



МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

О.Л. Пальченко

СПЕЦІАЛЬНІ РОБОТИ В ГІДРОТЕХНІЧНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Тексти лекцій

Харків 2021

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
БУДІВНИЦТВА ТА АРХІТЕКТУРИ

О.Л. Пальченко

СПЕЦІАЛЬНІ РОБОТИ В ГІДРОТЕХНІЧНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Тексти лекцій

для здобувачів вищої освіти
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія
та водні технології»
другого (магістерського) рівня

Рекомендовано
науково-методичною радою
університету.
Протокол № 1 від 25.02.2021 р.

Харків
ХНУБА
2021

П14
УДК 627:624.1

Рецензенти:

Ю.О.Ландау, д-р техн. наук,
ПрАТ «УКРГІДРОПРОЕКТ»;

А.О.Мозговий, д-р техн. наук, доц.,

Харківський національний університет будівництва та архітектури

Автор: О.Л. Пальченко

П14 Пальченко О.Л. Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві: Тексти лекцій для здобувачів вищої освіти спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» другого (магістерського) рівня. Харків: ХНУБА, 2021. 85 с.

У текстах лекцій викладено основні положення курсу «Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві», розглянуто питання виробництва підземних робіт при підземному будівництві, включаючи зведення облицювань підземних споруд, будівництво шахт, підземних водоводів і великих камерних приміщень. Для кращого розуміння процесів, що відбуваються під час проходки підземних виробок та встановлення кріплень, включено тему, в якій розглянуто принципи їх взаємодії з утворюючим породним масивом.

Призначено для поглибленого вивчення курсу «Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві» здобувачами вищої освіти спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології» другого (магістерського) рівня.

ВСТУП

Програму вивчення вибіркової навчальної дисципліни «Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві» складено відповідно до освітньої професійної програми «Будівництво та експлуатація річкових гідротехнічних споруд та гідроелектростанцій» другого (магістерського) рівня вищої освіти зі спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології».

Дисципліна «Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві» відноситься до циклу вибірових дисциплін професійної підготовки.

Метою викладання навчальної дисципліни «Спеціальні роботи в гідротехнічному будівництві» є надання знань щодо застосування способів проходки підземних виробок, способів будівництва підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів, надання знань щодо способів кріплення підземних виробок, методів зведення облицювань підземних споруд, а також надання уяви щодо взаємодії підземних споруд з утворюючим породним масивом.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми здобувачі вищої освіти повинні володіти певними компетентностями, серед яких: здатність до приймання обґрунтованих рішень; здатність до пошуку, оброблення та аналізу інформації з різних джерел; здатність до застосування методів математики, природничих і технічних наук, а також спеціалізованого комп'ютерного програмного забезпечення для розв'язання інженерних задач гідротехнічного будівництва, водної інженерії та водних технологій; здатність до моделювання водних потоків та гідротехнічних споруд, визначання гідродинамічного та інших видів навантаження на конструктивні елементи об'єктів професійної діяльності та здатність до оцінювання їх стійкості; здатність до обґрунтування вибору та визначання раціональних параметрів конструкцій та технологічних схем об'єктів професійної діяльності; здатність до застосування сучасних підходів до аналізу та прогнозування складних явищ, критичного осмислення проблем у професійній діяльності.

Тема 1. ВЗАЄМОДІЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД З ВМІЩУВАЛЬНИМ ПОРОДНИМ МАСИВОМ

1.1. Механічні процеси, що протікають в породному масиві під час будівництва підземних гідротехнічних споруд.

1.2. Гірський тиск.

1.3. Робота породного масиву та кріплення як єдиної системи.

1.4. Вибір кріплення породного масиву.

1.1. Механічні процеси, що протікають в породному масиві під час будівництва підземних гідротехнічних споруд

Будівництво підземних споруд завжди пов'язане з порушенням природного напружено-деформованого стану (НДС) породного масиву, в результаті чого відбувається перерозподіл напружень і деформацій навколо підземних виробок. У результаті цього перерозподілу в масиві виникають механічні процеси, що призводять до формування в ньому нового рівноважного напружено-деформованого стану.

Нове поле напружень, що утворилося, характеризується появою концентрацій напружень в масиві навколо виробок. Максимальна концентрація напружень спостерігається на контурі виробки або, за наявності навколо неї порушеної зони, на межі цієї зони. Концентрація напружень швидко згасає при віддаленні від виробки в глибину масиву. Відстань, на якій відбувається загасання, залежить від розмірів поперечного перерізу виробки.

Сформованому полю напружень відповідає нове поле переміщень, яке має максимальні значення на кордоні виробки і є загасаючим також у міру поширення в глибину масиву. В полі переміщень можна виділити пружну і непружну зони. Значення пружних переміщень невеликі і складають, як правило, кілька відсотків від кінцевих переміщень, що встановилися. Непружні переміщення в десятки разів перевершують пружні, особливо в слабких породах і за великих глибин закладення виробок. Крім того, непружні переміщення можуть розвиватися в часі.

Породи масиву, який оточує виробку, характеризуються граничними значеннями міцності, тому при формуванні нового поля напружень в оточуючому виробку породному масиві можуть початися процеси руйнування, що характеризуються частковою або повною втратою несучої здатності гірської породи. В цьому випадку навколо виробки утворюються області позамежного стану, які можуть охоплювати частину або весь контур виробки.

Особливості деформування скельних порід за межами міцності впливають на процес їх руйнування, який може реалізуватися у вигляді пластичної течії або у вигляді крихкого руйнування. При цьому деформованість породного масиву

істотно збільшується, що призводить до істотних додаткових переміщень контуру виробки, значення яких у багато разів перевищують значення пружної і непружної складових.

