динамічному.

Гравітаційна вода, що знаходиться в статичному стані і заповнює пори ґрунту, чинить гідростатичний тиск на підпірну стіну; зважує ґрунт, що зменшує його питому вагу; знижує опір ґрунту зрушенню (зменшує кут внутрішнього тертя φ), що призводить до збільшення його тиску на підпірну стіну.

Сумарний тиск ґрунту і води залежить від рівня води по відношенню до вільної поверхні ґрутової засипки за підпірною стіною. Якщо рівень води знаходиться вище за поверхню водопроникного шару ґрунту, то сумарний тиск ґрунту з урахуванням тиску води, визначається з епюри.

$$q_B^1 = \frac{\gamma_B h_1}{\cos \alpha} \quad (2.37)$$

$$q_B = \frac{\gamma_B h}{\cos \alpha} \quad (2.38)$$

$$q_1 = \gamma_{B3B} h_2 \lambda_2 \quad (2.39)$$

де γ_B – питома вага води; γ_{B3B} – питома вага ґрунту з урахуванням ваги води; λ_2 – коефіцієнт активного тиску ґрунту, визначений при куті внутрішнього тертя φ для зволоженого або водонасиченого ґрунту.

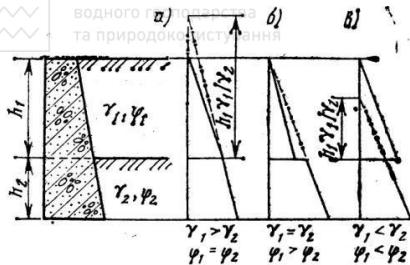


Рис. 2.19. Епюри тиску на підпірну стіну при двох шарах ґрунту

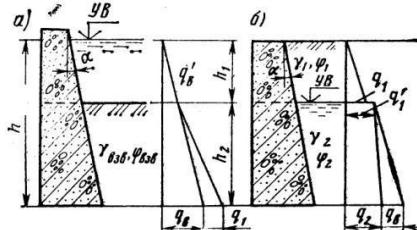


Рис. 2.20. Епюри тиску при різних рівнях води за підпірною стіною

Таблиця 2.3

Орієнтовані значення питомої ваги та кута внутрішнього тертя для різних ґрунтів

Грунт	Питома вага γ , kH/m^3	Кут внутрішнього тертя φ град	Грунт	Питома вага γ , kH/m^3	Кут внутрішнього тертя φ град
Пісок сухий вологий водоносичений	16,0-16,5 18 20	30-35 40 25	Водонасичені Глина Гравій Галька	19 18,0-18,5 18	20-25 35-40 30
Суха глина	15-16	40-45	Щебінь	18	45

У формулах врахований $\cos\alpha$, оскільки тиск води направлений нормально до внутрішньої грані підпірної стіни.

Ступінь зволоження ґрунту дуже впливає на його питому вагу і коефіцієнти внутрішнього тертя.

Як видно з табл.2.3, зі збільшенням вологості ґрунтів кут внутрішнього тертя зменшується, що веде до збільшення тиску ґрунту на підпірні стіни.

Дію води, що зважує, на тиск ґрунту враховують зміною його питомої ваги. При визначенні тиску ґрунту на підпірну стіну приймають питому вагу з урахуванням зважування:



$$\gamma_{B3B} = \gamma - (1-n)\gamma_B \quad (2.40)$$

Об'єм пор в одиниці об'єму ґрунтів (пористість):

$$n = \frac{e}{1+e}$$

де e - коефіцієнт пористості (табл. 2.4).

Якщо рівень води знаходитьться нижче за вільну поверхню ґрунту, тиск на підпірну стіну визначається епюрою, ординати якої у відповідних перетинах знаходять по формулах:

$$q_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_1 \quad (2.41)$$

$$q_1' = \gamma_1 h_1 \lambda_2 \quad (2.42)$$

$$q_2 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_{B3B} h_2) \lambda_2 \quad (2.43)$$

$$q_B = \frac{\gamma_B h_2}{\cos \alpha} \quad (2.44)$$

Таблиця 2.4

Коефіцієнти пористості ґрунтів

Пісок	e при ґрунтах		
	щільних	середньої щільності	пухких
Гравелистий	<0,55	0,55—0,65	>0,65
Дрібний	<0,60	0,60—0,70	>0,70
Пилуватий	<0,60	0,60—0,80	>0,80

Якщо один з шарів ґрунту водонепроникний, то при заповненні його пор водою він не приходить в зволожений стан, а тиск води в межах цього шару не проявляється. В цьому випадку ординати епюри тиску ґрунту на стіну визначають по формулах:

$$q_1 = \gamma_1 h_1 \lambda_1 \quad (2.45)$$

$$q_1' = \gamma_1 h_1 \lambda_2 \quad (2.46)$$

$$q_2 = (\gamma_1 h_1 + \gamma_{B3B} h_2) \lambda_2 \quad (2.47)$$

$$q_B = \frac{\gamma_B h_2}{\cos \alpha}$$

$$q_2' = [\gamma_1 h_1 + (\gamma_2 + 1) h_2] \lambda_3 \quad (2.48)$$

$$q_3 = [\gamma_1 h_1 + (\gamma_2 + 1) h_2 + \gamma_3 h_3] \lambda_3 \quad (2.49)$$



де $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3$ – коефіцієнти активного тиску відповідних шарів ґрунту з урахуванням ступеня насычення їх водою.

Вільна поверхня ґрутової засипки за підпірною стіною може мати різний контур.

При необмеженому укосі, початок якого знаходиться на відстані a від верху задньої грані стіни (рис. 2.22, а), епюру тиску ґрунту можна побудувати наступним методом. Лінію укосу продовжують до перетину із задньою гранню стіни і будують дві епюри тиску, що накладаються один на одного: ABC – для стіни висотою h в припущені горизонтальної поверхні засипки і ADF – для поверхні засипки, обмеженою лінією продовження укосу висотою h .

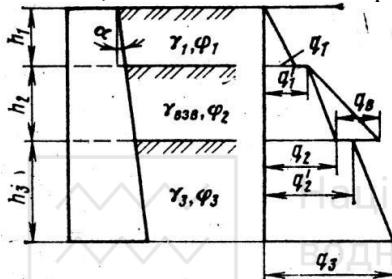


Рис. 2.21. Епюри тиску при наявності зволоженого середнього шару ґрунту

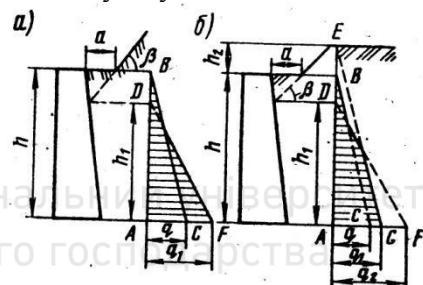


Рис. 2.22. Епюри тиску при ламаній поверхні, що обмежує ґрутову засипку

В якості розрахунку в будь-якому перетині стіни по висоті приймають більшу з ординат отриманої епюри тиску. Повний тиск на підпірну стіну рівний площі цієї епюри.

При ламаній поверхні, що обмежує ґрутову засипку за підпірною стіною (рис. 2.22, б), епюру тиску можна отримати підсумуванням трьох епюр: ABC для стіни висотою h з горизонтальною поверхнею ґрутової засипки; ADF – для стіни заввишки h , за наявності укосу з кутом β ; AEG – для стіни заввишки $(h+h_2)$ при горизонтальній поверхні ґрутової засипки. Повний тиск на стіну визначається заштрихованою площею епюри.

При проектуванні підпірних стін часто доводиться визначати тиск ґрунту з урахуванням тимчасового навантаження, розташованого на призмі обвалу. Розташоване на призмі обвалу рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю g замінюють



шаром ґрунту, еквівалентного по інтенсивності цьому навантаженню, що має висоту

$$h_0 = \frac{g}{\gamma} \quad (2.50)$$

де γ - питома вага ґрунту засипки за підпірною стіною.

Інтенсивність тиску ґрунту на підпірну стіну визначають по формулах:

$$q_0 = \gamma h_0 \lambda \quad \text{i} \quad q_H = \gamma (H + h_0) \lambda \quad (2.51)$$

Епюра тиску в цьому випадку має трапеційальну форму. Повний активний тиск на стіну:

$$E = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 + \frac{2h_0}{H}) \lambda \quad (2.52)$$

Ордината центру тяжіння площи епюри тиску

$$z = \frac{H}{3} \frac{H + 3h_0}{H - 2h_0} \quad (2.53)$$

Тимчасове навантаження, розташоване на призмі обвалення, є рядом зосереджених сил від коліс. Це навантаження передається на призму обвалення безпосередньо, тому при розрахунку підпірних стін, що споруджуються на автомобільних дорогах, замість рівномірно розподіленого навантаження рекомендується враховувати зосереджені сили від коліс автомобілів, використовуючи наступний наближений метод.

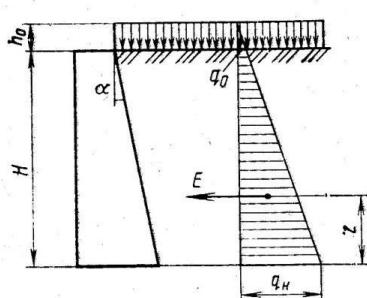


Рис. 2.23. Епюра тиску при рівномірно розподіленому навантаженні, розташованому на площи обвалу

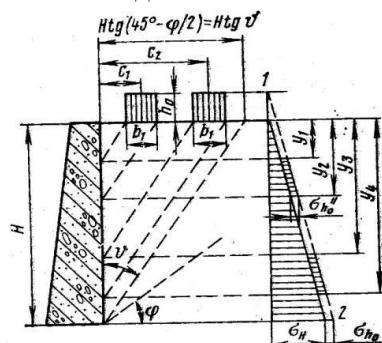


Рис. 2.24. Побудова епюри тиску ґрунту при завантаженні призми обвалу колесами автомобіля



Крайній ряд коліс автомобілів розташовують можливо ближче ($c_1=50$ см) до підпірної стіни. Навантаження від кожного колеса розподіляється через проїжджу частину під кутом 45° .

$$b_1 = b_{\Pi} + 2h_{\Pi} \quad (2.54)$$

де b_{Π} – ширина колеса (або гусеници).

Довжину ділянки підпірної стіни, на яку передається тиск уздовж її повзводжньої осі, приймають: для автомобільного навантаження ($H-30$) рівній висоті підпірної стіни, але не більше 4 м; для колісної $HK-80$ - 3,6 м і для гусеничної $HГ-60$ - 5,0 м.

Інтенсивність тиску на майданчик шириною b_1 з урахуванням спареності коліс задньої осі розрахункового автомобіля $H-30$:

$$p = \frac{2P}{b_1} \quad (2.55)$$

Отриману інтенсивність тиску приводять до відповідного шару ґрунту з питомою вагою γ заввишки:

$$h_0 = \frac{p}{\gamma} \quad (2.56)$$

Розглянемо випадок, коли на призмі обвалу довжиною $Htg(45^\circ - \varphi/2)$ розміщується задня вісь автомобіля, тобто два вантажі, кожен з яких розподіляється на довжину b_1 .

Активний тиск ґрунту E визначають побудовою епюри тиску. Спочатку будують епюри тиску в припущені завантаження призми обвалу рівномірно розподіленим навантаженням інтенсивністю, еквівалентною шару h_0 , яка обмежена штриховою лінією 1-2. Потім на отриманій епюрі виділяють ділянки одиничного тиску від коліс автомобіля. Для цього з точок, що обмежують ділянки завантаження, проводять лінії, паралельні площині призми обвалення (під кутами v) до перетину з гранию підпірної стіни. Проектуванням цих точок на раніше побудовану епюру виділяють ділянки епюри (покриті частим штрихуванням), відповідні до тиску від коліс автомобіля.

З виконаної побудови виходить:

$$y_1 = \frac{C_1 - \frac{b_1}{2}}{tg v}; \quad y_2 = \frac{C_1 + \frac{b_1}{2}}{tg v}; \quad y_2 = \frac{C_1 + \frac{b_1}{2}}{tg v}; \quad y_1 = \frac{C_1 + \frac{b_1}{2}}{tg v} \quad (2.57)$$



$$\sigma_H = \gamma H \mu; \quad \sigma_{h0} = \gamma h_0 \mu; \quad \sigma''_{h0} = \gamma h_0 \mu' \quad (2.58)$$

$$\mu' = \frac{\operatorname{tg} \nu}{\operatorname{tg} (\nu + \varphi)} \quad (2.59)$$

По отриманій епюрі визначають повний активний тиск ґрунту на підпірну стіну:

$$E = E_0 + \sum E_p \quad (2.60)$$

де E_0 - тиск ґрунту, що підтримується підпірною стіною, який визначається трикутною епюрою з найбільшою ординатою σ_H ; $\sum E_p$ – сума тиску одиничних епюр від завантаження призми обвалення задньою віссю автомобіля.

Таблиця 2.5

Параметри для підпірних стін

Кути Призми обвалу град	Коефіцієнти ϵ при терті		Кути Призми обвалу град	Коефіцієнти ϵ при терті	
	Грунту по камінній кладці	Грунту по грунту		Грунту по камінній кладці	Грунту по грунту
27,75	–	1,000	14	0,896	0,816
27,5	1,000	–	12	0,880	0,789
26	0,987	0,976	10	0,863	0,761
24	0,973	0,951	8	0,846	0,734
22	0,958	0,925	6	0,828	0,707
20	0,943	0,898	4	0,810	0,679
18	0,928	0,871	2	0,791	0,652
16	0,913	0,844			

Аналогічно визначають активний тиск ґрунту на підпірну стіну при завантаженні призми обвалення колісним навантаженням $H\text{-}80$, а також гусеничним $HG\text{-}60$.

При дії зосереджених сил отримане приведеним вище методом активний тиск ґрунту на підпірну стіну при малому значенні кута призми зрушенні ν виявляється перевищеним за рахунок нехтування тертям ґрунту по кладці.

При похилих внутрішніх гранях стін або стін з уступами визначають тиск ґрунту на фіктивну вертикальну стіну, що проходить через задню грань фактичного розрахункового перетину



стіни. В цьому випадку слід приймати для призми обвалу тертя не по кладці, а по ґрунту.

Враховуючи це, при визначенні тиску ґрунту на підпірну стіну від зосереджених навантажень, що знаходяться безпосередньо біля стіни, необхідно вводити поправочні коефіцієнти ε табл. 2.5, складеною, для двох випадків тертя ґрунту призми обвалення: по кам'яній стіні (коефіцієнт тертя $f=0,35$) і по ґрунту засипки - тертя призми обвалення по фіктивній стіні з ґрунту, випадки похилих і з уступами задніх граней стін (коефіцієнт тертя $f=0,7$, кут внутрішнього тертя $\varphi=35^\circ$).

Для визначення активного тиску ґрунту на підпірні стіни за наявності зосереджених сил на призмі обвалу і різних контурах ґрунтової засипки можна використовувати формули, приведені в додатку.

2.6. Розрахунок міцності і стійкості підпірних стін

Розрахунку міцності і стійкості підпірних стін повинні передувати вибір їх типу і конструкції, прив'язка до місцевих умов, визначення і увязка з конструкцією земляного полотна основних розмірів поперечного перерізу підпірної стіни.

Розрахунок слід починати з визначення активного тиску ґрунту на підпірну стіну і побудови відповідної епюри. Щоб визначити дію активного тиску ґрунту на підпірну стіну, необхідно знати характеристики ґрунту засипки, його власну вагу, коефіцієнт внутрішнього тертя ґрунту $tg\varphi$ та інші фізико-механічні параметри. Слід також враховувати можливість зміни гідрогеологічного режиму місця розташування підпірної стіни в процесі її експлуатації.

Для розрахунку приймають ділянку підпірної стіни довжиною 1 м, визначаючи для нього тиск ґрунту і інші навантаження. Активний тиск ґрунту що припадає на 1 м довжини стіни, розраховують окремо для фундаментної частини. Величину E_2 визначають для всієї висоти підпірної стіни, включаючи глибину закладання фундаменту.

При визначенні власної ваги підпірної стіни, а також ґрунту, що знаходиться над елементами підпірної стіни, розбивають її поперечний переріз на прості геометричні фігури.



В центрі ваги кожною з цих геометрических фігур докладають сили P_i , відповідні вазі ґрунту або частин підпірної стіни:

$$P_i = F_i \gamma \quad (2.61)$$

де F_i - площа поперечного перерізу геометричної фігури; γ - питома вага матеріалу підпірної стіни або ґрунту засипки.

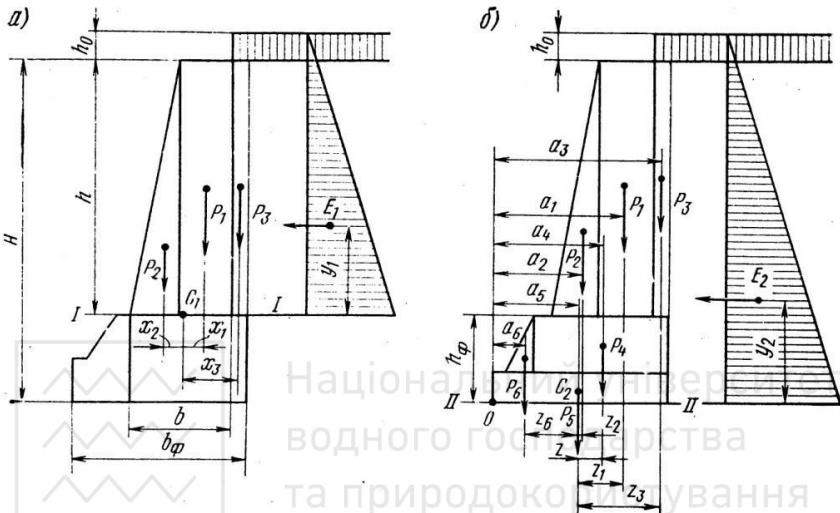


Рис. 2.25. Розрахункова схема масивної підпірної стіни

Розрахунок міцності підпірної стіни проводиться по перерізах вище обрізу фундаменту, причому обов'язково по перерізу в площині І-І.

Нормативний згидаючий момент відносно центру тяжіння C_1 , цього перетину від сил, що діють вище за обріз фундаменту:

$$M_I^H = P_1 x_1 + P_3 x_3 - P_2 x_2 - E y_1 \quad (2.62)$$

Відповідна нормативна нормальнна сила, що діє в даному перерізі:

$$N_I^H = P_1 + P_2 + P_3 \quad (2.62)$$

Нормальна сила і момент повинні обчислюватися з коефіцієнтами перевантаження.

Розрахункова нормальнна сила:

$$N_I = (P_1 + P_2)n_1 + P_3n_2 \quad (2.63)$$



Де n_1 – коефіцієнт перевантаження для матеріалу кладки стіни, рівні 1,1 або 0,9; n_2 – коефіцієнт перевантаження для ґрунту, рівний 1,2 або 0,9.

З двох значень n_1 і n_2 приймають те, при якому отримують небезпечніше поєднання сил, що діють.

З урахуванням коефіцієнта перевантажень розрахунковий згинальний момент:

$$M_I = (P_1 x_1 + P_2 x_2) n_1 + P_3 x_3 n_2 - E y_1 n_2 \quad (2.65)$$

Під дією N_I і M_I даний переріз підпірної стіни працює на позацентрове стиснення. До позацентрового стиснення відносяться стислі елементи при розрахунковому ексцентриситеті в площині вигину, визначеному по розрахунковому моменту, що вигинає, M в межах третини довжини стислого елементу:

$$e = \frac{M}{N} \geq \frac{l_0}{300} \quad (2.66)$$

де l_0 - вільна довжина елементу, яку приймають рівній подвоєній висоті підпірної стіни, що спирається на фундамент мілкого закладання.

Під дією зусиль N_I і M_I , в даному перерізі підпірної стіни виникає позацентрове стиснення з ексцентриситетом:

$$e = \frac{M_I}{N_I} > \frac{l_0}{300}$$

Міцність нормальних перерізів позацентрових стислих бетонних елементів таврового перерізу при $2d > h_{II}$ визначають з умови:

$$N_I e \leq m_2 R_i b x_N (h - 0.5 x_N) + R_{IP} (b_{II} - b) (h - 0.5 h_{II}) h_{II} \quad (2.67)$$

а висоту стислої зони знаходять по формулі

$$x_N = d + \sqrt{d^2 + 0.8(b_{II} - b)(2d - h_{II})b_{II}/b} \quad (2.68)$$

де m_2 - коефіцієнт умов роботи; R_i і R_{IP} - розрахункові опори бетону стисненню при вигині і осьовому стисненні; d - відстань від точки прикладання сили N_I до найбільш стислої грані перерізу.

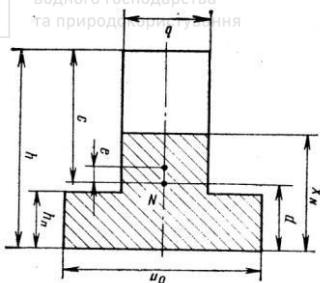


Рис. 2.26. Поперечний переріз підпірної стіни по обрізу фундаменту

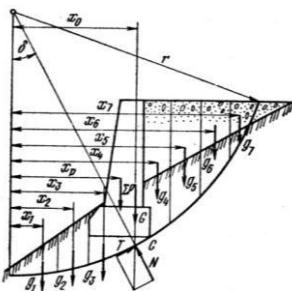


Рис. 2.27. Зрушення підпірної стіни по круглоциліндричній поверхні

При розрахунку бетонних перерізів прямокутної форми, а також таврових при $2d \leq h_{II}$ за ширину перерізу приймають b , тобто $b_{II} = b$. Виходячи з цієї умови вираз набуває вигляд

$$M_I e \leq m'_2 R_u b x_N (h - 0.5 x_N) \quad (2.69)$$

де $x_N = 2d$ - висота стислої зони.

Значення коефіцієнтів умов роботи m'_2 визначають по формулі

$$m'_2 = 1 - 0.2 \xi \quad (2.70)$$

Де ξ - відношення висоти стислої зони бетону x , яка відповідає позацентровоприкладеному зусиллю N_I до висоти даного перерізу, причому значення m'_2 обмежуються умовою

$$0.8 \leq m'_2 \leq 1$$

У перерізі II-II проводять перевірку міцності по ґрунту. Для цього визначають розрахункові значення нормальної сили і моменту (щодо центру тяжіння C_2), що діють в площині фундаменту:

$$N_{II} = (P_1 + P_2 + P_4 + P_5 + P_6)n_1 + P_3n_2 \quad (2.71)$$

$$M_{II} = (P_1z_1 + P_2z_2 + P_4z_4 - P_5z_5 - P_6z_6)n_1 + (P_3z_3 - E_2y_2)n_2 \quad (2.72)$$

Розрахунок міцності ґрунтової підошви під дією нормальної стискаючої сили N_{II} і моменту M_{II} проводять по формулах:

$$\frac{M_{II}}{F_\phi} \leq R \quad \text{i} \quad \frac{N_{II}}{F_\phi} + \frac{M_{II}}{W_\phi} \leq 1.2R \quad (2.73)$$

$$\frac{2}{3} \frac{N_{II}}{\kappa} \leq 1.2R \quad (2.74)$$



де R - розрахунковий опір ґрунту стисненню по ДБН;

$$\kappa = \left(\frac{b_\phi}{2} - \frac{M_{II}}{N_{II}} \right)$$

b_ϕ – ширина фундаменту; F_ϕ , W_ϕ – площа поперечного перерізу і момент опору підошви фундаменту відносно осі, що проходить через центр тяжіння C_2 .

Формулу (2.73) використовують при

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} \leq \frac{b}{2}$$

а при (2.74)

$$e = \frac{M_{II}}{N_{II}} \geq \frac{b}{2}$$

Окрім міцності по перерізу кладки і ґрунту кожна підпірна стіна повинна мати стійкість, тобто чинити опір перекиданню відносно передньої грані фундаменту.

Умова стійкості підпірної стіни проти перекидання виражається формулою:

$$\frac{M_{опр}}{M_{пред}} = \frac{\sum E_2 y_2}{\sum P_i a_i} \leq m \quad (2.75)$$

де $M_{опр}$ - розрахунковий перекидаючий момент відносно площини підошви фундаменту; $M_{пред}$ - граничний перекидаючий момент відносно точки 0; m - коефіцієнт умови роботи, що приймається для перерізів бетонних і кам'яних конструкцій з фундаментом на скельній основі - 0,8; для фундаментів на нескельній основі - 0,7.

Розрахунок стійкості підпірних стін проти ковзання проводять по формулі:

$$\frac{T_{cдв}}{T_{пред}} = \frac{E_2}{f}, \quad \sum P_i \leq m \quad (2.76)$$

де $T_{cдв}$ і $T_{пред}$ – розрахункова і гранична зрушуючі сили; m - коефіцієнт умов роботи, що приймається 0,9 при розрахунку верхових і 0,8 при розрахунку низових стін; f - коефіцієнт тертя кладки фундаменту по ґрунту ($f=0,25 \div 0,60$).



Така перевірка підпірної стіни на зрушення по поверхні основи справедлива лише за умови, що ґрутовий масив під дією ваги підпірної стіни і ґрутової засипки має необхідну стійкість. Інакше, наприклад, при розташуванні підпірної стіни на крутому нескельльному схилі, зрушення стіни може відбутися разом з ґрутом основи. Тому в таких випадках необхідно перевірити стійкість ґрутового масиву, на якому розташовується підпірна стіна.

При розрахунку передбачається, що зрушення може відбутися по кругло циліндричній поверхні, що проходить через заднє ребро C фундаменту підпірної стіни. При кривій лінії ковзання при довільно вибраному центрі O і відповідному радіусі r визначають відношення моменту зрушуючих сил $M_{c\partial\theta}^0$ до граничного моменту $M_{пред}^0$ відносно центру циліндричної поверхні.

Площу, обмежену циліндричною поверхнею, розділяють на окремі елементи і визначають їх ваги: $g_1, g_2, g_3 \dots g_i$, докладені в центрах ваги відповідних площ.

Позначаючи через $x_1, x_2, x_3 \dots x_i$, плечі цих сил відносно вертикальної прямої, що проходить через центр O , отримаємо вираз для зрушуючого моменту:

$$M_{c\partial\theta}^0 = g_1x_1 + g_2x_2 + \dots + g_ix_i + \sum P_i x_p \quad (2.77)$$

Рівнодіюча всіх вертикальних навантажень

$$G = g_1 + g_2 + g_3 \dots + g_i + \sum P_i \quad (2.78)$$

плече цієї рівнодіючої

$$x_0 = \frac{M_{c\partial\theta}^0}{G} \quad (2.79)$$

Вираз для зрушуючого моменту можна представити у вигляді

$$M_{c\partial\theta}^0 = Gx_0 = Gr\sin\delta \quad (2.80)$$

Сила G , що передається на круглоциліндричну поверхню, викликає реакції

$$N = G\cos\delta \quad i \quad T = G\sin\delta \quad (2.81)$$

В стані граничної рівноваги сила внутрішнього тертя ґрунту

$$N\operatorname{tg}\varphi = G\operatorname{tg}\varphi\cos\delta \quad (2.82)$$

Граничний момент рівний моменту цієї сили плюс момент сил зчеплення по всій поверхні ковзання з довжиною дуги s :



$$M_{cde}^0 = r(Nt \varphi + S_s) = r(Gt g \cos \delta + S_s) \quad (2.83)$$

Перевірку стійкості проводять по формулі

$$\frac{M_{cde}^0}{M_{npeo}^0} = \frac{Gr \sin \delta}{r(Gt g \varphi \cos \delta + S_s)} = \frac{G \sin \delta}{Gt g \varphi \cos \delta + S_s} \leq m_c \quad (2.84)$$

де $m_c = 0,7$ – коефіцієнт умов роботи.

Розрахунок міцності консольних підпірних стін проводять залежно від їх конструктивних особливостей. У консольних підпірних стінах без контрфорсів вертикальна плита під дією розпору ґрунту працює як консоль із затисканням у фундаментній плиті. В основі цієї консолі (переріз 1-1) виникають розрахунковий момент, що вигинає, і нормальна сила:

$$M_1 = E_1 y_1 n_2 = \frac{h}{2} (q_0 + q_h) y_1 n_2; \quad N_1 = P_1 n_1 \quad (2.85)$$

де q_0 і q_h – ординати епюри тиску ґрунту, що припадають на 1 м довжини стіни;

P_1 – вага 1 м підпірної стіни.

Коефіцієнт перевантаження для ґрунту n_2 приймають в даному випадку з великим значенням ($n_2 = 1,2$) з метою отримання більшого згидаючого моменту M_1 .

Згидаючий момент сил, що діють на підпірну стіну відносно центру тяжіння в перерізі по підошві фундаменту:

$$M_c = -(P_1 x_1 + P_2 x_2) n_1 + (P_3 x_3 + P_4 x_4) n_2 - \frac{H}{2} (q_0 + q_H) y_2 n_2 \quad (2.86)$$

Нормальна сила

$$N_C = (P_1 + P_2) n_2 (P_3 + P_4) n_2$$

У цих формулах значення коефіцієнтів перевантаження приймають такими, щоб отримати невигідне поєднання навантажень на підпірну стіну.

Найбільша і найменша напруга, що виникає в ґрунті під підошвою фундаменту

$$\sigma_1 = \frac{N_c}{b} + \frac{6M_c}{b^2}; \quad \sigma_2 = \frac{N_c}{b} + \frac{6M_c}{b^2} \quad (2.87)$$

На епюрі показана напруга σ_3 і σ_4 для перерізів 2-2 і 3-3, використовуючи які можна визначити реактивні згидаючі моменти в цих перерізах.

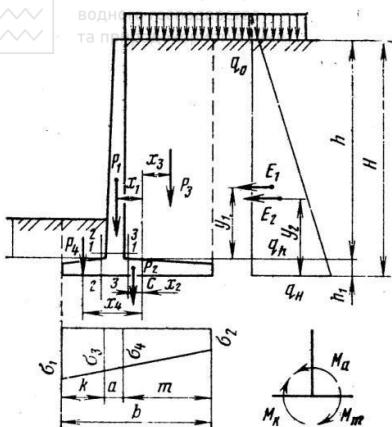


Рис. 2.28. Розрахункова схема тонкоелементної підпірної стіни

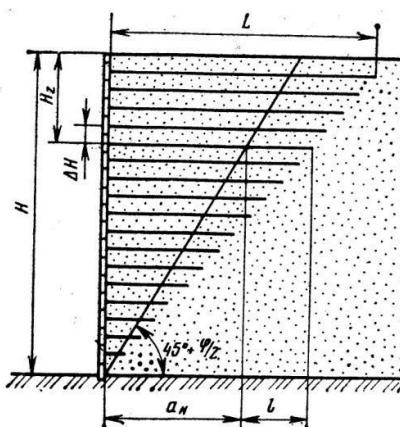


Рис. 2.29. Схема підпірної стіни з армованого ґрунту

Момент в перерізі 2-2 передньої консолі

$$M_K = \frac{\sigma_3 K^2}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_3) K^2}{3} - \frac{P_4 K}{2} \quad (2.89)$$

Момент в перерізі 3-3 фундаментної плити

$$M_m = \frac{P_3 m}{2} n_2 \left[\frac{\sigma_2 m^2}{2} + \frac{(\sigma_4 \sigma_2)m}{6} \right] \quad (2.90)$$

По моментах M_K і M_m проводять перевірку міцності відповідних залізобетонних перерізів, керуючись технічними умовами, що діють.

Стійкість положення і опору на зрушення консольних підпірних стін визначають аналогічно розрахунку масивних підпірних стін.

Розрахунок міцності консольних підпірних стін з контрфорсами значно відрізняється від розрахунку звичайних консольних підпірних стін.

Момент від активного тиску ґрунту, що виникає в перерізі 1-1 сприймається тавровим перерізом з полищою шириною l , часто рівною відстані між контрфорсами. Вертикальна стінка підпірної стіни в цьому випадку є стислою плитою таврового перерізу. Крім того, плита працює в горизонтальній площині на вигин, отримуючи таким чином двовісний напружений стан.



Внутрішня частина фундаментної плити ширину h розділяється контрфорсами на окремі секції, тобто в статичному відношенні вона є плитою, опертою трьома сторонами, і до того ж є нерозрізною в повздовжньому напрямі.

Передня консольна частина фундаментної плити з вильотом працює як звичайна консоль під дією реактивного тиску ґрунту.

Таким чином, консольні підпірні стіни з контрфорсами мають складний напруженно-деформований стан, що призводить до ускладнення армування. Значна витрата арматури і пов'язана з цим велика трудомісткість не дозволяють рекомендувати консольні підпірні стінки з контрфорсами до широкого застосування.

Розрахунок підпірних стін з армованого ґрунту проводять до припущення, що призма обвалення ґрунту обмежена площею, розташованою під кутом $(45^\circ + \phi/2)$, значення якого обґрунтоване експериментальними дослідженнями.

Площа обрушенні ділить ґрутовий масив на дві зони: активну і пасивну. Внутрішня рівновага між активною і пасивною зонами забезпечується наявністю арматурних смуг, призначених для сприйняття розтягуючих зусиль.

Значення розтягуючого зусилля R_z на глибині H_z можна отримати по формулі

$$R_z = \Delta H \kappa_a H_z \gamma \quad (2.91)$$

де ΔH - крок армування ґрунту по висоті H ; γ – питома вага ґрунту; $\kappa_a = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\phi}{2})$.

Втрата внутрішньої рівноваги в масиві армованого ґрунту може відбутися від порушення зчеплення між ґрунтом і арматурними смугами або від розриву арматурних смуг. Довжина закладення арматурних смуг, що відповідає умові рівноваги ґрутового масиву:

$$i = \frac{\kappa_a \Delta H}{2bf_n} \quad (2.92)$$

де b - ширина арматурної смуги; f - коефіцієнт тертя (зчеплення) між поверхнею арматурних смуг і ґрунтом; n - число арматурних смуг на 1 м довжини підпірної стіні.

Зусилля, яке може бути передане на одну арматурну смугу за умові її міцності:



$$R = b \delta R_a \frac{1}{c} \leq R_z \quad (2.93)$$

де b і δ - відповідно ширина і товщина арматурної смуги; R_a – нормативний опір матеріалу арматурної смуги; c - коефіцієнт запасу, що враховує можливість корозії матеріалу арматурної смуги.

Ширина призми зрушення

$$a_H = (H - H_z) \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \quad (2.94)$$

Повна довжина арматурних смуг на глибині H_z :

$$L_z = a_H + ls \quad (2.95)$$

де S – коефіцієнт, що враховує можливі коливання значень коефіцієнта зчеплення арматурних смуг з ґрунтом ($S=2$).

У підпірних стінах з армованого ґрунту з умов виконання робіт арматуру укладають ступінчасто. Ці стіни розраховують на перекидання, зрушення по основі і стійкості по круглоциліндричній поверхні.

Перевірка армогрунтових підпірних стін на перекидання не є критичною, оскільки розміри стіни лімітуються іншими вимогами. Тому перевірка загальної стійкості армогрунтових підпірних стін проводиться лише в особливих умовах, наприклад при розташуванні їх на крутому схилі.

Розрахунок армогрунтових підпірних стін на зрушення проводять при коефіцієнті запасу, що зазвичай приймається рівним 1,5.

Конструкція армогрунтової підпірної стіни забезпечує рівномірну передачу тиску на основу, що виключає необхідність влаштування дорогих фундаментів навіть при слабких ґрунтах. Крім того, податливість конструкції таких стін забезпечує відповідність її деформаціям основи і рівномірний розподіл тиску на ґрунті основи. Тому для усунення концентрації тиску на ґрунт основи рекомендується влаштовувати армогрунтові подушки під фундаменти підпірних стін інших конструкцій.



2.7. Особливості будівництва та експлуатації укріплених споруд на гірських автомобільних дорогах Українських Карпат

2.7.1. Загальні питання спорудження укріплених споруд

Повені і селеві потоки в гірських районах щорічно завдають великої шкоди: затоплюють, заносять мулом і галькою великі площини сільськогосподарських угідь, руйнують автомобільні дороги і залізниці, житлові та громадські будівлі, захисні споруди на ріках.

Для боротьби з повенями і селевими потоками будується на великих площах дамби обвалування, берегозахисні та регуляційні споруди.

В Японії, наприклад, природні умови близькі до карпатських. Там також переважають зливові дощі, випадає на рік від 1000 до 2000 мм опадів, причому переважно у вигляді злив, що досягають 250 і навіть 550 мм на добу.

У зв'язку з малою площею орнопридатних земель і частими повенями, які затоплюють значні території, боротьба з повенями в Японії завжди була основною проблемою при використанні земель для сільськогосподарського виробництва і взагалі для розвитку країни.

Основними заходами для захисту берегів рік і укосів автомобільних доріг тут тривалий час були: захисні дамби, випрямлення й укріплення берегів рік, розчистка русел, а також заливення гір.

Для укріплення русел рік, влаштування лотків для пропускання селевих потоків до наносозатримуючих дамб і водосховищ, а також будівництва наносозатримуючих гребель та інших споруд, як правило, використовували місцевий камінь. Струмененапрямні шпори і напівзагати тривалий час будували зі зрубів з укріпленням берега поблизу зрубів каменем. Останнім часом шпори і напівзагати споруджують зі збірних бетонних блоків або хрестоподібних бетонних деталей.

Поряд з випрямними і наносозатримуючими спорудами тут велику увагу приділяють боротьбі з ерозією шляхом штучного заливення гір і створенню терас.

Багаторічний досвід боротьби з повенями в Японії показав, що обвалування і регулювально-випрямні роботи з укріплення русел рік не можуть служити надійним захистом від затоплення територій



і автомобільних доріг. Тому в 1946 році програму боротьби з повенями на всіх ріках тут було докорінно переглянуто і натомість розроблено нову. У новій програмі перевагу віддано зарегулюванню повеней шляхом спорудження водосховищ і новим лісовим насадженням для боротьби з ерозією. Вирубування лісів вздовж рік суворо заборонено.

В Іспанії в гірських районах випадає 1000—1300 мм опадів, в передгір'ях і на рівнинах ця кількість знижується до 300—400 мм. Тут також останніми роками в боротьбі з повенями основну роль відіграють водосховища, а берегозахисні споруди й захисні дамби поступово втрачають своє значення.

Руйнівні повені часті і в гірських районах США, Франції, Австрії та інших країн. І всюди основними спорудами для боротьби з повенями є водосховища, які будують у верхів'ях рік.

З досвіду боротьби з повенями за кордоном можна зробити такі висновки:

1. На гірських ріках у районах з великою кількістю опадів, у зв'язку з інтенсивним вирубуванням лісу, що має місце на схилах гір, повені поступово перетворюються на селеві потоки.

2. Дамби обвалування, розчищення русел і укріplення берегів рік і укосів автомобільних доріг капітальними типами споруд вимагають щорічних великих витрат для підтримання їх у робочому стані і не є надійним засобом захисту територій від затоплення, а берегів рік і укосів земляного полотна — від руйнувань.

3. Протягом останніх десятиріч у гірських районах економічно розвинутих країн для боротьби з повенями і селевими потоками широко застосовують регулювання стоку з допомогою водосховищ, а також будують наносозатримуючі дамби. Допоміжними засобами є захисні дамби, розчищення і закріplення русел рік, особливо спорудами активної дії (шпори, напівзагати).

Заслуговує уваги досвід щодо захисту від затоплення і руйнувань сільськогосподарських угідь, населених пунктів, ав доріг і берегів рік у країнах Середньої Азії та Кавказу. До останнього часу тут основним засобом боротьби з повенями є:

1. Укріplення берегів рік поздовжніми спорудами, які зведені вздовж берегів рік і не викликають суттєвої зміни режиму течії ріки.



2. Захист берегів рік системою поперечних споруд — шпор, з розрахунком зміни напрямку течії ріки і відведенням її від берега, а також затримання і відкладення наносів вздовж берега.

3. Укріплення берега поздовжніми спорудами з влаштуванням шпор, які примикають до поздовжніх споруд своїми корінними частинами.

4. Укріплення берегів поздовжніми спорудами зубчатого контуру в плані.

Аналізуючи стан робіт з боротьби з повенями і селевими потоками в гірських і передгірських районах за кордоном і в Україні, можна зробити висновок, що застосування на ріках Українських Карпат захисних дамб, випрямних і берегозахисних споруд малоекективне і вимагає великих щорічних витрат коштів, матеріалів і робочої сили. Особливо різко знижується ефективність вказаних споруд з появою селевих потоків, для розвитку яких на ріках Українських Карпат створилися в післявоєнні роки сприятливі умови у зв'язку з інтенсивним вирубуванням лісу.

Сучасні природно-історичні умови Карпатського регіону України і перспективи його дальншого розвитку вимагають до-корінної заміни методів боротьби з повенями, основну увагу слід приділяти регулюванню стоку повеневих вод і боротьбі з ерозією, одночасно здійснюючи випрямні, берегозахисні й захисні роботи в межах передгірської частини території.

Проте слід мати на увазі, що водосховища, передбачені розробленою декілька десятиріч назад «Схемою регулювання і комплексного використання ресурсів гірських рік Українських Карпат», охоплюють лише біля 35% площі річкового басейну цього регіону, а об'єм водосховищ дозволяє регулювати менше 60% повеневого стоку власної площині водозабору. Повеневий стік з 65% площині гірських і передгірських рік зовсім не буде регулюватися, а тому загроза повеней не зникне. Крім того, а це головне, треба мати на увазі той факт, що до будівництва водосховищ найближчими роками не приступатимуть, враховуючи економічний стан країни. Тому основним способом боротьби з повенями, розмивами берегів рік і руйнуванням земляного полотна гірських автомобільних доріг України в перші десятиріччя ХХІ століття будуть:

1. Укріпні споруди в місцях інтенсивного розмиву дна, берегів рік і укосів земляного полотна автомобільних доріг.



2. Регуляційні споруди в місцях затоплення територій, будівель та інших споруд, а також при необхідності відвести або спрямувати води ріки в необхідному напрямі.

Аналіз багаторічного досвіду проектування, будівництва й експлуатації укріпних споруд на автомобільних дорогах Українських Карпат, а також узагальнення його результатів показують, що проблема спорудження укріпних річкових споруд є складною, специфічною й актуальною. Однак до сьогодні цій проблемі не приділяють належної уваги.

Прикладом цього є відсутність альбомів типових рішень щодо укріпних річкових споруд на гірських автомобільних дорогах України, які враховували б складні інженерно-гідрометеорологічні і геологічні умови гірських регіонів. Ряд індивідуальних рішень попередніх років також не узагальнено.

Необхідно заради справедливості відзначити, що за період після повені 1969 р., яка призвела до значних руйнувань автомобільних доріг у Карпатському регіоні України, є нові й оригінальні рішення з укріпних річкових споруд, які впроваджені в виробництво і проходять виробничу перевірку. Однак до цього часу не розроблено рекомендацій по проектуванню, будівництву й експлуатації річкових укріпних споруд на гірських автомобільних дорогах України.

Найближче завдання — це розробка методичних рекомендацій по проектуванню, будівництву і експлуатації річкових укріпних споруд на гірських автомобільних дорогах України і, що особливо важливо, альбому раціональних конструкцій річкових укріпних споруд на гірських автомобільних дорогах.

2.7.2. Типи і конструкції річкових укріпних споруд, які застосовуються на гірських ріках, аналіз їх роботи

Берегозахисні й регуляційні споруди за своїм основним положенням на місцевості і за призначенням істотно відмінні.

Берегозахисні споруди призначені для захисту берегів рік і укосів земляного полотна автомобільних доріг від руйнувань повенями і тільки в виняткових випадках для зміни і, отже, регулювання течії вздовж берега. Положення цих споруд у плані визначають конфігурацією берегової лінії (автомобільної дороги),



віднесеної до того чи іншого рівня води в ріці. Так як підмиваються більше увігнуті береги, то і берегозахисні споруди будують переважно біля цих берегів.

Розташування берегозахисної споруди не повинно в плані обмежуватися місцем розмиву або підмиvu берега в даний час. У природних умовах життя ріки навіть при незначних швидкостях течії мають місце постійні зміни русла з переміщенням униз і вверх по течії місць, які найбільш руйнуються річковим потоком. Це викликає необхідність укріплення берега відповідними спорудами як вниз, так і вверх по течії ріки від ділянки, охопленої деформаціями в теперішній час. Гідродинамічні сили, що викликають деформації, за своїм розташуванням і за точкою їх прикладання можуть істотно змінюватися залежно від рівня річкового потоку, отже, проектуючи ту чи іншу споруду, необхідно насамперед встановити, для якого рівня ріки вона передбачена.

Регуляційні споруди служать для зміни напряму течії річкового потоку. Вони можуть примикати до берега або розташовуватися на заплаві без зв'язку з ним. За розташуванням у плані ці споруди ділять на поздовжні, які влаштовують вздовж берега, і поперечні, які влаштовують під деяким кутом до напрямку течії. Прикладом регуляційних споруд можуть бути шпори і напівзагати, які перегороджують тільки частину русла.

Застосування будь-яких видів берегозахисних споруд, як і регуляційних, може дати позитивні наслідки при дотриманні таких основних вимог:

Тип споруд має обов'язково відповісти особливостям ріки. Вибір типу споруд, їх розміри і розташування повинні бути пов'язані з обрисом берега в плані, геологічною будовою берега і з його гідрогеологічними особливостями. Укріплення тільки надводної частини споруди без відповідного укріплення підводної частини зовсім недопустимо. Конструкція і поперечні розміри кожної споруди, яка входить у комплекс укріплень ділянки ріки, повинні відповідати швидкості, змінному режимові і напрямку течії.

Поперечні споруди, які примикають до берега, мають бути надійно в ньому закріплені для попередження розмиву берега і обходу таких споруд течією ріки. Для попередження розмиву дна ріки біля цих споруд не треба допускати, щоб їхні вертикальні



поверхні були звернені до течії з напірної сторони, укіс цих споруд потрібно робити більш пологим.

Траса проектованої дамби (укріплення берега) повинна бути такою, щоб після побудови цієї споруди не був порушений природний режим ріки, укріплення має мати плавний контур у плані.

Шпори і напівзагати — це окремо розташовані споруди, які виступають від берега в бік ріки. Найголовнішою особливістю напівзагат є те, що вони, на відміну від дамб і шпор, створюють умови для утворення через деякий період нового берега. Берег цей виникає за рахунок відкладення наносів, що переміщуються річковим потоком. Напівзагати як споруди, що стискають річковий потік, створюють підпір. Тому деякий розмив, викликаний підпором, слід враховувати при визначенні довжини напівзагат. Особливо важливо при проектуванні напівзагат правильно визначити їх довжину, віддалі між ними і встановити для них вигідне розташування відносно течії. Теоретичні розрахунки і спостереження за побудованими напівзагатами показали, що течія, зустрічаючи напівзагату, відхиляється від берега вздовж неї, повертає до розташованої вище напівзагати і утворює ряд замкнених водоворотів.

При розташуванні напівзагат нормально до напрямку течії (рис. 2.30 а) біля їх голів виникають розмиви Р. Між напівзагатами нагромаджуються відкладення наносів ВН, які не доходять до берега і не стикаються з напівзагатами. З низової за течією сторони кожної напівзагати, біля її кореня, можливі підмиви П. Ті ж явища відбуваються і у випадках, коли напівзагати нахилені в напрямку течії (рис. 2.30 б). Змінюється тільки напрям розмитих місць і відкладень наносів, а найбільш витягнута частина звернена в бік стережня.

При розміщенні напівзагат назустріч течії (мал. 2.30 в) розмиті місця Р розташовані вище голів напівзагат, найбільш витягнута частина майже нормальні до напрямку течії, а наноси ВН відкладаються вздовж берега, приймаючи форму трикутника. У цьому випадку підмив берега виникає з напірної сторони. Порівняння схем, що відповідають трьом описаним випадкам розташування розмивів, дає перевагу третьому розміщенню напівзагат — з нахилом проти течії.

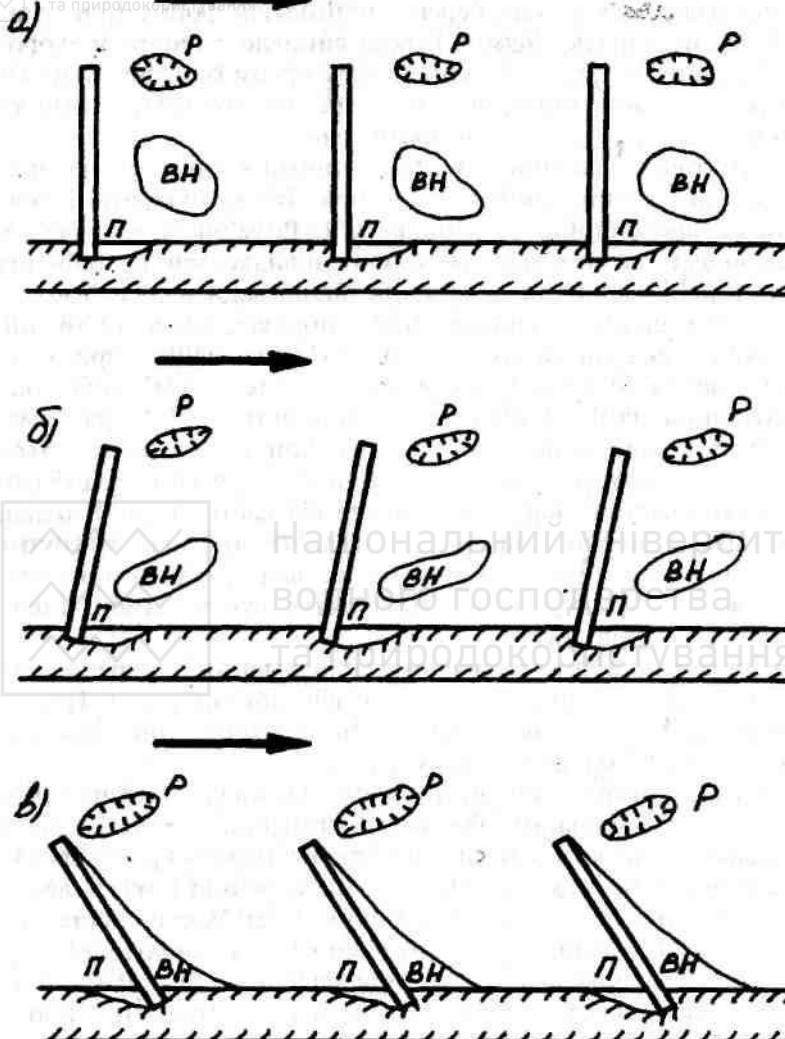


Рис. 2.30. Схема розташування напівзагат: а — нормальню до берега; б — напроти течії; в — назустріч течії

Практично відстань між поперечними спорудами на прямолінійній ділянці приймають рівною їх чотирикратній довжині, на криволінійній — трикратній. Розміри їх визначають залежно від максимально можливих швидкостей потоків під час повеней,



амплітуди коливання рівнів води в річці і крупності переміщуваних наносів. Досвід показав, що застосування напівзагат, розташованих паралельно одна одній, при правильно вибраній віддалі між ними, так само ефективно, як і влаштування дамб. Заміна дамб напівзагатами бажана тому, що при будівництві напівзагат відновлення берега відбувається природним шляхом і, крім того, напівзагати легко нарощувати. Будівельна вартість напівзагат нижче від вартості дамб, однак необхідно відзначити, що короткі напівзагати біля увігнутих берегів приносять мало користі. Будівельна практика показала, що біля увігнутих берегів доцільно застосовувати дамби, а біля випуклих — напівзагати.

Примикання споруд до берега і закладання їх коренів слід робити в таких місцях, де немає зсувів, обвалів і т. д. Недотримання цієї вимоги може привести до руйнування захисних споруд силами, які діють з боку берега.

Всі берегозахисні споруди повинні відповідати визначенім вимогам, як загальним для всіх інженерних споруд, так і спеціальним. Вимоги загального порядку: берегозахисні споруди повинні мати таку конструкцію, масу, розмір і якість використаних матеріалів, щоб бути міцними, стійкими, достатньо довговічними й економічними в будівництві та експлуатації, вони повинні відповідати своєму призначенню. До спеціальних вимог, насамперед, необхідно віднести стійкість проти руйнівної механічної і хімічної дії води, руйнування і стирання наносами і льодом. Вони також мають бути стійкими проти руйнівної дії живих організмів і продуктів їх життєдіяльності.

Конструкція берегозахисних споруд повинна забезпечувати зручність і безпеку їх огляду в процесі експлуатації.

Берегозахисні споруди мають бути гнучкими і рухомими, щоб пристосовуватися до деформацій дна ріки без втрати зв'язності між елементами споруди, при цьому регуляційна здатність споруди не повинна знижуватися. Частіше всього пристосовуються до деформацій дна берегозахисні споруди на матраці, який може зміщуватися, заповнюючи нерівності дна ріки.

Берегозахисні споруди споруджують у зонах інтенсивного переміщення наносів, у зв'язку з чим необхідно проводити ряд заходів щодо попередження їх підмиву, що загрожує споруді втратою стійкості. До таких заходів належать: заглиблення



фундаментів споруди нижче глибини розмиву; розміщення фундаментів на міцному скельному дні, особливо у випадках, коли шар наносів, який прикриває скелю, невеликий; надання споруді таких гідралічних оптимальних форм, при яких підмиви основи не виникають або значно послаблені; захист основ від підмиву з допомогою різного роду рисберм і шпунтового огороження; влаштування гнучких фундаментів.

Конструкція берегозахисних споруд повинна забезпечувати простоту виконання робіт при будівництві, ремонті й експлуатації. Самі берегозахисні споруди повинні мати добру «живучість» на будь-якій стадії будівництва, повинні бути порівняно дешевими і споруджуватися головним чином з місцевих матеріалів, доставлених зблизька.

Укріпним річковим спорудам властиві також деякі специфічні особливості, найголовніша з них — індивідуальність цих споруд. Розміри укріпних споруд, їх форма й умови роботи безпосередньо пов'язані з гідрологічними, геологічними й геоморфологічними характеристиками місця їх зведення. Так як комплекс природних умов майже не повторюється, то не повторюються і конструкції споруд, тому для обґрунтования проектування берегозахисних споруд необхідне глибоке вивчення місцевих умов, а також дослідження в природних умовах побудованих раніше споруд. Все ж таки, хоч укріпні споруди й індивідуальні, вони повинні споруджуватися зі стандартних окремих елементів.

У боротьбі з деформаціями укосів земляного полотна автомобільних доріг необхідно насамперед з'ясувати їх причини, для чого не потрібно економити час і кошти на всебічне вивчення місцевих умов, а також на систематичне спостереження за існуючими спорудами. Захист земляного полотна від розмивів є складним технічним питанням, тому відповідний ефект можна отримати тільки при правильному вирішенні поставленого завдання.

Вибір типу укріпних споруд і матеріалів для них необхідно вести на основі техніко-економічних обґрунтувань і порівнянь варіантів з урахуванням не тільки будівельних, але й майбутніх експлуатаційних витрат.

Область застосування найбільш розповсюджених типів укріплень, з їх короткою характеристикою наведено в табл. 2.6.



Область застосування різних типів укріплень

Найменування укріплень	Основні особливості та умови застосування	Допустима швидкість м/с
Біологічні	Використання місцевих матеріалів, трудовитрати незначні, низька вартість, сезонність проведення робіт, повний захисний ефект проявляється через 2—3 роки	1,0-2,5
Кам'яно-хмизові споруди	Використання місцевих матеріалів, значні трудовитрати при заготівлі хмизу і виготовленні фашин	2,5- 4,0
Габіони	Використання місцевих матеріалів, мають добру гнучкість, економні, можна застосовувати під час повеней	4,5-6,0
Деревозрубові стіни	Використання місцевих матеріалів, не мають властивостей пристосуватися до розмивів дна, вимагають влаштування хмизового або габіонового матраца, можна застосовувати на ріках, які несуть корчі й колоди	3,5-4,5
Сипаї	Використання місцевих матеріалів, можна влаштовувати цілорічно, можуть працювати при великих глибинах (до 5 м)	1,5-4,0
Банкети з гірської породи	Використання місцевих матеріалів, простота виконання і ремонту, повна механізація робіт, можливість спорудження при значних швидкостях (під час повеней). Порівняно низька вартість, особливо при наявності близьких кар'єрів каменю	4,0-6,0



Серед великої різноманітності типів і форм річкових укріплень споруд, побудованих на гірських автомобільних дорогах Українських Карпат, можна виділити такі:

1. Монолітні бетонні стіни.
2. Збірні підпірні стіни з бетону і залізобетону.
3. Бетонні і залізобетонні облицювання укосів.
4. Габіонові, зрубові та інші споруди.
5. Споруди з каменю, банкети з кам'яного накиду.

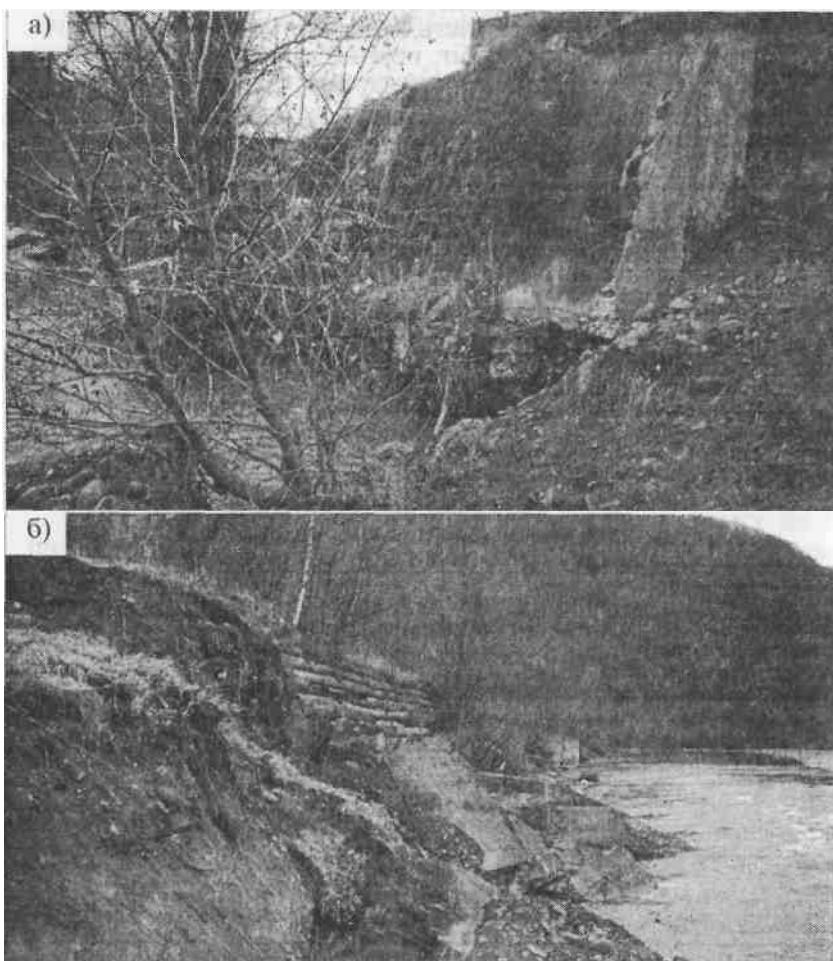


Рис. 2.31. Підмив (а) і руйнування (б) бетонної підпірної стіни.



Тривала практика експлуатації великої кількості укріпних споруд на ріках Українських Карпат показала, що легкі укріпні споруди (виконані з бетону, каменю, залізобетону, габіонів та інших місцевих матеріалів), правильно запроектовані і які враховують умови даної ріки в кожному конкретному місці здатні, крім того, пристосуватися до деформацій укосів чи дна ріки, дають кращий ефект, ніж більш капітальні споруди з бетону та залізобетону, побудовані без повного врахування місцевих умов (рис. 2.31 а, б). Розумніше не боротися з рікою а, детально вивчивши її характер, використати його.

В Українських Карпатах побудовано цілий ряд річкових укріпних споруд, практику роботи яких можна використати для розробки раціональних конструкцій укріпних та регуляційних споруд для гірських районів України. Детально охарактеризуємо їх конструкцію й роботу.

Укоси закріплюють збірними плитами, які омонолічують по контуру або покривають монолітним бетоном по металевій сітці з влаштуванням поперечних деформаційних швів через 6-8 м. При швидкості течії води 2-5 м/с, товщина плит становить 8-25 см. Основу плит від розмиву захищають різними способами (габіони, камінь і ін.).

Облягаючі матраци з бетонних блоків, які влаштовують з боку ріки складають з армованих плит розміром 0,6x0,6 або 1,0x1,0 м. окремі плити з'єднані між собою по кутах випусками арматури і металевими кільцями. Облягаючі матраци закріплюють до рандбалки, останні фіксують з боку берега (насипу) анкерами.

Оцінити їх якості можна на прикладі роботи облягаючих матраців на ріках Бистриці Надвірнянській, Бистриці Солотвинській і Лімниці, відповідно біля с. Назавізова Надвірнянського району, с. Пасічної Івано-Франківського району і с. Добровлян Калуського району. Облягаючі матраци з бетонних плит, які споруджені в 1970-1975 рр., після паводків 1970-1980 років, внаслідок значного притискання потоків до правого берега рік були деформовані при місцевих розмивах русла відповідно 5-7 м. У результаті матраци залягли вертикально, що призвело до їх обривів (р. Лімниця) і значної деформації (на р. Бистриці Надвірнянській і Бистриці Солотвинській).



При швидкостях, більших за 3,5 м/с, через отвори між плитами, особливо в місцях їх з'єднання між собою, відбувається вимивання частинок дна або основи, а це, в свою чергу, стає основною причиною їх деформації, а після і руйнування.

Вищепеределені приклади підтверджують висновки, зроблені в літературі для річок Кавказу і Середньої Азії, що на ріках з загальною витратою більше 800 м³ і швидкістю течії води під час повеней більше 5 м/с, за наявності великої кількості крупних фракцій у річкових відкладах застосування таких конструкцій неефективне і недоцільне. Облягаючі шарніроблочні конструкції килимового типу, які іноді невдає називають гнучкими, в ряді випадків не тільки не виконують захисної функції, але на деякий час приховують розлив, який розпочався.

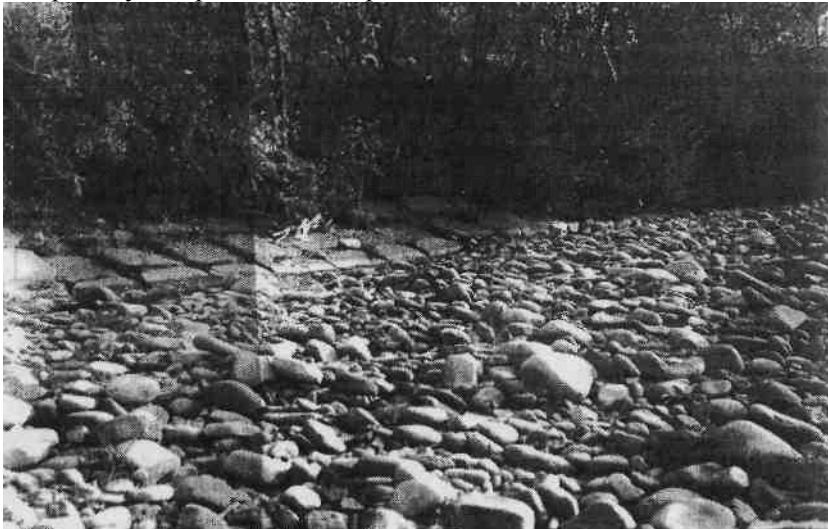


Рис. 2.32. Вид на укріплення з залізобетонних плит з забитими в місцях їх з'єднання кілками (після 28 років експлуатації)

При великих витратах і швидкій течії можна не допустити вимивання частинок основи і руйнування укріплень такого типу, укладаючи плити на шар свіжозрубаного вербового хмизу товщиною шару 30—40 см, а в місцях з'єднання окремих плит забивати вербові кілки діаметром 3—5 см довжиною не менше 1,0 м. Хмиз, укладений як основа під плити, перешкоджає виносу частинок ґрунту з-під захисного покриття, в свою чергу плити, притискаючи хмиз, перешкоджають його виносу течією. Через 1—2



роки хмиз і кілки, проростаючи, посилюють захисну дію покриття, гасячи швидкість течії води в прибережній зоні (рис. 2.32). Замість хмизу можна використовувати габіонові матраци.

Для укріплення конусу моста через р. Сукель на автомобільній дорозі Вугільна-Дидушичі Стрийського району Львівської області застосовано таку конструкцію: укос укріплений плитами ПР10-10-1,5 розміром 1,0x1,0x0,15 м, які впираються в упор із залізобетонних блоків ПР 10-20 розміром 2,0x1,0x0,5 м, блоки ПР 10-20 змонтовані на шарі хмизу товщиною 0,3—0,5 м, хмиз притиснутий каменем діаметром 0,2—0,25 м (рис. 2.33).

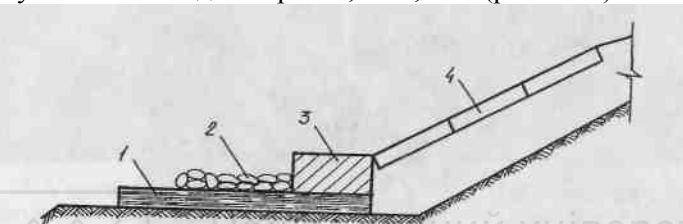


Рис. 2.33. Конструкція укріплення з залізобетонних плит і блоків: 1 — хмизова вистилка; 2 — камінь; 3 — залізобетонний блок ПР 10-20; 4 — залізобетонна плита ПР 10-10-1,5

Для захисту укосів земляного полотна автомобільної дороги, прокладеної вздовж р. Черемоша біля с. Тюдова Косівського району, побудовано 1983 році гнучку підпірну стіну з бетонних блоків розміром 2,0x1,0x1,0 м, які укладені на габіонові матраци. Ця конструкція застосована взамін стінки із збірних бетонних блоків на монолітному фундаменті, будівництво якого вимагало великих витрат для влаштування котлована, що було практично неможливо в зв'язку з частими локальними паводками в районі виконання робіт (рис. 2.34).

Для полегшення роботи гнучкої підпірної стінки, яку споруджували у вузькому місці р. Черемошу й біля увігнутого берега, де швидкості досягають 6 і більше м/с, з верхової сторони за течією було споруджено комплекс напівзагат з застосуванням бракованих залізобетонних конструкцій рамного типу і блоків 2,0x1,0x1,0 м. Це дозволило відбити воду від берега, який захищається, полегшивши цим роботу гнучкої підпірної стінки (рис. 50).



ніверситет
арства
стування

Рис. 2.34. Гнучка
безфундаментна підпір-
на стіна з бетонних
блоків $2,0 \times 1,0 \times 1,0$ м на
габіоновій основі на
автомобільній дорозі
Кути-В. Ясинів (р.
Черемош).



Рис. 2.35. Укріплення укосу земляного полотна напівзагатами з бра-кованих залізобетонних виробів (р. Черемош, 1982 р.)



Рис. 2.36. Підпірна стіна з габіонів уздовж автомобільної дороги Куті-В. Ясенів (р. Черемош)

На ріках Українських Карпат протягом тривалого часу успішно експлуатуються підпірні стіни з габіонових ящиків і матраців різних розмірів, побудовані з них укріпні споруди служать більше 35 років.

Застосовують різноманітні типи споруд із габіонів укріплення берегів і укосів габіоновими матрацами; укріплення берегів і укосів габіоновою кладкою на основі з габіонового матраца; укріплення берегів і укосів габіоновою кладкою полегшеної конструкції на основі з габіонового матраца; посилені стінка з габіонових скриньок на основі з габіонових матраців і кам'яного накиду. Всі ці типи добре зарекомендували себе на ріках Українських Карпат.

Укріплення з габіонів знайшли широке розповсюдження на автомобільних дорогах Івано-Франківської, Закарпатської і особливо Чернівецької областей. Успішно працюють стіни з габіонів на р. Черемоші, яка протікає на межі Івано-Франківської і Чернівецької областей (рис. 2.36).



Найбільш простим та індустріальним типом укріплень укосів автомобільних доріг і берегів річок є кам'яний накид. В Івано-Франківській області з 1969 року на основі методу природних аналогів побудовані і проходять перевірку споруди з гірської породи, названі нами за аналогією з морськими спорудами — банкетами. Гірська порода — суміш невідсортованого кар'єрного каменю з набором фракцій різної крупності.

Результати дослідно-промислової перевірки роботи банкетів з гірської породи в умовах гірської та передгірської зон Українських Карпат, проведеної в 1970—1997 роках, показали, що банкети з гірської породи є одним з найбільш надійних і стійких видів захисту земляного полотна автомобільних доріг, які прокладені вздовж гірських рік Українських Карпат (рис. 2.37).



Рис. 2.37. Банкет з кам'яного накиду вздовж автомобільної дороги Івано-Франківськ—Бистриця (р. Бистриця Надвірнянська)

На ріках Українських Карпат, крім того, застосовують споруди з каменю і хмизу, а саме — кам'яно-хмизові укріплення, кам'яно-фашинні укріплення, кріплення плетеними клітками з каменем, а також біологічний захист.

Перевага споруд з каменю і хмизу в тому, що їх застосовують при великих швидкостях течії, вони стійкі, пружні, гнуചкі і здатні набирати форми дна річки, що змінюється. Крім того, їх можна споруджувати в будь-який період року і вони економні.



На ріках Українських Карпат все більше застосування знаходять поперечні споруди (шпори і напівзагати) для попередження розмивів і підмивів берегів рік і укосів земляного полотна автомобільних доріг і поздовжніх берегозахисних споруд, які побудовані на розмивному дні ріки.

Шпори і напівзагати, виступаючи від берега в русло ріки, відтісняють потік від берега чи укосів земляного полотна. Це найбільш розповсюджена конструкція берегозахисних споруд, що активно впливає на гіdraulічну структуру потоку, тобто напрям і швидкість течії. Тут розповсюджені напівзагати з габіонів, бетонних блоків, залізобетонних блоків, старих автомобільних шин та інших матеріалів.

У Чернівецькій області для спорудження шпор і захисту фундаментів підпірних стін застосовують масивні бетонні блоки-тетраедри.

Заслуговують уваги підпірні стіни армогрунту, побудовані Закарпатським, Львівським облавтодорами і ВАТ «Західшляхбуд». Вони складаються з лицьового залізобетонного решітчатого блоку розміром $1,0 \times 1,0 \times 0,15$ м і утримуючих тросів діаметром 32 мм. Ці підпірні стіни особливо успішно можна використовувати для захисту затяжних похилих схилів, здатних до сповзання, тоді стінки можна споруджувати незначної висоти з уступами. Останні зasadжують вербовими гілками, які, проростаючи, стабілізують укіс.

З метою боротьби з розмивами доріг та штучних споруд на Закавказькій дорозі тут систематично проводять заходи з за-безпечення нормального пропуску річкових потоків в мостові отвори і будівництва берегозахисних споруд. Багаторічний досвід будівництва річкових берегозахисних та регуляційних споруд показує, що більша частина їх служить достатньо довго і задовільно виконує своє призначення.

Катастрофічні паводки 1967—1969 років показали, що майже на всіх ділянках звужень рік і мостових переходах, де експлуатувались регуляційні споруди капітального типу, автомобільні дороги постраждали мало, однак в окремих випадках берегозахисні й регуляційні споруди зазнають значних деформацій і передчасно виходять з ладу.

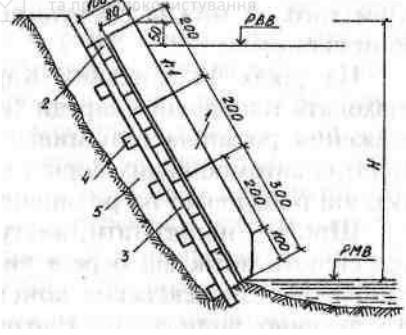


Рис. 2.38. Конструкція ковзних масивів:

1 — бетонний масив; 2 — бруски-саночки; 3 — залізобетонні напрямні балки; 4 — поздовжні напрямні балки; 5 — суха кладка крупним рівним камнем

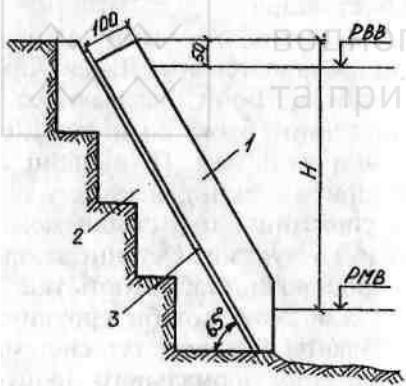


Рис. 2.39. Конструкція осідаючих
масивів: 1 — бетонний масив; 2 — суха
кладка з каміння; 3 — прокладка з толю

Закавказькій дорозі в 1940 році. Як показав досвід їх експлуатації на ріках Чхерімела і Дабачай, вони надійно захищають береги й укоси полотна дороги (рис. 2.38). Захист укосів полотна залізниць від розмиву здійснюють також шляхом влаштування масивів, що осідають. їх перевагою порівняно з ковзними масивами є

Детальні натурні обстеження стану всіх побудованих споруд і з'ясування причин, що викликали їх деформації, дозволили виявити найбільш ефективні типи і конструкції споруд, здійснити їх уніфікацію, а також створити ряд нових конструкцій.

Для захисту укосів земляного полотна при швидкостях течії в паводок не більше 5—6 м/с застосовують облицювання та захисні берми з влаштуванням у їх основі упору у вигляді протирозмивного зуба, доведеного до корінних порід, чи заглиблого нижче відмітки можливого найбільшого розмиву.

При швидкостях течії ріки до 5 м/с і при невеликій кількості крупних фракцій річкових наносів на прямолінійних ділянках укоси земляного полотна захищають ковзними масивами. Ковзні масиви були вперше застосовані на



можливість застосування при наявності на дні ріки глиб крупного каміння і валунів (рис. 2.39).

На дорогах, які пролягають у вузьких гірських долинах, застосовують берегозахисні споруди з прямокутних бетонних масивів, з яких споруджують підпірні стіни, шпори і т. д. Одним із рекомендованих типів захисту на ріках у вузьких гірських долинах є шпори пірнаючого типу. Ці споруди доцільно застосовувати на ріках з швидкістю течії до 6 м/с. Шпори пірнаючого типу можуть бути виконані з окремих монолітних бутобетонних секцій, розташованих на кам'яному накиді, а також у вигляді бетонних тетраподів.

Для захисту автомобільних доріг від розмиву застосовують шпори з косокутних бетонних масивів, з'єднаних між собою шарнірно-арматурною сталлю, що дозволяє масивам рівномірно опускатися при їх підмивах. Наскірні шпори з бетонних косокутних масивів тепер успішно експлуатуються на ріках Кавказу і Середньої Азії.

Одним з видів капітальних укріплень споруд є підпірні стіни з бетону чи залізобетону. Стіни будується на природній основі або на палях. Низ стіни закладають на 0,5 м нижче лінії розмиву, а верх на 0,5 м вище ГВВ. Споруди такого типу надійно захищають берег, але вони дорогі й трудомісткі.

Для захисту берегів від розмиву повеневими водами ефективними виявилися наскірні палеві споруди у вигляді шпор. У районі цих споруд течія води сповільнюється, твердий стік випадає в осад і відбувається природний намив берега. Пізніше на цих намивах виростають кущі та дерева, що створює надійну перешкоду розмиву берегів і укосів автомобільних доріг.

Останніми роками на ріках Кавказу успішно застосовують шпори з фігурних бетонних блоків, так званих тетраподів, масою 3,5—15,0 т. Шпори влаштовують на підготовленій основі з двох або трьох рядів тетраподів, які розміщені в два яруси.

Працюють шпори з тетраподів добре, вони довговічні, швидко заповнюються наносами і надійно захищають берег або укос автомобільної дороги. Спорудження таких шпор не потребує багато часу, робочої сили і коштів.

Дещо гірше працюють облягаючі матраци з бетонних плит, збудовані у великій кількості на гірських ріках Кавказу і Середньої



Азії. Багато з них виявилися деформованими, основу з-під них вимило. Широке розповсюдження для укріplення берегів гірських річок на Північному Кавказі одержали камінно-хмизові споруди так званого «кавказького типу». Ці споруди порівняно дешеві, не потребують дефіцитних матеріалів, їх можна швидко зводити і використовувати при швидкостях течії 5-6 м/с. Для продовження терміну служби таких споруд застосовують кілки і хмиз вербових порід.

Для захисту берегів рік і укосів земляного полотна автомобільних доріг на ріках Середньої Азії застосовують тимчасові і постійні типи укріплень.

Тимчасові укріплення: хмизові вистилки, важкі фашини і сипаї (рис. 2.40). Постійні укріплення: габіони, матраци із залізобетонних плит і кам'яний накид.

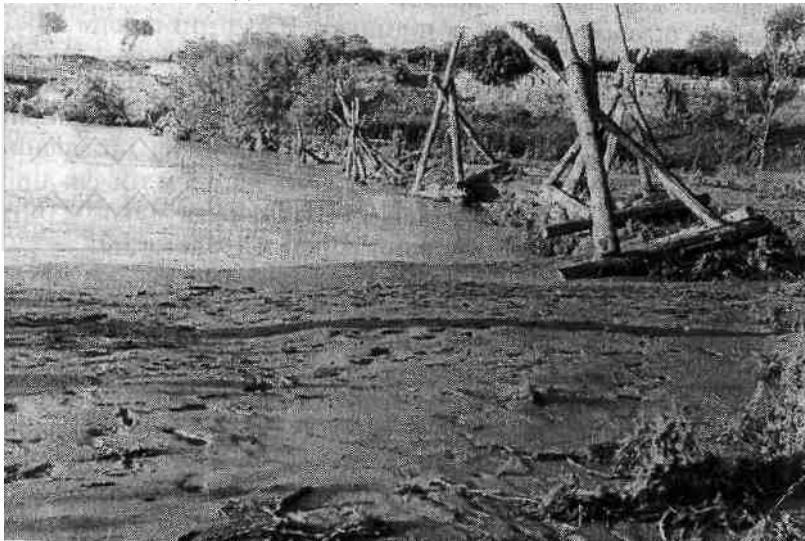


Рис. 2.40. Захист берега ріки сипаями (Узбекистан)

Треба зазначити, що фашинна кладка в умовах Середньої Азії не завжди є тимчасовим укріпленням. Регуляційні споруди на ріках Аму-Дар'ї і Сурхані з фашинно-кам'яної кладки служать з моменту побудови мостових переходів, тобто більше 80 років. У більшості цих споруд в період експлуатації ремонтували тільки верхню частину, розташовану вище відмітки меженного горизонту. Ремонт



в основному зводився до заміни прогнилих фащин і додавання каміння в кількості від 10 до 35%.

Кріплення з облягаючих матраців з бетонних плит, аналогічно кавказьким, в умовах середньоазіатських рік також працюють неефективно. В результаті розмивів вони займають вертикальне положення і обриваються. Тому застосовувати їх

При швидкостях більше 4—5 м/с і при загальних витратах 800-1500 м³/с не варто. Останнім часом протягом декількох десятиріч, на ріках Середньої Азії широко застосовують для укріплення берегів рік і укосів земляного полотна автомобільних доріг крупно габаритний кам'яний накид. Таке укріплення тривалий час надійно захищає споруди від розмиву.

Кріплення кам'яним накидом відрізняється такими перевагами:

- а) роботи з його спорудження можуть бути повністю механізовані і виконані з мінімальними затратами робочої сили;
- б) у разі розмиву дна його дуже просто відремонтувати;
- в) роботи зі спорудження кам'яного накиду можна виконувати під час паводків, тобто при великій воді.

На середньоазіатській дорозі широко використовують габіонові кладки, які застосовують для укріплення дна і берегів рік. Застосовують і комбіновані конструкції укріплень берегів рік і укосів автомобільних доріг. Так, на одній з доріг берег був укріплений кам'яним накидом, а підошва захищена поперечними наскрізними спорудами.

На основі спостережень встановлено, що найбільш ефективними є конструкції без фундаментного типу. Якщо ж порівняти споруду з фундаментом глибокого закладання до 3-4 м

І без фундаментну стіну на матрацах, то виявляється, що друга на 30-35% економніша за першу. Ця економія створюється в результаті скорочення робі з улаштування котлована і фундаменту.

На ріках Таджикистану знайшов застосування новий тип регуляційних споруд, які споруджуються в такій послідовності: біля піdnіжжя укосу, закріпленого традиційним способом, в неглибокому котловані укладають порожністі блоки розміром 276x245x100 см, які заповнюють завантажувальним матеріалом (бутобетон, камінь). Блоки зв'язують між собою з допомогою тросів. Вздовж споруди блоки укладають на відстані 30 см один від одного.



Залежно від глибини розмиву, до блоків закріплюють гнучкий матрац із тетраедрів (розмір основи 100x100 см, висота 100 см). З'єднують тетраедри з допомогою сіток із арматури діаметром 12—16 мм. У поперечному напрямі тетраедри укладають на відстані 30 см один від одного, а пазухи між тетраедрами засипають ґрунтом.

2.7.3. Застосування природних аналогів у береговій гідротехніці. Банкети з гірської породи

Вивчення роботи русел рік Українських Карпат і передгір'їв, характеру руйнувань, які мали місце при значних повенях у ХХ столітті, показало, що одна з основних причин руйнувань багатьох капітальних типів укріплень споруд — це нездатність їх пристосовуватися до можливих деформацій дна ріки внаслідок місцевих і загальних розмивів. Великі об'єми невіправданих витрат лісоматеріалу, цементу і арматури, складність спорудження укріплень споруд, недопустимі деформації, які виходять за межі динамічної стійкості, — всім цим доводиться платити за недотримання методу природних аналогів при спорудженні багатьох капітальних укріплень споруд.



Рис. 2.41. Залишки зруйнованої повінню бетонної стіни
(деякий час захищають земляне полотно від розмиву)

Процес взаємодії руслових потоків з берегом і дном річки одне з найскладніших явищ природи, вивчення якого ведуть



проектувальник і будівельник перших берегозахисних споруд свідки їх численних аварій. Аналіз причин аварій значною мірою сприяв удосконаленню конструкцій цих споруд. Ерозія, непомітна на скельних берегах, дуже часто виявлялась на їх штучних аналогах — підпірних стінах. Вони руйнувались від ударів руслових потоків, а ще більше від підмиву основ споруд (рис. 2.31 а, б). У результаті підпірні стіни падали і розбивались на блоки, які з часом руйнувались під дією води і наносів. Проте протягом деякого часу залишки зруйнованих споруд захищали укоси земляного полотна від розмивання (рис. 2.41). Пізніше для захисту підніжжя підпірних стін та інших річкових споруд почали застосовувати накид великогабаритного каміння.

Досвід успішного використання накиду з великогабаритного каміння привів до створення камененакидних захисних покриттів обтиснутого профілю на шарі зворотного фільтру. Ці споруди — штучні аналоги природних обвальних берегів — досить широко використовуються для захисту земляних дамб і берегів морів, водосховищ і рік.

Береги гірських рік — єдина система, порушення якої в одному місці неминуче веде до деформації всіх її ланок. Ретельне вивчення особливостей взаємодії руслових потоків з берегоукріпними спорудами дозволяє уникати нераціонального використання, значних матеріальних і фінансових витрат для захисту берегів і земляного полотна від ерозії. Вивчення історії берегової гідротехніки показує, що «виживають» і успішно працюють ті берегозахисні споруди, які найближче вписуються в природний берег і відповідають параметрам руслових процесів.

Створені на основі природних аналогів банкети з гірської породи проходять дослідно-промислову перевірку. Ці споруди є штучними аналогами природних обвальних берегів, складених обваленими або зруйнованими породами. Штучним аналогом тіла природного корінного берега є суміш різно-габаритного каміння, отримуваного в кар'єрі після вибуху, яка складається з фракцій — від крупних, стійких до дії руслових потоків під час катастрофічних повеней, до кам'яного дрібняку, частинки якого співрозмірні з частинками ґрунту укосу, який треба захистити. Після зведення банкет має форму призми, відсипаної з гірської породи вздовж берега на урізі води при розрахунковому горизонті. Вона має трапецеїдальний



поперечний переріз з природними для каміння укосами. Поперечний профіль призми витримується з точністю, доступною при відсипанні гірської маси автосамоскидами без додаткового планування. Дно річки перед спорудою під дією руслових потоків піддається розмиванню, в результаті чого передня грань призми банкета деформується. При цьому гірська порода скочується на прилеглу до підніжжя призми поверхню берега і дна і приймає вигляд шлейфа, що має клиновидний поперечний переріз. Одночасно гірська порода, яка під дією хвиль надходить у тіло шлейфа, розшаровується за типом зворотного фільтру, завдяки чому шлейф перетворюється на стійке до дії руслових потоків покриття, надійно захищаючи покриту ним поверхню берега і дна річки.

Простота конструкцій банкетів із гірської породи і можливість повної механізації робіт щодо їх влаштування вигідно відрізняють їх від відомих прототипів, які виконуються у вигляді покріттів із сортованого каміння на шарі зворотного фільтру або крупного каміння.

На гірських автомобільних дорогах Українських Карпат основним типом укріплення з місцевого каменю є конструкція у вигляді захисного банкета із скельного ґрунту, який складається з каміння розрахункового діаметру D_k в кількості не менше 50% (рис. 2.42 а).

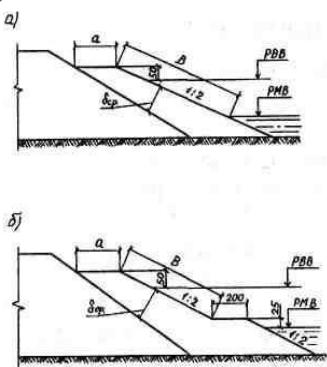


Рис. 2.42. Захисні банкети з кам'яного накиду: а) при нерозмивному дні; б) при розмивному дні

техніки його ширину приймають не менше 3 м. Крутість укосів

Товщина захисного шару повинна бути не менше двох з половиною трьох розрахункових діаметрів каменю при ширині банкета не менше 2 м. При неможливості одночасної відсипки банкета і насипу земляного полотна або при відсипці банкета поряд з існуючою автомобільною дорогою або до її спорудження для забезпечення проїзду по банкету автомобілів та ін.



банкета признають такою ж, як і укосів земляного полотна, але не менше 1:2.

Наувігнутих ділянках русла, де укоси насыпу підпадають під дію льодоходу, ширину банкета приймають не менше 3 м з укосами 1:4—1:5.

При спорудженні банкетів на ділянках рік з розмивним дном необхідно передбачити влаштування упорної призми з каменю такої ж крупності і складу. Об'єм каменю в упорній призмі приймають таким, щоб забезпечити природну самовідмостку укосу, який виникає в ямі розмиву, і створення достатнього упору для захисної конструкції укосу банкета (рис. 2.42 б), (6,55).

Розрахунковий діаметр каменю D_k м рекомендується визначати за формулою:

$$D_k = \frac{V_p^2}{A^2 2q \left(\frac{\gamma_k - \gamma}{\gamma} \right) \cos \alpha}$$

де A — коефіцієнт, який враховує стійкість каменю на укосі (на ділянках крутих поворотів русла ріки при радіусах менше 300 м приймають $A=1$, на всіх інших ділянках $A=1,15$);

γ_k, γ — відповідно об'ємна маса каменю і води;

α — кут нахилу поверхні укосу до горизонту.

Розрахунковою швидкістю V_p при проектуванні банкетів приймають середню швидкість течії на вертикалі біля підошви укосу в створі, що розглядається.

При відсутності достатньої кількості каменю розрахункового розміру D_k менше 50% укоси банкетів закладають з ухилом 1:4-1:5.

Гірська маса банкета повинна складатися із каміння розміром від D_k до D_{min} меншого або рівного ($8 - 10 D_{cp}$) і проміжних фракцій.

Крупність проміжних фракцій обчислюють за міжфракційним коефіцієнтом M_1 , який характеризує відношення розміру більшої фракції в складі суміші до розміру наступної меншої фракції. Для крупності від D_k до $0,12 D_k$ коефіцієнт M , приймають рівним 1. Для кожної наступної меншої фракції значення коефіцієнта M , збільшується вдвічі. При цьому масова частка каміння розрахункової крупності D_k і більше в складі гірської маси банкета повинна бути не меншою 50%, кам'яного дріб'язку ($0,04 D_k$ і менше)



- не більшою 15%. Проміжні фракції повинні становити біля 35% при порівняно рівномірному розподілі компонентів між собою (32).

Об'єм гірської маси (м^3) яку відсипають у призму банкета на 1 погонний метр споруди, дорівнює:

$$V_\delta = K\delta_{cp}B$$

де B — ширина банкета по укусу, м;

δ_{cp} — товщина банкета, м;

K — коефіцієнт запасу, який приймають залежно від категорії автомобільної дороги.

Щоб визначити об'єм гірської породи, яку необхідно відсипати на 1 м банкета для забезпечення захисту земляного полотна протягом Т років, вводять у формулу коефіцієнт A_1 , значення якого наведені нижче.

Таблиця 2.7

Значення коефіцієнта А

m	1	5	10	20	30
A	0,45	0,65	0,75	0,80	0,85

При проектуванні банкета з гірської породи вирішують такі завдання:

- підбір фракційного складу гірської породи, яка використовується для відсипки банкета;
- визначення основних розмірів і об'єму споруди на заданий період її експлуатації;
- техніко-економічне обґрунтування влаштування споруди з каменю, порівняння його вартості з вартістю інших способів захисту.

Для проектування і розрахунків банкета з гірської породи необхідно:

- визначити ділянки земляного полотна, які потребують захисту;
- скласти план ріки і автомобільної дороги з горизонталями на ділянці захисту, а також вгору і вниз від неї.



2.7.4. Деякі питання експлуатації гірських автомобільних доріг у зсувних районах України

Розвиток сучасних геологічних процесів, до яких належать зсуви явища на схилах, широко розповсюджені в гірських областях України, значною мірою ускладнюють експлуатацію гірських автомобільних доріг. Часті порушення стійкості земляного полотна внаслідок розвитку зсувних процесів призводять до пошкодження земляного полотна, дорожніх покрівель, водовідвідних споруд, підпірних стінок та інших конструкцій.

Найбільш суттєві пошкодження конструкцій земляного полотна зсувними процесами спостерігаються на ряді автомобільних доріг Криму.

На окремих ділянках автомобільної дороги Симферополь – Алушта – Ялта – Севастополь пошкодження земляного полотна зсувами становила від 16 до 39% її довжини.

Найбільша кількість випадків порушення стійкості земляного полотна припадає на зсуvnі ділянки, які утворилися в результаті перевантаження природних схилів вагою насипу. Так, на ділянці Алушта – Ялта - Лосгинський перевал 65% зсуvів виникло через перевантаження схилів, близько 22% - в результаті незадовільної роботи системи водовідвідних споруд і 13% - в результаті підрізання природних схилів.

У районі Українських Карпат зсуvnі ділянки є на автомобільних дорогах Куревичі-Рахів, Львів-Ужгород, Чернівці-Нижанковичі, Міжгір'я-Синевір, Рахів-Нижні Ворота та ін. Досить численні випадки прояву зсувних процесів на автомобільних дорогах Верховинського і Косівського районів Івано-Франківської області (автомобільні дороги Снятин-Кременці і Кути-Верхній Ясенів).

Прикладом розвитку зсувних явищ внаслідок незадовільної роботи системи водовідвідних споруд є ділянка автомобільної дороги Долина-Хуст (42 км). Це ділянка схилу, на якому виник і розвивався зсув, обмежений з трьох боків постійно діючими водостоками, частина вод яких фільтрується в деловіальну товщу. Тіло зсуvного схилу складене сумішшю важкого пилуватого, твердого до текучопластичного суглинку зі щебенем і брилами пісковику (15—20%). Глибина зсуvного захоплення - від 1 до 7 м. Площиною ковзання є корінні породи - перешаровані пісковики з



аргілітами. Площа зсуву близько 1500 м кв. Споруджені під час будівництва дороги (1966 р.) протизсуvnі споруди (дренажі, нагірні і водовідвідні канави) забезпечували стійкість схилу і автомобільної дороги, прокладеної в його нижній частині. При будівництві в 1976 р. у верхній частині схилу житлового будинку було допущено грубі порушення правил проведення робіт у зсуvnому районі (засипано частину нагірних канав, зруйновані "бетонні кріплення лотків і замулені дренажі), що призвело до проникнення води в товщу схилу й утворення в тілі древнього зсуву двох активних зсуvів, які зруйнували частину земляного полотна автомобільної дороги.

Зсуvi природних схилів розвиваються внаслідок сукупної дії ряду пасивних і активних причин. Перші сприяють утворенню зсуvів, другі безпосередньо їх викликають.

Основні причини зсуvних явищ на автомобільних дорогах у гірських районах України такі:

- зміна фізико-механічних властивостей глинистих ґрунтів, які складають насип, через надмірну дію опадів;
- діяльність підземних вод, які змінюють стійкість схилів;
- діяльність поверхневих вод (підмив основ схилів або укосів насипів водами річок);
- вивітрування і дія атмосферних опадів, які сприяють зміщенню земляних мас;
- перевантаження косогорів, на яких розташовані насипи і виїмки;
- надзвичайно велика висота насипів і круті укоси;
- влаштування тіла насипу із перезволожених і недостатньо ущільнених ґрунтів;
- антропогенні впливи (підрізування схилів, їх привантаження, вирубування лісів, знищення дернового покрову, неправильна оранка, випасання худоби).

Збитки, завдані зсуvними явищами автомобільним дорогам, рідко мають форму одночасних затрат. Вони звичайно містять кілька видів витрат, які формуються поступово і охоплюють практично всі стадії служби дорожньої конструкції — від її проектування до будівництва й експлуатації. Практика показує, що початкові збільшенні затрати на інженерно-геологічне обстеження ділянки місцевості проектованої автомобільної дороги окуповуються. Наприклад, на стабілізацію зсуvних ділянок по



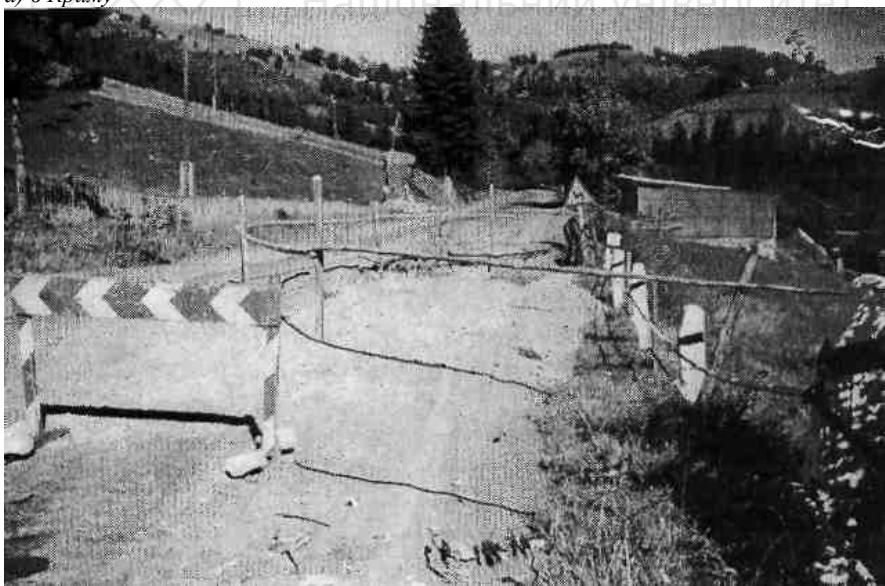
дорозі Алушта-Ялта-Севастополь з 1968 по 1972 р. було витрачено близько 7,5 млн. крб. Значну суму витрачено на перенесення земляного полотна на стійкі схили і будівництво протизсувних споруд. На одній з ділянок цієї дороги вартість дренажних конструкцій і перенесення траси на стійкі схили в 7,5 рази перевищила початкову вартість будівництва. В районі Українських Карпат на першочергові роботи з ліквідації зсуvinих явищ також витрачаються значні кошти.

Спостереження за станом гірських автомобільних доріг України, вивчення літературних даних, проектно-кошторисної документації, матеріалів служби експлуатації дозволили виділити найбільш характерні форми деформації земляного полотна і дорожніх покриттів. Особлива увага приділялась деформаціям тих елементів автомобільних доріг, які мають вирішальний вплив на забезпечення безпеки руху автотранспорту. Це — деформації узбіч, дорожніх покриттів, спливання ґрунту на земляне полотно, зсуви земляного полотна.