Для запобігання надмірного зміщення контуру виробки, що ініціює утворення вивалів у покрівлі й стінах підземної споруди, проводять спеціальні інженерні заходи. В даний час існує два підходи щодо їх реалізації:

1) улаштування кріплення, що приймає на себе частину навантаження з боку породного масиву і дозволяє домогтися рівноважного стану системи кріплення-масив;

2) зміцнення самого масиву, підвищуючи його жорсткість, і, тим самим, обмежуючи переміщення контуру виробки. Це досягається шляхом штучного зміцнення оточуючих порід, установкою анкерів, торкретуванням і т.д.

При використанні кріплень основною метою є зменшення деформування контуру виробки. Кріплення, встановлене поза межами породного масиву, частково сприймає переданий їм тиск. Саме по собі кріплення не покращує механічні властивості масиву. Воно, підтримуючи масив, лише змінює граничні умови вздовж контакту кріплення з породою, роблячи їх більш сприятливими.

Установкою ж анкерів і різними способами зміцнення збільшують міцність і деформаційні характеристики породного масиву, підвищуючи тим самим його несучу здатність. Зміцненням порід зменшують навантаження на кріплення, так як розвиток переміщень точок контуру виробки і можливість руйнування прилегло до кріплення масиву в даному випадку штучно обмежується. Саме тому в масивах, що складаються з міцних однорідних порід, виробки можуть експлуатуватися без кріплення.

1.2. Гірський тиск

Під час розробки виробки в прилеглому до неї породному масиві відбувається перерозподіл природних напружень, які існували в даному масиві до початку проходки. Внаслідок цього, як зазначалося вище, навколо виробки виникає концентрація напружень, а прилегла порода починає зміщуватися в виробку до тих пір, поки не буде досягнуто рівноважного стану. У разі, якщо величина концентрації напружень перевищить межу міцності порід на прилеглих до виробки ділянках масиву, в породі виникнуть непружні деформації, які супроводжуються її руйнуванням, що може спричинити втрату стійкості склепіння й стінок виробки. При втраті стійкості переміщення породи у виробку стає більш інтенсивним, що призводить до формування зон утворення вивалів. Таким чином, у виробці після початку проходки під час встановлення кріплення порода відразу ж починає активно на неї впливати, що і є проявом гірського тиску.

Тиск, який чиниться породами на кріплення і який не перевищує межі

міцності породи називається *первинним* гірським тиском.

У разі, коли напруження в масиві, прилеглому до виробки, перевищують межу міцності порід, починається позамежне деформування в найбільш напружених областях. При цьому зони концентрацій напружень зсуваються всередину масиву, а в околі виробки утворюється зона зниженого тиску, тобто значення напружень поблизу контуру виробки зменшуються і за належного її кріплення настає рівноважний стан. Якщо ж зростання переміщень точок масиву після установа кріплення продовжиться, то може початися процес руйнування порід. Руйнування порід в околі виробки супроводжує їх розпушення, що може привести до повного обвалення породи всередину виробки. Тиск, який чиниться породою на кріплення в зазначеній фазі, називається *сталим* або *вторинним* гірським тиском.

Таким чином, гірський тиск, визначаючи навантаження на кріплення, є основним фактором, що істотно впливає не тільки на технологію проходок виробок різного призначення, але також й на спосіб зміцнення порід і вибір постійних облицювань, які визначають роботу підземних споруд в період їх експлуатації. Особливо це важливо для гідротехнічних підземних споруд, які в залежності від призначення можуть мати великі прольоти (підземні машинні зали ГЕС) або високий внутрішній тиск (напірні тунелі). З огляду на дану обставину, особливу увагу слід приділяти вивченню причин і характеру прояву гірського тиску, який залежить від фізико-механічних властивостей гірських порід, глибини розташування виробок, кута падіння нашарованих порід, наявності тектонічних порушень та інших геологічних чинників.

Під час здійснення статичних розрахунків підземних споруд навантаження на кріплення визначається вторинним сталим гірським тиском, який необхідно оцінити кількісно, тобто встановити форму й обсяг вивалу породи в виробку. Для цього використовуються, запропоновані різними дослідниками гіпотези, засновані на вивченні явищ, що відбуваються в породному масиві. Всі вони є емпіричними, оскільки засновані на результатах спостережень за поведінкою масиву під час проходок виробок і використовують, прийняті на підставі цього, передумови й припущення.

Для детального ознайомлення з гіпотезами, які дозволяють оцінити кількісно гірський тиск, можна використати спеціальну літературу. В якості прикладу розглянемо найбільш поширену у вітчизняній проектно-виробничій практиці гіпотезу професора М.М. Протод'яконова.

Дана гіпотеза базується на припущенні, відповідно до якого всі скельні породи, внаслідок властивої їм тріщинуватості, розглядаються у вигляді гірської маси, тобто як дискретні середовища. Для опису поведінки подібних середовищ можна використовувати теорію сипучих тіл. Відповідно до зазначеної теорії, яка характеризує сипучі тіла, коефіцієнт внутрішнього тертя, замінюється «гаданим»

коефіцієнтом тертя скельної породи, званим коефіцієнтом міцності f . Коефіцієнт міцності враховує також зчеплення між окремостями скельної породи і розраховується за формулою

$$f = \frac{f'N + C}{N}, \quad (1)$$

де f – коефіцієнт внутрішнього тертя сипучого тіла;
 N – нормальна стискаюча сила;
 C – зчеплення між скельними окремостями.

Відповідно до гіпотези професора М.М Протод'яконова на покрівлю виробки тисне порода своєю вагою в обсязі, так званого, склепіння тиску, що має висоту h_1 і ширину $2b_1$ (рис. 1,а).