Основний вид деформацій узбіч автомобільних доріг — локальні просідання зі збільшенням їх поперечних ухилів і значним зменшенням ширини (іноді до нуля) з пошкодженням конструкцій захисних засобів (рис. 2.42). Довжина деформованих ділянок узбіч часто досягає при цьому 15—50 м (і більше в ряді випадків). Просіле узбіччя виділене від стійкої частини земляного полотна системою серпоподібних тріщин і одним або кількома виступами. Деформації узбіч, як правило, є передвісниками значних руйнувань земляного полотна і дорожнього покриття. Узбіччя незабаром зникає, край дорожнього покриття на деякий час зависне, а згодом під наватаженням від автотранспорту обламується. Якщо не вжити вчасно дійових заходів, деформації земляного полотна захоплять великі площа, викликаючи тріщини і розломи дорожнього покриття (рис. 2.43). При розташуванні траси автомобільної дороги на зсуvinому схилі і пересічення нею центральної частини зсуvinої зони можна спостерігати відчленування і зміщення по схилу цілих ділянок земляного полотна. Характер руйнувань дорожніх конструкцій у зоні зміщення значною мірою залежить від інтенсивності зсуvinих процесів.



а) в Криму



б) в Українських Карпатах

Рис. 2.42. Локальні зсуви узбіччя на автомобільних дорогах



Рис. 2.43. Руйнування дорожнього покриття зсувом (Крим).



При спорудженні земляного полотна в глибоких виїмках порушення загальної стійкості її укосів призводить до випирання ґрунту на узбіччях, руйнування покріттів або до завалення ґрунтом проїзної частини дороги.

Вказані вище деформації викликають значне зменшення пропускної здатності автомобільної дороги, оскільки при ньому зменшується швидкість і безпека руху автомобільного транспорту. Інтенсивне розчищення проїзної частини від ґрунту і зрізування горбів, які утворилися, в більшості випадків викликає повторні деформації узбіч і укосів виїмки через руйнування природної опорної призми. Більш радикальним заходом в цьому випадку є влаштування підпірної стінки на стійких корінних породах схилу. Але якщо міцність підпірної стінки недостатня і стінка не спроможна сприйняти зсувний тиск ґрунту укосу, вона руйнується. Формою деформації земляного полотна, яка найлегше усувається є сповзання ґрунту укосу виїмки через стійку підпірну стінку.

Протизсувні заходи проектирують на основі точного аналізу причин утворення зсувів і, насамперед, на основі детального вивчення природних умов (клімату, топографічних особливостей і геологічної структури товщі схилу, інженерно-геологічних властивостей порід, режиму ґрунтових вод, гідрологічних умов водотоків, які омивають схил). Після Детального вивчення природних умов та інших факторів впливу можна прогнозувати форми можливих порушень стійкості схилів або укосів. Найбільш характерними з них є обвали і вивали, обвалення зі зрізуванням і обертанням, сколювання при просіданні, сповзання, ковзання і спливи. Така велика різноманітність форм порушення стійкості схилів і укосів, яка відображає вплив сукупності різних природних факторів, Дає можливість хоча б наблизено передати всю складність проблеми кількісної оцінки ступеня стійкості схилів і укосів гірських автомобільних доріг. Детальне вивчення природних умов, з'ясування причин виникнення зсувів і викликаних ними порушень стійкості схилів і укосів, а також деформацій земляного полотна і дорожніх покріттів дозволяють накреслити заходи боротьби зі зсувами на гірських дорогах, основні з яких вказані в табл. 2.8.



Заходи боротьби з зсувами природних схилів

Основні причини, які викликають зсуви	Заходи	Види робіт
Підземні води	Перехоплення підземних вод вище зсуву	Влаштування горизонтального або трубчатого дренажу, суцільного прорізу, горизонтальних прорізів-дренажів. Влаштування вертикального дренажу, колодязів, сифонного дренажу
Поверхневі води	Захист берегів від ерозії	Застосування габіонів, кам'яного накиду, підпірних стін, шпор і напівзагат
Атмосферні опади	Регулювання поверхневого стоку	Планування території, влаштування нагірних канав, лотків, кюветів
Вивітрювання	Захист ґрунтів схилу	Обдернування, посів трав, посадка дерев. Влаштування покріттів, з застосуванням органічних в'яжучих
Ряд причин	Механічний опір руху земляних мас	Влаштування підпірних стін, палевих рядів, земляних і кам'яних банкетів. Підсушування і випалення глинистих ґрунтів, хімічне закріplення ґрунтів
Діяльність людини	Спеціальний режим у зсувній зоні	Обмеження виконання будівельних робіт, введення спеціального режиму експлуатації споруд



Виникнення зсувів і зміщення земляного полотна автомобільних доріг, крім природних причин, часто зумовлені недоліками, допущеними під час проведення інженерних досліджень. Слабке вивчення місцевих геологічних умов, скорочення термінів і об'ємів проектних робіт призводять до того, що суттєві причини деформації часто не отримують належної оцінки. Особливу увагу при інженерно-геологічних вишукуваннях на стадії техніко-економічного обґрунтування потрібно приділяти збору, систематизації, вивченю й узагальненню всіх літературних і архівних даних про природні умови району проектування, в тому числі матеріалів служби експлуатації. Успіх дальших геологорозвідувальних робіт залежить від повноти і якості зібраних матеріалів і правильності зроблених висновків. Цю роботу потрібно доручати досвідченому інженерові-геологові, який добре знає район досліджень.

Інженерно-геологічні вишукування — один з найважливіших етапів робіт, який повинен здійснюватись за спеціальною, добре підготовленою програмою. Ділянка досліджень має мати площу, яка дозволяє достатньою мірою характеризувати стан схилу і виявляти причини його нестійкості. Після проведення вишукувань здійснюється варіантне проектування. При прийнятті рішення перевагу віддають варіанту, який забезпечує обхід зсуву.



Рис. 2.44. Міст через глибоку долину в Українських Карпатах



При проектуванні переходів через глибокі долини завжди доцільно вивчити варіанти будівництва естакад або вiadуків, застосування яких дозволяє зберегти цінні сільськогосподарські землі, уникнути необхідності привантаження схилів і краще «ув'язти» дорогу з навколошнім ландшафтом (рис. 2.44).

З особливою ретельністю потрібно проектувати протизсувні споруди. Це дуже складна робота, яка вимагає індивідуальних проектних рішень для кожної ділянки з широким використанням типових конструкцій. Зменшення об'ємів протизсувних робіт з метою економії, що здається на перший погляд, часто призводить до робіт по запобіганню руйнування автомобільної дороги, які в багато разів більші за вартістю і обсягом.

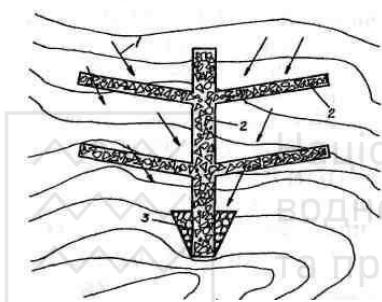


Рис. 2.45. Поверхневий дренаж на мокрому схилі: 1 — напрям течії верховодки; 2 — водоприймальні прорізи, заповнені каменем; 3 — накид каміння

При забезпеченні належної стійкості земляного полотна, яке зводиться з урахуванням особливостей проведення земляних робіт у зсувних районах, зсувним деформаціям можна запобігти. Оскільки насипи, які влаштовують на вологому схилі, завжди нестійкі і піддаються деформаціям, їх відсипання потрібно проводити на суху поверхню схилу. Для осушення вологих схилів влаштовують поверхневі дренажі, які відводять

воду і збирають верховодку (рис. 2.45). Сипкий шар висотою до 1,5—2,0 м, який підстилається корінними породами, перед зведенням насипу необхідно видалити. Нарізавши уступи на корінному схилі, відсипають насип з дренуючого матеріалу.

Обов'язковою умовою при влаштуванні насипів на косогорі є першочергове влаштування нагірних канав.

На спусках дороги, ділянках переходу із мокрих виїмок в насип влаштовують дренажі-перегороджувачі для запобігання попаданню підземних вод з водоносних шарів суміжної виїмки та з основ



дорожнього покриття. Вода з цих дренажів, як і з кюветів виїмок, повинна бути надійно відведена по водовідвідних канавах і лотках, які примикають до підвідних або відвідних лотків труб, щоб не допустити зволоження насипів.

При влаштуванні нагірних і водовідвідних канав, а також придорожніх кюветів у ґрунтах, які вбирають як у насипах, так і в виїмках, їх дно і укоси укріплюють водонепроникними матеріалами (мостять камінням або бетонними плитками, заливаючи шви, обробляють бітумом, укріплюють асфальтобетоном, нетканими синтетичними матеріалами та ін.). Викликає зацікавлення влаштування нагірних канав із залізобетонних лотків, які застосовуються при будівництві залізниць. Оскільки нагірні канави в зсувних районах іноді стають лініями заколу, замість них застосовують обвалування. На нагірному схилі на віддалі 100 м від існуючої дороги Снятин—Кремінці декілька років тому зв'язківці проклали кабель зв'язку в канаві, яка не була повністю засипана. Канава послужила водозбірником і, відповідно, лінією заколу значного зсуву, що загрожує розташованим нижче автомобільній дорозі і житловим будівлям. Щоб не допустити зсуву ґрунту на автомобільну дорогу, в 1997 р. було побудовано підпірну стіну, яка служить тільки для локалізації окремої ділянки зсуву (рис. 2.46).



Рис. 2.46. Зсув верхового схилу на автомобільній дорозі Снятин–Кремінці (Українські Карпати). У підніжжя схилу влаштована підпірна стіна з залізобетонних блоків. Стрілкою показано місце розташування кабелю



Попередити зсув схилу можна проведенням значних протизсувних робіт. Така ціна непродуманого рішення.

Виїмки необхідно влаштовувати відразу на всю ширину невеликими шарами знизу вгору. Траншнейний спосіб розробки ґрунтів у зсувних районах не застосовується, оскільки це звичайно викликає зміщення земляних мас. До проведення підривних робіт у зсувних районах потрібно підходити з великою обережністю, використовуючи У разі крайньої необхідності тільки дрібношпуркові заряди і ретельно контролюючи хід виконання робіт. Уявна «економія» від використання крупних зарядів може привести до великих затрат на запобігання зсуванню схилів у процесі експлуатації.

На укосах виїмок доцільно влаштовувати берми шириною 4—6 м, що дозволяє підвищити стійкість укосів. Добре в експлуатації і естетичні «одягаючі» стінки із застінними дренажами, які влаштовують біля підошви укосів виїмок.

В умовах гірського рельєфу іноді розкриваються виїмки з перезволоженого ґрунту, непридатного для зведення насипів, або утворюються надлишки ґрунту. Такий ґрунт необхідно переміщувати у відвали на стійкі площасти. При влаштуванні дорожнього покриття потрібно забезпечити відвід поверхневих вод у бік від зсуву, запобігаючи попаданню води в основу через узбіччя, які укріплюються водонепроникними покриттями. На спусках з ухилом понад 3% влаштовують збірні бетонні лотки, воду з яких випускають типовими відкритими лотками, які влаштовують впоперек узбіч, або закритими водоприймальними колодязями і далі лотками.

Дорожнє покриття на насипах висотою понад 2—3 м, особливо на косогорах, влаштовують тільки після повного осідання насипу, яке може тривати більше року.

На гірських автомобільних дорогах України при проведенні робіт з реконструкції і ремонту, при яких розширяється земляне полотно, необхідно дотримуватися наступних правил: нарізувати уступи на укосах; відсипати ґрунт пошарово, а не «під укіс»; укосам насипу надавати проектну перемінну стрімкість. У разі недотримання цих правил маса ґрунту, досипана «під укіс», почне сповзати, з часом розтягуючи основну частину насипу і викликаючи появу поздовжніх тріщин в дорожньому покритті. Укладання



(повторне) шару асфальтобетонного покриття на одній з таких ділянок (автомобільна дорога Чернівці — Нижанковичі) лише частково усунуло деформації дорожнього покриття, які з часом відновились. Відновлення насипу і дорожнього покриття викликало необхідність проведення ряду протизсувних заходів (влаштування підковетних дренажів, системи водовідвідних і Канав тощо). Досвід будівництва автомобільних доріг у зсувних районах показує, що в певних умовах для запобігання зміщенню земляних мас можуть бути застосовані утримуючі протизсувні конструкції (підпірні стінки). Їх використовують в тих випадках, коли такі звичайні методи, як поверхневий водопровід, перехоплюючі та осушуючі дренажі та ін., виявляються неефективними. Останнім часом на гірських автомобільних дорогах широке застосування отримали протизсувні утримуючі конструкції з буронабивних залізобетонних паль (рис. 2.47).

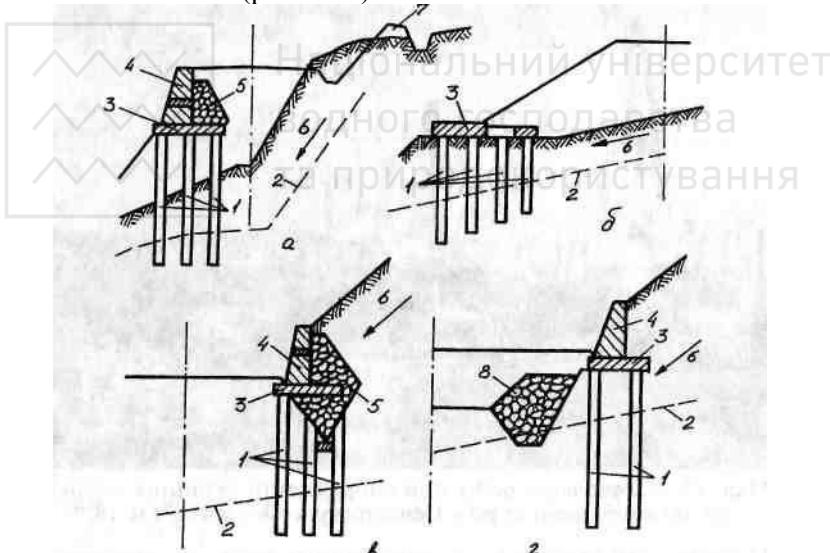


Рис. 2.47. Утримуючі конструкції з буронабивними паліями: а) низова підпірна стіна з основовою на буронабивних паліях; б) палеве поле біля підошви насипу; в) верхова підпірна стіна на буронабивних паліях з глибоким дренажем під ростверком; 1 — буронабивні пали; 2 — площа ковзання; 3 — залізобетонний роствек; 4 — підпірна стіна; 5 — зворотний фільтр; 6 — сповзаючий масив; 7 — нагірна канава; 8 — глибокий дренаж



Ці конструкції доцільно використовувати на ділянках, де не забезпечена стійкість земляного полотна і зсування проходить по фіксованій поверхні ковзання.

Досвід застосування утримуючих конструкцій з паль на гірських автомобільних дорогах показав, що найбільш оптимальною конструкцією є паля довжиною до 10—20 м.

Буронабивні палі, перешкоджаючи горизонтальним силам зсуву земляних мас, не створюють при цьому перешкод фільтраційним процесам. Найважливішою перевагою застосування вказаного методу є повна механізація всіх робіт, простота конструкції споруди, незначна трудомісткість робіт і економність (рис. 2.48).

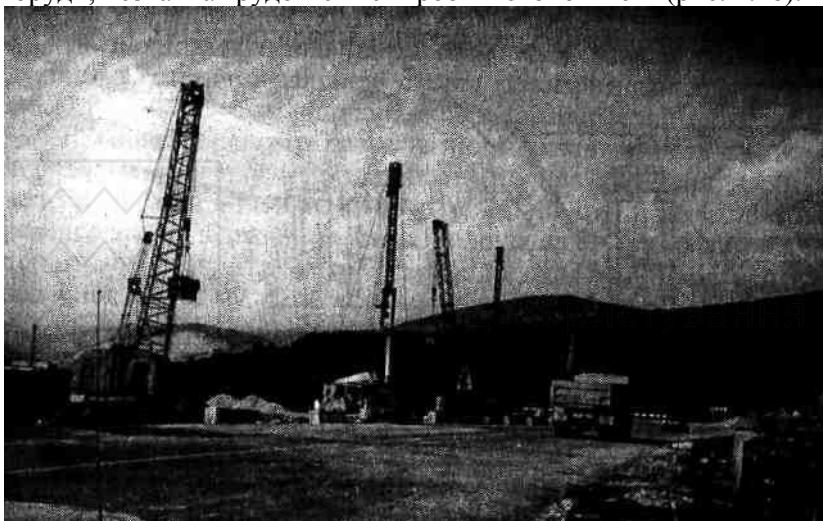


Рис. 2.48. Механізація робіт при спорудженні укріплень споруд на автомобільній дорозі Севастополь-Феодосія, км 18

Протизсувні споруди з буронабивних паль використовують в комплексі з іншими заходами з забезпечення водовідводу і осушення.

Багаторічний досвід експлуатації ділянок земляного полотна автомобільних доріг Криму і Українських Карпат, де для стабілізації зсувних процесів були застосовані буронабивні палі, свідчить про велику надійність і ефективність такого типу утримуючих конструкцій. Для закладання фундаменту підпірних стінок у стійкі корінні породи потрібні глибокі котловани (до 10 м і більше), копання яких порушує стійкість зсуву, а також



вимагає підвищених витрат бетону й арматури. Тому, з точки зору захисту навколошнього середовища, влаштування звичайних підпірних стінок не входить 1 у ніяке порівняння з використанням описаних вище конструкцій з буронабивних паль.

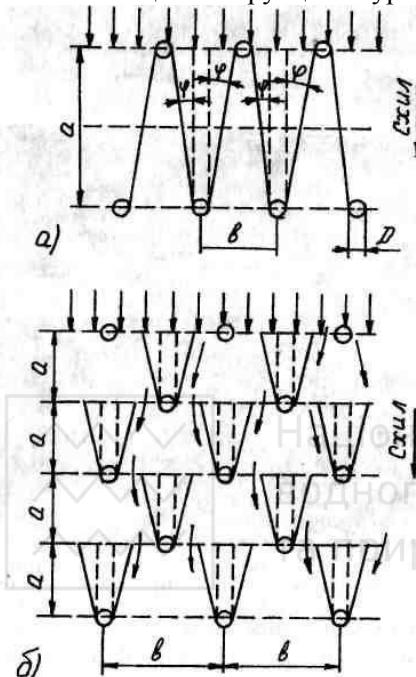


Рис. 2.49. Закріплення зсувного схилу бурозабивними паліми. Визначення найменшого допустимого кроку рядів (а) у плані:

- умова передачі зсувного тиску в межах кроку забезпечена;
- умова передачі зсувного тиску в межах кроку не забезпечена

де φ — кут внутрішнього тертя; B — відстань між осями одиночних паль в ряді; D — діаметр паль.

Розміщуючи палі на зсувному схилі, дуже важливо рівномірно завантажити їх зсувним тиском, величина якого залежить від взаємного розташування паль і міцності ґрунту. При достатньому взаємному віддаленні (кроці) рядів палі верхнього ряду опиняються в межах області передачі тиску (рис. 2.49, а). При малому кроці (рис. 2.49, б) палі верхнього ряду опиняються за межами області передачі тиску і зсувні зусилля часто не сприймаються палями наступного ряду (рис. 2.50).

Виходячи з цих умов визначають мінімальну відстань між рядами паль вниз по схилу за формулою:

$$a_{min} = \frac{B - D}{\varphi}$$

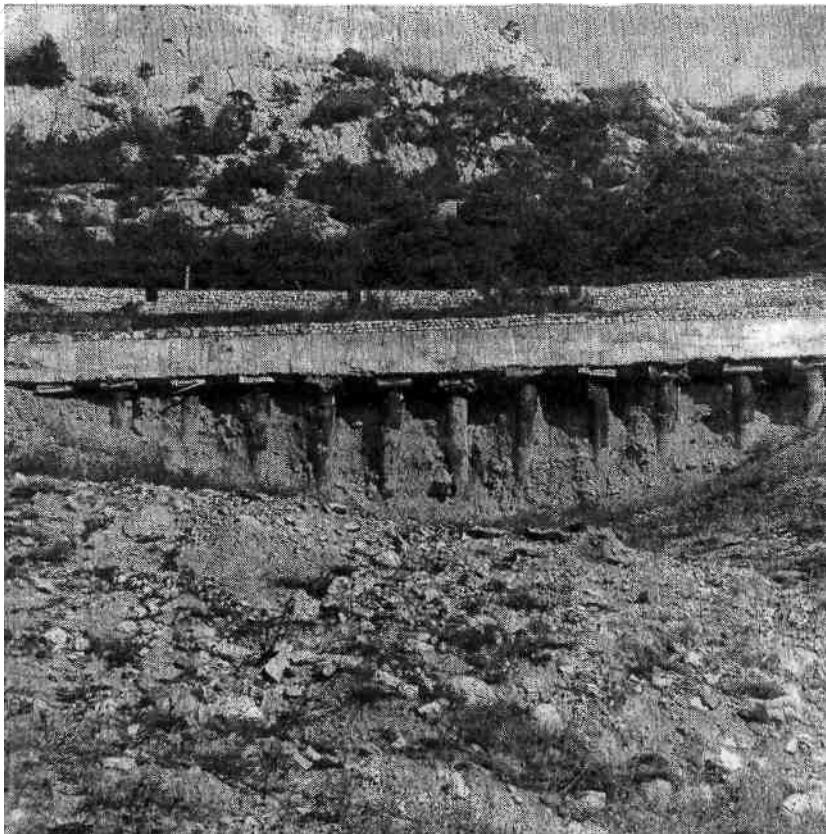


Рис. 2.50. Палеві споруди на автомобільній дорозі Криму (палі не забезпечують утримання ґрунту насипу), жовтень 1997 р.

При експлуатації доріг у зсувних районах особливу увагу потрібно приділяти технічному і авторському нагляду в поєднанні з діючим виробничим контролем об'єкти протизсувного призначення споруджують з випередженням на рік земляних робіт, які проводять тільки після усунення всіх недоробок, виявлених під час приймання Об'єктів протизсувного призначення.

Велике значення для забезпечення стійкості конструкцій гірських автомобільних доріг, прокладених у зсувних районах, має належне утримання протизсувних і водовідвідних споруд, а також догляд за земляним полотном, дорожнім покриттям і штучними спорудами.



Якщо робота окремих протизсувній і водовідвідних споруд порушена, погіршуються умови безпеки руху на дорозі, а в окремих випадках рух по дорозі може бути припинений. Наслідки «некомплексної» роботи протизсувних споруд видно на наступних прикладах. На одній з ділянок гірської автомобільної дороги Криму, яка проходить по зсульному схилу, в результаті недостатнього експлуатаційного утримання нагірні канави були замулені і засипані. Дренажний проріз під час будівельних робіт не було закрито, а відвідний лоток труби був зруйнований. Після кількох років експлуатації цієї ділянки дороги виявлено значні деформації схилу і земляного полотна, покриття дороги просіло, що призвело до зменшення швидкості руху до 15—25 км/год., укіс насыпу добудованого на косогорі, сповз разом з узбіччям. Вартість і трудомісткість відбудовних робіт виявилися рівними вартості і трудомісткості першочергових будівельних робіт. Порушення стійкості насыпу підходів до моста через р. Цербер (на автомобільній дорозі Чернівці—Нижанковичі), яке викликало руйнування опор моста, виникло через відсутність догляду за руслом річки в районі переходу, берег і дно якої були розмиті, а невчасне їх укріplення стало однією з причин розвитку зсуву.

Наведені приклади свідчать про те, що хиби в нагляді й утриманні протизсувних споруд і прилеглих територій можуть привести до різкого зниження ефективності їх роботи і виникнення або відновлення зсувних процесів.

Атмосферні опади в районі стійких масивів звичайно здійснюють незначний вплив на розвиток зсувів. Лише після появи тріщин робота опадів стає важливим фактором у «підготовці» деформацій. Проте випадання атмосферних опадів в межах тіла зсуву дуже сильно впливає на зміщення земляних мас і утворення поверхневих зсувів.

Іноді працівники служби експлуатації автомобільних доріг недовраховують ролі поверхневих вод у розвитку зсувних процесів. Так, на автомобільній дорозі Долина-Хуст біля с. Мислівки недогляд за роботою нагірних і водовідвідних канав, невчасне зарівнювання тріщин і руйнування кріплень нагірних канав і кюветів привели до інфільтрації води в ґрунт, що викликало деформацією побудованих раніше дренажів і земляного полотна.



При експлуатації гірських автомобільних доріг особливу увагу потрібно приділяти ізоляції стиків між ланками труб і оголовками (ланки труб на зсуvinих ділянках необхідно використовувати довгомірні), надходженню і відводу води з труб по водонепроникних лотках. Служба експлуатації повинна проводити роботи з захисту ґрунтів від вивітрювання шляхом обдерновування, обробки поверхні бітумом, укладання синтетичних матеріалів і садіння вербових кілків.

Приймаючи автомобільні дороги в експлуатацію, необхідно виявляти недоробки в будівництві дренажних споруд і домагатися їх вчасного усунення. Першими ознаками несправності дренажів є різке зменшення витрат води, яка витікає з них, переповнення оглядових колодязів і виклинування ґрутових вод на укосах нижче дренажу.

Постійному контролю і ремонту підлягають підпірні стінки. Засмічені застійні дренажі, дренажні вікна і випуски дренажів необхідно регулярно прочищати і промивати. При просіданні ґрунту за стіною місце осідання засипають, щоб запобігти застою води.

У процесі експлуатації автомобільних доріг необхідно здійснювати постійний нагляд за справністю узбіч, особливо їх вчасним зрізуванням і плануванням, вживаючи заходів для по-передження застою води біля кромки покриття.

Роботи з відведення поверхневого стоку від земляного полотна і дорожнього покриття в гірських районах України потрібно проводити постійно, ремонтуючи або влаштовуючи прикромочні лотки, лотки-скиди води через узбіччя, прочищаючи кювети і нагірні канави від нанесеного ґрунту, видаляючи з кюветів і канав каміння і дерева. У разі необхідності влаштовують додаткові водовідвідні і нагірні канави.

Навесні при ослабленні основи внаслідок перезволоження ґрунтів, про що свідчить поява густої мережі тріщин на покритті, на обох узбіччях дороги приблизно через 3—4 м влаштовують повітряні воронки, які в міру розмерзання ґрунту постійно поглиблюють. Після просихання ґрунту воронки засипають щебенем або гравієм, закривають дерниною і ґрунтом, перетворюючи їх на постійні дренажні воронки. У разі необхідності влаштовують водонепроникні покриття на узбіччях. Особливу увагу



приділяють виконанню робіт з зарівнювання тріщин, вибоїн, колій і осідань, зрізування напливів на покритті, відновлення поверхневої обробки місць, де викриється покриття, що значно збільшує водонепроникність старих зруйнованих покриттів.

Систематичне спостереження за станом всіх елементів автомобільної дороги і роботою протизсувних споруд, а також за станом нестійких схилів і появою зсуvin входить в обов'язки майстрів по утриманню, які обслуговують дороги в гірських районах. Про це має бути записано в посадових інструкціях.

Найбільш імовірними ознаками початку руху ґрунту є осідання дорожнього полотна або його зміщення в плані, а також наповзання ґрунту з укосу виїмки на дорогу. Нахил стовбурів дерев (п'яний ліс) і стовпів зв'язку або електропередачі, вихід з ладу дренажів, порушення цілісності інженерних споруд також є ознаками зсуvin явищ. Всі помічені зміни заносять до журналу дорожньо-ремонтної служби і систематично аналізують, використовуючи для цього матеріали, за якими було запроектовано і проведено комплекс протизсувних заходів.

Для спостереження за зсуvinими зміщеннями земляних мас застосовують репери і маяки. Опорні репери встановлюють на стійких схилах, а контрольні — в місцях можливого розвитку зсуvin процесів. Маяки встановлюють на тріщинах, вказуючи дату їх встановлення. Спостереження за маяками і нівелювання реперів проводять систематично, але не рідше одного разу на місяць. Результати спостережень заносять до журналу.

Специфічні умови експлуатації гірських автомобільних доріг у зсуvinих районах вимагають бережливого ставлення до всіх їх елементів і споруд. Завданням дорожньо-експлуатаційної служби є встановлення охоронної зони в районі зсуvinих споруд з введенням у ній спеціального будівельного і експлуатаційного режимів і суворого контролю за роботою всіх споруд. У кожному районі, де розвинені зсуvinі явища, необхідно чітко визначити межі зсуvinої зони, в якій повинен діяти цей спеціальний режим, що передбачає загальні правила збереження схилів в стійкому стані (заборона, розміщення комунікацій (мал. 2.51а, б), оранки, вирубування дерев і чагарників, зрізування дернини, випасання худоби та ін.); обмеження в проведенні земляних та іншого виду робіт, правила експлуатації водостоків, водних комунікацій та інших устаткувань,



а також всіх видів протизсувних споруд. Роботу з оформлення охоронних зон і дотримання спеціального режиму дорожні організації повинні проводити в тісній співпраці з держадміністраціями, міськими (сільськими) радами, організаціями лісового, водного і сільського господарства.

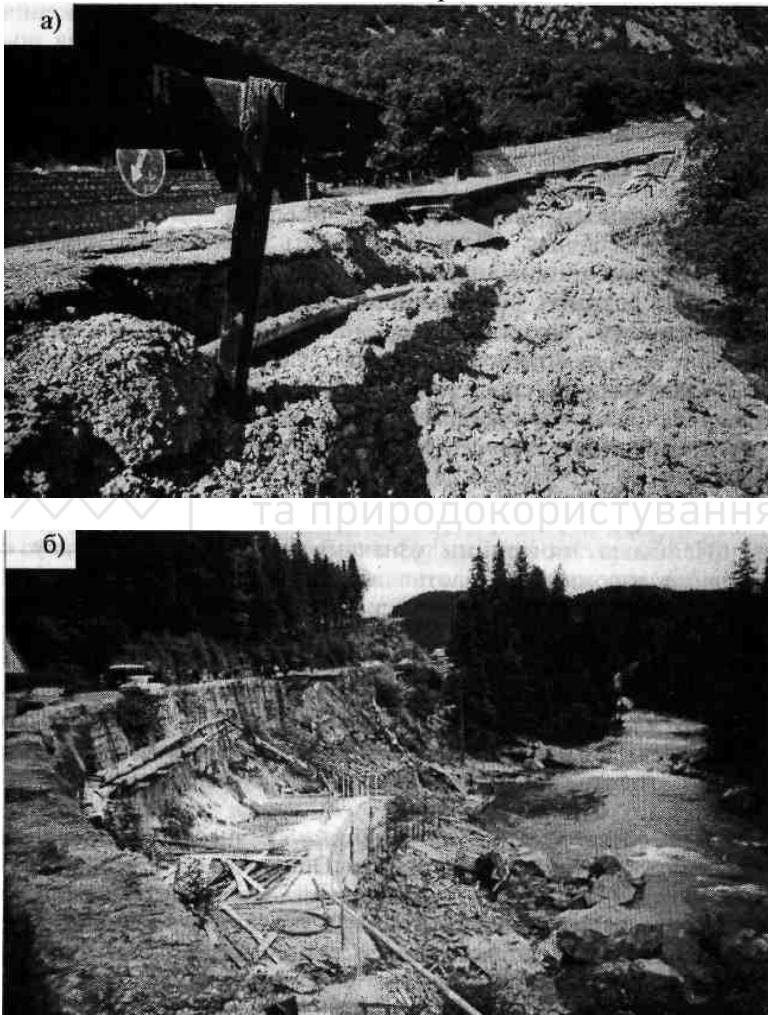


Рис. 2.51. Комунації (які стали однією з причин руйнувань)
на зсувній ділянці дороги в Криму (а) і підпірній стіні
в аварійному стані в Українських Карпатах (б)



2.7.5. Протиерозійні споруди

Ерозія — руйнування і змив водою часток ґрунту. Вона проявляється в змиві верхнього шару ґрунту, викликаного дрібними розсіяними струменями талих і зливових вод чи внаслідок дії зосереджених потоків води, які збираються по видолинках, вздовж доріг, що призводить до утворення розмивів, промоїн і балок. У гірських районах України водяна ерозія викликає селеві потоки. До основних факторів, які визначають розвиток еrozії, належать кількість і інтенсивність дощів, рельєф, наявність рослинності, особливості фізико-механічних властивостей ґрунту і господарська діяльність людини.

Різновидність еrozійних процесів — балкова еrozія, яка утворює величезні руйнування, розмиваючи великі площини земель і руйнуючи автомобільні дороги. У своєму розвитку балки проходять декілька стадій, які змінюються.

У першій стадії на поверхні схилів утворюються звивисті промоїни, які розповсюджуються вниз по схилу. В приустів'ї середній частині промоїни мають трапецієїдальний профіль (поздовжній), а близче до верху — трикутний.

У другій стадії утворені заглибини ростуть і посилено розмиваються до верху. Балки ростуть в довжину, дно їх поглиблюється, біля устя утворюються конуси виносу, а біля верху — обвали.

У третій стадії розмив дна закінчується, поздовжній профіль балки стає плавним і витягнутим, балка інтенсивно росте в ширину.

У четвертій стадії відбувається поступове затухання балкоутворення, розширення і розмив дна припиняються і воно затягується продуктами розмиву.

Залежно від стадії утворення балок застосовують ті чи інші заходи боротьби з ними.

На основі новітніх досягнень науки і техніки розроблено конкретні заходи зі збереження й охорони ґрунтів на схилах, які знайшли своє відображення у відповідних нормативних документах.

Основний напрямок боротьби з еrozією — це планомірне здійснення комплексу організаційно-господарських і агротехнічних лісомеліоративних і гідротехнічних заходів.



Перше завдання при проектуванні, будівництві та експлуатації автомобільних доріг в схильних до балкоутворення районах України — впорядкування і влаштування надійного водовідводу. Вирішити цю проблему можна в тому разі, якщо канави і кювети проектувати з короткими ухилами, якщо влаштовувати через 30—50 м бокові випуски з канав і кюветів в бік від дороги, вживаючи заходів проти розмивів місць випуску. Крім цього, слід зменшувати швидкість води, яка протікає по канавах і кюветах, укріплюючи їх, влаштовуючи перепади, а також скидати воду з канав і кюветів зі зниженою швидкістю в пониженні місця.

На крутих схилах для регуляції поверхневого стоку застосовують терасування. Останнім часом застосовують східчасті тераси. х влаштовують горизонтальними, з прямими і зворотними уступами.

Спорудження терас починають з розбивки. Залежно від способу терасування розрізняють наорювані і нарізні тераси. Наорювані тераси влаштовують сільськогосподарськими плугами за рахунок відвалаування пластів ґрунту під ухил схилу. Тераси мають вигляд нахилених площацок в напрямку основного схилу.

Нарізні тераси влаштовують найчастіше бульдозерами. Їх влаштовують на схилах, стрімкість яких — від 12° до 35°, а наорювані — на схилах від 7° до 12°. Тераси є не тільки засобом затримання на схилах води і припинення ерозії, але й одним зі способів заличення ерозійних земель в інтенсивне сільськогосподарське використання. Кінцевим етапом терасування є освоєння схилів, воно зв'язано з цільовим призначенням терас: їх можна використати для вирощування сільськогосподарських культур чи лісопосадок.

Постійний спосіб закріплення балок, що повніше забезпечує припинення їх руйнівної діяльності, — це заліснення. Лісосмути розміщують у нижній частині схилів, які прилягають до бровки балок на віддалі від бровки до лісопосадки 4—6 м.

За наявності більшої кількості балок і віддалі між ними більше 80—100 м влаштовують одну загальну смугу. Ширину смуг приймають залежно від рельєфу, величини стоку, ступеня розростання балки і т. д. Заліснення схилів і укосів балок, а також дільниць, які до них прилягають, важливо не тільки для розташованих поряд з ними автомобільних доріг, але має і на-



родногосподарське значення. Лісопосадки не лише закріплюють балки, але й позитивно впливають на гідрологічні й кліматичні умови прилеглих територій.

Правильний вибір дерев і кущів для заліснення видолинків має дуже важливе значення. Від виду порід дерев і кущів залежить довговічність і стійкість захисних посадок. Поблизу бровки балки слід висаджувати найбільш коренепаросткові породи, на крутих схилах важливо застосовувати найлегші до проростання породи, крім цього, необхідно враховувати розташування схилу стосовно сторін світу.

Останніми роками ведення більш якісних і ефективних способів підготовки ґрунтів під посадки дещо поліпшило їх стан. Важливо також правильно вибрати спосіб посадки. Одні породи розводять посівами, інші — посадкою живців, треті — висадкою кущів і саджанців. Необхідно пам'ятати й те, що тільки систематичний догляд, починаючи з дня висадки, забезпечить добре приживання і ріст сіянців і саджанців. Тільки систематичне постійне спостереження і відновлення посадок дає очікуваний результат.

На крутих балках, які розвиваються, лісопосадки самі собою не здатні призупинити процес балкоутворення, тоді необхідно застосовувати гідротехнічні споруди. Тільки комплексний підхід до захисту балок в кожному конкретному випадку дає позитивний ефект у забезпеченні максимальної протиерозійної дії і створенні умов для раціонального використання балок.

Гідротехнічні споруди застосовують у тих випадках, коли наведені вище заходи не дають достатнього ефекту для припинення ерозійних процесів. Розрізняють такі типи гідротехнічних споруд: водозатримуючі (вали-канави, тераси, вали-тераси), водоспрямовуючі (водоспрямовуючі вали і нагірні канави, вали-роприскувачі), водоскидні (швидкотоки, перепади, водозбори) і донні (загати, напівзагати, перепади і пороги) (рис. 2.52).

Водозатримуючі споруди регулюють поверхневий стік шляхом затримання і поступового його відводу або використання для зволоження прилеглих дільниць. Ці споруди направляють поверхневий стік до водоспрямовуючих або водозбірних споруд або розсікають водяний потік на Дрібні струмки. До водоспрямовуючих належать споруди, які відводять воду від балок і ділянок землі, що піддаються дії водяної ерозії.

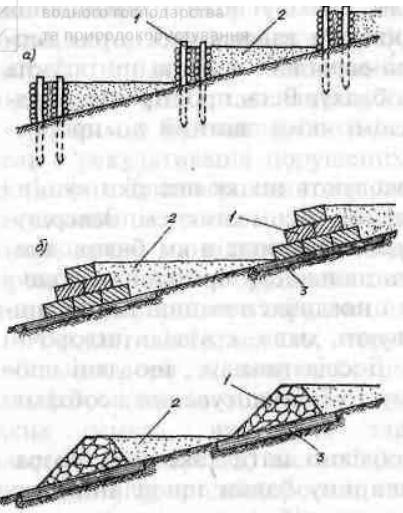


Рис. 2.52. Укріплення дна балок:
а) плотові загати: 1 — пліт, 2 — замулення;
б) габіонові загати: 1 — габіони, 2 —
замулення, 3 — хмизова вистилка; в) кам'яна
загата: 1 — камінь, 2 — замулення, 3 —
хмизова вистилка

ухилі верхової частини балки для її закріплення застосовують хмизові перепади, конструкція яких складається з ряду встановлених поперек видолинка плотів. Останні сповільнюють швидкість води і сприяють відкладенню наносів. Плоти виготовляють з хмизу і кілків. На більш крутих схилах верхової частини влаштовують вузькі лотки з хмизу, які спрямовують воду, при цьому вистеляють дно хмизом і влаштовують бокові стінки з хмизових плотів, з дощок, тонкомірної круглої деревини.

При крутих схилах або значній глибині видолинків укріплення верхової частини виконують висячими лотками-лійками, які влаштовують з дощок.

Незалежно від способу укріплення балок важливо точно спрямувати воду в штучну споруду, інакше буде розмиватись укіс, що в кінцевому підсумку приведе до розмиву.

При укріпленні балок насамперед необхідно укріплювати схили, Які сильно освітлені і вивітренні, а також підвітряні. Без укріплень можна залишати затінені малоосвітлювані схили, густо покриті

Водоскидні споруди застосовують для відводу води в низини (балки, яри і т. д.). Донні споруди зменшують швидкість водяного потоку на дні балки до допустимих границь, збільшують стійкість його схилів і затримують мул і наноси.

Найважливіша робота по закріпленню балок — укріплення їх верхової частини. Найпростіший спосіб укріплення верхової частини — це вистилання її хмизом, який прибивають кілками. Хмиз і кілки повинні бути свіжозрубаними і здатними до прогостання. При пологому



рослинністю. Крім відводу води і зменшення ухилу схилів, їх укріплюють, вбиваючи вздовж укосів ряд вербових кілків-паль і з допомогою вербових лежнів притягують до кілків, які забиті вище межі обвалу. Весь простір між палями й укосами заповнюють хмизом, який здатний до проростання.

Для укріплення укосів застосовують також посадки кущів і дерев, дернування і засипання окремих місць каменем. Завершують комплекс протиерозійних робіт закріпленим балок донними спорудами, які зменшують швидкість протікання води і припиняють подальший розмив і поглиблення дна. Для влаштування донних споруд застосовують хмиз, круглі і пиловочні лісоматеріали, камінь і габіони. Досвід показує, що дані споруди діють у важких умовах, тому до їх влаштування необхідно підходити з високими вимогами.

Для проектування загат необхідно мати такі дані: розрахунковий розхід води, ухил і ширину балки на ділянці, яку треба закріпити, і характеристику ґрунтів, з яких складено ложе.

Експлуатаційні організації повинні здійснювати нагляд, щоб протиерозійні гідротехнічні споруди були в справному стані. На терасових ділянках необхідно регулярно проводити ремонти, очищуючи тераси від замулювання і обвалів. Протиерозійні споруди вимагають постійного нагляду і, особливо під час проходження талих і зливових вод. Всі пошкодження споруд слід своєчасно усувати. Показником доброї роботи і експлуатації протиерозійних споруд є припинення розвитку ерозійних процесів на прилеглих площах.

Першочерговими організаційно-господарськими заходами на територіях, які піддаються балкоутворенню і селевій еrozії, є такі: правильна організація господарського використання територій; припинення вирубування лісу на площах, які піддаються еrozії; посилення охорони лісів, що ростуть вздовж річкових систем і на схилах стрімкістю більше 10° , особливо більше 25° — 30° ; впорядкування випасу худоби на цих територіях.

Охорона земель і раціональне їх використання стає найважливішим для всіх завданням, від вирішення якого залежить добробут теперішнього і майбутнього поколінь. Необхідна розробка заходів для охорони і науково обґрунтованого, раціонального використання землі та її надр, водних ресурсів, рослинного і



тваринного світу, для збереження в чистоті повітря і води, забезпечення відтворення багатств і поліпшення стану навколошнього середовища.

Одним з найважливіших напрямків в галузі охорони земель є рекультивація порушених земель з метою повного або часткового їх повернення для потреб народного господарства. Рекультивація земель — це вид господарської діяльності, спрямований на відновлення продуктивності і народногосподарської цінності порушених земель, а також на поліпшення стану навколошнього середовища.

Рекультивація земель, порушених при будівництві автомобільних доріг, відновлює їх громадську цінність. Залежно від дальнього цільового використання в народному господарстві таких земель, виділяють такі етапи їх рекультивації: сільськогосподарські, лісогосподарські, водогосподарські, рекреаційні, природоохоронні, санітарно-гігієнічні і будівельні. У процесі рекультивації земель у сільськогосподарському напрямку відновлюють фізичні, хімічні, біологічні та інші властивості ґрунтів, які зумовлюють корисність землі для створення пасовиськ, довголітніх насаджень, луків. Вирішуються також умови водного режиму та рельєфу.

У процесі лісогосподарської рекультивації земель створюють лісові насадження різних типів: господарські, снігозахисні, ґрунтозахисні і протиерозійні.

Порушені землі повинні бути рекультивовані переважно під пасовиська й інші сільськогосподарські угіддя. Якщо рекультивація земель у сільськогосподарських цілях недоцільна, створюються лісонасадження з метою збільшення лісового фонду, оздоровлення навколошнього середовища, створення реакційних зон чи захисту земель від ерозії.

У будь-якому напрямку рекультивації відтворюються повні умови, параметри, властивості, які характеризують споживачу вартість земель при використанні їх у певній сфері громадського виробництва.

Облагороджений внаслідок рекультивації ландшафт, створені стави, поля, ліси естетично впливають на людину, що необхідно для гармонійного розвитку особи. Таким чином, рекультивація земель має не тільки економічне, але і важливе соціальне значення.



Роботи з рекультивації земель здійснюють у два етапи. Перший — роботи з технічної підготовки територій для наступного використання в сільському і лісовому господарстві або в інших цілях. Ці роботи виконуються силами дорожніх організацій. Другий етап — біологічний, до якого належать роботи з відновлення земель або створення сприятливих для діяльності людини ландшафтів. Заходи з відновлення рекультивованих земель для використання в сільському або лісовому господарстві (внесення добрив, вапнування та ін.) повинні виконувати землекористувачі, яким повертають землі. Ці роботи виконуються за рахунок коштів організацій, що проводили роботи, внаслідок яких був порушений ґрунтovий покрив.

Проект рекультивації повинен містити: коротку характеристику геологічних, гідрогеологічних умов ґрунту; коротку характеристику і обґрунтування заходів технічного та біологічного етапу рекультивації, що проектується; способи зняття, зберігання чи транспортування рослинного шару ґрунту; способи вертикального планування; способи нанесення родючого шару ґрунту на відновлювані землі чи ділянки малопродуктивних сільськогосподарських угідь; календарний план і організацію будівництва; вимоги до техніки безпеки будівельних робіт і до охорони навколошнього середовища; обсяги робіт з технічної і біологічної рекультивації; необхідні креслення і кошторисну документацію.

З території, яка призначена під будівництво автомобільної дороги і зв'язана з порушенням ґрунтового покриву, попередньо знімають родючий рослинний шар ґрунту, товщину якого визначають залежно від виду ґрунту і відсоткового складу гумусу, який визначають ґрунто-агрохімічними вишукуваннями. При цьому береться до уваги, що зняттю підлягає шар ґрунту зі складом гумусу не менше 1%. Потужність шару ґрунту, який знімається для складування, залежить від ґрунту. Дерново-підзолисті, світло-чорні і сірі опідзолені ґрунти — 20—30 см. Темно-сірі, опідзолені і звичайні чорноземи — 50—60 см. Підстилаючі потенційно родючі шари — 100—150 см. Знятий шар ґрунту зберігається у відвалах, висота яких не повинна перевищувати 10—15 м. Відвали розміщують на рівних чи підвищених ділянках місцевості, які не підтоплюються поверхневими чи підземними водами. Для



недопущення вітрової або водяної ерозії при зберіганні ґрунту більше року на відвали висівають багаторічні трави.

Зняття родючого ґрунту слід проводити в теплий період року, а на ділянках, які зайняті сільськогосподарськими посівами, — після збирання врожаю. При знятті, складуванні і зберіганні родючого ґрутового шару необхідно вживати заходи, які не допускають погіршення його якості. Для запобігання змішування родючого шару ґрунту з підстилаючими шарами його попередньо розпушують на глибину, яка не перевищує товщину шару, що знімається.

Так як верхні горизонти ґрунту за своїми якостями більш багаті гумусом, доцільно зняти ґрутовий шар у два етапи: спочатку знімають найбільш родючий шар, а потім той, що лежить нижче і зберігають їх в окремих відвахах. Нанесення ґрунту ведуть у зворотному порядку. З метою економії коштів бажано знятий родючий шар ґрунту наносити на відпрацьовані площи без його зберігання.

Для зняття родючого шару ґрунту застосовують бульдозери, екскаватори в комплексі з автосамоскидами. Для зняття, перевезення і розподілу ґрунту — самохідні скрепери. Вибір типу механізмів залежить від швидкості потоку будівництва автомобільної дороги, глибини шару, що знімається, дальності транспортування ґрунту.

У комплекс технічного етапу рекультивації входять два нових технологічні процеси — планування земель, що рекультивуються, і нанесення родючого шару ґрунту на сплановану поверхню площ, що рекультивуються. Планування територій, що рекультивуються, ведеться двома етапами. Перший етап — попереднє планування, вирівнювання горбів і засипка впадин, а другий — повторне планування поверхні після завершення осідання ґрунту. При нерівномірному осіданні заглибини засипають повторно.

Ділянки, планування яких вимагає більших витрат і виконання великих обсягів земляних робіт, що має місце при будівництві автомобільних доріг на крутих схилах чи розробці зосереджених кар'єрів, доцільно використовувати під лісові культури. Ділянки, що підлягають висадці лісових культур, покривають не родючим шаром, а потенційно родючими ґрунтами товщиною не менше 1,2—1,5 м. Для захисту рекультивованих територій від еrozії стічними



водами, а також попередження застою води їх необхідно планувати з ухилом в бік водовідвідних кюветів, водоперепускних труб або мостів. Водойми, які створюють у відпрацьованих кар'єрах, повинні мати сплановані береги, відповідний захист берегів від розмиву, сповзання і зсуvin, а також не допускати фільтрацію води. При необхідності їх обладнують гідротехнічними спорудами, під'їзними шляхами й іншими елементами благоустрою.

Укладання родючого шару ґрунту на підготовлену площе є кінцевою стадією технічної рекультивації для сільськогосподарського освоєння порушених земель.

Для укладання родючого шару ґрунту використовують рослинний шар ґрунту, який зберігають у відвалах, а також який знімають у процесі будівництва на ділянках, розташованих поряд.

У разі недостатності родючого шару ґрунту допускається використання потенційно родючих ґрунтів без нанесення родючого шару. Родючий шар необхідно наносити в суху погоду на раніше сплановану площе і на неперезволожені ґрунти.

Родючий ґрунт, який довозять автосамоскидами, тракторними причепами або автоскреперами, необхідно відразу розрівняти бульдозерами або грейдерами, при цьому товщина свіковідсипаного шару визначається з урахуванням коефіцієнту осідання, який приймають у розмірі 1,1—1,2. Через 1—1,5 місяця після осідання родючого шару ґрунту при необхідності досипають родючий ґрунт до необхідної товщини. Не можна при цьому забувати, що родючий шар ґрунту наносять у зворотному порядку щодо знятого. Товщину покращення землі рослинним шаром спланованих ділянок приймають не менше 30—40 см, а при використанні потенційних родючих ґрунтів — 80—140 см.

Після завершення технічного етапу рекультивації у встановленому порядку землі передають землекористувачам для подальшого виконання комплексу робіт з біологічної рекультивації земель.



Питання для самоконтролю

1. Які типи конструкцій підпірних стін Вам відомі?
2. Як розрізняють підпірні стіни за характером опору зовнішньому впливу?
3. Який поперечний переріз підпірної стінки має найбільшу раціональну форму?
4. Що таке розвантажувальні площинки та яке їх призначення?
5. Намалюйте схеми підпірних стін з армованого ґрунту.
6. Як виглядають підпірні стінки з контрфорсами?
7. Намалюйте підпірну стінку певного типу та покажіть розташування сил та можливий вигляд епюор тиску ґрунту.
8. Назвіть основні принципи проектування підпірних стінок.
9. Що називають граничним станом підпірної стінки або її основою?
10. Які Вам відомі навантаження, що діють на підпірні стіни?
11. На яких допущеннях ґрунтуються теорія Кулона, що застосовується при розрахунку підпірних стін?
12. Як враховують та де розташовують тимчасове рухоме навантаження в розрахунках підпірних стін?
13. Запишіть та поясніть формулу умови стійкості підпірної стіни проти перекидання.
14. Назвіть основні методи боротьби з повенями.
15. Які споруди називаються регуляційними і де їх розташовують?
16. Назвіть типи укріплень берегів та умови їх застосування відповідно до допустимої швидкості течії.
17. Назвіть найбільш поширені типи річкових укріплень споруд на автомобільних дорогах Українських Карпат.
18. Назвіть основні засоби боротьби з зсувами природних схилів.
19. Методи боротьби з ерозією ґрунту.



3.1. Конструкція протиобвальних споруд

Найбільш надійним захистом автомобільної дороги від кам'яних обвалів є протиобвальні галереї. Ці галереї, будують на обвалонебезпечних ділянках автомобільних доріг, запобігаючи попаданню на проїжджу частину кам'яної породи, що звалюється зі схилу.

Залежно від характеру обвальних явищ протиобвальні галереї можуть мати різні конструкції. Для захисту дороги від невеликих осипів або обвалів, що складаються з дрібних каменів, протиобвальні галереї проектирують легкої конструкції. Перекриття таких галерей розраховують в основному на статичну дію відвалу кам'яної породи, що скручується на ній, у вигляді осипів.

Протиобвальні галереї легкого типу, будують на автомобільній дорозі, як правило, із збірного залізобетону. Перекриття таких галерей має незначну амортизаційну засипку. Між внутрішньою (надгріною) стіною галерей і скельним схилом передбачений простір, в якому може накопичуватися порода з дрібних фракцій. Зовнішні стіни галерей, що мають наскрізну конструкцію, складені з похилих стійок.

Протиобвальні галереї для вловлювання незначних осипів, що сповзають з невеликими швидкостями, можна споруджувати для захисту тільки однієї смуги руху. Галерея, побудована з монолітного залізобетону, захищає проїжджу частину одного напряму руху на невеликій ділянці, найбільш небезпечній для дії осипів. Уздовж зовнішньої частини перекриття влаштований парапет, що запобігає вильоту окремих каменів на незахищену другу смугу проїжджої частини дороги. Цей парапет створює умови для скручування на перекритті галерей породи осипів, які періодично в процесі експлуатації дороги прибирають.

Дорога на підході до галерей захищена бетонною підпірною стіною, на якій споруджена вловлююча траншея.

Галерея, побудована на ділянці дороги, де можливі часті осипи, одночасно сприймає досить значний тиск породи осипу, замінюючи підпірну стіну (рис. 3.1).

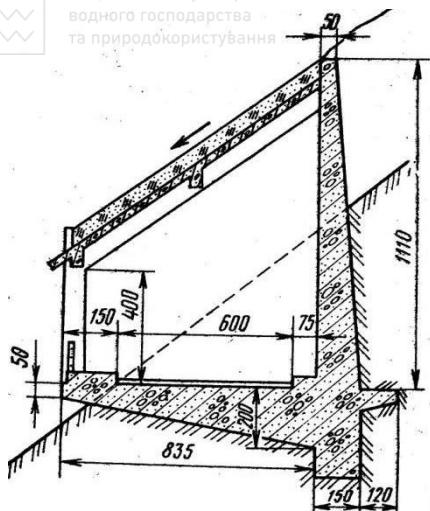


Рис. 3.1. Рамна галерея для захисту
дороги від обвалів та лавин

Перекриття має засипку шаром щебеню товщиною 60 см для запобігання пошкодження залізобетонної плити крупними кам'яними осипу. З низового боку галерея відкрита і захищена парапетами.

Для захисту автомобільної дороги від дії значних обвалів, великих каменів, доводиться будувати протиобвальні галереї складнішої конструкції.

На одній з автомобільних доріг в Австрії спостерігалися кам'яні обвали об'ємом до 600 м^3 на ділянці 250-300 м. На обвалонебезпечній ділянці дороги була побудована протиобвальна галерея, що забезпечує безпеку руху в обох напрямах. Збірне залізобетонне перекриття галереї з спирається на задню стіну з монолітного залізобетону і на дві стійкі, з яких зовнішня 4 - металева. Відстань між стійками в повздовжньому напрямі прийнята рівною 3,8 м. Стійкість зовнішньої частини галереї забезпечується залізобетонним ригелем, закріпленим анкером 5 в підпірній стіні.

Задня стіна галереї, що є одночасно підпірною стіною, підтримує ґрутову засипку 7 і засипку з сортованого кам'яного матеріалу 2, що створює амортизаційний шар товщиною 0,8-2,0 м на перекритті

Галерея складається з плоских монолітних залізобетонних рам Г-подібного перерізу, розташованих по довжині через 5,16 м. Перекриття галереї у вигляді залізобетонної плити, посиленої повздовжніми балками, має ухил 35° , що відповідає максимальному куту внутрішнього тертя породи осипу. Це забезпечує скачування осипу за межі галереї без затримки на перекритті галереї.



галерей, який призначений для погашення ударів падаючих кам'яних уламків.

За межами запобіжної засипки задньої стіни галереї передбачений вловлюючий рів 1 глибиною близько 6 м і шириноро в середньому 20 м.

Розрахунок галереї проводили на статичне і динамічне навантаження. За статичне навантаження, окрім власної ваги конструкції прийняли вагу кам'яної глиби об'ємом 125 м³, вагою 3000 кН. Це навантаження прикладали в різних місцях задньої стіни і перекриття галереї на площині розміром 5x5 м. При розрахунку на динамічне навантаження приймали ударну дію зосередженої сили у вигляді кам'яної глиби вагою 6000 кН. При визначенні навантажень на перекриття упоперек повздовжньої осі галереї приймали кут тертя 35°.

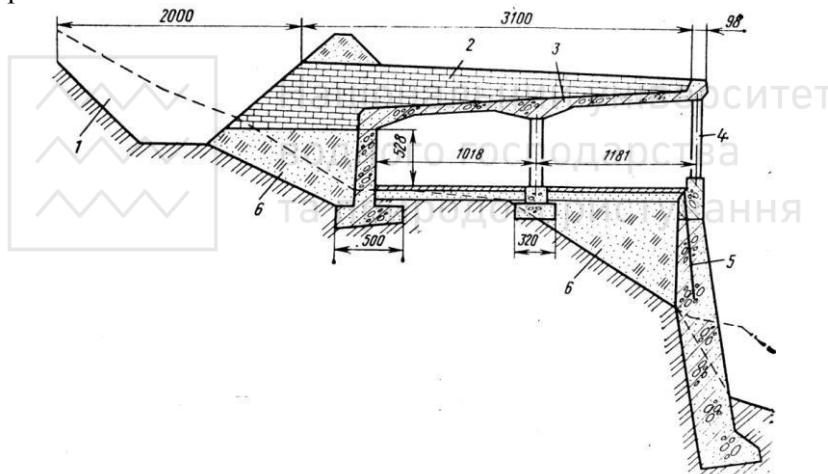


Рис. 3.2. Протиобвальна галерея

Характер силової дії обвалів на галерею строго індивідуальний і залежить від місцевих умов. Тільки попереднє вивчення гірських відкладень вище споруджуваної дороги, дає прогноз можливих обвалів, їх об'єму, розмірів і маси скельних уламків дозволяє визначити розрахункові навантаження на протиобвальні галереї, що проектиуються. При цьому можна використовувати досвід будівництва і експлуатації галерей в аналогічних природних умовах.



Найбільш простими і економічними типами протиобвальних споруд є вловлюючі траншеї і загороджувальні валі.

Вловлюючими траншеями є рови, розташовані з верхового боку земляного полотна уздовж його повзводжної осі. Вловлюючі траншеї влаштовують на пологих ділянках гірського схилу з кутом крутини до 30° , покритих достатньо товстим шаром делювіальних відкладень, що дозволяє утворити траншею трапецеїдального поперечного перетину. Верховий укос траншеї розташований в делювіальному шарі. Нижня частина низового укосу, що також влаштовується в делювіальному шарі, доводиться до необхідної відмітки улаштуванням земляного валу (напіввалу).

Вловлюючі траншеї розрізняються конструкцією валу, системою зміцнення його укосів і захистом їх від руйнування дією ударів каменів. Вловлюючі траншеї із земляним валом, що має зовнішній укос 1:1,25, (рис. 3.3, а) влаштовують на схилах з кутом нахилу $20-25^\circ$ ($\operatorname{tg}\alpha=0,3-0,5$). Земляний вал відсипають з ґрунту, отриманого при улаштуванні траншеї. Стійкість його забезпечується улаштуванням в основі уступів, крім того, зовнішній укос валу вирається в кам'яний банкет. Внутрішній і зовнішній укоси укріплюють одиночним мощенням.

На крутішому схилі $\operatorname{tg}\alpha\approx 0,5-0,6$ зовнішньому укосу валу доводиться додавати ухил 1:1. Для забезпечення стійкості такого валу, що має меншу площину основи, застосовують складнішу конструкцію зміцнення зовнішнього укосу кам'яним викладенням з верхнім шаром товщиною до 0,6 м на цементному розчині. У основі укосу влаштовують банкет з бутової кладки.

В окремих випадках доводиться проектувати вловлюючу траншею з кам'яно-ґрутовим валом. Вал зводять з сухої кладки з улаштуванням з боку падіння каменя амортизуючого ґрутового насипу. Зовнішній укос валу крутинзою 1:0,75 укріплюють викладенням з крупного плоского каменя насухо або шаром кладки на цементному розчині товщиною 0,6 м. Цей тип вловлюючих траншеї застосовують на крутых схилах (при $\operatorname{tg}\alpha$ до 0,6) при неглибокому заляганні скельних порід від поверхні схилу або за наявності місцевих кам'яних матеріалів.

Неодмінним елементом вловлюючих траншеї є пазуха, утворена внутрішнім укосом валу і укосом виїмки в узгір'ї. У всіх розглянутих конструкціях вловлюючих траншеї пазухи мають



трапеційдальний контур. Дну пазухи надають ухил до валу або від валу залежно від місцевих умов водовідведення. Трапеційдальний контур перерізу пазухи траншеї є найбільш раціональним. Спроби додати пазусі трикутний контур з метою зменшення її глибини позитивних результатів не дали. Такі пазухи швидко заповнювалися осипами, дрібними каменями, перетворюючись в пазухи трапеційального контуру з невеликою глибиною, недостатньою для ефективного вловлювання каменів.

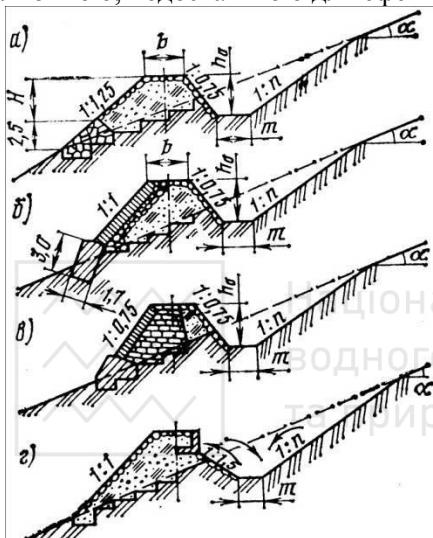


Рис. 3.3. Вловлюючі траншеї

Такий ухил, укріпленого каменем укосу, часто застосовують в практиці проектування і будівництва вловлюючих траншей.

Влаштування більш пологих внутрішніх укосів валів може виключити необхідність їх зміцнення, але, поза сумнівом, потребує влаштування вищих валів через збільшення висоти набігу каменів. Висоту набігу при пологих укосах можна зменшити створенням штучної перешкоди каменям, що набігають на укос (рис. 3.3, г). Для цього внутрішньому укосу надають ухил 1:1,5 замість 1:0,75 без зміцнення його кам'яним мощенням. У верхній частині укосу встановлюють пояс у вигляді вертикальної підпірної стіни Г-подібного поперечного перетину, оберненої всередину пазухи. Камені, набігаючи на укос, ударяються об вертикальну стінку, відскакуючи назад в траншею.

Ухил внутрішнього укосу валу призначають зазвичай можливо великим, але достатнім для забезпечення стійкості укосу при зміцненні його кам'яним викладенням. Чим більше крутізна внутрішнього укосу, тим менше висота набігу каменя і тим нижче можна зробити вал.

У наведених прикладах конструкцій вловлюючих траншей (рис. 3.3) крутізна внутрішнього укосу валу прийнята рівною 1:0,75.



Ширину т дна пазухи траншеї трапецеїдального контуру зазвичай приймають рівною 2-3 м. Нагірному укосу пазухи надають ухил 1:1,25, рідше 1:1,15. Вибір тієї або іншої крутини цього укосу залежить від ґрунтових умов.

Окрім вловлюючих траншей часто застосовують інший тип протиобвальної споруди – загороджувальний вал. Конструкція загороджувального валу відрізняється лише розмірами підрізування схилу і застосовується при тих же його ухилах, що і вловлюючі траншеї.

При великий крутині розміри поперечних перерізів валів і траншей сильно зростають, значно погіршуються умови стійкості споруд цього типу. Тому при крутині схилів більше 25-40° застосовують вловлюючі стіни. Вловлююча стіна, влаштована в скельних ґрунтах на схилі вище за земляне полотно дорогі, є підпірною стіною, що затримує камені, що скачуються по схилу ($\alpha=30^\circ$), із швидкістю $v_k=25$ км/год.

Для запобігання руйнуванню кам'яної кладки стіни падаючими каменями за нею з місцевого ґрунту влаштовують амортизуючий насип з укосом 1:0,75, укріпленим каменем. Укос амортизуючого насипу, майданчик і укос, що підрізає нагірний схил, створюють вловлючу пазуху.

Дно вловлюючої пазухи покривають піщаним шаром товщиною 0,5м, що створює сприятливіші умови роботи вловлюючої стіни. Відмітка верху амортизуючого насипу повинна бути вище за найвищу точку падіння каменя на 1 м.

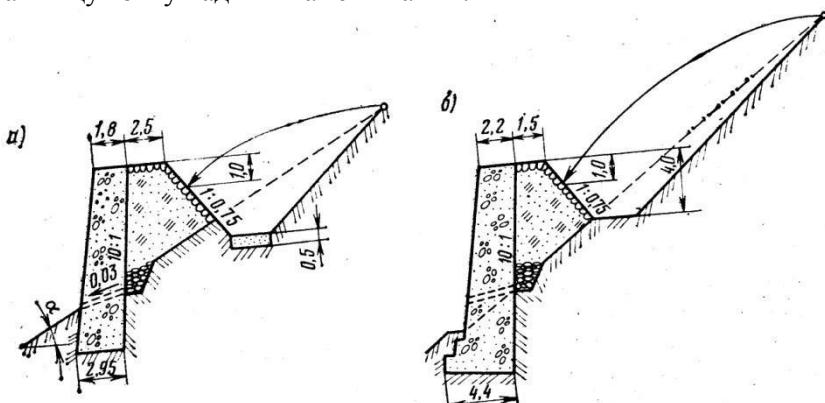


Рис. 3.4. Вловлюючі стіни в різних ґрунтах



Вловлююча стіна, що знаходиться в безпосередній близькості від дороги і побудована в уламковому суглинистому делювії, не має принципової відмінності від конструкції попереднього типу (рис. 3.4). Наявність уламкового суглинистого делювію усуває в даному випадку необхідність влаштування піщаної подушки на дні пазухи.

Для всіх типів вловлюючих стін необхідно влаштовувати дренаж уздовж стіни з виведенням води через спеціальні отвори.

Загороджувальні стіни можна застосовувати для затримання крупних каменів об'ємом до 1 м³ при швидкості їх руху до 30-35 м/с і схилах з кутом до 35°. При менших швидкостях стіни можуть утримувати камені і більшого об'єму.

Вловлюючі стіни на ділянках з осипами зводять з кам'яної кладки на розчині або з сухої кладки без амортизуючого насипу. Товщину стін зверху призначають не менше 1 м, висоту стін зазвичай приймають 1,5-2,0 м. Стіна висотою до 2 м можна зводити з сухої кладки (рис. 3.5). Для вищих стін застосовують суху кладку з влаштуванням зовнішніх і внутрішніх рядів на цементному розчині.

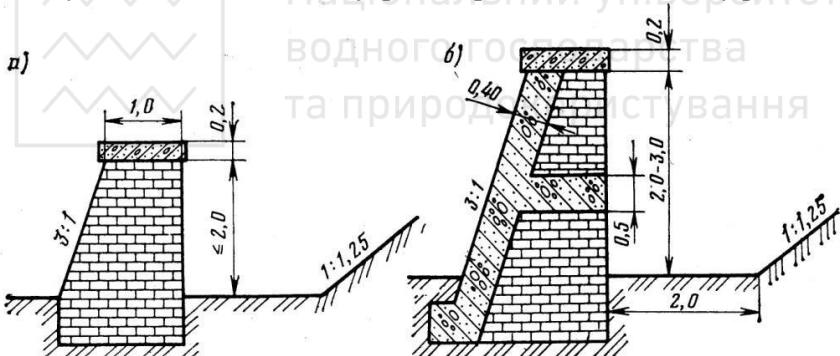


Рис. 3.5. Вловлюючі стіни на ділянках з осипами

Загороджувальні стіни на осипній ділянці часто влаштовують в безпосередній близькості від земляного полотна. У місцях інтенсивних осипів загороджувальні стіни можна розташовувати по гірському схилу в декілька рядів.

3.2. Розрахунок протиобвальних споруд

Захисні і вловлюючі споруди повинні протистояти статичній і динамічній дії каменів і запобігати перельоту і перескачуванню каменів через вал траншеї або через загороджувальну стіну. Розміри



стін і траншей визначаються також об'ємом осипу, який може заповнити траншею. Відповідно з цим розрахунок загороджувальних і вловлюючих споруд проводять на затримання каменів з обґрунтуванням основних габаритних розмірів споруд; на статичний тиск гірської породи при повному завалі вловлюючої траншеї з визначенням основних розмірів конструкції протиобвалової споруди на ударну дію падаючих каменів.

Основними видами руху уламків гірських порід по гірських схилах при обвалах є скачування і стрибкоподібне переміщення. Стрибкоподібний рух виникає при падінні каменя під деяким кутом на поверхню схилу, наприклад, з крутого ділянки на пологу, або при зустрічі каменя, що скачується, з яким-небудь значним виступом на поверхні схилу.

Основною величиною при розрахунку споруди на затримання каменів є швидкість їх руху біля цієї споруди. Розрахункову швидкість руху каменів по схилах постійної крутизни можна визначити по формулі:

$$v_k = \eta \sqrt{2gH(1 - kctg\alpha)} \quad (3.1)$$

де H - перепад висот на даній ділянці довжини схилу; α - кут крутизни гірського схилу; k - експериментальний коефіцієнт, що враховує комплексний вплив на швидкість руху каменів таких чинників, як їх розміри і форма, обертьальний рух, мікрорельєф схилу, фізико-механічні властивості гірської породи, характер поверхні схилу, опір повітря тощо.

Якщо позначити

$$\mu = \sqrt{1 - kctg\alpha} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon = \sqrt{2g(1 - kctg\alpha)}$$

$$тоді v_k = \mu \eta \sqrt{2gH}, \text{ або } v_k = \eta \varepsilon \sqrt{H} \quad (3.3)$$

Швидкість руху каменів залежить від стану поверхні схилу. Очевидно, що на схилі, покритому рослинністю, швидкість руху каменів знижується. На гірському схилі зі скельними оголеннями опір руху каменів невеликий, тому швидкість їх інтенсивно зростає.

Ці чинники враховують коефіцієнтом η у формулах (3.1) і (3.3), який приймають рівним 0,6-0,8 у разі одноманітних схилів крутизною $\alpha < 40^\circ$, покритих дрібним чагарником або лісом (залежно



від потужності рослинного шару); 1,1-1,2 для одноманітних схилів з кутом крутини $\alpha = 35^\circ$ і з оголеними скельними ґрунтами.

Значення коефіцієнтів μ і ε у формулах (3.3) приведені в табл. 3.1 залежно від кута крутини схилу.

Таблиця 3.1

Коефіцієнти μ і ε

α°	μ	ε	α°	μ	ε	α°	μ	ε
30	0,250	1,11	55	0,680	3,06	80	0,860	3,81
35	0,420	1,86	60	0,720	3,17	85	0,920	4,06
40	0,520	2,30	65	0,745	3,30	90	1,00	4,43
45	0,585	2,58	70	0,775	3,43	—	—	—
50	0,640	2,83	75	0,820	3,62	—	—	—

По формулам (3.3) можна визначати швидкість руху каменів на схилах, що мають одноманітну крутину по всій довжині, і на схилах, які з незначним наближенням можна вважати одноманітними схилами з середнім кутом крутини, наприклад, ламані схили з довжиною окремих ділянок менше 10 м при різниці в кутах крутини до 5° .

Проте, частіше рельєфи схилів не можливо привести до одноманітних схилів, наприклад, при ламаних схилах з окремими пологими ділянками крутиною $\alpha < 28-30^\circ$ і ділянками крутиною 60° , при довжині ділянок більше 10 м і різниці в кутах крутини суміжних ділянок більш 5° .

В цьому випадку розрахункові швидкості рекомендується обчислювати на окремих ділянках з урахуванням уповільнення руху каменів на пологих ділянках схилу.

Розглянемо, як визначають швидкості руху каменів на схилі з повздовжнім профілем змінної крутини (рис. 3.6, а).

Якщо камінь починає рух з точки Б, біля підошви верхньої круткої ділянки схилу ($\alpha_{k1} > 28-30^\circ$) швидкість визначають по формулі:

$$v_{k1} = \eta \sqrt{H_1}$$

На початку другої ділянки схилу ($\alpha_{k2} > 28^\circ$) при $\alpha_{k1} > \alpha_{k2}$ - швидкість руху каменя:

$$v_{O2} = \eta v_{k1} \cos(\alpha_{k1} - \alpha_{k2}) \quad (3.4)$$

Для випадку $\alpha_{k1} < \alpha_{k2}$ швидкість на початку другої ділянки:

$$v_{O2} = v_{k1} \quad (3.5)$$



В кінці другої ділянки швидкість руху каменя:

$$v_{k2} = \eta \sqrt{v_{o2} + 2gH_2(1 - k_2 \operatorname{ctg} \alpha_{n2})} = \eta \sqrt{v_{o2} + \varepsilon_2^2 H_2} \quad (3.6)$$

У загальному випадку швидкість руху каменя в кінці кожної ділянки схилу визначають через швидкість на початку цієї ж ділянки по формулі:

$$v_k = \eta \sqrt{v_0 + \varepsilon^2 H} \quad (3.7)$$

де v_0 - швидкість на початку ділянки схилу, що визначається через кінцеву швидкість попередньої ділянки схилу; H - перепад висот на ділянці; ε - коефіцієнт, що визначається по табл. 3.1 залежно від ухилу. Визначаючи послідовно швидкість для кожної ділянки даного схилу, можна знайти швидкість руху каменя у місця розташування споруди в точці A .

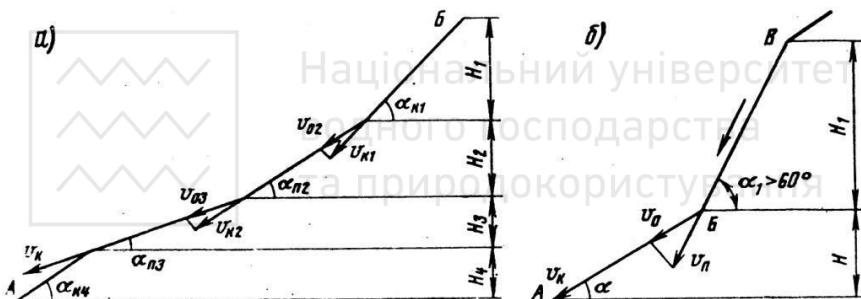


Рис. 3.6. Схеми руху каменів по схилу

При ламаному схилі з дуже крутими ухилами ($\alpha > 60^\circ$) висотою більше 10 м (рис. 3.6, б) розрахункову швидкість на початку пологішої ділянки визначають з урахуванням коефіцієнта миттєвого тертя λ по формулі:

$$v_0 = (1 - \lambda)v_n \cos(\alpha_1 - \alpha) \quad (3.8)$$

де v_n - швидкість падіння каменя в точці Б, яку знаходять по формулі (3.7) після підстановки в неї значення v_0 із формулі (3.8).

Швидкість в точці А визначають по формулі (3.7) після підстановки в неї значення v_0 з формулі (3.8).

Коефіцієнти миттєвого тертя λ приймають залежно від характеру покриву або виду ґрунту поверхневого шару на ділянці довжиною не менше 10-15 м безпосередньо у підошви крутого схилу:



Скельні відкриті.....	0,1
Щільний великоуламковий делювій.....	0,3
Одернована гладка поверхня.....	0,1
Пухкий делювій, застяглі камені, осип.....	0,4
Неглибоке залягання корінних порід біля поверхні схилу (до 0,5 м).....	0,3

Таким чином, на конструкцію вловлюючої траншеї впливають камені, що рухається із знайденою швидкістю v_k . Найбільш невигідний випадок, коли камінь, що скачується зі схилу із швидкістю v_k , ударяється об траншею в точці M (рис. 3.7) і відбувається під кутом β до вертикалі.

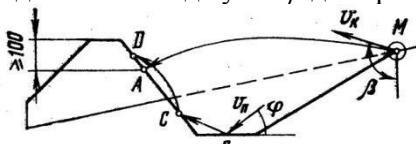


Рис. 3.7. Схема падіння каміння в вловлюючу траншею

Після удару в точці M камінь відскакує, описує деяку траєкторію і вдаряється об внутрішній укос валу в точці A . Для виключення перельоту і перескакування каменів через вал необхідно, щоб відмітка

його верху була вища за точку падіння на 1 м.

Енергія каменів, що падають на нагірний укос і на дно пазухи, гаситься набіганням їх на внутрішній укос валу. Так, камінь, що впав під кутом φ із швидкістю v_n в точку B дна пазухи, відскочить в точку Z укосу і далі прокотиться по укосу до точки D . При недостатній висоті пазухи траншеї під впливом набігу камінь може перескочити вал.

З аналізу взаємодії падаючих каменів і елементів вловлюючої споруди видно, що при розрахунку споруди на затримання каміння і розрахунок на перестрибування каміння при набіганні їх на укос. Крім того, треба перевірити ємкість вловлюючої пазухи, яка повинна бути достатньою для розміщення в ній розрахункового об'єму обвалу.

Розрахунок на переліт каменів зводиться до визначення траєкторії польоту каменя при його відскоку і точки перетину кривої траєкторії з площею внутрішнього укосу валу споруди. Стрибкоподібний рух каменю теоретично може бути представлений як рух кулі після удару його об похилу площину.

Рівняння траєкторії руху центру кулі після удару об похилу площину (рис. 3.8).



$$y = \frac{gx^2}{2v_0^2 \sin^2 \beta} + x \operatorname{ctg} \beta \quad (3.9)$$

де g - прискорення сили тяжіння; v_0 - швидкість відбивання; β - кут відбивання.

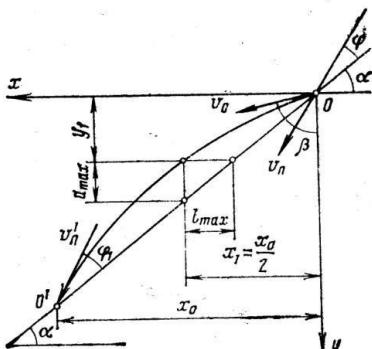


Рис. 3.8. Траєкторія руху каменя після удару об похилу площину

Найбільші відхилення траєкторії в горизонтальному і вертикальному напрямках від похилої площини, що знаходиться в середині стрибка при $x_l = \frac{x_0}{2}$, визначають по формулам:

$$l_{\max} = \frac{v_0^2 (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{ctg} \beta)^2}{2 g \operatorname{tg} \alpha (1 - \operatorname{ctg}^2 \beta)} \quad (3.10)$$

де α - кут нахилу площини до горизонту.

З цих формул видно, що для визначення найбільших відхилень траєкторії польоту каменя необхідно знайти швидкість і таке значення β , для якого при даному значенні швидкості v_0 будуть найбільшими величинами l_{\max} і α_{\max} .

Аналіз визначення цих відхилень траєкторії показує, що застосування теоретичного методу для обчислення l_{\max} і α_{\max} призводить до практично не спостережуваних і маловірогідних значень. Зокрема, далекі від реальності теоретично обчислені кути відбивання β . Внаслідок складного характеру руху каменів по гірських схилах, різноманіття чинників, що роблять вплив на рух каменя, не представляється можливим чисто теоретичним шляхом визначити розрахункові значення v_0 .

Тому визначення необхідних відхилень траєкторій проводять по максимальній швидкості v_k руху каменів по гірських схилах, яку знаходять по формулі (3.7).

Кути відбивання β призначають залежно від швидкості і крутизни схилу α . Потім розраховують l_{\max} і α_{\max} по формулам (3.10).

Положення точки удару каменя об укіс валу визначається абсцисою x_l :



$$x_1 = \frac{v_k^2 \sin^2 \beta (\operatorname{tg} \alpha - \operatorname{ctg} \beta)}{g} \quad (3.11)$$

Приклад розрахунку. Визначити висоту захисного валу, що гарантує від перельоту каменів (рис. 3.9), при ухилені косогору $\alpha=25^\circ$, швидкості падіння каміння $v_k=30$ м/с. По Толмачеву знайдемо $\beta=77^\circ 24'$.

Рівняння траєкторії польоту каменя (3.9) має вигляд:

$$y = \frac{9,81x^2}{2 \cdot 30^2 \cdot 0,976^2} + 0,221x - 0,00573x^2 + 0,224x$$

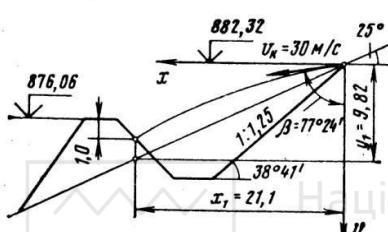


Рис. 3.9. Схема перельоту каменів
через траншею

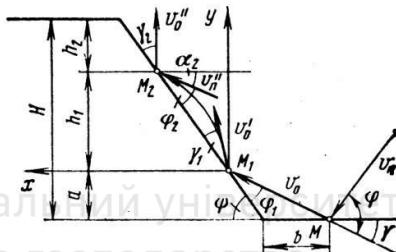


Рис. 3.10. Схема вистрибування
каменів із траншеї

Найбільше відхилення траєкторії в горизонтальному і вертикальному напрямах визначимо по формулі (3.10):

$$l_{max} = \frac{30^2 \cdot (0,466 - 0,224)^2}{19,62 \cdot 0,466(1 + 0,224^2)} = 5,5 \text{ м};$$

$$\alpha_{max} = 5,5 \cdot 0,466 = 2,56 \text{ м}$$

Абсцису точки небезпечного удару каменя об укос знайдемо по формулі (3.11):

$$x_1 = \frac{30^2 \cdot 0,976^2 (0,466 - 0,224)}{9,81} = 21,1 \text{ м};$$

Звідки

$$y_1 = x_1 \operatorname{tg} \alpha - \alpha_{max} = 21,1 \cdot 0,466 - 2,56 = 9,82 - 2,56 = 7,26 \text{ м}.$$

Визначаємо відмітку верху валу траншеї, приймаючи перевищення її над точкою удару на 1 м: $882,32 - 7,26 + 1,00 = 876,06$ м. При такій відмітці верху валу траншеї забезпечується затримання каменів.



Розрахунок на вистрибування каменів через набігання їх на укіс валу зводиться до визначення найбільшої можливої висоти набігання каменя на зустрічний внутрішній укіс вловлюючої пазухи споруди або найбільшої висоти підстрибування каменя при падінні на полку.

Висота набігання каменя на укіс валу залежить від його крутини, відстані від підошви укосу до місця падіння каменя на дно пазухи, кута і швидкості падіння каменя, коефіцієнтів відновлення і миттевого тертя при ударах каменя об дно і поверхню укосу.

Найбільш невигідним є випадок падіння каменя на дно споруди в точку, розташовану можливо ближче до підошви протилежного укосу. У практичних розрахунках положення цієї точки можна приймати на відстані 0,5 м від підошви укосу.

Швидкість v_0 і кут відбивання ε при ударі каменя об дно споруди визначають по формулах (рис. 3.10):

$$v_0 = (1 - \lambda)v_n \frac{\cos \varphi}{\cos \varepsilon}; \quad \operatorname{tg} \varepsilon = \operatorname{tg} \left(\frac{\rho}{1 - \lambda} \right) \quad (3.12)$$

де λ - коефіцієнт миттевого тертя; v_n - швидкість падіння, визначувана по формулах (3.1)-(3.7); φ - кут падіння; ρ - коефіцієнт відновлення.

Розрахунковий кут падіння каменя зі схилу на дно споруди слід приймати рівним куту крутини нагірного схилу споруди.

У разі удару об дно при декількох ґрунтах дна вловлюючої пазухи і при ударі об укіс, викладений каменем в один шар, приймають $\rho=0,3$, $\lambda=0,3$; при розташуванні дна вловлюючої пазухи в скельних ґрунтах при ударі об дно $\rho=0,5$, $\lambda=0,3$ і при ударі об укіс $\rho=0,3$, $\lambda=0,3$.

Таким чином, після першого удару в точці M камінь відіб'ється під кутом ε і з швидкістю v_0 вдариться в точці M_1 , яка знаходиться вище дна на величину

$$a = b \frac{\sin \varphi \sin \gamma}{\sin \varphi_1} \quad (3.13)$$

де $\varphi_1=\varphi$ - кут падіння каменя на укіс після першого стрибка; b - відстань від точки M до підошви укосу.



Камінь, вдарившись в точці M_1 із швидкістю v_0 , отримає кут відбивання ε_1 і швидкість відбивання v_0'' , які визначають по формулах (3.12) після підстановки в них значень $\varphi = \varphi_1$; $v_n = v_0$.

Рівняння траєкторії руху каменя після удару об укос в точці M_1 :

$$y = xtg(\psi + \varepsilon_1) - \frac{gx^2}{2(v_0)^2 \cos^2(\psi + \varepsilon_1)} \quad (3.14)$$

де ψ - кут нахилу укосу валу.

Розв'язуючи це рівняння сумісно з рівнянням лінії укосу:

$$y = xtg\psi \quad (3.15)$$

Знайдемо висоту другого стрибка h_1 і координати наступного удару каменя в точці M_2 .

Відбившись в точці M_1 камінь впаде в точку M_2 із швидкістю v_n'' визначену по формулі:

$$v_n'' = \sqrt{(v_0)^2 - 2gh_1} \quad (3.16)$$

Після удару в точці M_2 енергія удару не буде повністю погашена. Камінь відіб'ється під кутом ε_2 і зі швидкістю v_0'' зробить стрибок на висоту h_2 (див. рис. 3.10).

Кут відбивання ε_2 визначають по формулі (3.12), приймаючи кут падіння:

$$\varphi_2 = \psi - \alpha_2 \quad (3.17)$$

де α_2 - кут між дотичною до траєкторії першого стрибка і віссю x .

Кут α_2 знаходить з формули:

$$tg\alpha_2 = tg(\psi + \varepsilon_1) - \frac{gx}{(v_0)^2 \cos^2(\psi + \varepsilon_1)} \quad (3.18)$$

де $x = h_1 ctg\psi$.

Швидкість відбивання v_0'' каменя в точці M_2 визначають по формулі (3.12) після підстановки в неї значень ε_2 , φ_2 і v_n'' .

Потім розраховують координати точки удару і висоту другого стрибка h_2 аналогічно розрахунку, виконаному при визначенні положення першого стрибка h_1 .

Тоді висота набігання каменя на укос:

$$H = \alpha + h_1 + h_2 \quad (3.19)$$

З трьох доданків, що визначають висоту H в цій формулі, найбільше значення має висота першого стрибка по укосу. Останні два доданки зазвичай порівняно невеликі, тому при розрахунку



можна обмежитися визначенням лише висоти двох перших стрибків h_1 і h_2 .

При крутізні укосу валу більше 1:1 можна обмежитися визначенням висоти тільки першого стрибка, приймаючи $h_2 = 0$.

Перевірку достатності ємкості вловлюючої пазухи захисної споруди проводять на розрахунковий об'єм обвалу, віднесений до 1 м довжини вловлюючої споруди, який називається питомим об'ємом обвалу W_p . При розрахунковій ємкості пазухи довжиною $l=1$ м вловлюючої споруди ωl умова достатньої ємкості пазухи має вигляд

$$\omega l \geq W_p \quad (3.20)$$

де ω - розрахункова площа поперечного перетину вловлюючої пазухи, рахуючи її від відмітки на 1 м нижче за верх стіни або валу. Розрахунковий об'єм обвалу має визначатися обстеженням накопичення осипів або на основі аналізу статистичних даних по обвалах.

Якщо за деякий проміжок часу (наприклад, квартал) осипна ділянка довжиною L накопичує об'єм W_L на 1 м довжини споруди то на нього доводитиметься питомий об'єм.

$$W = \frac{W_L}{L} \quad (3.21)$$

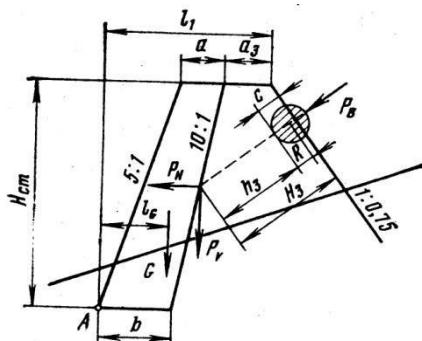


Рис. 3.11. Схема удару в Амортизуючий насип

Зсуви нерівномірно розподіляються по довжині вловлюючої споруди, тому для отримання розрахункового питомого об'єму осипу необхідно врахувати коефіцієнт нерівномірності $K=1,5 \div 2,0$:

$$W_p = W_k \quad (3.22)$$

Статичний розрахунок загороджувальних і вловлюючих споруд на тиск

при повному завалі вловлюючої пазухи уламками гірської породи зводиться до розрахунку підпірної стіни на міцність і стійкість.



Порода, що скучилася в пазусі, чинить тиск на стіну у вигляді розпору, який визначається по формулах, як тиск на підпірні стіни (див. розділ 2).

Специфічним для розрахунку затримуючої стіни є розрахунок її на удар падаючим каменем. При цьому перш за все визначають глибину проникнення каменя в амортизуючий насип (рис. 3.11) по формулі:

$$C = v_k \sqrt{\frac{Q}{2g\gamma_r F}} \cdot \sqrt{\frac{1}{2tg^4(45^\circ + \frac{\varphi_r}{2}) - 1}} \quad (3.23)$$

де v_k – швидкість каменя у момент удару; Q - вага каменя; g – прискорення сили тяжіння; γ_r – питома вага ґрунту амортизуючого насипу; F – площа діаметрального перетину каменя, умовно прийнятого за кулю; φ_r – кут внутрішнього тертя ґрунту амортизуючого насипу.

Таблиця 3.2
Параметри для розрахунків стіни на удар

v м/с	$Q=22$ кН		$Q=25$ кН		v м/с	$Q=22$ кН		$Q=25$ кН		
	Значення C при φ_r , рівне					Значення C при φ_r , рівне				
	40°	35°	40°	35°		40°	35°	40°	35°	
10	0,37	0,46	0,39	0,49	25	0,91	1,15	0,98	1,22	
15	0,55	0,69	0,59	0,74	30	1,09	1,38	1,16	1,47	
20	0,73	0,92	0,78	0,98	35	1,28	1,61	1,36	1,71	

Для практичних розрахунків можна користуватися даними табл. 3.2, в якій приводяться обчислені значення C при $v_k=(10 \div 35)$ м/с, $Q=(22 \div 25)$ кН і $\varphi_r=35^\circ$ і 40° . Розрахункова сила удару каменя об засипку:

$$P_B = \rho F = 2\gamma_r C \left[2tg^4(45^\circ - \frac{\varphi_r}{2}) - 1 \right] F \quad (3.24)$$

де ρ - питомий опір проникненню каменя в товщу насипу.

Сила удару P_B розподіляється через амортизуючий насипу, включаючи в роботу на сприйняття цього зусилля стінку на довжині:

$$b_p = 2R + 2h_3 tg \varphi_r \quad (3.25)$$



де R - радіус каменя; h_3 - товщина амортизуючого насипу по напряму удару, що залишилася між каменем і стіною після його попадання в насип.

В цьому випадку на 1 м довжини стіни приходиться навантаження:

$$P = \frac{P_B}{b_p}$$

Це навантаження в площині внутрішньої грані стіни розкладають на дві складові (див. рис. 3.11) P_H і P_V .

Таким чином стіна знаходиться під дією власної ваги G і зовнішніх зусиль P_H і P_V . Динамічну дію самого амортизуючого насипу на стіну не враховують, оскільки в прийнятому методі розрахунку вона розглядається лише як середовище, що розподіляє силу удару. На дію цих сил проводять розрахунок стіни, визначають напругу в її перерізах і перевіряють стійкість на перекидання і зрушення.

Національний університет

3.3. Конструкція протилавинних галерей

Залежно від матеріалу перекриття протилавинні галереї розділяють на дерев'яні, металеві, бетонні, кам'яні і залізобетонні. Вибір матеріалу для галерей залежить від очікуваних умов їх роботи, а також наявності місцевих будівельних матеріалів, віддаленості баз по виготовленню будівельних конструкцій, умов транспортування.

Древ'яні галереї мають недостатній опір ударним діям лавини, тому їх застосовують для захисту від зсуvin (сніжних обвалів), які при проходженні по покрівлі галерей не передають на неї ударних навантажень. Для перекриттів таких галерей можна застосовувати легкі дерев'яні конструкції, наприклад, ригельно-подкосної системи.

Древ'яна галерея з нагірного боку обмежена кам'яною підпірною стіною на цементному розчині, що є одночасно опорою для конструкції перекриття. За наявності міцної і стійкої скелі підпірну стіну можна не влаштовувати. Зовнішньою опорою галерей є дерев'яна конструкція, стійкість якої забезпечується застосуванням трикутної системи. Підвісні конструкції перекриття галерії розташовують через 2-3 м уздовж ділянки дорогі, що захищається



від дії лавини. Відстань між ними перекривають подовжніми брусами, по яких укладають дерев'яний настил, що покривається покрівельною сталлю для оберігання дощок від пошкодження при проході лавини, а також зменшення сили тертя снігу об ґрунт. Покрівлі додають ухил, по можливості близький до крутини схилу, усуваючи тим самим можливість виникнення ударних дій лавини.

Простір між підпірною стіною і укосом заповнюють скельним ґрунтом з відведенням води через дренажні отвори. Основним недоліком дерев'яних галерей є їх малий термін служби.

Для захисту дорогі від лавини, проходження якої по перекриттю супроводжується ударами, будують металеві, кам'яні, бетонні і залізобетонні галереї.

Металеві конструкції галерей вимагають великої витрати металу, що обмежує їх практичне застосування. Зазвичай металеві галереї споруджують при неможливості застосування інших матеріалів.

Найчастіше для споруди галерей застосовують камінь, бетон і залізобетон. Останнім часом перевагу віддають збірним залізобетонним конструкціям, що мають меншу трудомісткістю, що забезпечує індустріалізацію будівництва галерей.

По конструкції перекриття галерей розділяють на арочні, балочні, консольні і рамні.

Арочні (склепінчасті) галереї в більшості випадків застосовують при можливості використання місцевих матеріалів, в основному каменя.

Галерея на ділянці високогірної дороги, з можливими сніжними обвалами (рис. 3.12), розташована по лівому схилу ущелини гірської річки на висоті 15-20 м над рівнем води. Ширина ущелини в рівні дороги складає 25-50 м, крутину схилів 45-60°.

Сніжна лавина може обрушитися з обох схилів ущелини, причому більші - з протилежного схилу. Перші сніжні обвали зазвичай заповнюють частину ущелини, розташовану нижче за рівень дороги, і частково викидаються на дорогу. Подальші сніжні лавини покривають дорогу шаром снігу товщиною до 5 м. Сход сніжних лавин з обох схилів ущелини призвів до застосування суцільної масивної низової стіни.

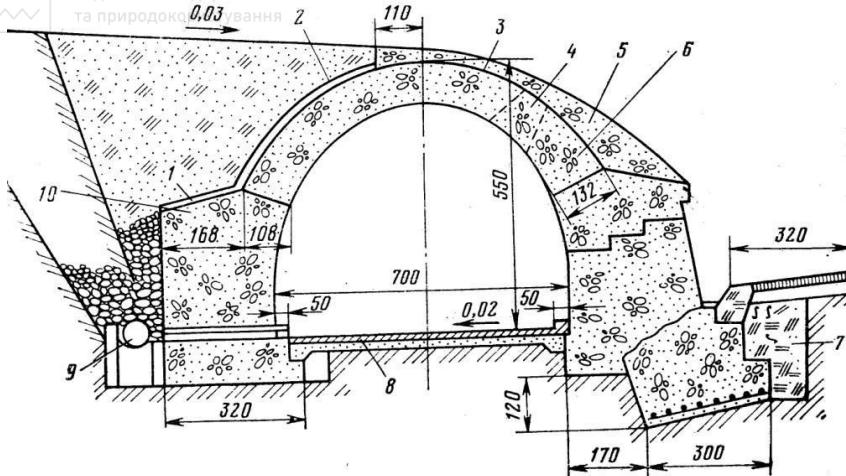


Рис. 3.12. Кам'яно-бетонна галерея:

1 - пластична глина; 2 - обмазка бітумом; 3 - цементний розчин; 4 - вікно; 5 - бетон М90; 6 - бетон М170; 7 - засипка з пошаровим ущільненням; 8 - проїзна частина; 9 - дренажна труба; 10 - бутобетон М170 і М140

Проїзна частина дороги загальною шириною 7 м перекрита бетонним склепінням з прольотом 6,28 м із стрілою підйому 2,39 м, що спирається на кам'яні стіни-упори з виносними п'ятами. Нагірна стіна складається з бутобетону, зовнішня - з кам'яної кладки на цементному розчині з частковим використанням кладки стіни старої галереї. Вікна для освітлення галерей, мають розміри 70x50 см.

Склепіння і зовнішня грань нагірної стіни покриті гідроізоляцією у вигляді обмазки гарячим бітумом по заздалегідь укладеній цементній стяжці.