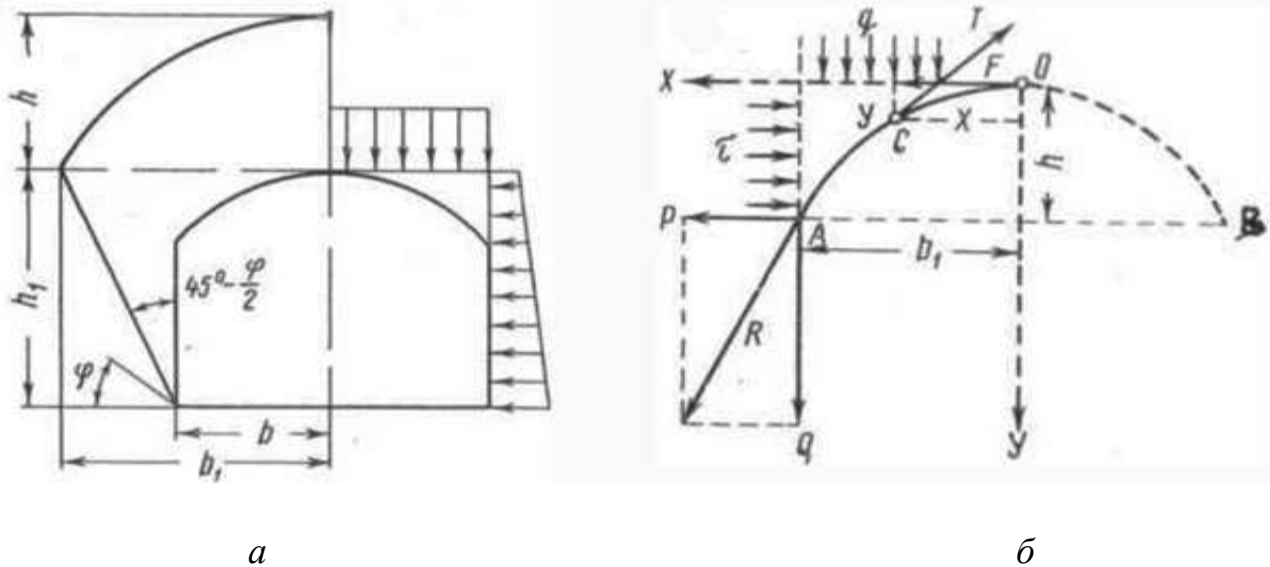


Рисунок 1– Схема тиску породи за М.М. Протод'яконовим:
 a – склепіння тиску; b – величина розрахункового прольоту склепіння тиску

Під час здійснення проходки виробки спочатку починається формування вивалу породи в покрівлі, а потім у стінах виробки. В міру подальшого розвитку руйнування породи над покрівлею утворюється склепіння, а в боках – похилі площини, що утворюють форму вивалу. Величина розрахункового прольоту склепіння тиску визначається на основі теорії сипучого тіла, відповідно до якої значення кута нахилу площини обвалення до вертикалі становить 45° (рис. 1,а).

Беручи це до уваги, розрахунковий проліт склепіння можна визначити з

виразу

$$2b_1 = 2b + 2h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (2)$$

Розглядаючи умови рівноваги склепіння тиску прольотом $2b_1$ (рис. 1,б), що утворився над виробкою, після нескладних перетворень можна отримати рівняння кривої склепіння у вигляді параболи, яке має вигляд

$$y = \frac{x^2}{b_1 f}. \quad (3)$$

При цьому з умови найбільшої стійкості склепіння його висоту h_1 можна визначити за формулою

$$h_1 = \frac{b_1}{f}. \quad (4)$$

Оскільки форма склепіння знаходиться з умов його рівноваги, то це означає, що на кріплення передає навантаження тільки обсяг породи, що знаходиться всередині склепіння, тиск же верхніх порід сприймається самим склепінням, і воно на кріплення не передається. Беручи це до уваги, тиск на кріплення (на одиницю довжини виробки) можна визначити як вагу обсягу вивалу, обмеженого кривою склепіння обвалення

$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{b_1^2}{f}, \quad (5)$$

де γ – об'ємна вага породи.

У практичних розрахунках коефіцієнт міцності f для нескільких порід, як сипучих, так і зв'язних, прирівнюється до коефіцієнта внутрішнього тертя породи

$$f = \operatorname{tg} \varphi. \quad (6)$$

Для скельних порід коефіцієнт міцності підраховується за формулою

$$f \approx 0,1R, \quad (7)$$

де R – міцність щодо одноосового стиску скельної породи, розмірність значення міцності приймається в [МПа].

Розрахункові значення коефіцієнта міцності порід f наведено в таблиці 1. Гірський тиск є активним навантаженням на склепіння кріплення. Навантаження, що діє на стіни кріплення, а також на лоток, може бути визначено двома способами: за теорією сипучого або суцільного тіла, як активне навантаження, або за реакцією пружної основи (пасивний опір порід), як пасивне навантаження.

Таблиця 1 – Класифікація скельних ґрунтів за коефіцієнтом міцності породи

№ з/п	Вид породи	Категорія міцності породи	Коефіцієнт міцності породи за шкалою Протод'яконова, f
1	2	3	4
1	Кварцити виключно міцні, джеспіліти, габродіабаз, габродіорит, порфірити виключно міцні	XI	19–20
2	Базальт олівіновий, андезит, роговик, діабаз, діорит вищої міцності	X	17–18
3	Кремінь, зливні кварцитовидні пісковики виключної міцності, окременні вапняки найвищої міцності	X	15–16
4	Середньозернисті граніти, кварцитовидні зливні пісковики, кварцити, діабазы, гнейси міцні, порфірит, трахіт міцний, сієніт, амфіболіти	IX	12–14
5	Дрібнозернисті монолітні окварцовані пісковики, зливні вапняки виключно міцні, мармур виключно міцний	IX	10–11
6	Конгломерат міцний на вапняному цементі, колчедани, міцні доломіт і вапняки, мартито-магнетитові руди	VIII	8–9
7	Змійовик, граніт та сієніт грубозернисті, кварцево-хлоритові сланці	VIII	7
8	Міцні аргіліти та алевроліти, піщаниково-глинисті сланці, сидерит, магнезит, змійовик оталькований, вапняк щільний і мартитові руди	VII	6
9	Граніти, гнейси, сієніти та інші масивні й вивержені породи сильно мінералізовані або вивітрені	VII	5

--	--	--	--

Продовження таблиці 1

1	2	3	4
10	Вапняк мергелистий, пісковик, глинистий сланець, слюдистий доломіт, бурі залізняка й глиноземисті руди	VII–VI	4–5
11	Глинисті та вуглисті сланці середньої міцності, щільний мергель, слабкі піскуваті сланці, слабкі вапняки й доломіт, талькові сланці	V	3
12	Антрацит, міцне кам'яне вугілля, слабкий конгломерат та пісковик, алевроліт і аргіліт середньої міцності	V	2
13	Слабкі глинисті сланці, опока міцна, дуже слабкі вивітрені вапняки й доломіт, кам'яне вугілля середньої міцності, міцне буре вугілля	V (антрацит) IV(вугілля)	1,5–2
14	Щільні карбонатні глини, крейда щільна, мергель середньої міцності, гіпс, міцна кам'яна сіль	IV–III	1,5
15	Кам'яне вугілля, м'який отверділий лес, мергель м'який, м'яка опока, буре вугілля, карбонатна глина, трепел, м'яка кам'яна сіль, пористий гіпс, важка ломова глина, морений суглинок, жирна глина і важкий суглинок, що містить до 10% гальки або хряща, крейдоподібні слабкі породи (мергель, опока та інші), зцементоване будівельне сміття	IV–II	1–1,5
16	Легка глина, суглинки, супіски, лес, галечник, гравій, щебінь	II–I	0,9
17	Пісок, пісок-пливун, ґрунтовий шар	I	0,6
18	Пухкий вапняковий туф, туф та інші слабкі породи	I	0,4

1.3. Робота породного масиву та кріплення як єдиної системи

Як зазначалося вище, гіпотези гірського тиску приймаються на основі різних припущень, пов'язаних з найрізноманітнішими уявленнями про характер процесів, що відбуваються в породному масиві, і є за своєю суттю емпіричними. Водночас численні дослідження показують, що задача щодо визначення зовнішніх навантажень на кріплення не може розв'язуватися сама по собі без аналізу взаємодії гірських порід з кріпленням, коли породний масив і кріплення розглядаються як елементи єдиної деформованої системи. При цьому поняття «навантаження на кріплення» втрачає своє значення і замінюється на нове – «напруження на контакті кріплення з масивом». В цьому випадку навантаження на кріплення вже не є елементом вихідних даних під час розрахунку кріплення, а розглядається як наслідок спільного деформування породного масиву з виробкою від дії прикладених до системи сил (природні напруження, фільтраційний тиск, сейсмічна дія тощо). При цьому визначення напружень уздовж контакту масиву з кріпленням є окремим випадком визначення напружено-деформованого стану (НДС) для всієї системи і розв'язання задачі відбувається за описаною далі схемою.

Розглянемо як приклад непідкріплену виробку кругового обрису (рисунк 2). Для визначення напруженого стану масиву в окрузі виробки скористаємося рішенням плоскої задачі про пружний вагомий півпростір (область S), обмежений земною поверхнею (границя L) та ослаблений виробкою (контур L_1).

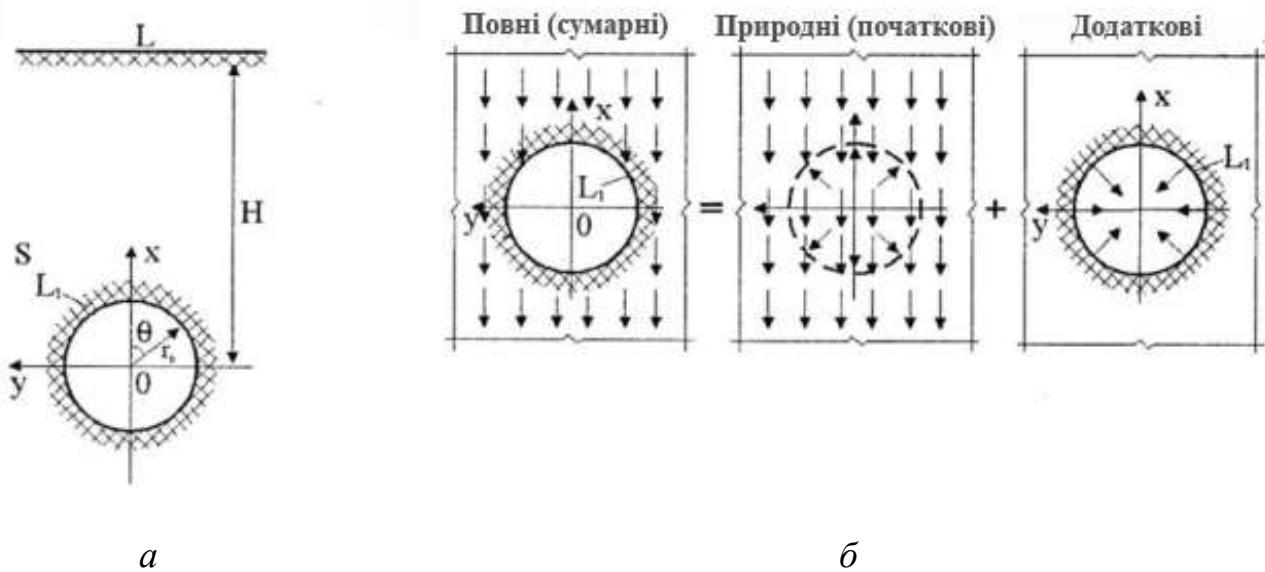


Рисунок 2 – Непідкріплена виробка кругового обрису:

a – схема до визначення напружень в масиві, що моделюється пружним середовищем, навколо виробки круглого перерізу; b – схема до визначення повних напружень у скельному масиві за утворення виробок: (1) повні (сумарні) напруження, (2) природні (початкові) напруження, (3) додаткові (які знімаються)

напруження.