Пазуха між конструкцією галерей і нагірним схилом заповнена на висоту стіни дренажним камінням, а вище до верху склепіння - ґрунтощебеневим матеріалом з ухилом зовнішньої поверхні 3% у бік склепіння для забезпечення ковзання лавини. Зовнішній скат склепіння і стіни покриті шаром бетону для створення поверхні ковзання сніжної лавини.

Водовідведення із-за внутрішньої стіни здійснюється випуском води через труби, залишені в кам'яній кладці. Далі воду відводять по лотку уподовж дорогі за межі галерей.



До недоліків арочних галерей відноситься необхідність влаштування масивних опор (стін), здатних сприймати горизонтальну складову опорного тиску конструкції (розпір).

При проектуванні арочних галерей слід мати на увазі, що площа їх поперечного перерізу частково не використовується, оскільки залишається за межами габариту рухомого складу. При цьому відношення площі внутрішнього перерізу до площі габариту рухомого складу сягає 1,3-1,5, а іноді і 2,0, що може значно збільшити об'єм конструкцій арочних галерей. Не дивлячись на це арочні галереї в певних умовах можуть конкурувати з балочними, оскільки арки працюють в основному на стискаючі зусилля, що добре сприймаються бетоном.

Балочні галереї мають іноді металеве, але частіше залізобетонне перекриття. Застосування залізобетону для перекриття галерей дає можливість створити конструкцію, що має велику жорсткість і довговічність при порівняно невеликій витраті металу.

Балочна галерея (рис. 3.13) має внутрішню масивну стіну з кам'яної кладки на цементному розчині з вертикальною передньою і ступінчастою задньою гранню, призначеною для сприйняття розпору ґрунту від засипки, яка служить одночасно внутрішньою опорою перекриття галерей.

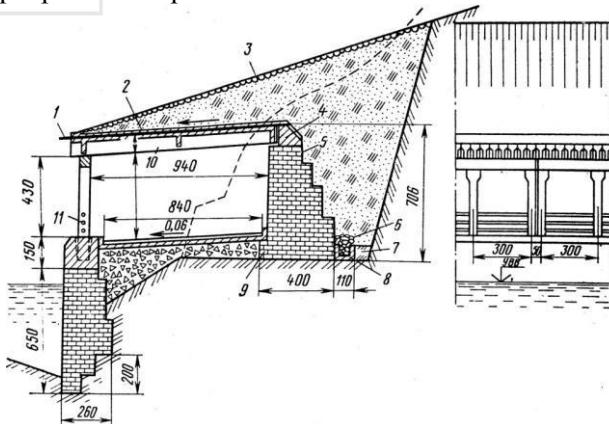


Рис. 3.13. Балочна зірна залізобетонна галерея, відкрита з низової сторони
1- труба водовідведення; 2 - захисний шар бетону, укладений на гідроізоляцію по цементному розчину; 3 - одиночне мощення; 4 - бетонний пояс; 5 - змочення бітумом; 6 - дренаж; 7 - пластична глина; 8 - дренажний лоток; 9 - кам'яна кладка на розтворі; 10 - балка перекриття; 11 - перила



Зовнішньою опорою перекриття є залізобетонний ригель, укладений по збірних залізобетонних стійках перетином 40х40 см, встановленими уздовж галереї через 3 м. Стійки встановлюються на низовій підпірній стіні з кам'яної кладки на цементному розчині, що спирається ступінчастим фундаментом на скелю. Низова стіна одночасно запобігає розмиву ґрутового насипу на основі дорожнього покриття.

Проліт між внутрішньою стіною і залізобетонним ригелем зовнішньої опори, рівний 9,8 м, перекритий збірними залізобетонними балками таврового перерізу висотою 1 м. Збірні балки, що мають ширину зверху 50 см, встановлюють впритул один до одного. Вони виступають за межі ригеля колон на 50 см і утворюють козирок, сприяючий відкиданню снігу лавини далі від дороги.

Поверхню перекриття галереї вирівнюють шаром цементного розчину марки М200 товщиною 2 см. Гідроізоляючим матеріалом служить руберойд в два шари. Поверхню гідроізоляції покривають захисним шаром бетону марки М200 товщиною 15 см з металевою сіткою. По перекриттю укладають амортизуючу засипку, яка із зовнішнього боку примикає до виступу в балках заввишки 20 см. Поверхню амортизуючої засипки укріплюють одиночним мощенням з рваного каменя.

Галерея розміщена на кривій, тому дорожнє покриття має віраж з ухилом 6%. За верховою стіною галереї влаштований дренаж у вигляді кам'яного насипу і прямокутного лотка з отвором 0,5 м. Простір між стіною лотка і схилом до верху дренажного лотка заповнюють пластичною глиною.

Така балочна галерея відкрита із зовнішнього боку, тому при проходженні лавини не виключається можливість сніжного занесення проїжджій частині дороги. Крім того, галереї цього типу непридатні у разі проходу сухої лавини, що супроводжується повітряною хвилею, яка може нанести пошкодження конструкціям.

Галерея іншої конструкції із збірним залізобетонним перекриттям побудована на одній з гірських автомобільних доріг (рис. 3.14). Перекриття спирається на дві кам'яні стіни, складені на цементному розчині. Внутрішня стіна галереї служить одночасно підпірною стіною, що підтримує конус винесення з балки і насип, що має з боку ступінчастий контур.

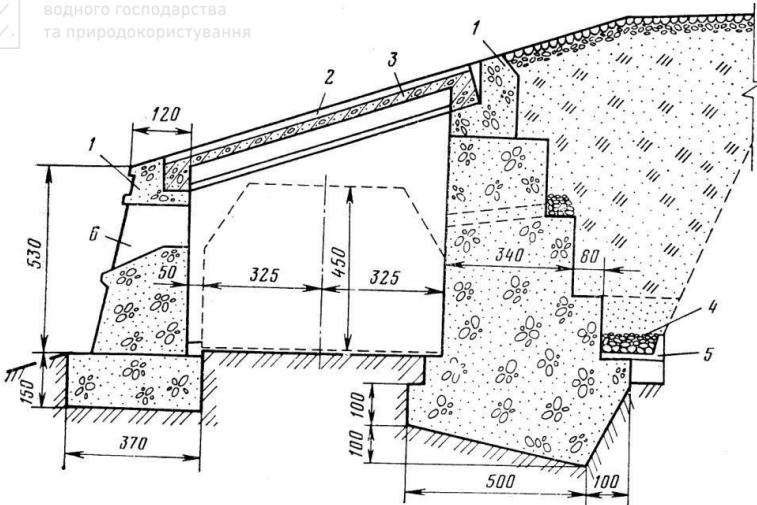


Рис. 3.14. Балочна збірна залізобетонна галерея з вікнами для освітлення:
1 - бетонний пояс; 2 - захисний килим; 3 - збірне залізобетонне перекриття; 4 - кам'яний насип; 5 - бетонний лоток; 6 - вікно

Похила підошва фундаменту забезпечує стійкість стіни проти перекидання і зрушення. Зовнішня стіна має значно менший поперечний переріз, оскільки вона сприймає лише опорний тиск від перекриття. У ній влаштовані вікна для освітлення галереї.

Залізобетонне перекриття галереї складається із збірних балок таврового перетину висотою 0,85 м. Балки масою 6,8 т розташовані похило під кутом $17^{\circ}10'$ до горизонту, що відповідає крутизні гірського схилу в місці розташування галереї. Тому в даному випадку відпала необхідність влаштування амортизуючого насипу на перекритті галереї. По плиті перекриття на шарі цементного розчину укладена гідроізоляція, яка захищена шаром бетону М90 товщиною 15 см.

Представляє інтерес конструкція балочної збірної залізобетонної галереї (рис. 3.15), засипаної як з нагірного, так і з низового боку. З нагірного боку галерея має широку верхову стіну, розраховану на сприйняття горизонтального тиску від значного шару засипки. Низова стіна, призначена для підтримки насипу меншої висоти, виконана легшою. Проліт між стінами рівний 9,0 м, перекритий збірними залізобетонними балками того ж типу, що і в галереї (див. рис. 3.13).

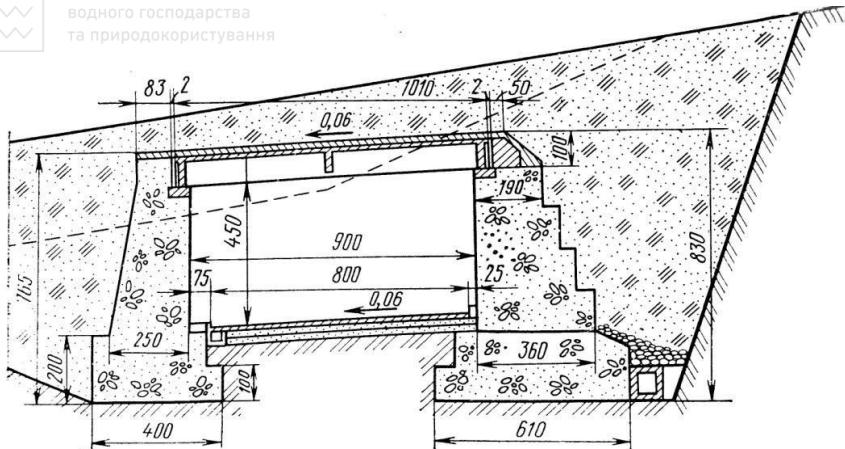


Рис. 3.15. Балочна зірна залізобетонна галерея із засипкою
з верхньої і нижньої сторін

Як видно з приведених прикладів, балочні перекриття галерей застосовують при конструкціях стін великого об'єму. Для зменшення об'єму стін і розмірів елементів перекриття застосовують рамні конструкції залізобетонних галерей.

Консольні галереї зазвичай споруджують із залізобетону, оскільки елементи таких галерей не тільки добре чинять опір вигину, але і забезпечують жорсткість консолі. Збільшення стійкості консольної галереї іноді досягається заанкеровуванням всієї конструкції в міцних породах схилу. Виліт консолі часто бував значний, оскільки він повинен перекривати все земляне полотно, що має ширину 8-10 м.

Початок і кінець галерей оформляють порталами, призначеними для сполучення з рельєфом місцевості і відповідного архітектурного оформлення. Конструктивне і архітектурне оформлення порталу залежить від типу галереї і поперечного профілю дорогі в місці його розташування.

Портали балочної галереї, відкритої із зовнішнього боку (рис. 3.16), мають кам'яні колони перетином 1,5x1,5 м. Сполучення колони з укосом виїмки здійснене елементом зворотної стіни, що входить в породу укосу і галереї, що підтримує з торця, засипку за верховою стіною.

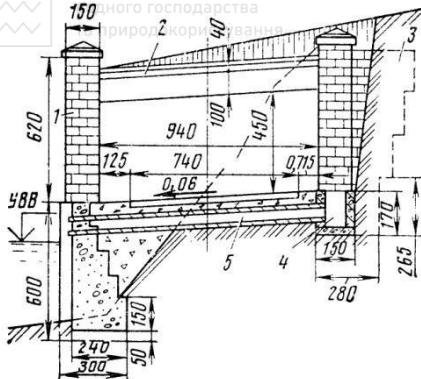


Рис. 3.16. Портал балочної галереї, відкритої з зовнішньої сторони : 1 - кам'яні колони; 2 - бетонний парапет; 3 - зворотна стінка; 4 - водозбірний колодязь; 5 - труба

які підтримують засипку і оформляють фасад порталу (рис. 3.17). При сполученні низової стіни з насипом зводять конус з ґрунту або каменя.

Національний університет
землеробства та
природокористування

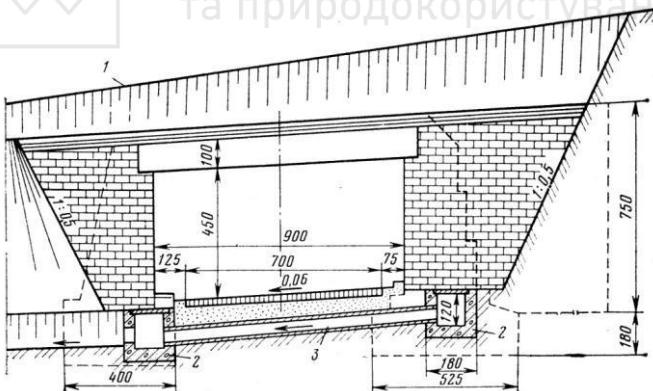


Рис. 3.17. Портал балочної галереї, засипаної з верхньої і нижньої сторін:
1 - земляний вал; 2 - водозбірний колодязь; 3 - труба водовідведення

Над перекриттям упоперек галереї влаштовують бетонний парапет, в який упирається укос земляного валу, що виступає над поверхнею амортизуючого насипу. Такий вал відділяє лавину від порталу і запобігає заваленню входу в галерею. Перед порталом з

Основа укосу амортизуючого насипу з фасадного боку порталу уздовж крайньої балки підtrzymується бетонним парапетом 40x60 см.

Для відведення поверхневих вод, що поступають з дренажних лотків, перед порталом влаштований водозбірний колодязь, з якого воду відводять по круглій залізобетонній трубі діаметром 0,5 м, укладеною під дорогою.

Верхова і низова стіни галереї можуть сполучатися з укосами виїмки і насипу влаштуванням зворотних стін, які підтримують засипку і оформляють фасад порталу (рис. 3.17).



верхової частини споруджений водозбірний колодязь, з якого через круглу залізобетонну трубу вода відводиться в інший водозбірний колодязь, розташований з низового боку дороги, з якого вода йде по канаві водовідведення. Рішення про проектування галереї на якій-небудь ділянці дороги приймають тільки після аналізу і оцінки частоти сходу лавини, розміру або об'єму можливих сніжних завалів; тривалості розчистки завалів; інтенсивності руху по дорозі; необхідному ступеню безпеки і інших чинників.

Для вивчення цих чинників необхідні тривалі спостереження за трасою майбутньої дороги.

Галереї зазвичай споруджують на ділянках доріг, де лавини мають ширину не менше 45 м, а товщину завалів снігу більше 1 м при частоті сходу лавини не рідше

за одну в рік. Іноді рекомендують будувати галереї на ділянках доріг, схильних до дії лавини один раз в три роки або один раз в п'ять років, або коли для розчищення завалу потрібні понад 12 годин.

При проектуванні галерей перш за все вирішують питання про розташування їх в плані. Галереї майже завжди доцільно розташовувати впритул до укосів. Чим крутіше нагірний укіс або укіс напіввіймки і чим ближче він розташовується, тим кращі умови для застосування галерей. Розміри пазух між внутрішньою стіною галереї і скельним укосом в цьому випадку зводяться до мінімуму, що зменшує вартість споруди. Таке розташування галерей часто позбавляє її перекриття від безпосередньої дії мас снігу і стрибаючої лавини.

Вирішальний вплив на оберігання дороги від дії лавини має правильне розташування галерей по відношенню до шляху руху лавини і фронту, на який розповсюджується лавина. Тому під час досліджень необхідно проводити ретельне обстеження морфології лавиноскиду, каналів стоку і конусів винесення. На основі вивчення матеріалів таких обстежень можна визначити контур лавини і режим її падіння. Ці матеріали дозволяють правильно розташувати галерею на лавинонебезпечній ділянці дороги так, щоб портали знаходилися за межами контуру лавини, визначаючи довжину галерей.

Довжину галереї можна зменшити улаштуванням на шляху руху лавини направляючих гребель (див. рис. 1.36).



При виборі і техніко-економічному порівнянні варіантів слід враховувати не тільки вартість будівництва галерей, але і можливість забезпечення безпеки руху по дорозі, розмір витрат на влаштування галерей в справному стані і зручність проведення робіт в процесі її експлуатації. Так, спорудження декількох галерей з невеликою відстанню між ними утруднює їх експлуатацію, оскільки на ділянках між галереями накопичується багато снігу, який важко прибирати.

Спеціальні габарити для галерей не розроблені, тому при проектуванні поперечного перерізу рекомендується керуватися габаритами тунелів або дещо зміненими габаритами проїжджої частини мостів з їздою понизу. Галерей повинні мати висоту не менше 5 м. Ширина галерей, розташованої на прямій ділянці, відповідає ширині проїжджої частини моста із збільшенням ширини смуг безпеки. У разі розташування галерей на кривій ширину проїжджої частини збільшують з урахуванням розрахункової швидкості руху автомобілів згідно технічним умовам, що діють, і нормам проектування. Чим менше радіус заокруглення, тим потрібне більше розширення проїжджої частини галерей для забезпечення роз'їзду зустрічних автомобілів. При радіусі кривої більше 300 м проїжджу частину не розширяють.

При призначенні розширення проїжджої частини галерей слід враховувати не тільки швидкість руху, але і види транспорту. Якщо дорога призначена для пропуску автомобілів з причепами, то ступінь розширення проїжджої частини необхідно визначати безпосереднім розрахунком.

При спорудженні дуже коротких галерей для більшої зручності руху по дорозі їх ширину можна приймати рівній ширині земляного полотна, а не тільки проїжджій частині.

Галерей можуть бути запроектовані як для одностороннього, так і для двохстороннього руху. При двоколійному русі ширина галерей може досягати 8 м і більше. В деяких випадках, особливо при спорудженні дерев'яних галерей, перекриття такого великого прольоту складне, тому застосовують односторонні галерей з простіших конструкцій. односторонніми галереями найчастіше перекривають тільки один напрям руху - залишаючи інший без захисту. При цьому під час можливих обвалів і лавини рух в обох



напрямах здійснюється по галереї і його доводиться регулювати із застосуванням диспетчерської служби.

При проектуванні галерей повинне бути передбачене надійне відведення води при таненні снігу. Для цього покріття галерей додають ухил не менше 1:12, навіть якщо на ньому є ґрунтovий насип. Поверхня перекриття повинна бути покрита гідроізоляцією, захищеною від пошкоджень. Особливо надійно слід ізолювати стики в перекритті, оскільки попадання в них води при змінному заморожуванні і відтаванні може викликати руйнування.

Поверхні стін галерей, дотичні з ґрунтом, повинні бути покриті гідроізоляцією. З пазухи, створеною підпірною стіною і гірським схилом, необхідно забезпечити надійне водовідведення шляхом прокладки труб. Гірські струмки рекомендується пропускати над галереєю у відкритих каналах.

Серйозною проблемою при проектуванні галерей є освітлення. Якщо дорогу будують у вузькому виступі на крутому схилі гори, де сніг від лавини не може скупчуватися, то галерея з боку долини може бути повністю відкрита. Галерею, розташовану на пологих схилах, може повністю занести сніг і перетворити її на темний тунель, що пов'язане з можливістю створення аварійних ситуацій. Застосування електричного освітлення для галерей не завжди можливо, тому зазвичай обмежуються установкою застережуючих знаків і зниженням швидкості руху автомобілів.

3.4. Розрахунок протилавинних споруд

Розрахунок протилавинних галерей полягає у визначенні навантажень і перевірці міцності і стійкості елементів їх конструкції.

Галерея, окрім постійного навантаження від власної ваги і ваги амортизуючого насипу на перекритті, піддається дії тимчасового навантаження від лавини, що скочується по її перекриттю.

Найчастіше зустрічаються чотири схеми поєднання навантажень від лавини (рис. 3.18).

Лавина може знесті пласт снігу, що накопичився на перекритті галерей. При цьому на галерею при проходженні лавини діють навантаження P_1 , сила тертя T_1 , зусилля від підсмоктування повітря



S і динамічне навантаження R_1 , викликане нерівностями місцевості на шляху руху лавини (рис. 3.18, а).

Якщо лавина пройшла поверх пласта снігу, що злежався, від попередньої лавини на перекритті галереї, то на галерею при проходженні лавини діє навантаження P_2 , постійне снігове навантаження P_3 від ваги снігу, що злежався, сила тертя T_2 і динамічна сила $R_2 < R_1$ (рис. 3.18, б).

При створенні лавиною потужного сніжного завалу на перекритті галереї діють вертикальне снігове постійне навантаження P_4 і підпір снігу P_c (рис. 3.18, в).

Лавина, що зійшла з боку долини, створює ударний тиск P_5 , силу тертя T_3 і тиск P_6 , направлений вгору, що діє на консоль галереї (рис. 3.18, г).

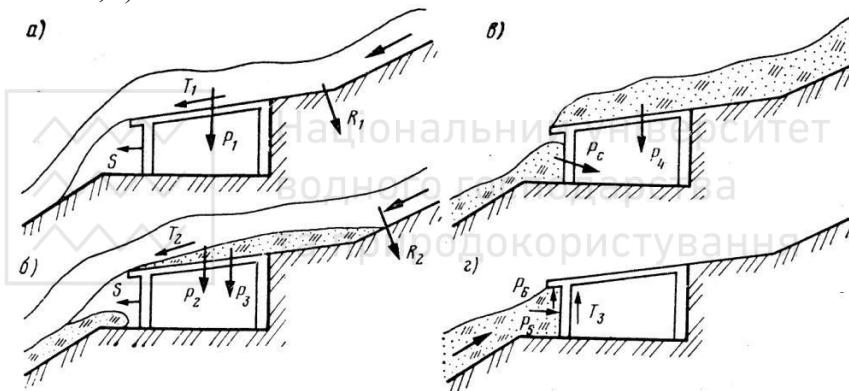


Рис. 3.18. Навантаження від лавин

З приведених сполучень навантажень видно, що галереї можуть піддаватися тільки статичній дії маси снігу при лавині у вигляді зсувів, які поволі, без ударів сповзають на перекриття галереї. При проході мокрої лавини на перекриття діють удари і статичний тиск.

Галерея може опинитися в сніжній товщі винесення, при цьому перекриття і інші конструктивні елементи знаходитимуться під статичною дією снігу. Це відноситься і до випадку, коли на галереї затримується залишок лавинного снігу, що втратив енергію руху і що сповз на неї з невеликою швидкістю.



Таблиця 3.3

Вид снігу	Питома вага, кН/м ³	Пористість, %	Вид снігу	Питома вага, кН/м ³	Порис-тість, %
Сухий мілкий	0,1-0,3	99-97	Глубинний іній	2,0-3,0	78-67
Порошко-подібний	0,3-0,6	97-93	Сухий осівший	2,0-4,0	78-56
Легко ущільнений вітром	0,6-1,0	93-89	Мокрий осівший	4,0-5,5	70-50
Сильно ущільнений вітром	1,0-3,0	89-67	Сухий фірновий (зернистий)	4,0-7,0	56-24
			Мокрий (зернистий)	6,0-8,0	50-20

Статичне навантаження визначають залежно від товщини сніжного шару h_c , знайденої орієнтовно на основі спостережень, і питомої ваги снігу γ_c .

Інтенсивність статичного тиску снігу:

$$p = h_c \gamma_c \quad (3.26)$$

Товщина шаруючи снігу, що знаходиться на перекритті галереї, залежить від виду лавини. При мокрій лавині вона сягає 8-10 м, при сухих може бути ще більшою, але при меншій питомій вазі снігу. Питома вага лавинного снігу залежить від виду лавини і фізичного стану самого снігу (табл. 3.3).

Грунтова лавина разом з снігом несе з собою значну кількість кам'яних уламків. Якщо зміст кам'яних уламків прийняти $K=0,04 \div 0,05$ від об'єму сніжної маси, то загальна питома вага:

$$\gamma_1 - \gamma_c(1-K) + K\gamma_r \quad (3.27)$$

де γ_r – питома вага снігу (див. табл. 3.3); $\gamma_r=26,0$ кН/м³ – питома вага кам'яної породи.

Протягом зимового періоду галерея може піддаватися дії різних сполучень навантажень, які необхідно враховувати в розрахунках міцності і стійкості.

Окрім вертикальних навантажень галерея може піддаватися силовій дії, направленій паралельно верхній площині її перекриття.



Це силова дія є силою тертя T , що виникає під час переміщення снігу по перекриттю або амортизуючий насип галереї, прикладену по напряму руху лавини.

Для першої і другої схем вантаження (див. рис. 3.18, а і б) сила тертя:

$$T' = Pf \cos\beta \quad (3.28)$$

Де P - снігове навантаження на перекриття галереї; f - коефіцієнт тертя для відповідних поверхонь ковзання; β - кут нахилу покрівлі галереї до горизонту.

Коефіцієнти тертя приймають для гравієвої засипки $f=0,5 \div 0,6$; для дерев'яного перекриття і снігового шару, що злежався $f=0,3$.

Якщо на перекриття галереї діють не тільки вага ковзаючого снігу, але і ударні навантаження, то силу тертя визначають по формулі

$$T = T' + T_d \quad (3.29)$$

де T_d – сила тертя від ударного навантаження лавини.

Силу тертя від динамічного удара на 1 м довжини галереї визначають по аналогії з формулі (3.28):

$$T_d = p_d l f \cos\beta \quad (3.30)$$

де p_d – інтенсивність ударного тиску, визначувана по формулі (3.32); l - проліт галереї.

Динамічна дія лавини залежить від швидкості їх руху, яка коливається в широких межах і залежить від крутизни схилу, характеру лавиноскиду, шляху руху лавини, стану і типу снігу.

Деякі лавини рухаються з швидкістю, що не перевищує 6 м/год, викорчовуючи ліс; швидкість інших лавин близька до швидкості вільного падіння.

Зазвичай найбільшу швидкість мають лавини сухого порошкоподібного снігу і найменшу - лавина вологого снігу. Сніжна водонасичена лавина рухається з дуже великою швидкістю. Від швидкості руху лавини залежить не тільки сила удару, що передається на споруду, але і дальність викиду лавини за межі галереї.

Запропонована теорія руху лавини, заснована на допущенні, що сніжний обвал є матеріальною точкою, рухомою по похилій площині під впливом сили тяжіння, причому опір руху лавини приймають пропорційним швидкості.



Формула, що виражає залежність швидкості руху лавини від довжини S і ухилу пройденого шляху, має вигляд:

$$S = 2,30 \frac{a}{k^2} \lg \frac{a - kv_0}{a - kv} - \frac{v - v_0}{k} \quad (3.31)$$

де $a = g \cos \alpha (\operatorname{tg} \alpha - f)$ - стала що залежить від кута нахилу α (рис.3.19, а) і коефіцієнта тертя снігу f , який на основі дослівірних даних може бути прийнятий рівним 0,30;

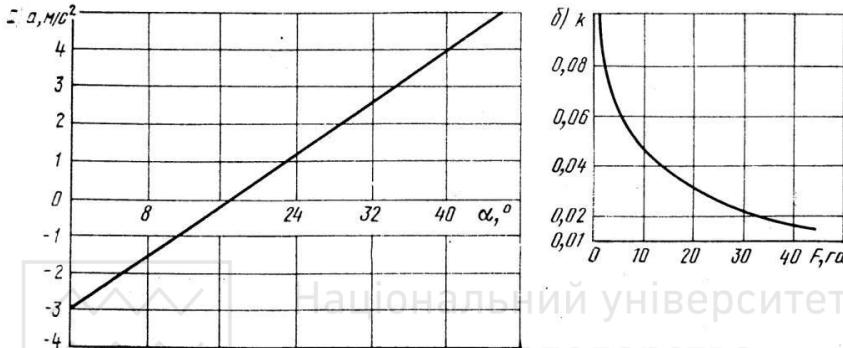


Рис. 3.19. Графіки для визначення коефіцієнтів a і k



Таблиця 3.4

Номер ділянки	Довжина ділянки v , м	Кут нахилу, α , град	α	k	Швидкість в кінці ділянки, м/с
I	290	22	0,95	0,022	19,55
II	770	30	2,37	0,022	64,40
III	225	28	2,00	0,022	66,45
IV	315	19	0,40	0,022	61,50
V	190	33	2,90	0,022	65,70
VI	105	6	-1,90	0,022	59,50
VII	510	0	-2,95	0,022	0

g - прискорення вільного падіння; k - коефіцієнт, значення якого складає 0,10-0,015 в залежності від площини снігозбору басейну обвалу (рис. 3.19, б); v_0 - швидкість руху обвалу снігу на початку ділянки; v - швидкість руху лавини в кінці ділянки.

Приклад розрахунку. Визначити швидкість руху лавини по шляху, значення елементів профілю якого наведені в табл. 3.4.



Приведені в таблиці коефіцієнти про α і k визначені по графіках (див. рис. 3.19).

Швидкість в кінці шляху визначаємо по формулі (3.31) методом підбору.

Для першої ділянки $f=0,3$, $v_0=0$. Приймемо швидкість $v=25$ м/с.

По формулі (3.31) довжина ділянки

$$S = 2,3 \frac{0,95}{0,022} \lg \frac{0,95 - 0,022 \cdot 0}{0,95 - 0,022 \cdot 25} - \frac{25}{0,022} + \frac{0}{0,022} = 559 \text{ м},$$

яка не відповідає фактичній довжині першої ділянки, 290 м.

Приймемо швидкість $v=17$ м/с, тоді по формулі (3.31) $S=177$ м.

Значення швидкості вибране знову невдалим, оскільки $177 \text{ м} \neq 290 \text{ м}$.

При значенні швидкості $v=19,55$ м/с отримаємо $S=288$ м.

Цей результат задовільний, оскільки відхилення дійсної відстані 290 м складає 0,69 %, що менше допустимого 2 %.

Для другої ділянки $v_0=19,55$ м/с, $f=0,3$.

В результаті підбору значення швидкості знайдемо, що при $v=64,4$ м/с довжина ділянки $S=767$ м, що з достатньою точністю відповідає фактичній довжині 770 м.

Аналогічно шляхом підбору проведений розрахунок для інших ділянок руху лавини, внаслідок чого визначені швидкості в кінці шляху (див. табл. 3.4).

На останній ділянці довжиною 510 м можлива зупинка лавини, оскільки швидкість $v=0$. Підставивши у формулу (3.31) початкову швидкість, рівну кінцевій швидкості на передостанній ділянці $v_0=59,5$ м/с, отримаємо довжину викиду лавини:

$$S = 2,3 \frac{-2,95}{0,022^2} \lg \frac{-2,95 - 0,022 \cdot 59,5}{-2,95 - 0,022 \cdot 0} - \frac{0}{0,022} + \frac{59,5}{0,022} = 465 \text{ м}.$$

Таким чином, формула (3.31) дає можливість визначити швидкість руху лавини на будь-якій ділянці гірського схилу, а також довжину викиду лавини, що важливо при пошукових роботах, які передують проектуванню галерей.

Знаючи швидкість руху лавини в місці передбачуваного розміщення галерей, можна визначити силу її удару об споруду. При визначенні удару лавинного обвалу прийнято допущення, що удар що діє в деякий проміжок часу, викликає безперервний потік окремих сніжних грудок, з яких зазвичай складається масив обвалу.



При цьому тиск від удару сніжної лавини визначають по формулі, дійсність якої підтверджують експериментальні дослідження:

$$p_d = \frac{\gamma_c}{g} v^2 \sin \beta \quad (3.32)$$

де γ_c - питома вага снігу; v – швидкість лавини в момент удару; β – кут між напрямом руху снігу і площиною, що сприймає удар.

Формула (3.32) не дає абсолютно точноого відтворення фізичної сторони явища удару сніжної маси лавини об споруду. Проте дослідження і вимірювання сили удару лавини в часі показали, що її силова дія на споруду відбувається в достатньо короткий проміжок часу, тому можна приймати тиск p_d прикладеним до споруди миттєво.

На галерей іноді діє виникаюча при русі лавини повітряна хвиля, що має велику руйнівну силу.

Виникнення повітряних хвиль в більшості випадків пов'язане з рухом пилоподібної лавини, що складається з дрібного сухого снігу (1-2 % за об'ємом) і сягає швидкості руху до 100 м/с. При русі масиву сухого снігу спочатку утворюється зсув, який зміщується на лежачий нижче по схилу сніжний покрив, тисне на нього і, спресувавши разом з повітрям, що міститься в ньому, захоплює за собою. Рух лавини супроводжується рухом повітря, що створює повітряну хвилю.

Об'єм виділеного при пилоподібній лавині повітря може бути визначений за наступною наближеною формулою:

$$V_z = V_s \left(1 - \frac{\rho_1}{\rho_2}\right) \quad (3.33)$$

де V_s - об'єм сніжного покриву до стиснення; ρ_1 - щільність снігу після стиснення; ρ_2 - щільність снігу до стиснення.

Спостереження за лавиною показують, що повітряна хвиля виникає і при лавині інших типів, рухомих з великою швидкістю.

Силова дія повітряної хвилі на споруду кількісно не встановлена, тому необхідно передбачати конструктивні заходи, які гарантували б галерею від пошкодження, наприклад, закріплення дерев'яного перекриття галерей анкерними болтами.

Викладений метод визначення дії лавини на перекриття галерей має недоліки, оскільки не враховує пружність конструкцій, тобто



розрахунок на ударне навантаження зводиться до статичного розрахунку. Цей недолік можна усунути, якщо в розрахунку враховувати динамічний коефіцієнт, залежний від пружності конструкції. Для визначення значень динамічних коефіцієнтів були запропоновані формули, проте практичного застосування вони не знайшли через невизначеності багатьох параметрів, що входять в ці формули. Тому застосовують розглянутий вище метод розрахунку. Застосування загально прийнятого наближеного методу розрахунку виправдовується тим, що міцність галерей отримують із запасом.

Зусилля в перекритті галерей і інших конструктивних елементах визначають розрахунком. Розглянемо порядок розрахунку балочної галереї (рис. 3.20, а), в поперечному перерізі якої розташовано дві підпірні стіни. На стіни спираються залізобетонні балки P -подібного перерізу, створюючи перекриття галереї. На перекриття укладена амортизуючий насип, що утворює площини ковзання під кутом α , для захисту збірних залізобетонних балок від безпосереднього удару лавини.

У статичному відношенні перекриття може бути розглянуто як розрізна балка прольотом l , що знаходиться під дією постійного рівномірно розподіленого навантаження, яке складається з власної ваги конструкції перекриття (з урахуванням гідроізоляції і захисного шару) q_1 , а також ваги амортизуючого насипу, прольоту, що змінюється по довжині, по трапеції від q_2 до q_3 (рис. 3.20, б).

Інтенсивність постійного навантаження визначається на 1 м ширини перекриття з урахуванням відповідних коефіцієнтів навантажень.

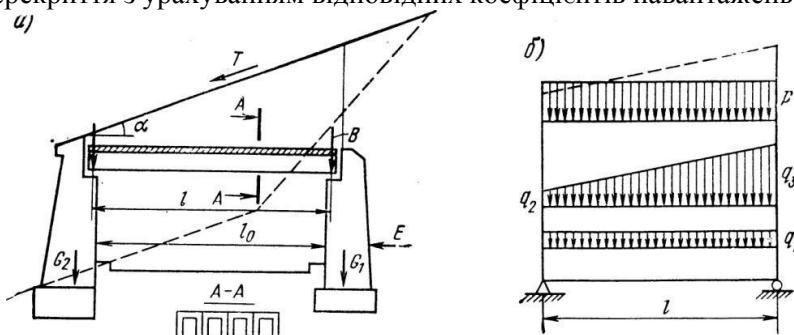


Рис. 3.20. Розрахункова схема балочної галерей

Окрім постійного навантаження на перекриття галерей діє тимчасове навантаження q , яке може мати прямокутну або трапеційальну епіору.



Поперечний переріз сніжного пласта на перекритті галереї зазвичай має вид трапеції, меншою стороною зверненою до долини. При великій лавині, коли різниця між сторонами трапеції велика, розрахунок ведуть з урахуванням розподілу снігового навантаження по трапеції. У більшості ж випадків при статичній дії лавини, і при динамічній дії завжди снігове навантаження приймають рівномірно розподіленим по довжині прольоту балки перекриття. Зусилля в перерізах балки перекриття визначають з урахуванням динамічної дії лавини. Тільки при оповзнях і інших видах лавини, що характеризується малою швидкістю сповзання снігу до галереї, можна обмежитися тільки статичним розрахунком.

По розрахункових зусиллях перевіряють міцність і тріщинностійкість поперечних перерізів балок.

Внутрішня стіна галереї є підпірною стіною, на яку діють опорний тиск B (див. рис. 3.20, а) і горизонтальна складова сили тертя, лавини, що виникає при русі, по похилій поверхні амортизуючого насипу. Сила тертя може передаватися на задню або передню стіну в залежності від конструкції, спираання елементів перекриття.

Враховуючи, що залізобетонні балки перекриття спираються на стіні без опорних частин, до кожної стіни галереї докладають горизонтальну силу, рівну половині горизонтальної складової сили тертя $Tcosa/2$.

Крім того, при засипці пазухи між стіною і скельним укосом ґрунтом на внутрішню стіну діє горизонтальний тиск ґрунту E .

При такому поєднанні зовнішніх сил розрахунок внутрішньої стіни вагою G_1 зводиться до розрахунку підпірної стіни, навантаженої силами B , $Tcosa/2$ і опором ґрунту E .

Передню стіну галереї, що знаходиться під дією опорного тиску A , сили тертя $Tcosa/2$ і власної ваги розраховують як проміжну опору моста.

Аналіз результатів досліджень показує, що точне вимірювання тиску снігу в природних умовах ускладнюється впливом коливань температури, процесами метаморфізму і дифузії водної пари. Ступінь впливу цих чинників на зміну тиску сніжного покриву ще не з'ясований, тому розрахунок снігозатримуючих стін і щитів проводять наближено, припускаючи, що на снігозберігних ділянках ці споруди піддаються статичному тиску снігу у напрямі схилу, що



сягає найбільшого значення при першому переміщенні сніжного покриву.

Розглянемо граничну рівновагу шару снігу шириною 1 м на довжині l , рівною відстані між двома стінами (рис. 3.21).

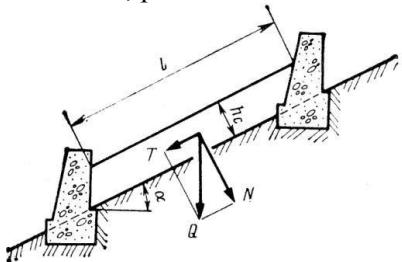


Рис. 3.21. Розрахункова

схема снігозатримуючих стін

складається з сили зчеплення по площині ковзання cl , сили зчеплення по площині розриву або відриву від розташованої вище стіни $c_0 h_c$ і сили тертя по площині ковзання $f h_c \gamma_c \cos \alpha$.

Тут c – зчеплення по площині ковзання ($c=0,02$ МПа); c_0 – зчеплення в товщі снігу ($c_0=0,02-0,09$) МПа (залежно від типу снігу); f - коефіцієнт тертя ($f \approx 0,35$).

В стані граничної рівноваги сила T повинна бути рівна сумі сил, протидіючих руху:

$$h_c l \gamma_c \sin \alpha = cl + c_0 h_c + f h_c \gamma_c \cos \alpha \quad (3.36)$$

Тоді стану граничної рівноваги відповідає товщина снігу, визначувана з виразу (3.36):

$$h_c = \frac{c / \gamma_c}{\sin \alpha - f \cos \alpha - c_0 / \gamma_c} \quad (3.37)$$

Нехтуючи малою величиною c_0 , отримаємо:

$$h_c = \frac{c / \gamma_c}{\sin \alpha - f \cos \alpha} \quad (3.38)$$

Знаючи величину h_c , призначають висоту затримуючої стіни і визначають розміри її поперечного перерізу.

Проектована снігозатримуюча стіна сприймає навантаження P , рівне різниці між силою T , що зрушує шар снігу, і силами, що перешкоджають зрушенню:

$$P = \gamma_c h_c l (\sin \alpha - f \cos \alpha) - cl \quad (3.39)$$



Подальший розрахунок утримуючої стіни зводиться до розрахунку підпірної стіни, що знаходиться під дією сили P , докладеної паралельно схилу на висоті $h_0/2$ від площини схилу.

Розрахунок направляючих проводять на дію удару рухомої сніжної маси по формулі (3.32). Швидкість руху сніжної лавини у момент удару визначають викладеними методами.

При розрахунку сили удару лавини об направлячу стіну по формулі (3.32) приймають кут β , утворений напрямом руху лавини і положенням грані стіни, безпосередньо схильної до дії удару сніжної маси.

Тоді тиском $p_{л}$ є інтенсивність навантаження, рівномірно розподіленої по висоті стіни. При висоті стіни H навантаження, що передається на 1 м довжини стіни, рівна $p_{л}H$. На навантаження, статично прикладене до стіни, проводять її розрахунок як підпірної стіни.

Питання для самоконтролю

1. Намалюйте схему та вкажіть основні елементи проти обвальної галереї.
2. Намалюйте схеми та поясніть різницю між вловлюючими траншеями та вловлюючими стінами.
3. Поясніть функціональне призначення протиобвальних споруд.
4. Як враховується динаміка падіння каменів на протиобвальну споруду.
5. Назвіть типи конструкцій протилавинних галерей.
6. Намалюйте принципову схему залізобетонної галереї відкритої з низової сторони.
7. Намалюйте принципову схему залізобетонної галереї із засипкою з верхньої та нижньої сторін.
8. Поясніть яким чином вирішується питання освітлення в галереях.
9. В чому полягає розрахунок проти лавинних галерей.
10. Намалюйте чотири типових схеми поєднання навантажень від лавини.



РОЗДІЛ 4. ВОДОПРОПУСКНІ СПОРУДИ

4.1. Підхідні і водовідвідні русла у водопропускних спорудах

Для водних потоків, що мають великі швидкості, влаштовують штучні русла, які захищають природні русла від розмиву і забезпечують нормальний вхід води в отвір споруди.

Для захисту від розмиву низового укосу земляного полотна дороги і вихідної частини водопропускої споруди часто влаштовують штучні русла водовідвідень, по своїй конструкції що мало відрізняються від підхідних русел. Ці штучні русла призначенні не тільки для відведення води від споруди, але і гасіння енергії водного потоку.

Підхідні русла повинні розташовуватися в плані так, щоб вони могли прийняти воду, що стікає по схилах до балки, і спрямувати її до труби або моста. Лоток штучної споруди буде при цьому продовженням підхідного русла. Отже, треба пов'язувати розташування підхідного русла як з профілем балки, так і з розташуванням водопропускої споруди.

Штучні підхідні русла повинні забезпечувати пропуск всіх витрат води без їх переповнення. При виконанні цієї вимоги виключається можливість проходу високих вод поза штучним руслом по природній балці, що загрожувало б розмивом підошви насипу і небезпекою створення другого підхідного русла, що може привести до розмивання основи водопропускої споруди.

Для прийому в штучне русло води головну частину його обладнують спеціальними водоприймальними пристроями.

При пологому поперечному профілі балки із слабо вираженим контуром берегів для збору води влаштовують поперечні канави (рис. 4.1, а), що перехоплюють водний потік і що підводять його до основної подовжньої канави, яка зв'язана безпосередньо з лотком штучного підхідного русла. Переріз поперечних канав зазвичай розраховують на пропуск половини повної витрати води в балці. Поперечний переріз повздовжньої канави розраховують на пропуск повної витрати води.

При поперечному профілі балки з явно вираженими високими берегами збір води в штучне підхідне русло досягається влаштуванням розтрубного оголовка (рис. 4.1, б). Стінки розтруба



розташовують під кутом 30-60° до напряму повзводжніх стінок штучного підхідного русла. Ширина вхідного перетину розтруба і висота стінок оголовка повинні забезпечити спрямування в русло повної витрати водотоку при найвищому рівні протікаючих вод.

При великій ширині балки і особливо при слабких ґрунтах дна балки, сприяючих швидкій зміні русла потоку, замість розтрубного оголовка підхідного русла застосовують перегородки - стіни у вигляді дамби (рис. 4.1, в) з бетону або каменя, насипу або дерев'яного шпунтового ряду. Така стіна повинна перекривати всю ширину розливу потоку, примикати безпосередньо до берегів балки і бути вище за розрахунковий підпірний рівень не менше чим на 50 см.

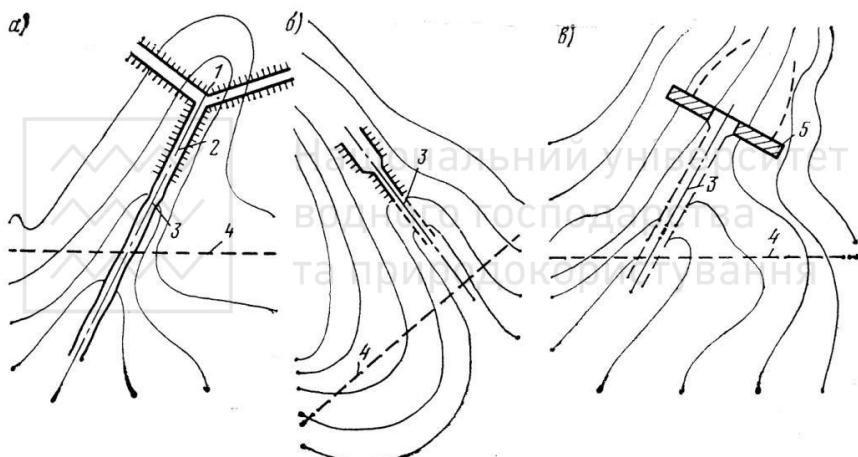


Рис. 4.1. Схема збору води до підхідного русла

1 – поперечна канава; 2 – повзводжня канава; 3 – вісь русла; 4 – вісь дороги; 5 – гребля

У поперечній стіні залишають водопропускний отвір, по розмірах і контурі відповідно перерізу головної частини штучного підхідного русла і розрахований на пропуск максимальної витрати водотоку.

Не менш важливе значення мають штучні русла, що відводять воду, яка пройшла через водопропускну споруду.

Питання влаштувань відвідних русел особливо важливе при будівництві водопропускних споруд на гірських дорогах, якщо нижче за земляним полотном є круті схили узгір'я і навіть обриви.

Вода, що виходить з отвору споруди, часто має ще велику енергією. Якщо не прийняти спеціальних заходів, то це може



привести до розмиву косогірного схилу нижче за насип або напівнасип і руйнуванню земляного полотна дороги. Тому штучні русла водовідведення повинні зменшувати швидкість течії води до значення, меншого швидкості розмиву відповідних ґрунтів.

Вибір розташування в плані і типу штучних русел проводять у кожному випадку окремо, залежно від топографічних і геологічних умов.

По контуру повздовжнього профілю штучні русла розділяють на швидкотоки і багатоступінчатих або одноступінчатих перепаді з водобійними колодязями або без них залежно від ухилу балки і умов протікання води. Швидкотік зазвичай закінчується гасителем енергії, який може бути зроблений у вигляді водобійного колодязя або водобійної стіни (рис. 4.2, а).

Гасіння енергії на перепадах здійснюється на кожному його ступені. У багатоступінчатому перепаді (рис. 4.2, б) розрізняють наступні елементи: вхідну частину, ступені перепаду, на які розділяється загальна висота падіння h , і гаситель енергії за рахунок стрибка води у вигляді водобійного колодязя. Іноді гаситель роблять у вигляді довгого ступеня з гасінням енергії за рахунок тертя.

Конструкція підхідного русла може змінюватися по його довжині. Якщо ухил схилу змінний, то можна застосувати підхідне русло комбінованого вигляду. У повздовжньому профілі підхідне русло може складатися з двох ділянок швидкотоку з різними ухилами, зв'язаних між собою за допомогою водобійного колодязя (рис. 4.2, в). Можна застосовувати також комбінації з швидкотоку і перепадів (рис. 4.2, г) і інших повздовжніх профілів штучних русел.

Поперечні перерізи підхідних і водовідвідних русел в більшості випадків призначають прямокутними або трапецеїдальними. Ширину поперечного перерізу русел зазвичай визначають по швидкості потоку залежно від виду укріплення дна і бічних стін штучного русла швидкотоків і перепадів.

В деяких випадках для зменшення швидкості течії ширину штучного русла проектують змінною в плані, збільшуючи її від верхневої частини ступінчасто на перепадах вниз за течією. Такі русла часто застосовують при проектуванні штучних русел водовідведення.

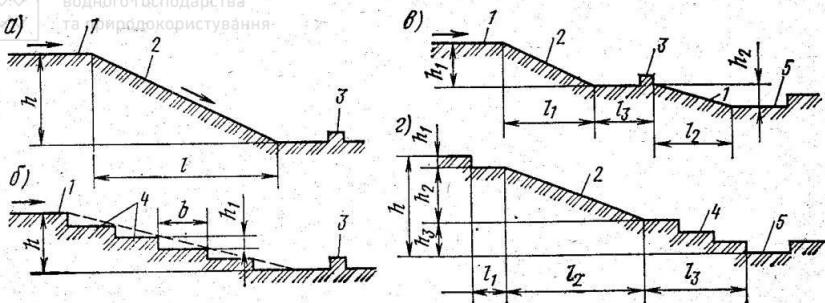


Рис. 4.2. Повздовжні профілі штучних русел:

1 – вхідна частина; 2 – лоток швидкотоку; 3 – водобійна стінка; 4 – ступені перепаду; 5 – водобійний колодязь

Практика проектування показує, що при значних витратах води, великих ухилах і наявності у воді твердих включень за сприятливих геологічних умов, що забезпечують стійкість положення крутого нахиленого лотка, найбільш доцільним є влаштування швидкотоків.