Розрахунок НДС породного масиву за наявності в ньому виробки характеризується тим, що проходка виробки здійснюється за наявності вже сформованого протягом тривалого періоду часу природного поля напружень. Під час проходки виробки з її контуру знімаються діючі на цьому контурі радіальні й тангенціальні напруження, в результаті чого після закінчення проходки контур виробки стає повністю вільним від напруження. Якщо використовується пружна модель поведінки породного масиву, то дану операцію можна здійснити, використовуючи принцип незалежності дії сил, шляхом вирахування з поля природних напружень поля напружень, які знімаються, що прикладено до контуру виробки. Природне поле напружень формує в породному масиві відповідне поле деформацій і переміщень, з чого випливає, що деформації і переміщення, що виникли в масиві після проходки виробки, обумовлено лише напруженнями, які знімаються, рівними за величиною природним напруженням та зворотними до них за знаком (рис. 2).

Компоненти повних напружень в масиві в результаті утворення виробки (область S) можуть бути представлено в наступному вигляді (рис. 2,б)

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \sigma_x^{np} - \sigma_x^{zn} \\ \sigma_y &= \sigma_y^{np} - \sigma_y^{zn}, \\ \tau_{xy} &= \tau_{xy}^{np} - \tau_{xy}^{zn}\end{aligned}\tag{8}$$

де $\sigma_x^{np}, \sigma_y^{np}, \tau_{xy}^{np}$ – природні (початкові) напруження;
 $\sigma_x^{zn}, \sigma_y^{zn}, \tau_{xy}^{zn}$ – напруження, які знімаються з контуру виробки.

Аналогічним чином розв'язується задача і для виробки, в якій установлено кріплення. При цьому напруження та деформації визначаються в породному масиві, в кріпленні, а також на ділянці контакту між ними.

Розв'язання зазначених задач виконується добре розробленими в даний час методами механіки суцільних середовищ.

Розглянутий аналітичний метод дозволяє з необхідною точністю визначити й проаналізувати напружено-деформований стан системи породний масив – підземна споруда. Однак число практичних задач, що розв'язується за його допомогою, внаслідок математичних складнощів є досить обмеженим. Це пояснюється тим, що наявні теоретичні рішення можуть використовуватись тільки для дослідження

роботи виробок досить простого обрису (кругового, прямокутного, еліпсоподібного) в умовах двовимірного напруженого стану (плоска задача) з використанням пружної або різних пружно-пластичних моделей. У більшості ж випадків для підземних виробок, що мають великі розміри і протяжність, а також складну конфігурацію, особливо за наявності складних інженерно-геологічних умов, необхідні дослідження їх взаємодії з породним масивом в умовах тривимірного напруженого стану. Подібні задачі вирішуються тільки шляхом фізичного, а останнім часом, у зв'язку з бурхливим розвитком комп'ютеризації, чисельного моделювання, зокрема, методом скінченних елементів, який набув широкого застосування.

З огляду на трудомісткість і фінансові витрати, як фізичне, так і чисельне моделювання доцільно застосовувати на заключних стадіях проектування. На початкових стадіях, особливо на стадії порівняння варіантів, доцільно використовувати, якщо це можливо, наявні теоретичні рішення.

1.4. Вибір кріплення породного масиву

Розрахунок спільної роботи кріплення і породного масиву дозволяє визначити залежність між переміщеннями точок контуру виробки й опором кріплення, що характеризує стійкість виробки. Така залежність називається *діаграмою рівноважних станів масиву*.

Вид діаграми рівноважних станів масиву дозволяє оцінити його якість і дати попередні рекомендації щодо влаштування кріплення. На рисунку 3,а наведено три діаграми, що характеризують різні стани скельного масиву.

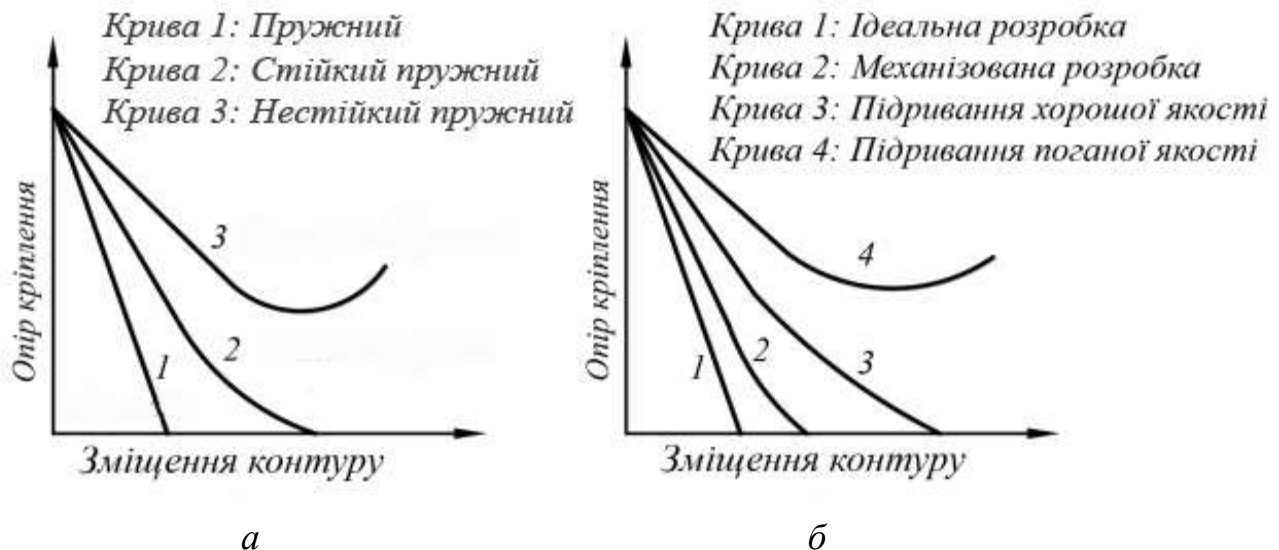


Рисунок 3 – Діаграма рівноважних станів:

а – різні типи скельних ґрунтів; б – один тип ґрунту, розроблений різними

методами

На діаграмі 1 залежність між безліччю поєднань величин тиску кріплення та відповідних їм зміщень точок контуру виробки в даному випадку є лінійною, що говорить про пружне деформування точок контуру виробки. Оскільки лінія рівноважних станів масиву перетинає вісь переміщень контуру виробки, то влаштування кріплення не потрібне, крім випадків, коли величина переміщень не перевищує допустимого значення характерного для конкретної підземної споруди.

На діаграмі 2 зображено стійкий, але нелінійно деформований масив. Перетин кривої діаграми рівноважних станів з віссю відбувається за більших, порівняно з попереднім графіком, значень зсувів точок контуру виробки. Необхідність кріплення в такому випадку визначається призначенням підземної споруди. Якщо, наприклад, величина переміщень досягає 10% характерного розміру споруди, то вона неприйнятна для транспортних тунелів, але допустима для тимчасових гірських виробок. Нарешті, якщо крива рівноважних станів не перетинає вісь переміщень (діаграма 3), то встановлення кріплення є обов'язковим, так як масив є нестійким.

Діаграми 2 і 3 характерні для ослаблених виробкою масивів, модельованих пружно-пластичним або пружно-крихким середовищем.

На рисунку 3,б зображено діаграми рівноважних станів ґрунту для виробки, спорудженої в одному й тому самому ґрунті, але пройденої різними способами. Порівняння зображених на рисунку діаграм рівноважних станів показує, що способи проходки істотно впливають на стійкість виробки.

Діаграми рівноважних станів масиву дозволяють визначити навантаження на кріплення й обрати його тип, для чого необхідно додатково побудувати діаграму опору кріплення.

Прийmemo кріплення у вигляді пружного кільця, навантаженого зовнішнім рівномірно розподіленим тиском p (рис. 4,а).

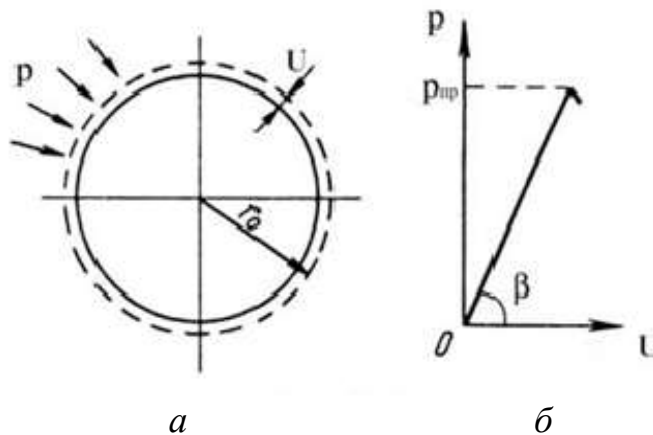


Рисунок 4 – Кріплення у вигляді пружного кільця, навантаженого зовнішнім рівномірно розподіленим тиском p :

a – опір кріплення щодо зсувів контуру виробки; b – діаграма опору кріплення

Тоді залежність між тиском p і переміщенням точок кільця u запишеться у наступному вигляді

$$P = Bu \quad (9)$$

Вираз (9) можна зобразити графічно (рис. 4,б) у вигляді діаграми опору кріплення, жорсткість якої характеризує коефіцієнт B .

Необхідно враховувати, що між проходкою в масиві та встановленням кріплення завжди проходить певний час, протягом якого відбуваються початкові зміщення контуру перерізу виробки u_0 . Враховуючи це, повні зміщення точок контуру кріплення буде визначено з наступного рівняння

$$u_p = u_0 + u_{i(p)} \quad (10)$$

Рівняння (10) можна вирішити графічним способом. Для цього необхідно побудувати діаграму рівноважних станів масиву і на неї накласти в обраному масштабі, з урахуванням початкових зсувів контуру виробки, діаграму опору кріплення (рис. 5). Ордината точки перетину визначить навантаження на кріплення і відповідне їй переміщення контуру виробки, за яких досягається рівноважний стан системи «кріплення-масив».

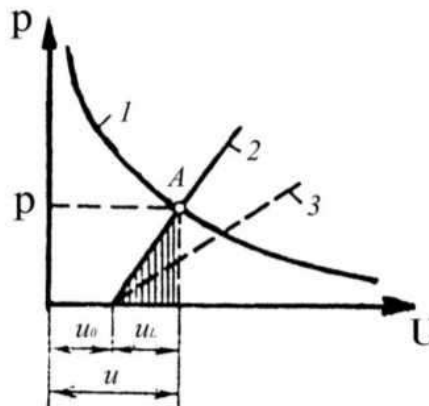


Рисунок 5 – Графічне представлення взаємодії масиву порід з кріпленням:

1 – діаграма рівноважних станів масиву;

$2,3$ – діаграми опору кріплення різної жорсткості

Перевага графічного аналізу полягає в наочності надання різних факторів, що

впливають на взаємодію кріплення й масиву порід, що дозволяє управляти даним процесом і вибирати найбільш раціональні типи кріплення.

На рисунку 6,а зображено діаграму опору одного й того самого кріплення, яке влаштовується за різних значень початкових зсувів, що реалізувалися ще до його зведення. На графіку зображено граничний тиск на кріплення, значення якого показує, що тільки в останньому випадку (лінія 4) в системі «кріплення-масив» досягається рівновага, оскільки діаграма опору кріплення перетинає діаграму рівноважних станів масиву. Рисунок 6,б показує також, що жорсткість кріплення відіграє найважливішу роль під час вибору його типу. Порівняння графіків показує, що, за даної діаграми рівноважних станів масиву, найбільш жорстке кріплення, яке зображене лінією 2, зруйнується. Відночас два інших, більш податливих кріплення, дозволяють досягти рівноважного стану, причому найбільший запас несучої здатності спостерігається на найбільш податливому кріпленні (лінія 4).