Споруда ступінчастих перепадів можлива за умов, забезпечення їх нормальної гідралічної роботу. Багатоступінчаті перепади без водобійних колодязів є хорошими гасителями енергії тільки при незначних ухилах поверхні, що дозволяють влаштовувати ступені необхідної довжини з ухилами, близькими до критичних.

При великих ухилах влаштовують перепади з водобійними колодязями. Перепади з водобійними колодязями можна зробити з меншою довжиною ступенів в порівнянні з перепадами без водобійних колодязів. Із збільшенням ухилу ростуть висота і довжина водобійного колодязя, тому при дуже великих ухилах застосування перепадів стає економічно недоцільним.

Конструкція ступінчастих перепадів може бути різною, залежно від швидкості течії води і матеріалу, споруди.

При незначній швидкості течії води багатоступінчатий перепад може мати укріплення кам'яною кладкою підходів до ступенів падіння і водобійної частини ступенів (рис. 4.3, а). Ступені цього перепаду виконані з плоского каменю. Цим же каменем викладений лоток на довжині l нижче за течією від ступеня падіння, яку можна визначити по формулам:

- при незначних швидкостях протікання води:

$$l = 2p \quad (4.1)$$



- при значних швидкостях:

$$l = 3 \sqrt{\left(h_n + \frac{v_n^2}{2g} p\right)} \quad (4.2)$$

де p - висота ступеня перепаду; h_n - глибина потоку біля стінки падіння; v_n – швидкість падіння води із сходинки; g - прискорення вільного падіння.

За межами цієї довжини русло не укріплюють, якщо швидкість протікання води при прийнятих ухилах сходинок і не перевищує швидкості розмиву природного ґрунту балки. Інакше лоток багатоступінчастого перепаду повинен зміцнюватися по всій ділянці (рис. 4.3, б). Така конструкція штучних русел допускає протікання води із значно більшими швидкостями, тому вони можуть бути застосовані на крутих ухилах при значних витратах води, підведеніх до штучного русла бічними і підхідними канавами.

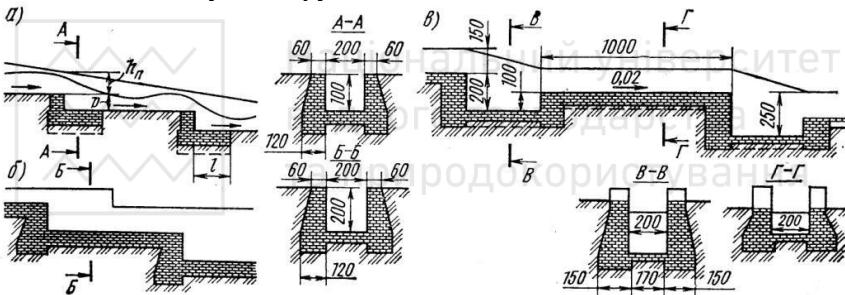


Рис. 4.3. Ступінчасті перепади з кам'яною кладкою

Дно лотка укріплюють мощенням з двох рядів каменя. Лоток має прямокутний переріз, який обмежений з обох сторін повздовжніми стінками, зведеними з сухої кладки. Висота бічних стінок по довжині лотка змінюється уступами, розташованими в середині ступенів перепаду. Повздовжній ухил ступенів такого лотка допускається в межах 0,02 - 0,03. При великих повздовжніх ухилах балки і такому обмеженні ухилу ступенів висота падіння води буде дуже великою, тому виникає необхідність гасіння енергії води для зменшення швидкості її течії . Для цього застосовують водобійні колодязі або влаштовують водобійні стінки.

В ступінчастому перепаді з водобійними колодязями, які здійснені поглибленим безпосередньо за стінкою падіння, стінки ступенів і водобійного колодязя, а також його дно виконані з



кам'яної кладки насухо. При цьому дно водобійного колодязя влаштовують з найбільш крупних каменів з ретельним їх підбором і обколюванням.

Ступінчастий перепад може мати декілька водобійних колодязів з кам'яної кладки на розчині (рис. 4.4). Такі перепади називають колодязними.

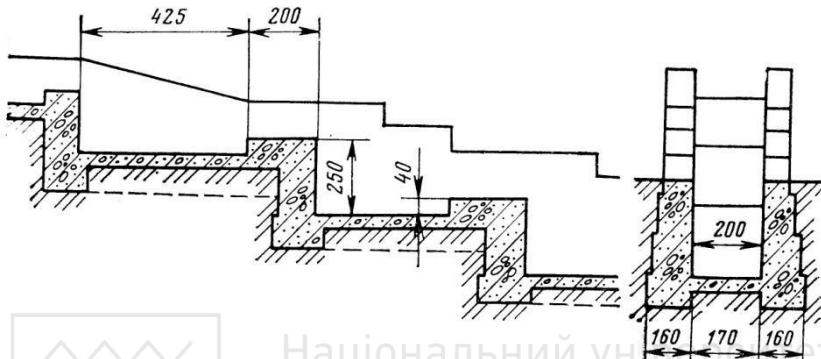


Рис. 4.4. Ступінчасті перепади з водобійними колодязями із кам'яної кладки

У залізобетонному ступінчастому перепаді (рис. 4.5) водобійний колодязь на верхньому ступені служить влаштуванням залізобетонної водобійної стіни. На нижньому ступені водобійний колодязь виконаний у вигляді поглиблення дна на частини довжини ступеня. Товщина залізобетонних плит, створюючих лоток, і стіні перепадів, складають 15-20 см. Конструкція перепаду спирається на підготовку з ретельно ущільненої глини. Для забезпечення повздовжньої стійкості споруди в його фундаментах передбачені залізобетонні шпори. По довжині залізобетонних ступінчастих перепадів влаштовують температурні і осадкові шви.

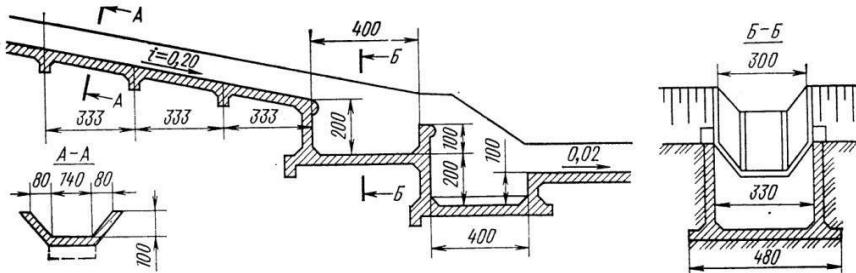


Рис. 4.5. Залізобетонний ступінчастий перепад



Для стоку води і осушення водобійних колодязів в їх стінах влаштовують отвори. З водобійних колодязів, розташованих нижче за дно лотка ступеня перепаду, відведення води ускладнене і часто неможливе. Замерзання води, що залишилася, може привести до передчасного руйнування перепаду.

Застосування перепадів з водобійними колодязями доцільно: якщо водотік не несе великої кількості наносів. У гіршому випадку водобійні колодязі засмічуються частинками ґрунту, що осідають в них, зваженими у воді, що протікає по перепаду. При цьому водобійні колодязі доводиться систематично очищати від наносів, що збільшує витрати по експлуатації перепадів.

Швидкотоки можна споруджувати з дерева, каменя, бетону і залізобетону. Дерев'яні швидкотоки не довговічні через швидке загнивання деревини і тому застосовуються рідко. В більшості випадків будують бетонні і залізобетонні швидкотоки.

Бетонний швидкотік з криволінійним повздовжнім профілем є руслом, що підводить, до круглої залізобетонної труби (рис. 4.6). Прямолінійні ділянки дна лотка з різними ухилами утворюють полігональний, близький до криволінійного, повздовжнього профіль. Різниця тангенсів кутів нахилу суміжних ділянок не перевищує 0,20, що забезпечує плавність їх сполучення.

Для плавного входу води з швидкотока в трубу є перехідна ділянка довжиною 4 м для поступового переходу від прямолінійного поперечного перерізу лотка швидкотока до напівкруглого лотка труби. Ухил перехідної ділянки лотка швидкотока співпадає з ухилом лотка труби.

У верхній частині швидкотока передбачена вхідна ділянка у вигляді розтрубного оголовка, яка звужує потік з 3 м до ширини лотка, рівного 1 м. При проектуванні вхідної частини необхідно передбачити закладення зуба в ґрунт косогору не менше чим на 0,5 м.

Повздовжня стійкість лотка забезпечується розташуванням виступів упоперек його повздовжньої осі на відстані не більше 4 м один від одного.

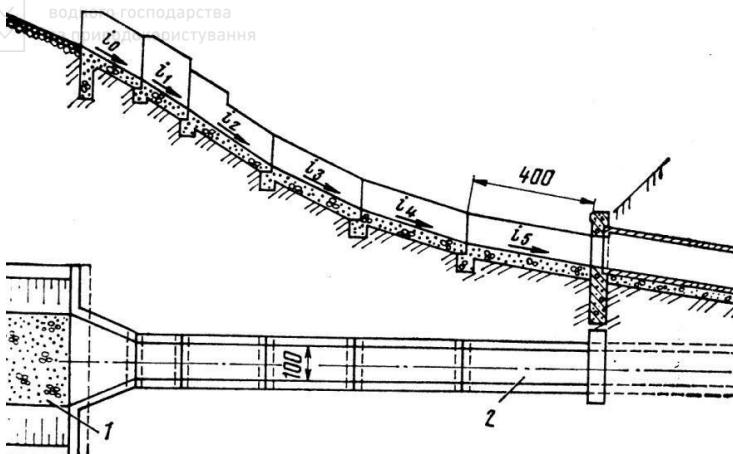


Рис. 4.6. Бетонний швидкотік з криволінійним повздовжнім профілем дна лотка: 1 - одиночне мощення на шарі гравію; 2 - переходна ділянка до труби

За наявності в районі будівництва дороги бази ЖБК швидкотока раціонально здійснити із збірного заливобетону (рис. 4.7). Швидкотік з прямолінійною віссю і постійним ухилом $i=0,25$ змонтований з блоків п'яти типів. Основна ділянка швидкотоку складається з блоків з висотою стін 1 м.

Для вхідної ділянки швидкотоку, що має вид розтрубного оголовка, застосовані блоки Г-подібного перерізу і блоки у вигляді прямокутного паралелепіпеда із замонолічуванням бетоном зазорів між ними. Бетонний зуб вхідної частини, що оберігає лоток від підмиву, виконаний з монолітного бетону.

Два блоки довжиною по 2 м, прилеглі до отвору круглої труби, утворюють ділянку, що забезпечує поступовий переход від прямокутного перерізу лотка швидкотока до напівкруглого перерізу лотка труби. Заливобетонні блоки швидкотока укладають на поперечні бруси перетином 40x50 і 40x20 см, що розташовуються змінно в місцях сполучення суміжних блоків.

Як у бетонному, так і збірному заливобетонному швидкотоках особливу увагу слід приділити зміцненню підхідного русла вхідної частини швидкотока. У наведених прикладах зміцнення дна і укосів (того русла проведено одиночним мощенням на шарі гравію або щебеню товщиною 10 см.

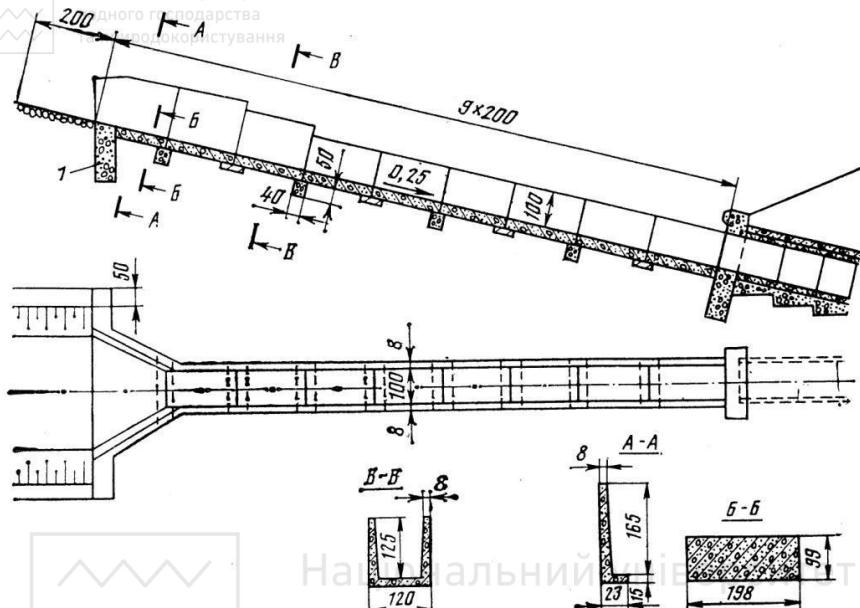


Рис. 4.7. Збірний залізобетонний швидкотік з постійним ухилом:

1 - зуб з монолітного бетону

Разом із заходами по зниженню швидкості води при проектуванні швидкотоків треба приділяти увагу конструкції вхідних (головних) і вихідних вузлів з урахуванням гіdraulічної роботи і розташування водопропускних споруд.

Сполучення перепаду або швидкотока з отвором труби або малого моста може бути здійснене по різних схемах.

Якщо лоток підхідного русла і лоток водопропускої споруди мають один і той же ухил і однакову форму поперечного перерізу, то в цьому випадку лотком труби є продовження швидкотока підхідного штучного русла (рис. 4.8, а).

Схема сполучення штучного русла, виконаного у вигляді ступінчастого перепаду з водобійними стінами, з лотком водопропускої споруди представлена на рис. 4.8, б. Вода, що витікає з останнього ступеня перепаду і з бічних каналів, потрапляє на ступінчастий швидкотік, по якому протікає через отвір споруди. Після збігання по ступенях лотка швидкість води зменшується, тобто енергія її в деякій мірі гаситься. Для додаткового гасіння



енергії води перед входом в трубу можна влаштувати водобійну стінку (рис. 4.8, в).

Сполучення труби з швидкотоком можна виконати влаштуванням заглибленого водобійного колодязя (рис. 4.8, г). Вибір схеми сполучення штучних русел з водопропускними спорудами повинен бути пов'язаний з місцевими умовами рельєфу. Зокрема, у разі потреби заглиблення гирла водопропускої споруди, наприклад, при споруженні труби з малими ухилами на крутому косогорі, застосовують сполучення штучного русла з трубою за допомогою глибокого водобійного колодязя (рис. 4.8, д).

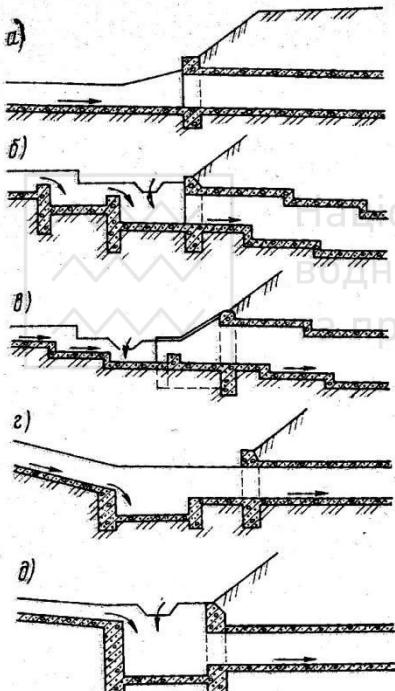


Рис. 4.8. Сполучення штучних русел з трубою

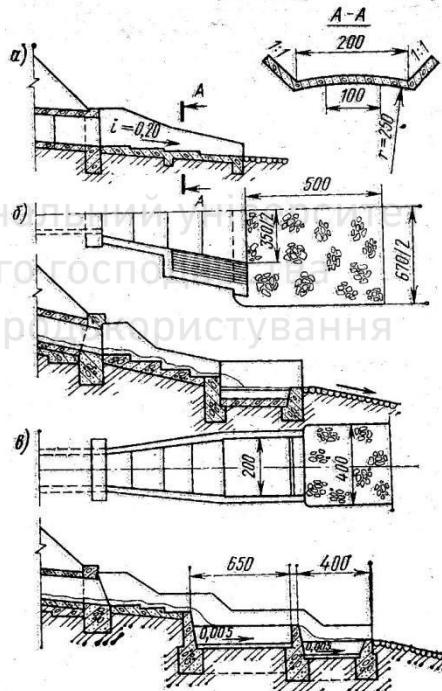


Рис. 4.9. Типи споруд для гасіння енергії в низовій частині труби

Більша увага при проектуванні швидкотоку і водопропускних споруд повинні приділяти гасінню енергії води в їх вихідній частині для виключення розмиву відвідних русел. Це відноситься, наприклад, до швидкотоків, лоток яких переходить безпосередньо в



лоток труби (див. рис. 4.6 і 4.7) без гасіння енергії води впродовж підхідних русел.

Тип і конструкція споруд, що гасять енергію води нижче за вихідний отвір труби, визначається швидкістю витікання потоку.

Найбільш простим типом відвідного русла є споруда, що гасить енергію води на основі принципу розширення потоку (рис. 4.9, а). Постійний переріз труби на початку вихідного оголовка розширюється розташуванням стін під кутом 14° . Крім того, дну лотка надають опуклу форму, що сприяє розтіканню води і розсіюванню струменів, тобто гасінню швидкості витікаючої з труби води. Для цієї ж мети лотку при виході з труби наданий ступінчастий подовжній профіль. Довжину вихідного лотка призначають залежно від величини витрати і вихідної швидкості течії води в трубі. У наведеному прикладі довжина лотка 5 м, що відповідає витраті $Q=2,0 \text{ м}^3/\text{s}$ і швидкості 4 м/с. Русло на виході з лотка укріплене мощенням товщиною 16 см на шарі гравію з цементним розчином. Якщо швидкість течії більше 4 м/с, те русло укріплюють, укладаючи гнучкий бетонний матрац.

Довжина змінення русла при виході з лотка визначається витратою води і ступенем розмиву ґрунту лотка водотока. Якщо швидкість при виході з труби перевищує 5 м/с при значній витраті води, то виникає необхідність застосування водобійних колодязів і перепадів.

Між вихідним отвором труби і водозливною стіною (рис. 4.9, б) влаштовують підхідну ділянку у вигляді прямокутного лотка з ступінчастим профілем, що розширюється під кутом 14° . Водобійний колодязь погашає енергію води, забезпечуючи її витікання в русло, що пролягає нижче, з допустимими швидкостями. Вихідну ділянку після водобійного колодязя укріплюють мощенням на довжину 5 м. У водобійній стіні на рівні дна колодязя укладають азбестоцементні труби, які забезпечують видалення води з колодязя для його осушенння.

При великих витратах і швидкостях влаштовують водозбирні колодязі з перепадами (рис. 4.9, в). Ширина перепаду, що приймається рівній ширині вхідного лотка, залежить від швидкості течії і витрати води.

4.2. Розрахунок штучних русел

Поперечні перерізи штучних русел треба призначати на основі гідравлічного розрахунку. Невідповідність розмірів русла швидкості і витраті водного потоку викликає його розмив, що в більшості випадків веде до руйнування самої водопропускної споруди.

При розрахунку гідравлічних параметрів і конструкції підхідних русел необхідно враховувати їх порівняно велику вартість, яка часто близька до вартості основної споруди (труби або малого моста), а іноді і перевершує її.

Нормальна гідравлічна робота перепаду з водобійними колодязями забезпечується за умови правильного призначення його розмірів, відношення між висотою стіни падіння, довжиною і глибиною водобійних колодязів. Гасіння енергії у водобійному колодязі здійснюється затопленням стрибка води, що утворюється в колодязі при падінні в нього потоку.

Гідравлічним розрахунком визначають глибину водобійного колодязя (рис. 4.10), що забезпечує затоплення стрибка води, і його довжину $l_{\text{кол}}$, достатню для захисту від вильоту незатопленого струменя із меж колодязя через водобійний поріг або водобійну стіну.

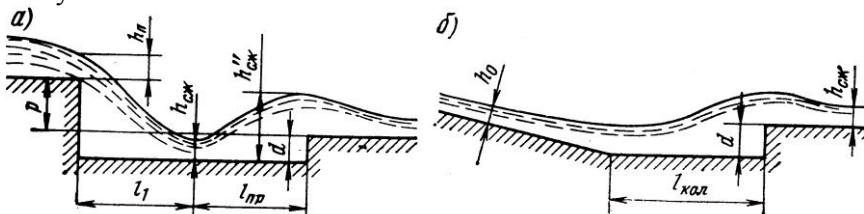


Рис. 4.10. Розрахункова схема водобійного колодязя:

Глибину водобійного колодязя можна підібрати за допомогою графіка (рис. 4.11). Криві графіка побудовані для різних відношень глибини води в нижньому б'єфі $h_{ноб}$ до енергії потоку на порозі колодязя E_n

$$a - \frac{h_{no\delta}}{E_n} \quad (4.3)$$



Огинаюча крива на графіку відповідає випадку, коли глибина потоку в нижньому б'єфі рівна відносній критичній глибині h_{krit} .

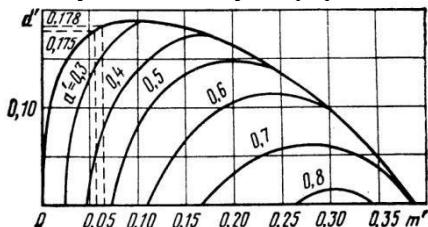


Рис. 4.11. Графік для визначення глибини водобойного колодязя при різних α'

На осіх графіка нанесені значення безрозмірних параметрів

$$m' = \frac{q}{\sqrt{2g E_n^{2/3}}} = \frac{q}{4,43 \sqrt{E_n^3}} \quad (4.4)$$

$$d' = \frac{d}{E_n} \quad (4.4)$$

де q - витрата води на одиницю ширини потоку; d – глибина колодязя.

Визначивши значення E_n , q , h_{nob} по графіку знаходять d' і потім по формулі (4.4) глибину колодязя d . Енергія потоку

$$E_n = p + h_n + d + \frac{v_n^2}{2g} \quad (4.5)$$

Де v_n і h_n швидкість течії і глибина потоку біля стіни падіння; p - висота стіни падіння; g - прискорення вільного падіння.

Щоб у водобойному колодязі забезпечувалося затоплення стрибка води, його довжина повинна бути не менше суми довжини польоту струменя l_1 і довжини досконалого стрибка l_{np} в водобойний колодязь:

$$l_{kon} = l_1 + l_{np} \quad (4.6)$$

Довжина польоту струменя при заданій висоті стіни падіння:

$$l_1 = v_n \sqrt{\frac{2p + h_n}{g}} \quad (4.7)$$

Швидкість v_n біля стіни падіння визначають при гідрравлічному розрахунку русла. При заданій швидкості і повній витраті води Q глибина потоку в прямокутному лотку:

$$h_n = \frac{Q}{bv_n} = \frac{q}{v_n} \quad (4.8)$$

де b – ширина лотка.



Довжина досконалого стрибка у водобійному колодязі:

$$l_{np} = 3,2 h_{c\infty}'' \quad (4.9)$$

де $h_{c\infty}''$ – глибина потоку, визначувана по графіку (рис. 4.12).

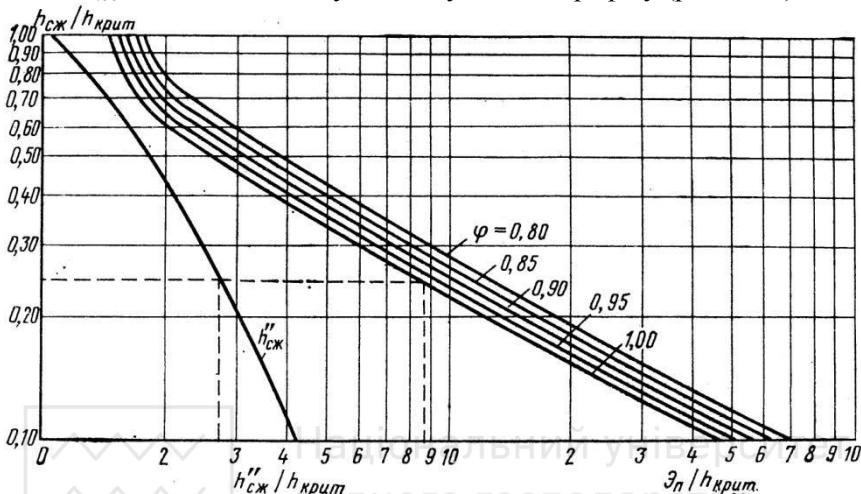


Рис. 4.12. Графік для визначення глибини стиснення потоку

Для визначення по графіку $h_{c\infty}''$ потрібно знайти енергію E_n при висоті стіни падіння p і швидкості на порозі v_n по формулі (4.5), критичну глибину h_{krit} для даного русла по графіку, наведеному на рис. 4.13, і обчислити відношення E_n/h_{krit} .

Глибину води h_{krit} знаходять по відомій витраті води q на 1 м ширини потоку або по повній витраті води Q і ширині потоку b , проводячи на графіку від значення повної витрати горизонтальну пряму до перетину з відповідною прямою b (див. рис. 4.13). З точки перетину проводять вертикальну пряму до перетину з кривою h_{krit} і, проекуючи точку цього перетину на вісь ординат, визначають значення h_{krit} .

Значення $h_{c\infty}''$ визначають по графіку (див. рис. 4.12) в наступному порядку: на осі абсцис знаходить значення E_n/h_{krit} і від нього проводять вертикальну пряму до перетину з кривою φ (коефіцієнта швидкості) того значення, яке прийняте при визначенні E_n ; з точки перетину проводять горизонтальну пряму до осі ординат, на якій визначають значення $h_{c\infty}''/h_{krit}$. Дійсне



значення $h_{cж}$ визначають множенням значення, отриманого по графіку, на $h_{крит}$.

Проекція точки перетину тієї ж горизонтальної прямої з кривою $h_{cж}$ на вісь абсцис дає значення $h_{cж} / h_{крит}$, з якого множенням на $h_{крит}$ знаходить шукане значення $h_{cж}$.

При влаштуванні водобійного колодязя в кінці швидкотока (див. рис. 4.10, б) стіна падіння відсутня, отже $l_i = 0$.

В цьому випадку довжина водобійного колодязя:

$$l_{кол} = 3,2v_0 \sqrt{\frac{2h_0}{g}} \quad (4.10)$$

де h_0 і v_0 - нормальна глибина і відповідна швидкість в кінці швидкотока.

Приклад розрахунку водобійного колодязя. Дано: $Q = 3 \text{ м}^3/\text{с}$; $b=1,0 \text{ м}$; $v_n=6 \text{ м/с}$; $h_n=0,5 \text{ м}$; $q=3\text{м}^3/\text{с}$; $p=2 \text{ м}$.

Русло має прямокутний переріз. Потрібно визначити глибину і довжину водобійного колодязя.

Визначаємо глибину колодязя, приймаючи $d=0,6 \text{ м}$.

По формулі (4.5)

$$E_n = 0,2 + 0,5 + 0,5 + \frac{6^2}{2 \cdot 9,81} = 4,93$$

По формулі (4.4)

$$m' = \frac{3}{4,43\sqrt{4,93^3}} = 0,062$$

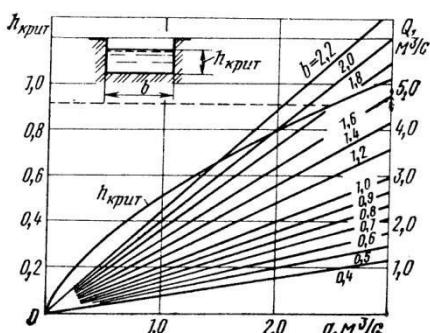


Рис. 4.13. Графік для визначення критичної глибини

По огинаючій кривій графіка (див. рис. 4.11), враховуючи, що α' приблизно рівна відносній критичній глибині потоку, при $m' = 0,062$ знайдемо $d' = 0,178$. По формулі (4.4): $d=0,178 \cdot 4,93 = 0,88 > 0,60 \text{ м}$. тобто отримана глибина колодязя значно відрізняється від заздалегідь прийнятою, тому необхідно задатися новим значенням d .



Шляхом підбору значення d і повторення розрахунків знаходимо необхідне значення $d=0,92$ м, співпадаюче із заздалегідь прийнятим.

По графіку (див. рис. 4.13) для значення $q = 3 \text{ м}^3/\text{с}$ визначимо критичну глибину $h_{krit}=0,6$ м.

$$\text{Тоді } E_n / h_{krit} = \frac{5,26}{0,60} = 8,80$$

По графіку (див. рис. 4.12) при $\varphi=1,0$ знайдемо $h_{cж}/h_{krit}=0,25$ і $h_{cж}/h_{krit}=2,70$, звідки $h_{cж}=0,25 \cdot 0,60=0,15$, $h_{cж}=2,70 \cdot 0,60=1,62$.

Довжина водобійного колодязя по формулі (4.6)

$$l_{kol} = 6 \sqrt{\frac{2 \cdot 2,92 + 0,5}{9,81}} + 3,2 \cdot 1,62 = 4,86 + 5,18 = 10,04 \text{ м}$$

Отримані розрахунками довжину $l_{kol}=10,04$ м і глибину (висоту порогу) $d=0,92$ м колодязя можна округлити до конструктивно прийнятних розмірів.

При проектуванні швидкотоків потрібно проводити гідравлічний розрахунок для визначення ширини швидкотока і глибини наповнення при рівномірному режимі (у достатньо довгих швидкотоках), кривій вільній поверхні (спаду) на ділянці з глибиною води від h_{krit} до h_0 (рис. 4.14), гасителя енергії при виході води з швидкотока.

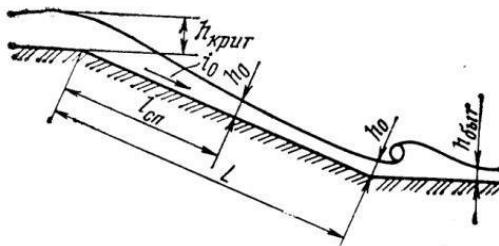


Рис. 4.14. Розрахункова схема швидкотоку

При заданій витраті води Q_0 необхідну площину живого перетину швидкотока визначають по формулі:

$$\omega = \frac{Q_0}{v_{don}} \quad (4.11)$$

де v_{don} - швидкість течії води, допустима при даному матеріалі лотка.

Найкращу ширину лотка при прямокутному перерізі визначають по формулі:



$$b = 0,765 \cdot \sqrt[5]{Q_0^2} \quad (4.12)$$

Висота потоку в лотку:

$$h = \frac{\omega}{b} \quad (4.13)$$

Отриманому живому перетину лотка відповідають змочений периметр і гіdraulічний радіус:

$$\chi = b + 2h; \quad R = \frac{\omega}{\chi} \quad (4.14)$$

Швидкість сталої течії води в лотку:

$$v_0 = C \sqrt{R i_0} \leq v_{don} \quad (4.15)$$

де C — коефіцієнт Шезі, що береться з табл. 4.1 в залежності від коефіцієнтів шорсткості n і аерації α ; i_0 — ухил лотка швидкотока.

Коефіцієнт аерації а залежить від значення ухилу швидкотока i_0 :

a.....	1,33	1,33-2,00	2,00-3,33
i_0	0,10-0,20	0,20-0,40	0,40-0,60

За швидкістю v_0 , що визначена за формулою (4.15), знаходять відповідну їй витрату:

$$Q_1 = \alpha v_0 \quad (4.16)$$

Якщо отримана витрата Q_1 , приблизно співпадає з розрахунковою Q_0 (з точністю до 10%), то прийняту висоту потоку в лотку можна використовувати в подальшому розрахунку.

Інакше розрахунки повторюють, змінюючи значення або ухил лотка.

Критичну глибину визначають по графіку (див. рис. 4.13). або по формулі

$$h_{kritis} = \sqrt[3]{\frac{k Q_0^2}{g b^2}}$$

де k - коефіцієнт нерівномірності розподілу швидкостей по перерізу, який для відкритих потоків зазвичай приймають рівним 1,1.

Визначення довжини кривої спаду l_{cn} , тобто відстані між перерізом на вході в швидкотік з висотою потоку h_{kritis} і перерізом, де встановився рівномірний рух потоку з глибиною $h = h_0$ (див. рис. 4.14) проводять наближеним методом проф. В. І. Чарномського. Для



цього визначають гіdraulічні характеристики перерізів потоку в початку швидкотока і в кінці кривої спаду: площини живих перерізів по формулі (4.11), змочені периметри і гіdraulічні радіуси по формулах (4.14), підставляючи в ці формули відповідні значення глибини води h_{kpit} і h_0 .

Таблиця 4.1

Гіdraulічні параметри швидкотоків

R, м	Значення коефіцієнта C при pa , рівному							
	0,011	0,013	0,017	0,020	0,025	0,030	0,035	0,040
0,05	61,3	43,7	33,2	26,1	18,6	13,9	10,9	8,7
0,06	62,8	50,1	34,4	27,2	19,5	14,7	11,5	9,3
0,07	64,1	51,3	35,5	28,2	20,4	15,5	12,2	9,9
0,08	65,2	52,4	36,4	29,0	21,1	16,1	12,8	10,3
0,09	67,2	54,3	38,1	30,6	22,4	17,3	13,8	11,2
0,12	68,8	55,8	39,5	32,6	23,5	18,3	14,7	12,1
0,14	70,3	57,2	40,7	30,3	24,5	19,1	15,4	12,8
0,16	71,5	58,4	41,8	34,0	25,4	19,9	16,1	13,4
0,18	72,6	59,5	42,7	34,8	26,2	20,6	16,8	14,0
0,20	73,7	60,4	43,6	35,7	26,9	21,8	17,4	14,5
0,22	74,6	61,3	44,4	36,4	27,6	21,9	17,9	15,0
0,24	75,5	62,1	45,2	37,1	28,3	32,5	18,5	15,5
0,26	76,3	62,9	45,9	37,8	28,8	23,0	18,9	16,0
0,28	77,0	63,9	46,5	38,4	29,4	23,5	19,4	16,4
0,30	77,7	64,3	47,2	39,0	29,9	24,0	19,9	16,8
0,35	79,3	65,8	48,6	40,3	31,1	25,1	20,9	17,8
0,40	80,7	67,1	49,8	41,5	32,2	26,0	21,8	18,6
0,45	82,0	68,4	50,9	42,5	33,1	26,9	22,6	19,4
0,50	83,1	69,5	51,9	43,5	34,0	27,8	23,4	20,1
0,55	84,1	70,4	52,8	44,4	34,8	28,5	24,0	20,7
0,60	85,3	71,4	53,7	45,2	35,5	29,2	24,7	21,3
0,65	86,0	72,2	54,5	45,9	36,2	29,8	25,3	21,9
0,70	86,8	73,0	55,2	46,6	36,9	30,4	25,8	22,4
0,80	88,3	74,5	56,5	47,9	38,8	31,5	26,8	23,4
0,90	89,4	75,5	57,5	48,8	38,9	32,3	27,6	24,1
1,00	90,9	76,9	58,8	50,0	40,0	33,3	28,6	25,0



По табл. 4.1 визначають коефіцієнти С залежно від na і відповідних гідралічних радіусів.

Знаючи C , обчислюють кут тертя за формулою:

$$i_f = \frac{Q_0^2}{c^2 \omega^2 R} \quad (4.18)$$

Середнє значення кута тертя:

$$i_{fcp} = \frac{i_{fk} + i_{f0}}{2} \quad (4.19)$$

де i_{fk} та i_{f0} - значення ухилів тертя, визначені по формулі (4.18) для перерізів потоку відповідно з глибиною h_{krim} і h_0 .

Для визначення довжини кривої спаду знаходять питому енергію для даних перерізів по формулі:

$$E = h + \frac{k Q_0^2}{2 g \omega^2} \quad (4.20)$$

Довжина кривої спаду визначається формулою:

$$l_{cn} = \frac{E_0 - E_k}{i_0 - i_{bcp}} \quad (4.21)$$

де E_0 і E_k - питомі енергії, визначувані по формулі (4.20) для перерізів з глибиною потоку h_{krim} і h_0 ; i_0 - ухил швидкотока.

Якщо довжина спаду менше довжини швидкотока, то в його нижній частині має місце рівномірний рух з глибиною потоку h_0 .

Необхідність гасителя енергії в кінці швидкотока визначається залежно від глибини:

$$h''_0 = \frac{h_0}{2} \left(\sqrt{1 + \frac{8h_{krim}^3}{h_0^3}} - 1 \right) \quad (4.22)$$

Якщо $h''_0 < h_0$, то влаштовувати гаситель енергії не потрібно, оскільки в кінці швидкотока буде затоплений стрібок. При необхідності споруджують гасителі енергії у вигляді водобійних колодязів і стінок розширювальних русел тощо.

Приклад розрахунку швидкотока. Дано: $h_0=0,72 \text{ м}^3/\text{s}$; $i_0=0,20$; $L=20 \text{ м}$. Швидкотік має прямокутний переріз, матеріал - залізобетон, допускається швидкість потоку $v_0 = 6,0 \text{ м}/\text{s}$, коефіцієнт шорсткості $n=0,014$. Потрібно визначити розміри швидкотока і



швидкості протікання в ньому води. Необхідна площа живого перерізу швидкотока по формулі (4.11):

$$\omega = \frac{0,72}{6,0} = 0,12 \text{ м}^2$$

Ширина потоку швидкотока, визначена по формулі (4.12),
 $b = 0,765 \cdot \sqrt[5]{0,72^2} = 0,67 \text{ м}$. Приймаємо $b=0,65 \text{ м}$.

Визначаємо параметри живого перерізу по формулах (4.13) і (4.14):

$$h = \frac{0,12}{0,65} = 0,19 \text{ м};$$

$$\chi = 0,65 + 2 \cdot 0,19 = 1,03 \text{ м};$$

$$R = \frac{0,12}{1,03} = 0,117 \text{ м}.$$

Знаходимо $na=0,014 \cdot 1,33=0,0186$

По відомих na і R і табл. 4.1, застосовуючи інтерполяцію, отримаємо $C=35,5$.

Обчислимо швидкість води в лотку по формулі (4.15):

$$v_0 = 35,5 \sqrt{0,117 \cdot 0,2} = 5,43 \text{ м/с}$$

Цій швидкості відповідає витрата (див. формулу 4.16):

$$Q_1 = 0,12 \cdot 5,43 = 0,65 \text{ м}^3 / \text{с}.$$

Отримана витрата менше розрахункової, тому призначаємо іншу глибину протікання і повторюємо розрахунок.

В результаті підбору значення швидкості отримаємо витрату води через лоток при швидкості $v_0=5,61 \text{ м/с}$:

$$Q_1 = 0,73 \text{ м}^3 / \text{с}.$$

що приблизно дорівнює розрахунковій витраті. Тому остаточно приймаємо $b=0,65 \text{ м}$ і $h=h_0=0,20 \text{ м}$.

Критична глибина по формулі (4.17)

$$h_{kritm} = \sqrt[3]{\frac{1,1 \cdot 0,72^2}{9,81 \cdot 0,65^2}} = 0,52 \text{ м}.$$



Для визначення кривої спаду l_{cp} визначаємо по формулам (4.13) і (4.14) характеристики перерізів потоку при глибинах $h=0,20$ м і $h_{kprum}=0,52$ м:

$$\omega_k = 0,52 \cdot 0,65 = 0,338 \text{ м}^2;$$

$$\omega_0 = 0,20 \cdot 0,65 = 0,130 \text{ м}^2;$$

$$\chi_k = 0,65 + 2 \cdot 0,52 = 1,69 \text{ м};$$

$$\chi_0 = 0,65 + 2 \cdot 0,20 = 1,05 \text{ м};$$

$$R_k = 0,338 \cdot 1,69 = 0,20 \text{ м};$$

$$R_0 = \frac{0,13}{1,05} = 0,124 \text{ м.}$$

По табл. 4.1 при $na=0,0166$ визначимо:

$$C_K = 38,7; C_0 = 35,6.$$

Ухили тертя знаходимо по формулам (4.18) і (4.19):

$$i_{fk} = \frac{0,72^2}{38,7^2 \cdot 0,338^2 \cdot 0,2} = 0,024;$$

$$i_{fo} = \frac{0,72^2}{35,6^2 \cdot 0,13^2 \cdot 0,124} = 0,195;$$

$$i_{fcp} = \frac{0,024 + 0,195}{2} = 0,11.$$

Питома енергія в даних перерізах по формулі (4.20) складе:

$$E_k = 0,52 + \frac{1,1 \cdot 0,72^2}{19,62 \cdot 0,338^2} = 0,77;$$

$$E_0 = 0,20 + \frac{1,1 \cdot 0,72^2}{19,62 \cdot 0,13^2} = 1,92.$$

Тоді довжина кривої спаду визначиться формuloю (4.21):

$$l_{cn} = \frac{1,92 - 0,77}{0,020 - 0,11} = 12,8 \text{ м} < 20 \text{ м.}$$

Довжина кривої спаду менше довжини швидкотока, тому в нижній частині його буде рівномірний рух води з глибиною $h_0=0,20$ м.



Іноді при проектуванні і будівництві швидкотока прагнуть понизити швидкість течії води штучним збільшенням шорсткості із стін і дна. Найбільш простими способами збільшення шорсткості на практиці є: влаштування ребристого дна у вигляді бетонних виступів (планок), розташованих нормально до повздовжньої осі лотка; розташування на дні в шаховому порядку бетонних шашок; втоплення в бетон дна каменів неправильної форми; надання дну лотка пилоподібного профілю із зубами, направленими проти або за течією.

Збільшення шорсткості значно знижує швидкість води, що протікає по швидкотока. В цьому випадку коефіцієнт С для формул (4.15) і (4.18) слід визначати не по табл. 4.1, а призначати при ухилах до 0,12 по наступних емпіричних формулах, отриманих на основі численних експериментів;

для поперечних ребер з прямокутних брусків:



$$C = \frac{1000}{47,5 - 1,2\sigma + 0,1\beta}$$

для шашок, розташованих по дну в шаховому порядку:

$$C = \frac{1000}{52 - 5,1\sigma + 0,8\beta}$$

для зубів, встановлених проти течії:

$$C = \frac{1000}{A - 1,33\sigma + 10^3\sqrt{\beta}}$$

для зубів, розташованих за течією:

$$C = \frac{1000}{A - 0,67\sigma + 10^3\sqrt{\beta}}$$

де $\sigma = h/a$ - відношення глибини води в лотку до висоти виступу; $\beta = b/h$ - відношення ширини лотка до глибини води; A - величина, залежна від ухилу швидкотока i_0 та що приймається рівною:

для зубів, розташованих проти течії:

A	33	36	38
-----------	----	----	----

i_0	0,06	0,09	0,12
-------------	------	------	------

для зубів, розташованих за течією:

A	19	21	22
-----------	----	----	----

i_0	0,06	0,09	0,12
-------------	------	------	------



Необхідно враховувати можливу фільтрацію ґрутових вод. Рівень ґрутових вод, розташованих поблизу дна русла, може знизитися уздовж перепаду по кривій депресії, яку приймають окресленою по параболі. Рівняння параболи для прийнятої системи координат (рис. 4.15) має вигляд:

$$m_l y^3 = (p + H)^2 x \quad (4.24)$$

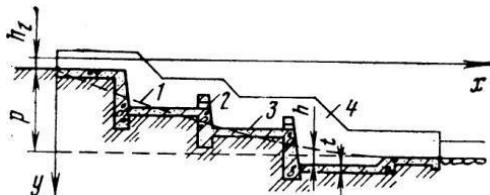


Рис. 4.15. Крива депресії по повздовжній осі перепаду: 1 - крива депресії; 2 - зливні отвори; 3 - дно ступеня перепаду; 4 - бічні стіни

підводить. Перепади на автомобільних дорогах характеризуються відношенням середньої ширини живого перерізу до глибини не більше 3, що дозволяє формулу (4.24) представити в простішому вигляді:

$$m_l y^3 = p^2 x \quad (4.25)$$

Значення коефіцієнта m_l приймають залежно від глибини z рівня ґрутових вод по відношенню до рівня дна низового каналу:

z.....	0	1,5-2	2-2,5
m_l	5-6	4,5-5	4-4,5

Вершина параболи, що визначається по формулі (4.25), знаходиться в точці а (див. рис. 4.15) на початку першого порогу швидкотока.

Побудова кривої депресії по формулі (4.25) дозволяє визначити гідростатичний тиск на конструкцію дна кожного порогу швидкотока. Для цього слід побудувати схему перепаду, нанести на неї криву депресії і визначити гідростатичний тиск для кожного ступеня. Товщину дна перепаду призначають з умови, щоб її маса була достатньою для протидії зважуючому тиску води, причому тиск підземного потоку на бетонну плиту дна приймають постійним за її площею. При цьому мінімальну товщину бетонної плити дна ступеня перепаду визначають розглядом рівноваги ваги бетонної

При широких каналах, у яких відношення середньої ширини живого перерізу до глибини не менше 8, вершина кривої депресії розташовується на поверхні води у підхідному руслі, що



кладки і тиску підземного потоку. Умова рівноваги при затопленому дні ступеня (рис. 4.16, а) з розрахунку на 1 м²

$$\gamma_{\delta}t + h_l = t + h_l + h \quad (4.26)$$

при незатопленому (рис. 4.16, б):

$$\gamma_{\delta}t = t + h \quad (4.27)$$

або в обох випадках з урахуванням коефіцієнта запасу:

$$t = n \frac{h}{\gamma_{\delta} - 1} \quad (4.28)$$

де t - товщина плити дна порогу перепаду в даному перерізі; n - коефіцієнт запасу, що зазвичай приймається рівним 1,2-1,5; h - гідростатичний фільтраційний напір води; γ_{δ} - питома вага кладки бетонної плити.

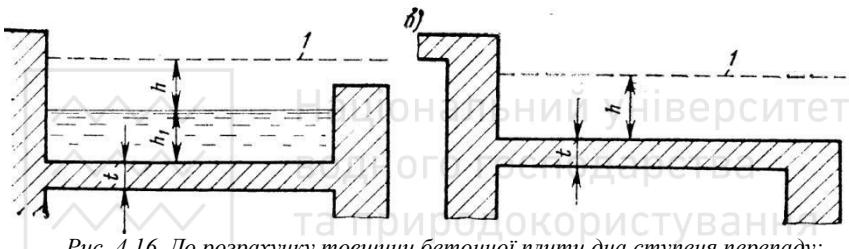


Рис. 4.16. До розрахунку товщини бетонної плити дна ступеня перепаду:
1 - рівень підпору ґрунтових вод

Для гіdraulічного розрахунку швидкотока немає достатньо обґрунтованих і спрощених способів. Тому при проектуванні швидкотока ухилом $i = 0,20 \div 0,25$ зазвичай товщину бетонного днища русла приймають конструктивно рівною 20-30 см. При крутіших швидкотоках із водобійним колодязем будують криву депресії, використовуючи формулу (4.25).

При великій ширині лотків штучних русел бетонне дно відокремлюють від стін повздовжніми швами. Цим досягається розділення статичної роботи стін і дна лотків і виключається дія моменту, що вигинає, а вага бічних стін лотка в цьому випадку передається на ґрунт основи безпосередньо через їх фундаменти.

Стіни кам'яних і бетонних швидкотоків і перепадів, що знаходяться під дією власної ваги, піддаються горизонтальному тиску ґрунту і розраховуються як масивні підпірні стіни.



Перевірка міцності і стійкості обов'язкова для бічних стін і стін падіння перепадів і водобійних колодязів. Залежно від рельєфу місцевості, конструктивних розмірів перепадів і водобійних колодязів ці стіни досягають значної висоти (2,5-3,0 м і більше). Особлива увага повинна бути приділена перевірці напруги в ґрунті по підошві фундаменту, змочуваного при можливому просочуванні води в основу через шви конструкції.

Кам'яні, бетонні і залізобетонні штучні русла, що мають велику довжину, за відсутності поперечних швів і влаштуванні їх в нескельких ґрунтах можна розглядати як балки на пружній основі. Проте враховуючи неминучість зміни ґрутових умов по довжині русла, а також можливі температурні деформації, швидкотоки і перепади найчастіше розділяють деформаційними і температурними швами на окремі самостійно працюючі ділянки-ланки невеликої довжини. Тому розрахунок міцності перепадів і швидкотоків зазвичай зводиться до розрахунку елементів, складових поперечних перерізів штучних русел: дна штучного русла, бічних стін і ступенів перепадів (стін падіння).