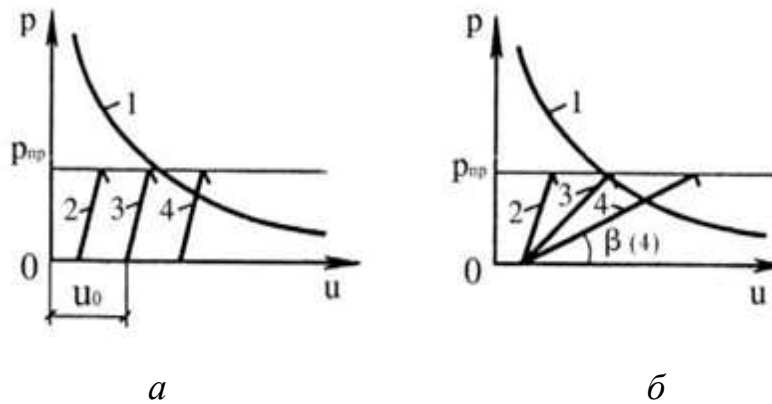


Рисунок 6 – Аналіз взаємодії кріплення з масивом порід (Буличов, 1994 р.):
 а – вплив початкових зсувів контуру виробки; б – вплив жорсткості кріплення;
 1 – діаграма рівноважних станів масиву; 2,3,4 – діаграми опору кріплення

Аналіз графіків, зображених на рисунку 6, показує також, що ефективність встановлення кріплення визначають три фактори: час улаштування, жорсткість кріплення та його міцність. Звідси випливає, що *необхідно прагнути до такого поєднання діаграми рівноважних станів і діаграми опору кріплення, щоб тиск на кріплення не перевищував міцності матеріалу кріплення і не призводив до неприпустимого переміщення точок контуру виробки.*

Саме тому в кожній конкретній ситуації потрібна побудова обох діаграм, оскільки тільки їх зіставлення дозволяє, проаналізувавши взаємодію системи «масив-кріплення», визначити тиск на кріплення, його тип та конструктивні особливості, а також час улаштування.

Крім улаштування кріплення, яке сприймає тиск породи, під час проходки в тріщинуватих скельних масивах використовується також анкерне кріплення, яке

збільшує монолітність масиву, забезпечуючи кращу спільну роботу скельних блоків, що вичленяються тріщинами.

З огляду на це, видається можливим проводити аналіз поведінки системи «масив-анкерне кріплення» шляхом зіставлення діаграми його рівноважних станів з діаграмою опору анкерного кріплення, розуміючи під кріпленням в даному випадку армовану зону масиву.

На рисунку 7 в якості прикладу проаналізовано ефективність улаштування кріплень різних конструкцій.

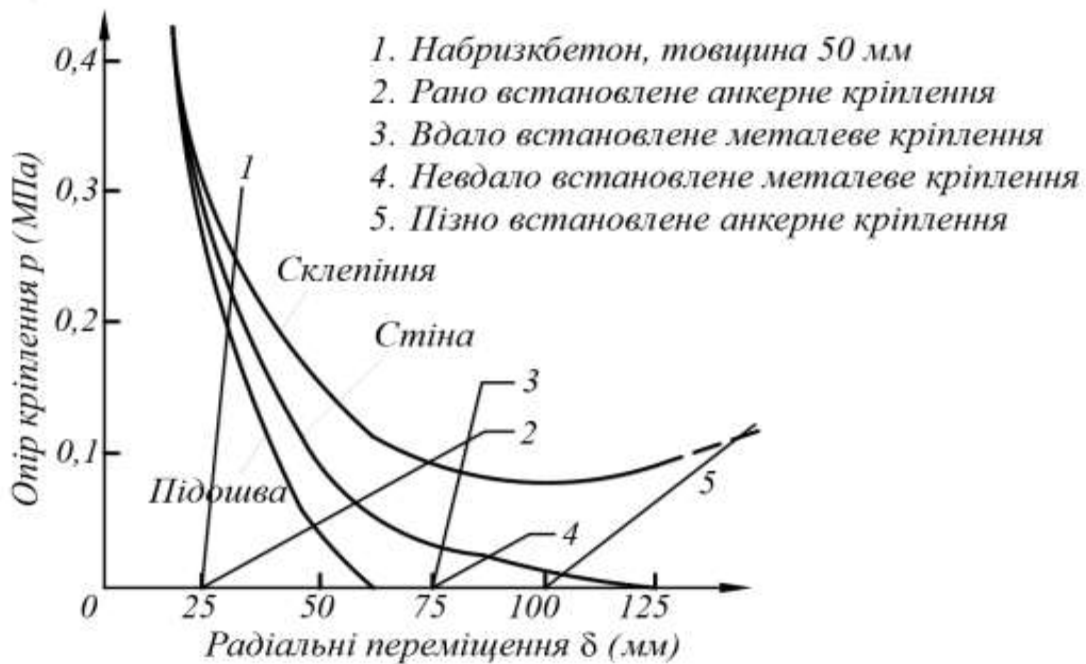


Рисунок 7 – Діаграми рівноважних станів і графіки опору кріплення різних конструкцій:

1–5 – діаграми опору кріплення

Зіставлення діаграм рівноважних станів масиву для склепіння, стін та підшви однієї й тієї самої виробки з діаграмами опору кріплень показало наступне:

1) кріплення 1 (набризкбетон за периметром виробки, товщина 50 мм) має велику жорсткість, занадто рано встановлене, внаслідок чого спостерігається високий тиск на кріплення;

2) кріплення 2 (рано встановлене анкерне кріплення) є варіантом ефективно працюючого кріплення, особливо в склепінні виробки;

3) кріплення 3 (металеве кріплення) також є варіантом ефективно працюючого кріплення в склепінні та в стінах виробки;

4) кріплення 4 (металеве кріплення) є невдалим варіантом кріплення, оскільки

межа його міцності є меншою за величину опору кріплення необхідну для підтримки в рівновазі склепіння виробки;

5) кріплення 5 (пізно встановлене анкерне кріплення) є невдалим варіантом кріплення, тому що через пізнє влаштування анкерів діаграма опору кріплення не перетинає лінію рівноважних станів масиву в склепінні виробки, тобто можливе його обвалення.