При розташуванні масивних кам'яних і бетонних штучних русел на крутых узгір'ях проводять також перевірку їх стійкості проти ковзання, яка забезпечується конструктивними заходами: застосуванням монолітних зубів у швидкотока, ступінчастим розташуванням перепадів із заглибленням фундаментів стін тощо.

Ці конструктивні заходи повинні запобігти ковзанню споруд при стійких ґрунтах основи споруди, тому при проектуванні штучних русел необхідно ретельно вивчити геологічну будову підстилаючих шарів ґрунтів і їх надійність відносно зрушення.

4.3. Конструкція і умови проектування труб

Застосування для труб каменя або бетону, - матеріалів, що добре чинять опір стисненню і що погано працюють на розтягування, - викликає необхідність застосування склепінчастих конструкцій. Тому кам'яні і бетонні трубы в основному мають поперечні перерізи у вигляді вигнутих або з високим підйомом склепінь. Лише при отворах менше 0,5 м трубы можуть складатися із стін, перекритих плоскими кам'яними плитами відповідної товщини.



Залізобетонні трубы можуть мати різноманітну конструкцію з склепінчастими, прямокутними і круглими поперечними перерізами. Умові індустріальності будівництва найбільш відповідають залізобетонні або труби монолітні прямокутного і круглого поперечного перерізу. При спорудженні автомобільних доріг застосовують збірні труби прямокутного перерізу отвором до 2,5-3,0 м, в яких перекриттям по бічних стінах, блоках фундаментів і блоках лотків є окремі монтажні елементи. При великих отворах будують прямокутні труби з масивними, кам'яними або бетонними стінами і перекриттям між ними із збірних залізобетонних плит.

Залізобетонні труби з отворами до 1,5-2,0 м найчастіше мають круглий переріз. Завдяки порівняно малій витраті бетону і легкості виготовлення такі труби найповніше відповідають умовам збірності і індустріалізації будівництва.

Круглі труби діаметром до 1,5 м вмонтовують з ланок кільцевого перерізу. Ланки круглих труб діаметром 2,0 м зазвичай мають ребристу конструкцію, що дозволяє зменшити об'єм залізобетону і масу монтажних елементів.

У практиці спорудження автомобільних і залізничних доріг все більше застосування знаходить металеві гофровані труби, які в порівнянні із залізобетонними мають істотні переваги: високою економічному ефективностю і експлуатаційною надійністю; простотою збірки і можливістю виконання її невеликим числом робочих невисокої кваліфікації, а також короткими термінами спорудження; малою масою елементів труб і зручністю їх перевезення будь-якими видами транспортних засобів.

Накопичений достатній досвід експлуатації металевих гофрованих труб, яким підтверджена їх економічність, довговічність і надійність в роботі. Обстеження стану таких водопропускних труб показали, що при дотриманні вимог до сортаменту металу, захисту його цинковими покріттями, застосування асфальтобетонних покріттів лотків труbi можна успішно експлуатувати протягом 60 - 80 років.

Особливість труб з гофрованого металу - мала поперечна жорсткість, зважаючи на що в них можуть виникати значні деформації від дії зовнішніх навантажень. Проте деформації металевої гофрованої труби, що знаходиться в оточенні масиву насипу, обмежені їх взаємодією, що забезпечує високу ефективність



цих споруд. Не менш важливим техніко-економічним чинником є можливість укладання труб безпосередньо на ґрутову подушку в основі без спеціального фундаменту. По всій довжині труби мають суцільну безперервну конструкцію. Достатньо висока гнучкість такої гофрованої конструкції дозволяє їй легко сприймати деформації ґрутової основи насипу без порушення цілісності споруди.

Зазвичай застосовують круглі труби діаметром до 6-7 м. Металеві гофровані труби споруджують як без спеціальних оголовків, залишаючи випуски труби з насипу з вертикальними або зрізаними паралельно укосу насипу торцями, так і з оголовками з каменя, бетону, залізобетону або металу.

Гофровані труби діаметром понад 2,0-2,5 м, як правило, вмонтовують з окремих елементів. Труби меншого діаметру збирають на будівельному майданчику із замкнутих круглих секцій заводського виготовлення. З обох боків їх рівномірно засипають ґрутом з відповідним ущільненням. Відмітку брівки насипу призначають так, щоб товщина засипки над верхом трубы до верху дорожнього одягу була не менше 0,5 м.

Для труб, що споруджуються в гірській місцевості, найбільш прийнятні розтрубні і коридорні оголовки, які не тільки забезпечують нормальну гіdraulічну роботу трубы, але і добре ув'язуються з конструкцією штучних русел. Розтрубні оголовки споруджують у вигляді вертикальної стіни (порталу) з укісними крилами, в яких закладають крайні ланки трубы (рис. 4.17, а). Укісні крила влаштовують у вигляді кам'яних або бетонних стін з висотою, що змінюється або постійною, які під кутом 40-50° розходяться в плані, утворюючи розтруб. Найбільш сприятливі умови протікання води через трубу в тому випадку, якщо крилам розтрубного оголовка доданий в плані обтічний контур (рис. 4.17, б). Оголовки рекомендується окреслювати по строфойді, дотичній на вхідному кінці трубы до лінії N, N_1 паралельній осі дорогі, і при сполученні із стіною трубы M, M_1 також по дотичній до неї.

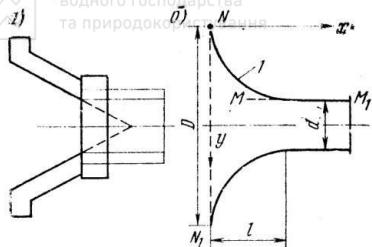


Рис. 4.17. Розтрубні оголовки труб:
1- строфоїда або гілка еліпса

Для вихідного оголовка рекомендується приймати $D=1,25d$, $l=0,62d$.

Академік Г. П. Передерій замість строфоїди пропонує приймати гілку еліпса, рівняння якого, віднесене до осей з початком координат у вершині на більшій півосі, буде (див. рис. 4.17, б):

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{x(2a - x)} \quad (4.29)$$

$$\text{де } a = l, \quad b = \frac{D - d}{2}.$$

Оголовки обтічної форми покращують гіdraulічну роботу труби, але утрудняють виконання робіт.

Розтрубні оголовки застосовуються як для вхідного, так і для вихідного отвору труби. Найменшу висоту крил вхідного оголовка приймають на 0,5 м більше висоти підпірного рівня над дном лотка перед трубою (рис. 4.18, а). Висоту крил вихідного оголовка призначають відповідно до глибини води в трубі. Довжина оголовків залежить від ухилу укосу насипу 1: m і висоти H .

Крила оголовків, відокремлювані від стовбура труби або передньої стіни оголовка суцільним вертикальним швом, знаходяться на окремому фундаменті. Це забезпечує самостійне, незалежне від труби осідання укісних крил, що усуває можливість появи тріщин в місці сполучення оголовка з трубою.

Захист лотка і фундаментів оголовків від підмиву забезпечується застосуванням шпори у вигляді кам'яної стіни товщиною 50-60 см. Фундамент крил оголовків закладають на 30 см нижче за глибину промерзання ґрунту. При сполученні лотка оголовка з лотком підхідного русла потреба в застосуванні шпори відпадає.

Розміри елементів вхідних розтрубних оголовків обтічної форми приймають залежно від швидкості протікання води (див. рис. 4.17, б): для середньої і великої швидкості підходу води до труби $D=1,25d$, $l=0,50d$; для малого значення швидкості підходу води до труби $D=1,50d$, $l=0,50d$.



Коридорний оголовок складається з двох паралельних стін постійної висоти із закругленими в плані кінцями (рис. 4.18, б).

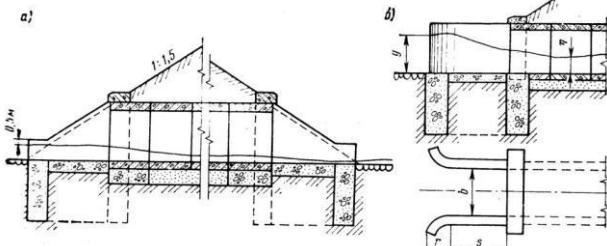


Рис. 4.18. Конструкція оголовків труб

Вхідний оголовок коридорного типу переміщає перепад підпірного рівня води від гирла труби на початок заокруглення крил оголовка. Це дозволяє знизити розрахункову висоту безнапірної трубы або її розрахункову глибину і разом з тим збільшити пропускну спроможність.

Для забезпечення нормального протікання води в трубі з коридорними оголовками необхідно визначити відповідні радіуси закруглення r кінців стін по формулі:

$$r = \frac{0,2y}{0,7\frac{\eta}{y} - 0,17} \quad (4.30)$$

де y - глибина води перед входом в оголовок; η - глибина води в трубі.

У гідралічному розрахунку труби при радіусі закруглення r , визначеному по формулі (4.30), допускається довжину крил вхідних оголовків коридорного типу приймати рівній сумі $r+S$, де $S=1,875\eta$ - довжина перепаду води перед турбою.

Визначена за гідралічними умовами довжина крил оголовка не повинна бути менше закладання укосу насипу.

Коридорні оголовки, викликаючи перепад води в межах їх довжини, усувають застосування підвищеної ланки труби, влаштування якої часто необхідно при розтрубних оголовках. Але це не означає, що застосування коридорних оголовків завжди вигідніше за застосування розтрубних оголовків.

За наявності розтрубного вхідного оголовка з підвищеною ланкою пропускна спроможність труби може бути однаковою з



трубою, що має коридорний оголовок. Витрата матеріалу, необхідного для влаштування підвищеної ланки і роз трубного оголовка, може бути менше відповідних витрат на коридорний оголовок. Тому доцільність застосування того або іншого типу оголовка повинні визначати порівнянням варіантів, що розробляються при проектуванні труби.

У трубах, вісь яких розташована криво по відношенню до осі земляного полотна, не тільки збільшується їх довжина, але і ускладнюються форми і конструкція оголовків.

Оголовки косих труб по характеру сполучення їх з насипом можна розділити на косі і прямі. При косому оголовку кінець труби зрізаний по вертикальній площині, паралельній осі земляного полотна (рис. 4.19, а). В отвору труби в цьому випадку передбачають підпірну стіну, розташовану паралельно осі дороги. Ця стіна підтримує укос насипу і сполучається з ним насипами конусів, які одночасно створюють направляючі поверхні для рівномірного стиснення потоку води.

У косому роз трубному оголовку (рис. 4.19, б) укосні крила мають різну довжину і зазвичай розташовуються під гострим кутом до осі труби. У декілька видозміненої конструкції косого роз трубного оголовка (рис. 4.19, в) укосні крила обрізають площею, перпендикулярно до осі труби і оздоблюють її отвір.

Прямі оголовки для косих труб можна розташовувати в укосі насипи і поза ним. Наприклад, укоси насипу можуть підтримуватися підпірними стінами, встановленими перпендикулярно до осі труби (рис. 4.19, г). Висота підпірної стіни в цьому випадку змінна і сполучення її з укосами насипу здійснюється відсипанням конусів з різним закладанням. Перехід від однієї висоти до іншої здійснюється наданням стіні ступінчастого контуру по фасаду.

Застосування косих оголовків пов'язане із збільшенням вартості труби. Крім того, для цих оголовків при різних кутах перекосу труби повинні розробляти індивідуальні проекти, що не дозволяє стандартизувати допоміжні пристрої (круги, опалубку та ін.) при спорудженні труб.

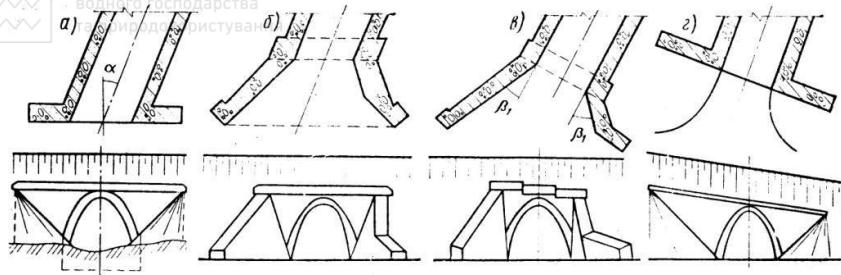


Рис. 4.19. Типи оголовків косих труб

Прямі оголовки в косих трубах при розташуванні їх поза укосом насипу значно збільшують довжину трубы. Проте об'єм прямих оголовків менший, ніж косих, а виготовлення їх цілими або по частинах можна організувати на заводі залізобетонних конструкцій. Це дає можливість звести роботу по споруді оголовків до збиранки із заздалегідь заготовлених елементів. З метою індустріалізації будівництва в даний час застосовують збірні типи розтрубних і порталних оголовків.

При розташуванні трубы на схилі загальний ухил її лотка зазвичай приймають рівним ухилу дна балки. Лоток трубы може бути виконаний у вигляді уступів або швидкотоків.

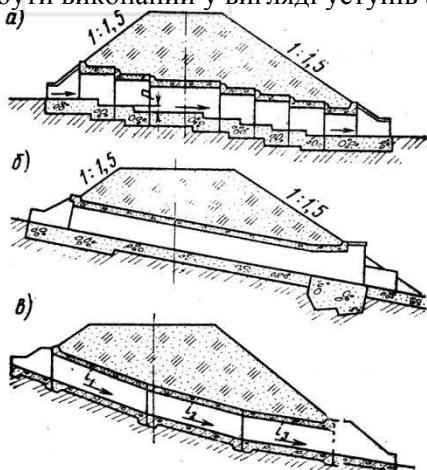


Рис. 4.20. Повздовжні перерізи труб
розташованій на крутому схилі. Розмір уступів фундаментів
залежить не тільки від ухилу силу, але і властивостей ґрунтів

Труба прямокутного перерізу з лотком у вигляді багатоступінчатого перепаду (рис. 4.20, а) складається з ряду ланок або груп ланок, розділених між собою вертикальними швами, що мають окремий фундамент з горизонтально розташованою підошвою. Підошва кожного подальшого фундаменту зміщена по відношенню підошви попереднього фундаменту. Це збільшує загальну стійкість труби,

Розмір уступів фундаментів залежить не тільки від ухилу силу, але і властивостей ґрунтів



основи, характеру їх нашарування. Глибина фундаменту окремих ланок часто буває неоднаковою.

Залежно від подовжнього ухилу труби і довжини її ланок висота ступенів лотка h сягає часто 80-100 см. Довжину кожного ступеня, достатню для того, щоб швидкість в трубі не перевищувала ту, що допускається, визначають гідралічним розрахунком. В деяких випадках можна влаштовувати водобійні стінки для скорочення необхідної довжини ступенів.

Перепади в лотку і уступи у фундаменті можуть співпадати з місцем розташування швів між ланками труби або влаштовуватися в межах довжини ланок (див. рис. 4.20, а). Найдоцільніше розташовувати уступи фундаменту і лотка труби між швами ланок.

На укосах з ухилом 0,125 і більш застосування ступінчастого лотка труби складне, оскільки це приводить до великої висоти перепаду на кожній ланці. В цьому випадку ступені лотка труби працюють лише як зуби, що збільшують шорсткість лотка, але швидкість протікання води в трубі залишається великою.

Прийнятнішим рішенням є застосування похилої труби з лотком у вигляді швидкотока (рис. 4.20, б). Матеріал і конструкція зміцнення лотка труби повинні відповідати швидкості водного потоку. Оголовки нахилено розміщених труб влаштовують з ухилом, рівним ухилу основного лотка труби.

Стійкість проти сповзання похилої труби, розташованої на схилі, забезпечують застосуванням у її вихідного порталу масивної ланки - контрфорсу, що зазвичай включає і вихідний оголовок. Ступінчастий фундамент контрфорсу закладають на значну глибину і сполучають з ґрунтом основи по горизонтальних майданчиках. Кладку фундаменту контрфорсу і його зведення ведуть горизонтальними рядами.

Фундамент у верхній частині труби також має глибше закладення в порівнянні з фундаментом ланок середньої частини труби у зв'язку з великою глибиною промерзання ґрунту і кінців труби. Перехід від фундаменту великого закладення до меншого здійснюють уступом.

При спорудженні труби на скельному ґрунті можна застосовувати похилі трубы без влаштування контрфорсів (рис. 4.20, в). В цьому випадку стійкість проти сповзання забезпечують влаштуванням виступів в підошві фундаментів труби.



Для зменшення об'єму виїмки скельного ґрунту лоток може мати змінний ухил відповідно до поперечного профілю схилу, на якому розташовується труба. Ухил на кожній з ділянок лотка забезпечує неможливість замулювання труби наносами.

При проектуванні і спорудженні труб на схилах слід враховувати геологічну будову породи. Труби повинні розташовуватися на стійких корінних породах. Особливу увагу слід звертати на вибір основи і глибини закладення фундаментів при проектуванні і спорудженні похилих труб швидкотоків.

Якщо незадовільні геологічні умови не допускають спорудження труб з великим ухилом, слід перейти до конструкції труб з мінімально можливим ухилом лотка (рис. 4.21, а) і влаштуванням гасителів енергії на вході в трубу і при виході з неї.

Таку конструкцію найчастіше можна здійснити із заглибленням гирла труби і влаштуванням перепаду з водобійною стіною або колодязем у вхідного отвору трубы. Вхідний глибокий водоприймач, в який поступає вода з бічних каналів і основного русла має водобійну стінку у вхідного оголовка трубы. У цьому приймачі гаситься енергія води, що притикає до трубы із великою швидкістю, і тим самим забезпечується спокійне проходження її по лотку трубы.

Приклад конструкції трубы з малим ухилом лотка і підхідним руслом у вигляді швидкотока ухилом i приведений на рис. 4.21, б.

Кам'яна труба овалоїдального контуру складається з чотирьох ланок, розташованих на фундаментах з горизонтальною основою.

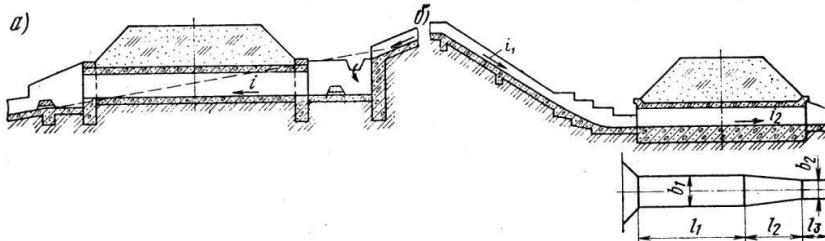


Рис. 4.21. Трубы з мінімальним ухилом лотка

Підхідне штучне русло - швидкотік, побудований з бутової кладки, має верхню за течією ділянку русла довжиною l_1 з лотком постійної ширини b_1 , переходіної ділянка русла довжиною l_2 з лотком змінної ширини, що змінюється від b_1 до b_2 , і ділянка

безпосередньо перед входом в трубу довжиною l_3 постійної ширини b_2 , рівної отвору труби.

Дно перехідної ділянки русла швидкотока l_2 має в повздовжньому профілі по вертикальну увігнуту криву, що забезпечує плавний перехід від ухилу підхідного русла s_1 , до ухилу труbi на ділянці l_2 . Русло водовідведення виконане у вигляді коридорного оголовка із закругленими в плані кінцями стін.

Труба запроектована для швидкості, що допускається, в підхідному руслі 10 м/с при швидкості в трубі і вихідному руслі не більше 6 м/с. Довжини ділянок швидкотока l_1 , l_2 і l_3 призначають з урахуванням місцевих умов, перевіряючи значення швидкостей протікання гіdraulічним розрахунком.

На гірських дорогах застосовують різні типи труб, наприклад, з лотками ступінчастими і у вигляді швидкотоків.

Залізобетонна труба прямокутного перерізу, розташована на розвилці двох доріг (рис. 4.22), з верхової і низової сторін завершується порталевими оголовками у вигляді підпірних стін, влаштованих нормально до повздовжньої осі труbi. Лоток труbi під дорогою має ступінчастий контур з ухилом 4%. На решті частини лотка труbi ухил 1 %.

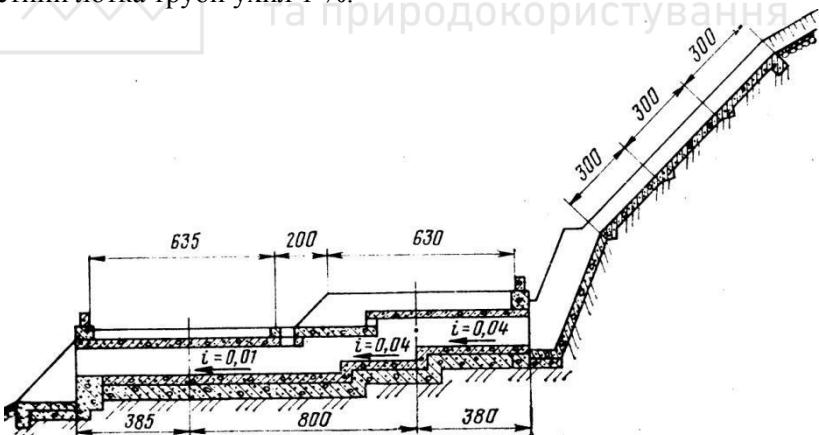


Рис. 4.22. Залізобетонна труба прямокутного перерізу на розвилці двох доріг

Біля входу в трубу і біля виходу з труbi влаштовані водобійні колодязі. Верховий водобійний колодязь призначений для гасіння енергії води, що притікає. Водобійний колодязь у вихідного отвору служить для зменшення швидкості води, витікає з труbi, до



значення, що не перевищує допустимого для ґрунтів складаючи ухил.

Русло, що підводить, в межах крутизни 1:1 укріплено бетонним лотком щоб уникнути вимивання дрібного заповнювача порід, що складають косогір.

Труба, що перекриває балку з періодичним водотоком і рухом снігових лавин в зимовий період (рис. 4.23), має прямокутний переріз ширину 2 м. Вздовж дороги, що перетинає балку з ухилом $i=0,60$, побудована бетонна масивна підпірна стіна, крізь яку прокладена труба із ступінчастим лотком. Ухил кожного ступеня $i=0,15$ при висоті кожного ступеня 1 м.

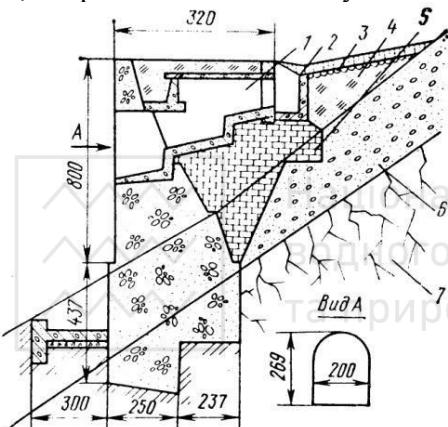


Рис. 4.23. Труба, прокладена в масивній підпірній стіні: 1 – труба; 2 – грати; 3 – мощення крупним каменем на цементному розчині; 4 – засипка кам'янистим ґрунтом; 5 – суха кладка; 6 – делювій потужністю 3 м; 7 – скеля

Перед входом в трубу у основі підпірної стіни влаштований водобійний колодязь. Вода, витікаюча з труби, вільно падає в нього з висоти 6,11 м. Для запобігання ударам лавини по насипу і підпірній стіні в зимовий час передбачено насип кам'янистого ґрунту з верхнього боку дороги до рівня дорожнього полотна на всій ширині балки. Уздовж підпірної стіни встановлені металеві поручні, які знімають перед очікуванням проходом лавини.

4.4. Розрахунок водопропускних труб

Достатність розмірів конструктивних елементів труб перевіряють відповідними розрахунками. При статичному розрахунку труби розраховують та перевіряють на міцність і стійкість оголовків, проводять розрахунок фундаментів з визначенням напруги в ґрунті по їх підошві і визначають стійкість трубы, розташованої на крутому косогорі.



Розрахунок оголовків труби зводиться до визначення зусиль і напруги в перетинах цих елементів під дією вертикального і горизонтального тиску, що створюється ґрунтом і тимчасовим навантаженням, розташованим на земляному полотні дороги над трубою.

Розрахунок конструктивних елементів труб на силові дії проводять по методу граничних станів, розглядаючи роботу їх в експлуатаційних умовах, а в необхідних випадках в умовах будівництва. При розрахунку на експлуатаційні умови приймають навантаження від ваги ґрунту і тиску, що викликаються рухомим навантаженням, з урахуванням відповідних коефіцієнтів перевантажень.

Елементи труб розраховують за першою групою граничних станів на міцність.

Розрахунковий вертикальний тиск від ваги ґрунту визначають по формулі:

$$P_r = H\gamma_H C n_l \quad (4.31)$$

де H - висота засипки над трубою до поверхні дорожнього покриття; γ_H - нормативне значення питомої ваги ґрунту; C - коефіцієнт, що враховує вплив різниці в поперечній деформативності конструкції трубы і ґрунту що оточує її з бічних поверхонь; n_l - коефіцієнт перевантаження.

Дослідженнями встановлено, що для жорстких конструкцій плит, поперечні перетини яких незначні, коефіцієнт $C > 1$ і в певних умовах може сягати 2, а для гнучких труб, зокрема для гофрованих, $C < 1$ і практично приймається рівним одиниці.

Таким чином, постійне вертикальне навантаження на гофровану трубу визначається вагою вищерозміщеного ґрунту. Горизонтальний тиск ґрунту на бічні поверхні жорстких труб (залізобетонних труб круглого і прямокутного поперечного перетину) визначають по формулах для розрахунку активного тиску на підпірні стіни (2.52). Горизонтальна дія ґрунту на гофровані труби, що мають значні поперечні деформації, що супроводжуються переміщеннями стінок у бік ґрунту насипу, визначають як пасивний тиск (пружна деформація) ґрунту.

Особливістю розрахунку труб, що проектуються для споруди на гірських дорогах, є перевірка їх на стійкість проти зрушення і перекидання.

В умовах можливого порушення стійкості знаходяться труби, розташовані на крутых косогорах. Конструктивний прийом забезпечення стійкості труби, розташованої на косогорі, полягає в конструкції контрфорсу, суміщеного з вихідним оголовком (рис. 4.24).

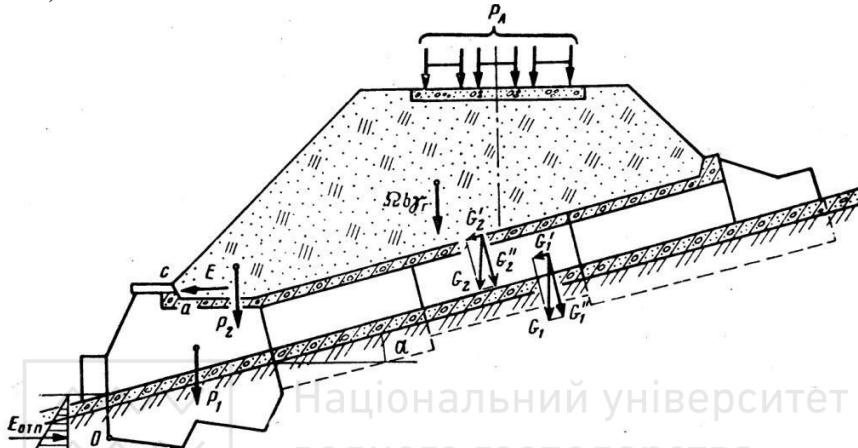


Рис. 4.24. Схема перевірки труби на стійкість

При розрахунку стійкості передбачається, що похило, розташована вище за контрфорс частина труби може зрушитися по площині узгір'я, примушуючи контрфорс чинити опір перекиданню і зрушенню.

Похила труба похилена і знаходитьться під дією наступних вертикальних навантажень: власної ваги труби з похилим фундаментом G_1 , і контрфорсної її частини P_1 ; ваги насипу і тимчасового навантаження, розташованого над похилою частиною труби G_2 а також ваги ґрунту, що знаходиться над горизонтальною частиною контрфорсу труби P_2 .

Крім того, труба знаходиться під дією тиску ґрунту, діючого на майданчик ас. У площині основи фундаменту виникає сила тертя T кладки труби об ґрунт, яка чинить опір зрушенню похилої частини труби по площині ухилу.

Сила G_2 складається з ваги ґрунту і тимчасового навантаження:

$$G_2 = \Omega \gamma_r b + P_A \quad (4.32)$$



де Ω - площа перерізу насипу над похилою частиною труби; γ_r - питома вага ґрунту; b - ширина труби; P_A - тимчасове навантаження.

Тимчасове навантаження з достатньою точністю можна прийняти рівній сумі тиску на осі автомобілів, розташованих над трубою. Силу G_1 визначають за об'ємом кладки і її питомої ваги.

Якщо кут нахилу трубы до горизонту α , то кожну з сил ($G_1 < G_2$) можна розкласти на відповідні дотичну і нормальну складові до площини похилого фундаменту трубы.

Сили G''_2 і G'_2 докладені до вершини трубы. Точкаю докладання цих сил є центр тяжіння похилої частини трубы (див. рис. 4.24).

Горизонтальний опір ґрунту E , що діє на майданчик ac і його эксцентризитет відносно точки a визначається по відповідним формулам (див. розд. 2) залежно від висоти площини ac .

Всі навантаження, що діють на трубу, повинні бути визначені з відповідними коефіцієнтами перевантаження, значення яких приймають меншим або більшим одиниці залежно від того при якому значенні коефіцієнтів перевантаження отримують найбільше розрахункову сумарну дію, що створює невигідні умови для опору порушенню стійкості трубы.

Під дією всіх сил, що діють на трубу, контрфорс, що служить для забезпечення стійкості трубы, може перекинутися або зрушитися по площині косогору.

Розрахунковий перекидаючий момент визначають по формулі:

$$M_{оп} = \sum P_i p_i + G'_1 g_1 + E(e + h_e) - Tt \quad (4.33)$$

де p_i , q_i , g_i , $(e+h_e)$ і t - плечі сил відносно центру тяжіння підошви фундаменту контрфорсу.

Границний перекидаючий момент:

$$M_{пред} = y(P_1 + P_2) \quad (4.34)$$

де y - відстань від центру ваги перерізу підошви фундаменту контрфорсу до точки O , відносно якої перевіряють умову перекидання.

Умова стійкості контрфорсу проти перекидання визначається формулою:

$$\frac{M_{оп}}{M_{пред}} \leq m \quad (4.35)$$

де m - коефіцієнт умов роботи.



Ковзанню контрфорсу, що викликається силами G'_1 і G'_2 , в основному протидіє сила тертя по підошві фундаменту похилої частини труби:

$$T = \psi(G''_1 + G''_2)$$

а також сила тертя, що розвивається по підошві контрфорсу, рівна

$$T = (P_1 + P_2)\psi$$

де ψ - коефіцієнт тертя кладки фундаментів трубы і контрфорсу по ґрунту.

Крім цього, зрушенню контрфорсу чинить опір пасивний тиск ґрунту по торцевій частині фундаменту, по проекціях майданчиків підошви фундаменту оголовка і контрфорсу на вертикальну площину.

Умова стійкості контрфорсу проти зрушення

$$\frac{T_{\text{спб}}}{T_{\text{пред}}} = \frac{G'_1 + G'_2}{(P_1 + P_2)\psi + T} \leq m \quad (4.36)$$

Викладений метод визначення стійкості трубы проти зрушення є в деякій мірі наближенням, оскільки в ньому не враховується опір тертя по бічних стінках трубы. Проте таке допущення йде в запас міцності і гарантує стійкість трубы, розташованої на крутому косогорі.

Якщо $\frac{T_{\text{спб}}}{T_{\text{пред}}} > m$, то збільшують опір зрушенню за рахунок

виступів у фундаменті трубы (рис. 4.24), що перевіряються, у свою чергу, на зріз по площині низу фундаменту, або збільшенням ваги контрфорсу.

4.5. Умови проектування і конструкція малих мостів

При перетині гірських водотоків часто немає можливості будувати труби, оскільки ці споруди вимагають влаштування насипу мінімальної висоти, яка визначається висотою отвору трубы, будівельною висотою перекриття прольоту, а також товщиною шару ґрунту над трубою, найменше значення якої приймають 0,5 м.

Тому при проектуванні подовжнього профілю гірської дороги не завжди вдається створити умови для влаштування трубы.



При висоті насипу, меншій, ніж це потрібно для спорудження труbi, водотік перекривають мостом малого отвору, який за однакових умов має меншу конструктивну (будівельну), а значить і загальну висоту в порівнянні з труboю.

Найменша висота моста:

$$H = h_B + h_0 + h_K < H_{\min} \quad (4.37)$$

де h_B – найбільша глибина води, що протікає під мостом; h_0 – перевищення низу пролітної частини моста над розрахунковим рівнем високого горизонту води; h_K – конструктивна (будівельна) висота пролітної частини; H_{\min} – мінімальна висота труbi з насипом.

Мости малих отворів можуть перекривати як водотоки з природним руслом (струмки, малі річки), так і водотоки, що періодично діють, що постійно діють.

Для перекриття водотоків, що постійно діють, застосовують однопролітні і багатопрольотні мости. Водотоки, що періодично діють, особливо ті, що проходять по штучних руслах, зазвичай перекривають однопролітними мостами. Сполучення з насипом однопролітних мостів здійснюється застосуванням стояків з укісними крилами (рис. 4.25, а) або обсыпних стояків (рис. 4.25, б), зокрема стояків із зворотними стінками. У уніфікованих типових проектах балочнорозрізної конструкції встановлена наступна сітка розмірів повної довжини балок мостів: 6, 9, 12, 15, 18, 21, 24, 33, 42 м.

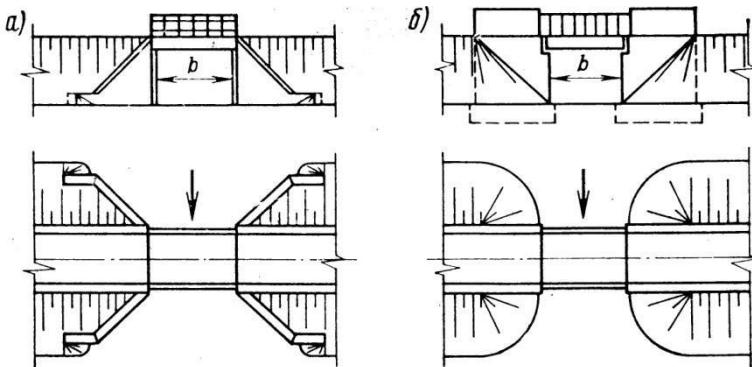


Рис. 4.25. Спряження однопролітного моста з насипом



Залежно від положення рівня води в нижньому б'єфі потоки в підмостових руслах розрізняються на підтоплені і непідтоплені. Якщо рівень води в нижньому б'єфі не впливає на пропускну спроможність споруди, підмостове русло є непідтопленим. В цьому випадку отвір моста працює як незатоплений водозлив з широким порогом. Якщо рівень води в нижньому б'єфі впливає на пропускну спроможність споруди, то підмостове русло є підтопленим, отвір моста працює як затоплений водозлив з широким порогом, і глибина води під мостом декілька підвищується.

Режим протікання води під мостом можна характеризувати нерівністю:

$$h_{nob} \gtrless Nh_B$$

h_{nob} - побутова (нормальна) глибина необмеженого потоку, відповідна ухилу і формі балки або русла; N - критерій підтоплення, тобто такий ступінь підтоплення, при якому рівень води в нижньому б'єфі починає впливати на пропускну спроможність споруди.

При $h_{nob} < Nh_B$ підмостове русло непідтоплене, а при $h_{nob} > Nh_B$ підтоплене, що необхідно враховувати при проектуванні мостів.

Критерій підтоплення залежить від коефіцієнта витрати водозливу т і може бути визначений по формулі:

$$N = \frac{1 - 1,267\sqrt[3]{2m^2}}{1 - 1,183\sqrt[3]{2m^2}} \quad (4.38)$$

Коефіцієнт витрати т залежить від типу зasad малого моста: при устоях з укісними крилами $m=0,35$; при обсыпних устоях $m=0,324-0,36$.

Конструкція малих мостів, що будуються на дорогах в гірській місцевості, дуже різноманітна. Міст повинен вписуватися в рельєф місцевості в місці розташування водотоку, що приводить до узгодженості його конструкції.

У залізобетонному плитному мосту лоток русла під мостом може бути продовженням швидкоюка нагірного штучного русла і мати ту ж форму поперечного перерізу (рис. 4.26). Верховий лоток штучного русла сполучається з підмостовим лотком на переходній ділянці, що має криволінійний контур дна. Вихід води з-під моста здійснюється через оголовок коридорного типу.

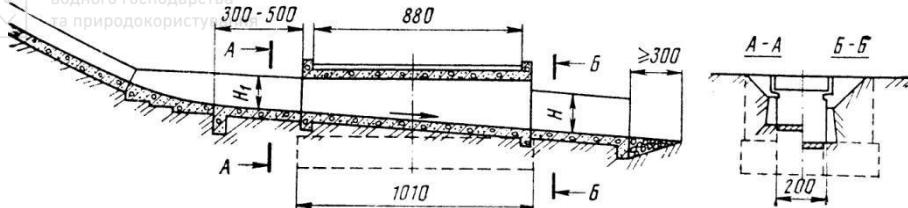


Рис. 4.26. Залізобетонний плитний міст малого прольоту

Устої моста мають горизонтально розташовані фундаменти. Стійкість похилих лотків в межах оголовків під мостом забезпечується уступами, закладеними в ґрунті.

Якщо водний потік несе багато наносів, штучним підхідним руслам у мостах і лоткам під ними необхідно додавати збільшені ухили, при яких не відбувалося б відкладення наносів.

Міст малого отвору, розташований в напіввиїмці, має лоток з великим ухилом $i=0,37$, що гарантує отвір цього моста від засмічення наносами (рис. 4.27). Вода до моста підводиться по штучному руслу у вигляді лотка швидкотока прямоокутного перерізу.

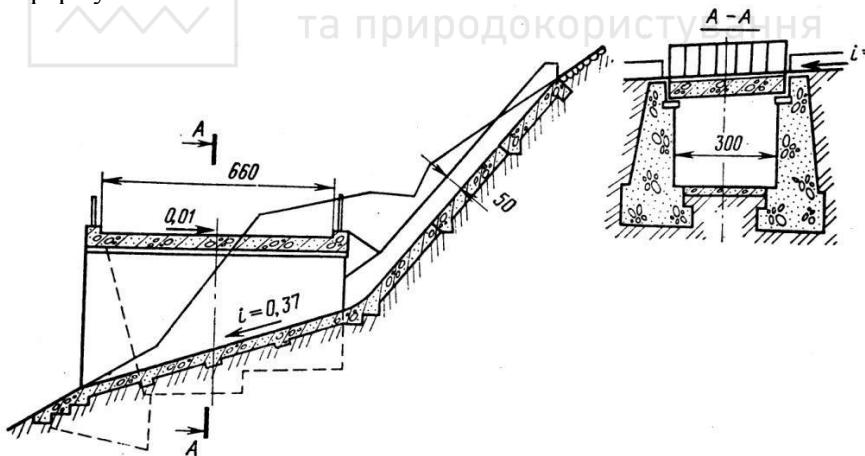


Рис. 4.27. Міст малого прольоту, розташований в напіввиїмці

Стійке положення цього моста, розташованого на крутому косогорі, забезпечується ступінчастою формою фундаментів основ. Насип на підходах підтримується підпірними стінами.



Проектування малих мостів в гірських умовах вимагає ретельного обліку характеру рельєфу місцевості в місці їх розташування. Стояки такого моста (рис. 4.28) запроектовані відповідно з місцевим рельєфом. Круті скельні косогори дозволили створити стояки, які мають тільки зовнішні зворотні стінки. Передня стінка лівобережного стояка з нагірного боку сполучається безпосередньо з скелястим схилом косогору. Лівобережний стояк нагірної сторони має невелику укісну стінку з ухилом 1:2. Ступінчасті фундаменти забезпечують як повздовжню, так і поперечну стійкість опор.

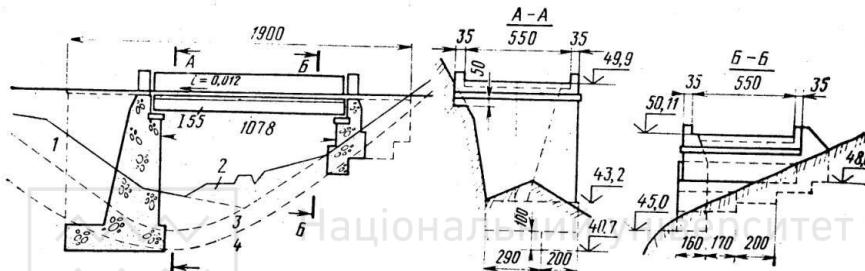


Рис. 4.28. Міст малого прольоту, розташований на крутому схилі:
1 - делювій; 2 - зризаний ґрунт; 3 - еллювій; 4 - корінні породи

При проектуванні опор мостів через постійні гірські водотоки особливу увагу треба приділяти запобіганню підмиву їх водою, яка тече з великими швидкостями по природному руслу, тобто за відсутності штучного лотка. Захист опор від підмиву забезпечують заглибленням фундаментів нижче за лінію можливого розмиву, а також спорудженням струмененаправних споруд регулювання.

Наведені приклади відносяться до мостів, що споруджуються в обмежених гірських умовах з пропуском вод по штучних руслах або по природних руслах, обмежених берегами, що не розмиваються. При проектуванні таких мостів основну увагу приділяють вписуванню споруди в складний рельєф берегів, забезпечуючи пропуск водотоку.

Гірські річки відрізняються значними повздовжніми ухилами і великими швидкостями течії води. У зв'язку з цим русла гірських річок, що пролягають в наносних ґрунтах, як правило, нестабільні і піддаються досить різким деформаціям, як у вигляді розмивів берегів і дна, так і у вигляді утворення місцевих відкладень на



окремих ділянках річки, навіть за відсутності стиснення потоку штучними спорудами. Тому при проектуванні мостів в умовах гірської місцевості часто зустрічаються складності у виборі найкращого місця розташування мостового переходу.

Відомі труднощі виникають і при розрахунку отворів мостів, оскільки розрахунки за швидкістю, що відповідають стабільному стану русла, в даному випадку придатні тільки умовно.

Умови проектування мостів в гірській місцевості різні в залежності від геологічної будови дна гірського потоку і берегів гірської річки. У одній і тій же ріці умови проектування змінюються по її довжині від верхньої течії до нижньої. У верхній і середній течії гірських річок русло звичайне стійке і утворене скельними ґрунтами, в найменшому ступені схильних до розмиву.

Характерним для верхньої і середньої течії гірської річки є розташування її в глибокій ущелині з крутими схилами. Тому русло річок часто захаращене крупними валунами і глибами, що скочуються з гірських схилів.

У нижній течії, а також в місцях розширення долин в середній течії русла річок часто складені з одноманітних по складу алювіальних відкладень. Це сприяє блуканню річок по широких заплавах між крутими схилами.

Русло гірських річок може сильно мінятися навіть протягом одного короткого паводку. До проходу паводку гірська річка, текла по багатьох відкладеннях, мала одне русло, яке на даній ділянці плавно переходило з одного боку долини на інший (рис. 4.29, а). При проході паводку русло прийняло інший вигляд (рис. 4.29, б). З'явились острівці, русло річки розділилося на рукави і основну течію річки перемістилося цілком до правого берега. Через два з половиною місяця після проходу чергового паводку русло річки знов видозмінилося (рис. 4.29, в).

У передгірній частині гірські річки мають широку долину з неявно вираженими берегами. У гирла річка може протікати одним або багатьма руслами в конусі винесення. При перетині річки в гірській ущелині міст проектиують так, щоб він по можливості перекривав русло одним прольотом без всякої завади природному руслу. Опори в цьому випадку розташовують за межами розрахункового рівня високих вод як правило, в корінних породах.



Гідрологічні розрахунки обмежуються визначенням розрахункового побутового рівня.

Якщо за місцевими умовами перекриття потоку одним прольотом не є можливим, то проєктують міст з проміжними опорами, розташованими в руслі річки. В цьому випадку опори будуть стискувати русло, що призведе до необхідності влаштування регуляційних стін, що забезпечують плавне підведення потоку до отвору. Збільшення швидкості течії води в обмеженому руслі викликає збільшений розмив (загальний і місцевий), що враховують при визначенні глибини закладання фундаментів проміжних опор.

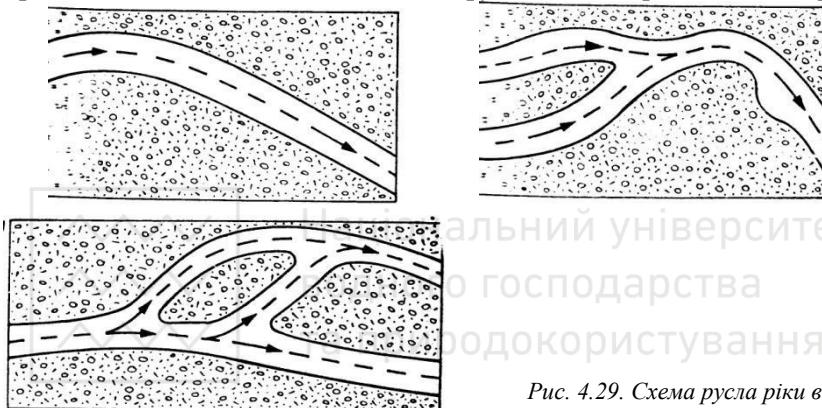


Рис. 4.29. Схема русла ріки в гірській місцевості

Питання про призначення отвору моста на річках з блукаючим рукавом може бути вирішено по-різному. Як найкращим рішенням є міст з отвором для пропуску відповідної витрати, і з масивними струмененаправними греблями, що перекривають зону блукання між корінними породами берегів (рис. 4.30, а). В цьому випадку забезпечується плавне формування потоку і достатньою мірою гарантується безпека розмиву гребель на підходах до моста. Проте таке рішення через значну вартість застосовується тільки на річках з відносно невеликою шириною зони блукання русла.

При великий ширині зони блукання русла, коли влаштування регуляційних споруд викликає крупні витрати, допускається застосування гребель, що захищають безпосередньо конуси моста (рис. 4.30, б). Для запобігання розмиву передбачають сильне



змінення укосів і підошви земляного полотна гнучкими покріттями з бетонних плит, асфальтових матраці, габіонів тощо.

У іншому випадку, при більшій ширині зони блукання перехоплення потоків на всьому її протязі може здійснюватися за допомогою серії шпор (рис. 4.30, в), які направляють течію до голів струмененаправних дамб.

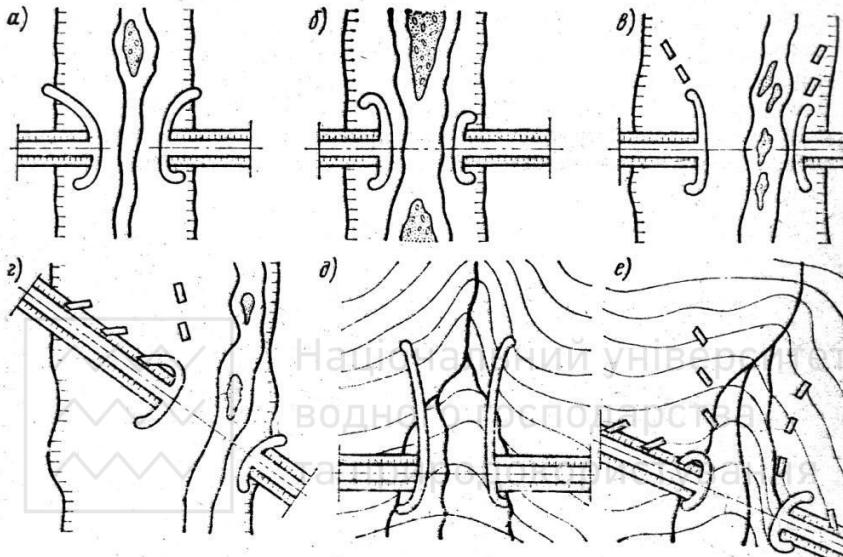


Рис. 4.30. Варіанти розташування моста і регуляційних споруд на річках з блукаючими руслами

Шпори часто влаштовують масивними, переважно безфундаментними. Призначення розмірів і розміщення шпор проводиться по детально розробленому плану, так, щоб виключити можливість прориву основного потоку до насипу. Проте при подібних рішеннях частина витрати неминуче притікатиме до насипу, що захищається. У створюваних таким чином «мішках» відбувається інтенсивне випадання наносів. Висота відкладень зрештою може сягти відмітки верхів гребель. Враховуючи це, треба відповідно підвищувати відмітки підхідних насипів і при великих ухилах обмежувати довжину струмененаправних гребель.

Якщо межене русло блукаючої річки притискається до одного з берегів, але при паводку очікується його переміщення до



протилежного берега, можна прийняти компоновку спорудженням, що передбачає регулювання основного потоку річки спорудою серії шпор (рис. 4.30, г). Для запобігання розмиву підходів до моста подовжніми течіями, направленими уздовж насыпів, влаштовують траверзи, розташовані уздовж верхнього стику насыпі.

На конусах винесення рекомендується влаштовувати один водопропускний отвір. Найкращим рішенням при цьому є влаштування укріплених валів від осі мостового переходу до горловини ущелини (рис. 4.30, д).

При значному видаленні осі мостового переходу від горловини ущелини вартість спорудження валів може у декілька разів перевищувати вартість самого моста. В цьому випадку застосовують регулювання потоку на конусі винесення влаштуванням шпор (рис. 4.30, е).

При проектуванні мостів в гірській місцевості нерідко доводиться пропускати селеві потоки. Залежно від характеру селів приймають різні рішення компоновки мостового переходу.

При проектуванні мостових переходів через рідкі турбулентні селеві потоки необхідно забезпечити захист споруд від наносів, для чого основні розміри споруд – підмостовий габарит, висоту гребель регулювання і відмітку бровок земляного полотна треба призначати з урахуванням можливої висоти відкладень за розрахунковий період експлуатації споруд.

При перетині водотоків, на яких спостерігаються селеві грязекам'яні потоки з в'язкою структурою, коли селева маса переміщується як одне ціле і при зупинці не розтікається, основні заходи повинні призначатися на основі збору докладних відомостей про катастрофічні селі в даному районі. При цьому рекомендується перекривати селевий потік без його стиснення, як правило, одне пролітними мостами.

У разі економічної доцільноті будівництва однопролітного моста проміжні опори повинні проектуватися масивними і розраховуватись на силову і ударну дію грязекам'яних селів.

Розташування мостів в плані і подовжньому профілі в гірських районах відрізняється деякими особливостями, які визначаються специфічними умовами трасування дороги в сильно пересіченій місцевості.



Повздовжній профіль проїзджої частини моста може бути горизонтальним, двосхилий від середини моста до берегів, двосхилих з горизонтальною вставкою в середній частині моста (трапецеїдальна форма), криволінійним з похилами від одного кінця моста до іншого. Для мостів на гірських дорогах найбільш характерні горизонтальні і похилі повзажні профілі.

Двосхиле і двосхиле з горизонтальною вставкою в середній частині контуру, а також криволінійного контуру повздовжнього профілю характерні для судноплавних річок. Застосування такого профілю викликає прагненням знизити відмітку підходів в порівнянні з відміткою по серединній частині моста, яка визначається висотою підмостового габариту та. Зазвичай гірські річки несудноплавні, тому потреби в такій формі повздовжнього профілю моста немає.

В деяких випадках мостам на гірських річках додають повзажні ухили з середини моста до його кінців тільки з метою забезпечення поверхневого водовідведення. Повзажні ухиля приймають в цьому випадку мінімальним (0,005-0,002) залежно від конструкції проїзджої частини моста.

Споруда мостів на схилі в більшості випадків обумовлюється необхідністю з'єднання мостом підходи, протяжні на протилежних берегах водотоку. При цьому повзажні ухили досягають іноді максимального значення для даної дороги. Границний повзажній ухил для моста може побути меншим в порівнянні з граничним ухилом для дороги з тим же типом покриття.

Розташування мостів на схилі зв'язане також з деякими особливостями конструювання і розрахунку пролітних конструкцій, особливо зведених мостів.

На гірських дорогах часто можна зустріти косі мости розташовані на кривих (зазвичай невеликого радіусу), з підходами, які мають великий повзажній ухил. Косе розташування моста по відношенню до осі водотоку, що перекривається, найчастіше пов'язано з трасуванням дороги при спуску по косогорі з вододілу для переходу через водотік. Поєднання кривої малого радіусу при повороті мосту з великим повзажнім ухилом на спуску з вододілу створює надзвичайно несприятливі умови для руху автомобілів. Автомобіль, спускаючись до місця переходу через водотік, розвиває в нижній частині спуску велику швидкість, у зв'язку з чим стійкість



його на кривій малого радіусу при повороті до моста може виявитися незабезпечененою.

Поліпшення умов руху автомобілів можна забезпечити застосуванням в нижній частині спуску горизонтальної (або з малим ухилом) вставки, довжина якої була б достатня для зниження швидкості руху автомобіля, а також зменшенням кутів повороту. Можливо і комбіноване рішення - деяке зменшення кутів повороту з влаштуванням майданчиків на кінцях затяжних спусків.

4.6. Водоперепускання і водоскиди

Дуже часто при проєктуванні водовідведення в умовах гірської місцевості неможливо запроектувати канави з випуском води в зниженні місця, де на дорозі побудовані мости або труби.

В деяких випадках такі знижені місця знаходяться на дуже великій відстані від початкової вододільної точки нагірної канави. Так, при великій відстані між природними руслами A і E (рис. 4.31) нагірні канави $C'A$ і $C'E$ мають велику довжину, що вимагає значного збільшення їх поперечних перерізів.

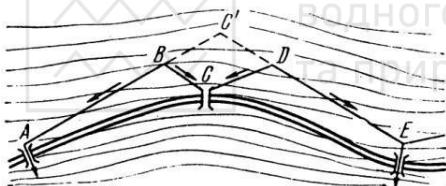


Рис. 4.31. Схема розташування водоперепускань

споруди, що розташовується в перерізі C . Підвід води до нього здійснюється нагірними канавами, що мають вододільні точки B і D .

Водоскид можна запроектувати під дорогою у вигляді труби малого перерізу, над дорогою у вигляді акведука або консольного скиду або ж по лотку-броду в одному рівні з дорогою. Вибір того або іншого типу споруди залежить від поперечного профілю дороги в місці передбачуваного водоскиду, а також від геологічних характеристик прилеглого схилу.

Найбільш простим типом перепускної споруди є лотки-броди. Проте вони ускладнюють експлуатацію, тому застосовуються лише на дорогах низьких категорій з незначною інтенсивністю руху.

Для скорочення довжини і зменшення поперечних перерізів нагірних канав в таких випадках можна влаштовувати додаткове скидання води з нагірної канави через дорогу за допомогою водоперепускної

Лоток може мати трикутний, полігональний або параболічний поперечний переріз.

Зміщення лотків-бродів проводять мощенням каменем. При їх проектуванні особливу увагу треба приділяти конструкціям підвідних і відвідних русел що піддаються розмиву водою, що скидається лотком. (рис. 4.32, а).

Рідше застосовують бетонні лотки. Бетонний лоток (рис. 4.32, б) має багатоступінчасте підхідне русло з водобійними колодязями. Вода, витікаючи з підхідного русла, протікає по лотку упоперек дороги, падає з кам'яної підпірної стіни і по укріпленню відвідному руслу видаляється за межі земляного полотна. При укріпленні лотка і відвідного русла потрібно мати на увазі, що при відкладанні на лотку наносів, водний потік може переміщатися до іншого краю лотка, розтікаючись при цьому на велику ширину.

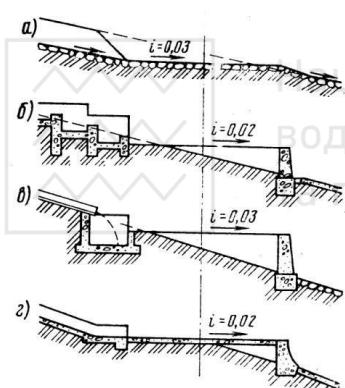


Рис. 4.32. Схеми лотків бродів

При влаштуванні лотка з водоприймачем у вигляді водобійного колодязя, в який вода поступає з «лійки», водоскид здійснюється по кам'яній стіні (рис. 4.32, в). Лоток-брід замощений каменем. У бетонному лотку з підхідним руслом у вигляді бетонного швидкотоку (рис. 4.32, г) відведення води за бетонною підпірною стіною здійснюється також по бетонному швидкотоку.

Застосування водоперепускних споруд у вигляді лотків, розташованих поперек дорогі, створює нерівності на проїзджій частині дорогі, що є причиною зниження швидкостей руху автомобілів перед лотками. Тому доцільніше здійснювати перепускання води над дорогою спорудженням акведуків або консольних водоскидів. Лоток акведука і його опори повинні розташовуватись так, щоб забезпечити відповідний габарит проїзду по дорозі, що перекривається. Для цього при проектуванні акведуків використовують габарити підмостового простору шляхопроводів висотою 5 м. Опори акведука розташовують за межами ширини габариту, по можливості залишаючи вільною всю



ширину земляного полотна. На двосмуговій автомобільній дорозі одну з опор акведука можна споруджувати на розподільчій смузі.

Основним елементом акведука є лоток, що забезпечує пропускання води і викид її за межі дороги. Для збільшення дальності польоту струменя кінцю лотка надають зворотний ухил 15° . Акведук з лотком, винесеним за межі земляного полотна, називають консольним водоскидом.

Розміри консольних водоскидів обґрунтуються гідрравлічними розрахунками, які за винятком визначення довжини польоту струменя не відрізняються від розрахунку похилих підхідних русел до водопропускних споруд. Розрахунок польоту струменя води, падаючого з консольного водоскиду, проводять таким чином.

Позначимо перепад рівнів води, на який повинна бути розраховане споруда, через S (рис. 4.33). причому цим перепадом вважатимемо різницю відміток рівня води в верхньому б'єфі швидкотоку і нерозмитого дна русла в місті падіння струменя.

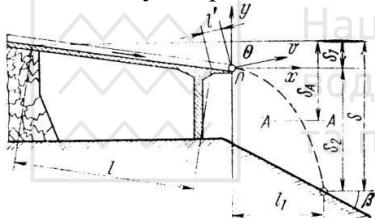


Рис. 4.33.Розрахункова схема визначення дальності польоту струмини водоскиду

Швидкотік має перепад S_1 , а політ струменя здійснюється з висоти S_2 , тому $S=S_1+S_2$

Позначаючи $S_1/S=n$, отримаємо $S_2=(1-n)S$.

Безпосередньо з розрахункової схеми (рис. 4.34) виходить:

$$il = nS + l' \sin \nu - H \quad (4.39)$$

де l' – довжина консолі; ν – кт

підйому носа консолі над горизонтом; H – на пір у верхньому б'єфі.

Вираз (4.39) дозволяє визначити довжину швидкотоку або ухил його дна, якщо задана решта величин, що входять в рівняння.

Ухил і дна швидкотоку і розміри його поперечного перерізу повинні бути підібрані так, щоб найбільша швидкість течії в межах консолі не перевершувала ту, що допускається.

Призначивши елементи поперечного перерізу швидкотока і ухил дна лотка, виконують гідрравлічний розрахунок швидкотока на основі законів нерівномірного руху води у відкритому руслі і визначають глибину води в кінці швидкотока і швидкість потоку при відомій глибині на його початку.



Консоль (струмененаправляючий ніс) має найчастіше невелику довжину (1-2 м), унаслідок чого можна прийняти глибину води при сході з носка рівній глибині води в кінці швидкотока.

При визначенні дальності польоту струменю припускають, що при русі в повітрі струмінь не руйнується і втрат напору немає.

Рівняння руху частинки рідини, яка знаходиться в початковий момент в точці O (рис. 4.33), розташованої на половині глибини h під вільною поверхнею потоку в місці вильоту струменя:

$$x = vt \cos v; \quad y = \frac{1}{2} gt^2 + vt \sin v \quad (4.40)$$

де t - час початку польотів струменя; v - швидкість потоку в кінці швидкотока; g - прискорення вільного падіння.

Виключивши з цих рівнянь параметр t , після перетворення отримаємо:

$$x = \frac{v}{g} \cos v \left[\sin v + \sqrt{\sin^2 v + \frac{2yg}{v^2}} \right] \quad (4.41)$$

Дальність польоту струменя l_1 визначимо з цього рівняння, приймаючи:

$$y = \left(\frac{h}{2} \cos v + S_2 \right);$$

$$l_1 = \frac{v^2 \cos v}{g} \left(\sin v + \sqrt{\sin^2 v + \frac{g[h \cos v + 2(1-n)S]}{v^2}} \right) \quad (4.42)$$

Якщо струмененаправляючий носок консолі горизонтальний ($v=0$):

$$l_1 = \frac{v}{g} \sqrt{g(h + 2S(1-n))} \quad (4.43)$$

Якщо у формулах (4.42) і (4.43) нехтувати значенням h , значно малим в порівнянні з S , то:

$$l_1 = \frac{v^2 \cos v}{g} \left(\sin v + \sqrt{\frac{\sin^2 v + 2gS(1-n)}{v^2}} \right) \quad (4.44)$$

а при $v=0$:



$$l_1 = \frac{v}{g} \sqrt{g S(1-n)} \quad (4.45)$$

З цих формул видно, що при заданих v і S дальність польоту струменю від кінця консолі залежить від кута v і відносини n . При $v=0$ і $n=0,5$ отримують найбільшу дальність польоту струменю:

$$l_1 = \frac{v}{g} \sqrt{g S} \quad (4.46)$$

При $30^\circ > v > 0$ найбільша дальність польоту струменю що відповідає значенню $1 > n > 0,5$.

Падаючий з консольного водоскиду струмінь води має більшу енергію, що може привести до розмиву косогірного схилу, знаходячись нижче дороги. Тому необхідно враховувати ступінь розмивання ґрунту, на який падає вода, що скидається з консолі. Якщо ґрунт скельний, не схильний до розмиву, то консоль може бути запроектована порівняно короткою без зміщення місця падіння струменя води. При ґрунтах, що легко розмиваються, консоль необхідно виносити на значну відстань від дороги або ж укріпити ґрунт в місці падіння струменя. Іноді для гасіння енергії падаючу з консолі воду направляють у водобійний колодязь, з якого вона відводиться на схил косогору.

Акведуки і консольні водоскиди можна будувати з дерева, залізобетону, каменя або бетону. В більшості випадків застосовують залізобетонні і бетонні водоскиди.

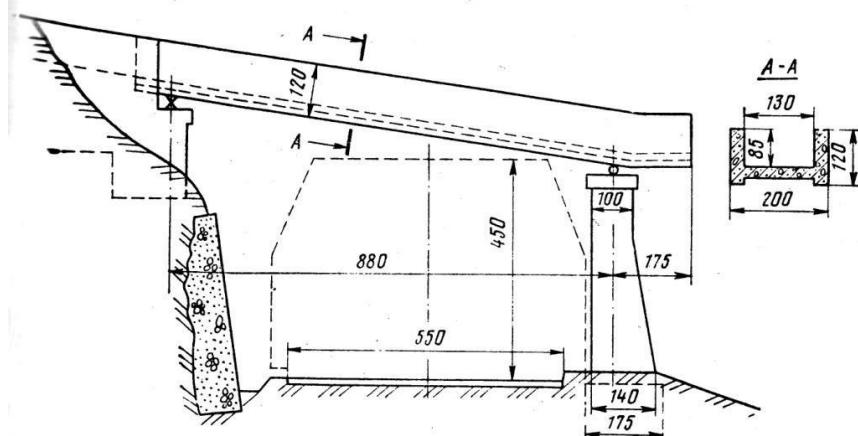


Рис. 4.34. Залізобетонний акведук з консольним водоскидом балочної системи

Залізобетонні консольні водоскиди можуть мати балочну або рамну конструкцію. В якості балок і ригелів, що перекривають прольоти над дорогою, використовують самі водоперепускні лотки, які сприймають згинальні моменти і діючі на них сили.

Залізобетонний лоток консольного водоскиду, посиленій ребрами перекриває відстань між внутрішньою опорою, побудованою на скелі, і зовнішньою кам'яною опорою, встановленою на узбіччі земляного полотна дороги (рис. 4.34). Стіни лотка є робочими елементами балки.

У залізобетонному водоскиді іншого типу, який побудований у косогірній виїмці, що перетинає тальвег із струмком, що постійно діє, залізобетонний лоток прямокутного перерізу, 2,00x0,75 м перекриває проліт 9,0 м з винесенням консолі в зовнішню сторону на 4 м (рис. 4.35).

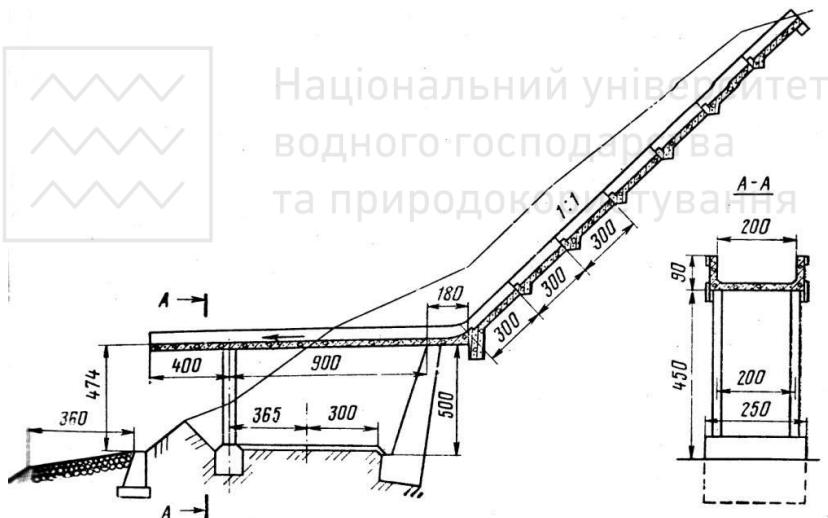


Рис. 4.35. Залізобетонний водоскид для перепускання струмка, що постійно діє

Опорою залізобетонного лотка з нагірного боку служить подпірна стіна, що підтримує укос виїмки, а із зовнішньої сторони - легка рамна залізобетонна опора з двох стійок перерізом 0,25x0,25 м, сполучених залізобетонним ригелем прямокутного перерізу 0,40x0,40. Лоток водоскиду має подовжній ухил $i=1,5\%$.

Підвідне русло з ухилом 1:1 укріплено бетонним лотком з порогами для гасіння швидкості течії води. Таке зміцнення



виключає розмив глинистого ґрунту косогору і сповзання породи основи.

У місці падіння струменя води з водоскиду передбачено зміцнення кам'яним мощенням, а також побудована підпірна стіна, що забезпечує стійкість вищерозміщеного земляного полотна дороги.

Консольний залізобетонний водоскид рамної конструкції (рис. 4.36) має залізобетонний лоток прямокутного перерізу розміром, що несе, 1x1 м, що використовується як ригель рамної конструкції водоскиду.

Вигляд А

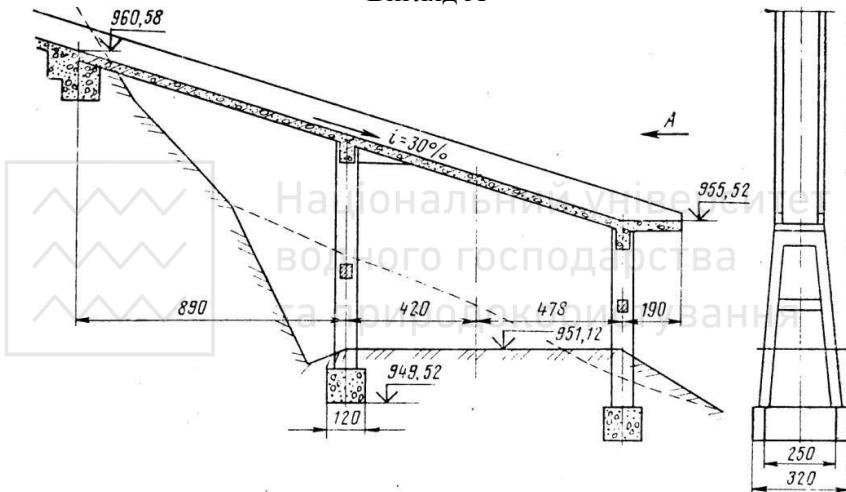


Рис. 4.36. Консольний залізобетонний водоскид рамної системи

Рамна конструкція перекриває два прольоти довжиною по 8,9 м. Із зовнішнього боку лоток водоскиду має консольний виліт довжиною 2 м. Повздовжній ухил лотка 30%. Кожна з проміжних опор водоскиду складається з похило розташованих залізобетонних стілок, що збільшує поперечну стійкість споруди.

Іноді умови прокладання траси дороги в гірській місцевості вимагають проектування споруд складніших конструкцій водоскидів. Водоскид, запроектований на схилі, де дорога пролягає зигзагами, перетинає її в чотирьох місцях. Нижня частина водоскиду виконана у вигляді дерев'яного лотка, розташованого на дерев'яній естакаді (рис. 4.37).



Дерев'яні опори естакади баштового типу зведені на кам'яних фундаментах з сухої кладки, закладених на скельній основі. Відстані між опорами 10-10,5 м. перекриті дерев'яною ригельно-підкосною системою.

Лоток водоскиду змінної ширини розрахований на витрату води $2 \text{ м}^3/\text{s}$. У місці падіння (скидання) води косогір укріплений кам'яним насипом і подвійною мостовою.

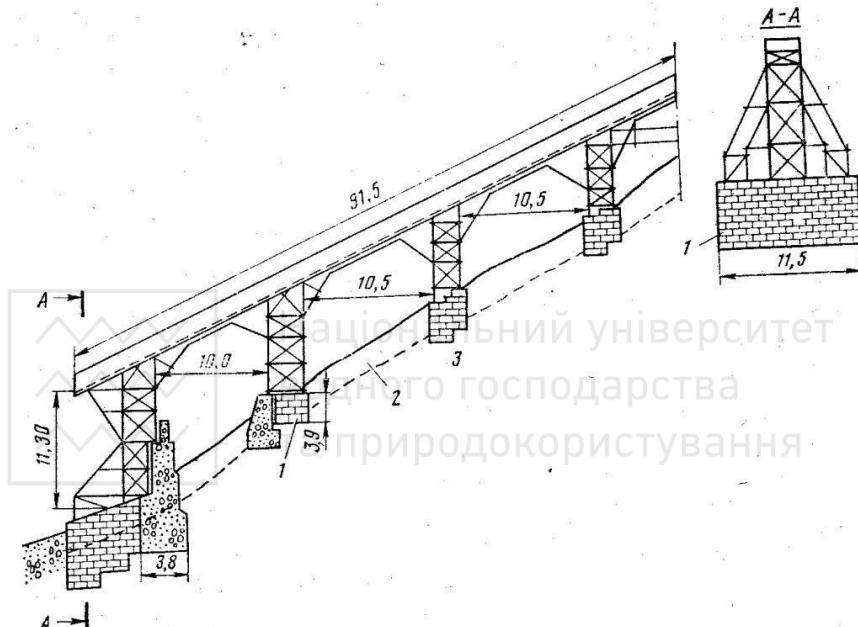


Рис. 4.37. Дерев'яний водоскид на схилі:
1-суха кладка; 2 - щебенистий насип; 3- скельна основа

Водоскид над галереєю (рис. 4.38) є кам'яним швидкотоком. В якості несучої конструкції для швидкотоку над дорогою використано споруду галерей.

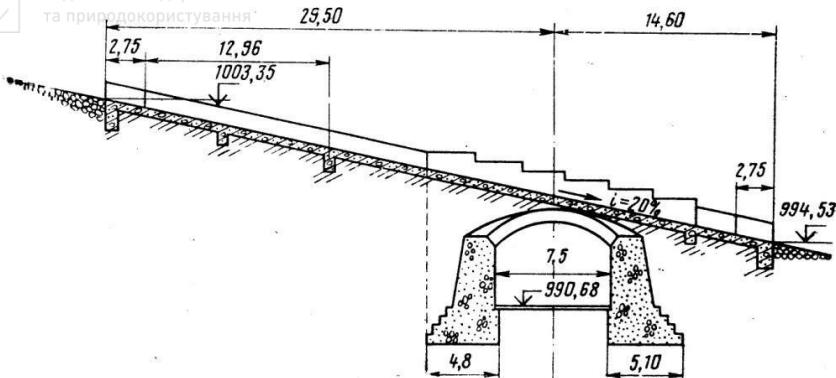


Рис. 4.38. Водоскид над галереєю

Важливе значення при спорудженні залізобетонних і кам'яних консольних водоскидів має гідроізоляція стін лотків. Найбільш простий метод гідроізоляції - обмазка внутрішніх бетонних поверхонь лотка гарячим бітумом. Проте такий ізоляційний шар ненадійний, швидко стирається під впливом зважених в потоці мінеральних частинок.

Ефективніша гідроізоляція з наклеюваних на стіні декількох шарів рубероїда з покриттям їх бетонним захисним шаром.

Важливим вузлом консольних водоскидів з будь-яких матеріалів є місце сполучення лотка швидкотока з руслом, що підходить. Цей вузол повинен бути запроектований так, щоб запобігти можливості обходу лотка водою.

Розрахунок консольного водоскиду і акведука складається з перевірки міцності лотка, розрахунку міцності конструкції пролітної несучої будови, а також міцності і стійкості опор.

Дно і стіни лотка розраховують в припущення, що переріз його заповнений доверху водою. При розрахунку пролітної частини

враховують постійне навантаження - його власну вагу, вага лотка і його опорних елементів, води, що заповнює лоток.

Опори консольного водоскиду або акведука розраховують на сприйняття опорного тиску від пролітної будови. При цьому слід враховувати, що лоток розташований під кутом до горизонту, тому на опору може діяти не тільки вертикальний тиск, але і горизонтальна сила. Для виключення дії цієї сили на зовнішню опору встановлюють рухому опорну частину із заанкеруванням лотка в устої, розташованому на косогорі.



При розрахунку опор особливу увагу треба приділяти перевірці їх стійкості, оскільки центр тяжіння консольного водоскиду розташований високо і перекидаючий момент від вітрового навантаження значний. Робота опори на бічне навантаження ускладнюється тим, що ширина опор консольних водоскидів зазвичай незначна.

В деяких випадках консольні водоскиди споруджують для пропуску над дорогою селевих потоків. Такі водоскиди, як правило, кам'яні або залізобетонні, отримали назву селедуків. При розрахунку міцності селедуків слід мати на увазі, що питома вага селової маси значно більше питомої ваги води і сягає $16-17 \text{ кН}/\text{м}^3$.

Питання для самоконтролю

1. Поясніть призначення підхідних та водовідвідних русел для водоперепускних споруд.
2. Назвіть способи зменшення швидкості течії води в підхідних та водовідвідних руслах.
3. Замалюйте можливі схеми ступінчастих перепадів.
4. Поясніть функціональне призначення швидкотоків.
5. Замалюйте можливі конструкції швидкотоків.
6. Поясніть яким чином здійснюється гасіння енергії у водобійному колодязі.
7. Як визначається глибина водобійного колодязя?
8. Чим пояснюється обмеженість кількості отворів круглих труб?
9. В чому переваги застосування металевих гофрованих труб?
10. В чому полягає розрахунок конструктивних елементів труб?
11. Які фактори впливають на розрахунок малих мостів?



Література

1. Толмачев К.Х. Автомобильные дороги. Специальные сооружения. – Москва.: «Транспорт»с.199
2. Проектування і будівництво автомобільних доріг: Довідник/ В.Й.Заворицький, В.П. Старовойда, О.А.Білятинський та ін.; за ред. В.Й.Заворицького. –К.: Техніка, 1996. –383 с
3. Білятинський О.А. Проектування автомобільних доріг. - Київ: Вища школа, 1977 - Т.1. 517 с.
4. 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 : ХНАДУ, 2010. – 120с
5. Казарновский В.Д., Каримов В.Б., Мурадов Х.Я. др.. Защита горных дорог от опасных геологических процессов; Под ред. В.Д.Казарновского.- К.: Логос, 1988. – 225с.
6. Проектирование автомобильных дорог: Справочник инженера дорожника /Под ред. Федотова Г.А. М.: Транспорт, 1989. – 437с.
7. Костерин Э.В. Основания и фундаменты. – М.: Высшая школа, 1990, –431с.
8. Герасимчук, В. О., Куцик М. Д., Притулінський О. Д. та інші О. А. Гірські автомобільні дороги України. Захист гірських автомобільних доріг.- Коломия.:1998 -348 с.
9. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти будинків і споруд. Основні положення проектування. - Київ.: Мінрегіонбуд України. 2009 . 89с
10. ДБН В.2.3-4-2007. Споруди транспорту. Автомобільні дороги.- Київ.: Держбуд України, 2008.- 116с.
11. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування - Київ.: Держбуд України, 2010.- 46с
12. ДБН В.2.3-14:2006 Мости і труби. Правила проектування. - Київ.: Держбуд України, 2006.- 259с



Національний університет

водного господарства
та природокористування

13. ВБН В.2.3-218-544:2008 Матеріали геосинтетичні в дорожньому будівництві .- Київ.: Державна служба автомобільних доріг України (Укравтодор), 2008.- 126с.
14. ДБН В.1.1-3-97 .Защита от опасных геологических процессов. Инженерная защита территорий, зданий и сооружений от сдвигов и обвалов. Основные положения.- Київ.: Держбуд України, 1999.- 121с



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Термінологічний словник

Банкет - вал трикутного або трапецеїдального перетину з ґрунту, що відсилається вздовж верхнього краю бровки виїмки для огороження виїмки від стікання в неї води

Бик - проміжна опора мосту

Вiadук - міст через глибоку долину, яр або суходіл влаштовується замість високої насыпу

Габіон - сітковий ящик з оцинкованої залізного дроту, що заповнюється каменем, який застосовується при регуляційних і берегоукріплювальних роботах і спорудах

Дамба - дорожнє споруда з ґрунту у вигляді валу або насыпу

Лоток - бічна канава невеликої глибини трикутного або овального поперечного профілю

Міст - штучна споруда, зведена через річку, озеро, протоку чи будь-яке інше водну перешкоду для пропуску по них автомобільної дороги

Насип - штучно споруджена ділянка земляного полотна з насыпного ґрунту, в межах якого поверхня проїзджої частини розташована вище рівня землі

Огорожа дороги - запобіжні пристрої на автомобільних дорогах для попередження або недопущення з'їзду автомобілів з земляного полотна, що розділяються на орієнтування, утримують і відбійні

Огорожа дороги утримуюча - влаштовується на дорогах у вигляді збірних залізобетонних огорож з масивних залізобетонних тумб із запобіжним залізобетонним бруском, залізобетонних огорож з гнучкими тросами та огорож з дерев'яного бруса або тросах на залізобетонних стовпах, з метою утримати автомобіль від падіння на небезпечних ділянках дороги, що проходить у високих насыпах або в гірських місцевостях по краю обриву

Перепад - водопровідні спорудження на каналі, водоскиду або водоводі, призначене для сполучення двох його ділянок, розташованих на різних рівнях, при різкій зміні поздовжнього профілю траси

Підпірні стіни – споруди що утримують ґрунт в стані статичної рівноваги

Покриття дорожнє - верхній шар дорожнього одягу, що забезпечує експлуатаційно-транспортні якості проїзної частини і безпосередньо сприймає впливу транспортних засобів та природних факторів, що



складається з шару зносу, періодично поновлюваного в процесі експлуатації, і основного шару

Полотно земляне [дорожнє] - комплекс споруд з ґрунту, призначених як для розміщення проїзної частини та інших елементів і споруд дороги, так і освічених для зведення земляного полотна при взятті або відвалі ґрунту

Рісберма - заглиблена в русло водотоку кам'яна відсипати, що здійснює поступовий перехід від більш потужного типу укріплень до менш потужному

Труба - водопропускна споруда, що розташована в земляному полотні для пропуску невеликих водотоків, зливових і снігових вод, місцевого руху або скотопрогоні під автомобільною дорогою

Укоси земляного полотна - бокові поверхні, що характеризуються ступенем їх крутини або ухилом

Ухил - міра перевищенння однієї точки поздовжнього (поперечного) профілю над іншою, обумовлена як відношення величини перевищенння до відстані між цими точками, виражена в промілі (%)

Швидкотік - споруда у вигляді лотка - каналу великого ухилу, в якому водний потік рухається зі швидкостями, близькими до граничних

Ширина земляного полотна - умовна назва відстані між брівками земляного полотна

Ширина проїзної частини - відстань між крайками її дорожнього одягу

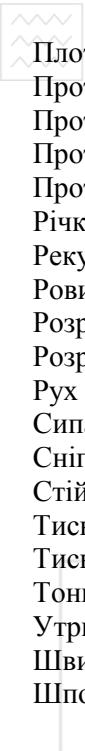
Шпунт - ряд окремих дерев'яних, сталевих або залізобетонних елементів (шпунтинг), послідовно забитих у ґрунт і щільно прилеглих один до одного за допомогою гребеня і паза або подібних їм сполучок, що запобігає доступу ґрутових вод в котлован або інше огорожує місце

Штучні споруди - сукупність споруд, що замінюють земляне полотно на перетині з різними перешкодами або таких, що доповнюють його з метою посилення захисту від несприятливих зовнішніх впливів, явищ природи тощо. До штучних споруд належать мости, вiadуки, шляхопроводи, естакади, водопропускні труби, тунелі, галереї, підпірні стінки тощо



Предметний показчик

- Акведуки – 46, 240
Банкет – 7
Банкети із гірської породи - 117
Балкони – 16
Барражні стіни – 32
Вловлюючі стіни - 154
Водобійні колодязі – 44
Водоперепуски і водоскиди - 45
Водоперепускні труби - 43, 212
Габіони - 106
Галереї – 40
Гіdraulічний розрахунок вод- 199
Гнучкі підпірні стіни – 56
Граничний стаж споруд - 61
Естакади – 20
Ерозія - 139
Загороджувальні вали - 32
Зсуви ґрунту – 27, 120
Ковзні та осідаючі масиви - 111
Контрафорс – 12
Лавини – 33
Лавиноризи – 39
Лотки броди - 236
Малі мости - 226
Масивні підпірні стіни – 50
Міцність і стійкість підпірних стін - 83
Надовбні поля - 33
Напівміст – 19
Напрямні споруди – 39
Облягаючі матраци – 104
Об’єм гірської маси - 119
«Одягаючі» стіни – 14
Підпірні стіни – 48
Підпірні стіни з армованого ґрунту – 55
Підхідні та водовідвідні русла - 188



- Плотові загородження – 37
- Протиерозійні споруди – 139
- Протилавинні галереї - 166
- Протиобвальні галереї - 149
- Протиобвальні споруди – 30
- Річкові укріпні споруди – 96
- Рекультивація земель - 144
- Рови й тераси – 36
- Розрахунковий діаметр каменю – 118
- Розрахунок конструкцій труб - 213
- Рух лавин - 179
- Сипаї - 113
- Снігозатримувальні споруди - 39
- Стійкість на силу – 5
- Тиск ґрунту – 64
- Тиск снігу - 177
- Тонкоелементні підпірні стіни - 52
- Утримуючі конструкції - 131
- Швидкотоки – 44, 194
- Шпори та напівзагати - 98



Тестові запитання до посібника “Штучні споруди на дорогах”

Питання №1. До штучних споруд відноситься?

- 1) Мости або труби.
- 2) Підходи до мостів або труб
- 3) Розмітка.
- 4) Дорожні знаки.

Питання №2. Для забезпечення стійкості земляного полотна застосовуються

- 1) траншеї;
- 2) штучні насипи;
- 3) підпірні стіни;
- 4) колесо відбої.

Питання №3. По відношенню до осі полотна дороги підпірна стіна може бути:

- 1) боковою;
- 2) задньою;
- 3) передньою;
- 4) верховою.

Питання №4. Якщо висота перепаду перевищує 6 м то доцільно влаштовувати підпірну стіну:

- 1) гравітаційного типу;
- 2) кутикового типу;
- 3) палі;
- 4) ряжевого типу.

Питання №5. Які сили підтримують насип в стані рівноваги:

- 1) сили рівноваги;
- 2) сили ковзання;
- 3) сили тертя і зчеплення;
- 4) сили виштовхування.

Питання №6. Які сили зрушують укіс визначаються за формулою:

$$1) Q \cdot \sin \alpha ;$$



- 2) $Q \cdot \cos\alpha$;
3) $Q \cdot \operatorname{tg}\alpha$;
4) $Q \cdot \operatorname{ctg}\alpha$.

Питання № 7. В чому полягає принципова відміна проектування малих мостів і труб від великих мостів?

- 1) Що отвори цих споруд визначають на основі розрахунку протікання води у не розмивному руслі.
- 2) У підрахунку величини витрати.
- 3) Розмірам руслової частини річки
- 4) Поздовжній переріз профілю річки.

Питання № 8. Розрахунки отворів малих мостів і труб здійснюються за формулою

1) $Q_{zi} = 16,7a_{pozr} F$

2) $Q_{zi} = 17,7a_{pozr} F \alpha \varphi$

3) $Q_{zi} = 16,7a_{pozr} F \alpha \varphi$

4) $Q_{zi} = a_{pozr} F \alpha \varphi$ а природокористування

Питання № 9. Отвір моста обчислюють за формулою

1) $b = \frac{Q_{\max}}{\sigma_3 m H_0^{3/2}}$;

2) $b = \frac{Q_{\max}}{\sigma_3 m H_0^{3/2} \sqrt{2g}}$;

3) $b = \frac{Q_{\min}}{\sigma_3 m H_0^{3/2} \sqrt{2g}}$;

4) $b = \frac{Q_{\max}}{\sigma_3 H_0^{3/2} \sqrt{2g}}$;

Питання № 10. Основна вимога для мостового переходу є...



- 1) Пропуск транспортних засобів із заданою інтенсивністю і швидкістю руху, від чого залежать вантажопідйомність та габаритні розміри мостів і підходів.
- 2) Пропуск розрахункової витрати.
- 3) Відповідність ширини категорій дороги.
- 4) Всі відповіді правильні.

Питання № 11. Рівняння водного балансу суші має такий вигляд..

- 1) $Z_c = X_c + I_{нов}$
- 2) $Z_c = X_c + I_{нов} + I_n$
- 3) $Z_g = X_c + I_{нов} + I_n$
- 4) $Z_c = X_c + I_n$

Питання № 12 Повінь – це...

- 1) Фаза найбільшої повності річки з довготривалим високим рівнем води, що повторюється щорічно в одну і ту саму пору року відтанення снігу та льоду.
- 2) Фаза найбільшої повності річки з довготривалим високим рівнем води.
- 3) Фаза найбільшої повності річки з довготривалим високим рівнем води, що повторюється щорічно в одну і ту саму пору року (літо та осінь).
- 4) Фаза найбільшої повності річки з короткотривалим високим рівнем води, що повторюється щорічно в одну і ту саму пору року відтанення снігу та льоду.

Питання № 13. Наноси – це...

- 1) Продукти руйнації гірських порід і незв'язних ґрунтів, що переносяться річковою водою.
- 2) Продукти руйнування гірських порід і незв'язних ґрунтів, що переносяться річковою водою.
- 3) Зрушення гірських порід і незв'язних ґрунтів, що переносяться річковою водою.
- 4) Пагорби біля гірських річок.

Питання № 14. Визначення розмивної швидкості здійснюється за формuloю



1) $V_{\text{розм}} = 3.6h^{0.25} d_{cep}^{0.25}$

2) $V_{\text{розм}} = 3.6hd_{cep}$

3) $V_{\text{розм}} = 36h^{0.25} d_{cep}^{0.25}$

4) $V_{\text{розм}} = h^{0.25} d_{cep}^{0.25}$

Питання № 15. Ознаки стрічкогрядового руслового процесу

- 1) Русло прямолінійне або слабко звивисте, повороти збігаються з поворотами долини, береги задерновані, без слідів підмиву.
- 2) Русло не прямолінійне, повороти не збігаються з поворотами долини.
- 3) Береги круті, розмиті.
- 4) Русло слабо виражене, колійне.

Питання № 16. Нерозмивна середня швидкість потоку визначається за формулою

1) $V_{\text{нер}} = \frac{V_{\text{ dn}}}{d^{1/6}}$

2) $V_{\text{нер}} = \frac{V_{\text{ dn}}}{d^{1/6}} d^{1/6}_{np}$

3) $V_{\text{нер}} = \frac{V_{\text{ dn}}}{d^{1/6}} d^{1/6}$

4) $V_{\text{нер}} = \frac{V}{d^{1/6}} d^{1/6}_{np}$

Питання № 17. Математичний запис формулі Коріоліса...

1) $g = \omega v \sin \alpha$

2) $g = v \sin \alpha$

4) $g = \omega v \sin z$

5) $g = \omega v$.

Питання № 18. Емпірична ймовірність визначається



Національний університет
водного господарства
та природокористування

- 1) $P_e = \frac{f - 0.3}{n + 0.4}$
- 2) $P_e = \frac{m - 0.3}{h + 0.4}$
- 3) $P_e = \frac{m - 0.3}{1}$
- 4) $P_e = \frac{m - 0.3}{n + 0.4}$

Питання № 19. Коефіцієнт збільшення витрат визначається за формулою?

1) $\beta_p = \frac{1}{Q_{pn}}$

2) $\beta_p = \frac{Q_{pm}}{Q_{pn}}$

3) $\beta_p = \frac{Q_{pm}}{1}$

4) $\beta_p = \frac{Q_{зас}}{Q_{pn}}$

Національний університет
водного господарства
та природокористування

Питання № 20. Глибина русла після розмиву біля опори моста визначається за формулою.

- 1) $h_p = h_n + \Delta h_{зас}$
- 2) $h_p = h_n + \Delta h_{зас} + \Delta h_{місц}$
- 3) $h_p = h_n + \Delta h_{місц}$
- 4) $h_p = \Delta h_{зас} + \Delta h_{місц}$

Питання № 21. Висота відмітки брівки земляного полотна на заплавах визначається за формулою

- 1) $H_{\delta_h} = H_{PPBB} + \Delta Z_h + h_{на\delta} + h_{зан}$
- 2) $H_{\delta_h} = H_{PPBB} + h_{на\delta} + h_{зан}$



3) $H_{\delta n} = H_{PPBB} + \Delta Z_n + h_{на\delta}$

4) $H_{\delta n} = H_{PPBB} + \Delta Z_n + h_{зан}$

Питання № 22. Хвиля набігання визначається за формулою

1) $h_{на\delta} = \frac{\kappa_{ш} h_{x\sigma}}{m}$

2) $h_{на\delta} = \frac{4,3\kappa_{ш} h_{x\sigma}}{m}$

3) $h_{на\delta} = \frac{4,3 h_{x\sigma}}{m}$

4) $h_{на\delta} = \frac{4,3\kappa_{ш} h_{x\sigma}}{0.5}$

Питання № 23. Розмивання біля опори визначається за формулою

1) $\Delta h_{місц} = K_1 K_2 \left(\frac{v_{on}}{g b_{on}} \right)^{0.9} b_{on} - 30d$

2) $\Delta h_{місц} = K_1 K_2 \left(\frac{v_{on}}{g b_{on}} \right)^{0.9} - 30d$

3) $\Delta h_{місц} = K_1 K_2 b_{on} - 30d$

4) $\Delta h_{місц} = K_1 K_2 \left(\frac{v_{on}}{g b_{on}} \right)^{0.9} b_{on}$

Питання № 24. Перерва в судноплавстві на річці, яку можна допустити під час проходження розрахункової повені визначають за формулою?

1) $t = kT$

2) $t = kTg$

3) $t = kTl$

4) $t = kTxy$



Питання № 25 .В чому полягає розрахунок споруди за першою групою граничних станів?

- 5) У визначені активних сил, що докладаються до основи.
- 6) У визначені сил граничного опору, що виникає у ґрунті основи.
- 7) У порівнянні активних сил, що докладаються до основи з величиною сил граничного опору що виникають у ґрунті основи.
- 8) Всі відповіді правильні.

Питання № 26 .В чому полягає розрахунок споруд за другою групою граничних станів?

- 1) У визначені активних сил, що докладаються до основи.
- 2) Порівняння розрахункових значень деформацій з максимально допустимими значеннями деформацій споруди.
- 4) У визначені сил граничного опору, що виникає у ґрунті основи.
- 4) Порівняння розрахункових значень деформацій з максимально допустимими значеннями деформацій.

Питання № 27 .Що таке активний тиск ґрунту на підпірну споруду?

- 5) Це тиск ґрунту, який протидіє силі тертя.
- 6) Це сумарне значення тисків ґрунту, які діють на зрушення підпірної стіни.
- 7) Це сума усіх навантажень які діють на підпірну стінку.
- 8) Це тиск на споруду спричинений зовнішніми факторами, напрямок якого співпадає з переміщенням стінки.

Питання № 28 .Укіс буде стійкий якщо...?

- 5) Закладення укосів буде менше ніж 1:1.
- 6) Ґрунт для спорудження укосу буде завізний.
- 7) Коефіцієнт стійкості буде більший нормативного значення?
- 8) Всі відповіді правильні.

Питання № 29 .Які існують схеми для розрахунків споруд за несучою здатністю?



- 5) Схема площинного зсуву, змішаного, глибинного зсувів.
- 6) Схема двовимірної клотоїди
- 7) Схема параболічної консолідації.
- 8) Схема точкового зсуву.

Питання № 30. Розрахунок підпірної стіни проти зрушення по підошві здійснюють за формулою

- 1) $\sum F_{s,a} \leq (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n$
- 2) $\sum F_{s,a} \leq (\sum F_{s,r}) / \gamma_n$
- 3) $\sum F_{s,a} < (\gamma_c \sum F_{s,r}) / \gamma_n$
- 4) $\sum F_{s,a} \leq (\gamma_n \sum F_{s,r}) / \gamma_c$

Питання № 31. Вертикальна складова сили граничного опору основи визначається за формулою

- 1) $N_u = (N_\gamma \zeta_\gamma b \gamma_I + N_Q \zeta_Q \gamma_I) + N_C \zeta_C c_I$
- 2) $N_u = b l (N_\gamma \zeta_\gamma b \gamma_I + N_Q \zeta_Q \gamma_I) d + N_C \zeta_C c_I$
- 3) $N_u = b l (N_\gamma \zeta_\gamma b \gamma_I + N_Q \zeta_Q \gamma_I) d_I$
- 4) $N_u = b l (\zeta_\gamma b \gamma_I + \zeta_Q \gamma_I) d_I$



ЗМІСТ

ВСТУП	3
РОЗДІЛ 1. ТИПИ ШТУЧНИХ СПОРУД ТА УМОВИ ЇХ ЗАСТОСУВАННЯ НА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРОГАХ	
1.1. Споруди для забезпечення стійкості земляного полотна....	5
1.2. Споруди для прокладання доріг у гірській місцевості та стиснутих умовах.....	16
1.3. Протизсувні і протиобвальні заходи на гірських дорогах...	27
1.4. Протилавинні заходи на гірських дорогах.....	33
1.5. Споруди для пропуску водних потоків.....	42
РОЗДІЛ 2. ПІДПІРНІ СТІНИ НА ГІРСЬКИХ ДОРОГАХ	
2.1. Типи та конструкції підпірних стін.....	48
2.2. Основні принципи проєктування підпірних стін.....	56
2.3. Граничні стани підпірних стін.....	61
2.4. Визначення тиску ґрунту на підпірні стіни.....	64
2.5. Побудова епюр тиску ґрунту на підпірні стіни.....	73
2.6. Розрахунок міцності і стійкості підпірних стін.....	83
2.7. Особливості будівництва та експлуатації укріплень споруд на гірських автомобільних дорогах Українських Карпат	
2.7.1. Загальні питання спорудження укріплень споруд.....	93
2.7.2. Типи і конструкції річкових укріплень споруд, які застосовуються на гірських ріках, аналіз їх роботи.....	96
2.7.3. Застосування природних аналогів у береговій гідротехніці. Банкети з гірської породи.....	115
2.7.4. Деякі питання експлуатації гірських автомобільних доріг у зсуvnих районах України.....	120
2.7.5. Протиерозійні споруди.....	139
РОЗДІЛ 3. ПРОТИОБВАЛЬНІ І ПРОТИЛАВИННІ СПОРУДИ	
3.1. Конструкції протиобвальні споруд.....	149
3.2. Розрахунок протиобвальні споруд.....	155
3.3. Конструкції протилавинних галерей.....	166
3.4. Розрахунок протилавинних споруд.....	176
РОЗДІЛ 4. ВОДОПРОПУСКНІ СПОРУДИ	
4.1. Підхідні і водовідвідні русла у водопропускних спорудах.	187
4.2. Розрахунок штучних русел.....	198



4.3. Конструкції і умови проектування труб.....	211
4.4. Розрахунок водопропускних труб.....	221
4.5. Умови проектування і конструкція малих мостів.....	225
4.6. Водоперепускання і водоскиди.....	235
Література.....	245
Термінологічний словник.....	247
Предметний покажчик.....	249
Тестові запитання до посібника “Штучні споруди на.... дорогах”	251