Розглянутий приклад наочно показує, що для одних і тих самих умов може бути обрано різні варіанти кріплення виробки. Дана обставина зайвий раз підкреслює той факт, що для визначення способу кріплення виробки поряд з інженерно-геологічними чинниками багато що залежить від матеріалу та конструкції кріплення.

Аналіз взаємодії системи «кріплення-скельний масив» дозволяє вибрати порівняльні варіанти кріплення виробки, а також призначити попередні розміри розглянутих конструкцій. Однак остаточний вибір кріплення, його матеріалу, розмірів і способу його влаштування проводиться на підставі розрахунку, який полягає у визначенні напружень або внутрішніх зусиль в елементах прийнятої конструкції та зіставлення їх з характеристиками міцності використовуваних матеріалів.

Контрольні питання

1. Описати механічні процеси, що протікають в породному масиві під час будівництва підземних гідротехнічних споруд.
2. Описати перерозподіл природних напружень, що відбувається в навколишньому породному масиві під час розробки виробки.
3. Дати визначення первинного гірського тиску.
4. Дати визначення вторинного гірського тиску.
5. Описати гіпотезу професора М.М. Протод'яконова.
6. Описати класифікацію скельних ґрунтів за коефіцієнтом міцності породи.
7. Описати роботу породного масиву та кріплення як єдиної системи.
8. Описати основні положення аналізу, на підставі якого проводиться вибір кріплення породного масиву.

Тема 2. ВИКОНАННЯ ПІДЗЕМНИХ РОБІТ

2.1. Загальні положення.

2.2. Буропідрильний спосіб проходки підземних виробок.

2.3. Кріплення підземних виробок.

2.4. Механізований спосіб проходки з використанням прохідницьких комплексів.

2.5. Проходка підземних виробок у слабких ґрунтах.

2.6. Кріплення виробок, пройдених в слабких ґрунтах.

2.1. Загальні положення

Компонування гідровузлів в передгірських і гірських районах будівництва часто включає такі підземні споруди, як водоприймачі; підвідні, відвідні та будівельні тунелі; зрівнювальні резервуари; різні підхідні та цементаційні виробки й підземні машинні зали, проходка яких носить циклічний характер, тобто такі, що складаються з окремих, повторюваних одна за одною, будівельних операцій.

Існує два основних способи розробки виробки підземної споруди: суцільного забою та уступний.

Вибір способу виробництва підземних робіт багато в чому залежить від форми, розмірів перерізу виробки та інженерно-геологічних умов.

Проходка підземної виробки під ту чи іншу споруду здійснюється буропідрильним або механізованим методами. Від властивостей гірського масиву й обраного методу робіт залежить також вибір кріплення підземної виробки і його обсяг. У скельних ґрунтах ($f_{кр} \geq 4$) під час будівництва виробок некругового перетину використовується найчастіше буропідрильний метод.

2.2. Буропідрильний метод проходки підземних виробок

Прохідницький цикл при використанні буропідрильного методу проходки скельної виробки складається з послідовно виконуваних будівельно-технологічних операцій: буріння шпурів ($t_{бур}$), їх заряджання та підривання ($t_{з.в}$), вентиляції (провітрювання) ($t_{п}$), оборки контуру виробки ($t_{о}$), прибирання підірваної породи ($t_{пр}$) й кріплення склепіння ($t_{кр}$).

Тривалість прохідницького циклу ($T_{ц}$) при використанні буропідрильного методу, після якого просування виробки здійснюється на величину відходу забою, l_y розраховується за наступною формулою:

$$T_{ц} = t_{бур} + t_{з.в} + t_{п} + t_{о} + t_{пр} + t_{кр} \text{ хв. (год.)}. \quad (11)$$

При цьому відхід забою за один цикл розраховується за формулою:

$$l_y = l_{\text{шп}} \cdot \eta_{\text{квш}}, \quad (12)$$

де $l_{\text{шп}}$ – обрана згідно з розрахунком довжина шпурів;

$\eta_{\text{квш}}$ – коефіцієнт використання шпуру ($\eta_{\text{квш}} \approx 0,9$),

а тривалість буріння шпурів у прохідницькому циклі розраховується за формулою:

$$t_{\text{бур}} = \frac{N \cdot l_{\text{шп}}}{K_n \cdot m \cdot V_4 \cdot \beta} \text{ хв. (год.)}, \quad (13)$$

де N – кількість шпурів у забої, шт.;

$l_{\text{шп}}$ – середня довжина шпурів, м;

K_n – коефіцієнт використання бурильної машини в часі ($\approx 0,8 - 0,9$);

m – кількість перфраторів в одній машині;

V_4 – чиста швидкість буріння м/хв, м/год.;

β – коефіцієнт одночасності роботи бурильних машин ($0,85 - 0,9$).

У практиці проходки підземних виробок буріння шпурів повсюди здійснюється буровими гідравлічними установками на пневмоходу. Чиста швидкість V_4 буріння сучасних бурильних машин багато в чому залежить від міцністних властивостей скельного масиву і досягає:

$$V_4 \approx 3 \div 4 \text{ м/хв за } f_{\text{кр}} \approx 4 - 6;$$

$$V_4 \approx 2 \div 3 \text{ м/хв за } f_{\text{кр}} \approx 6 - 8;$$

$$V_4 \approx 1,5 \div 2,0 \text{ м/хв за } f_{\text{кр}} \approx 8 - 12;$$

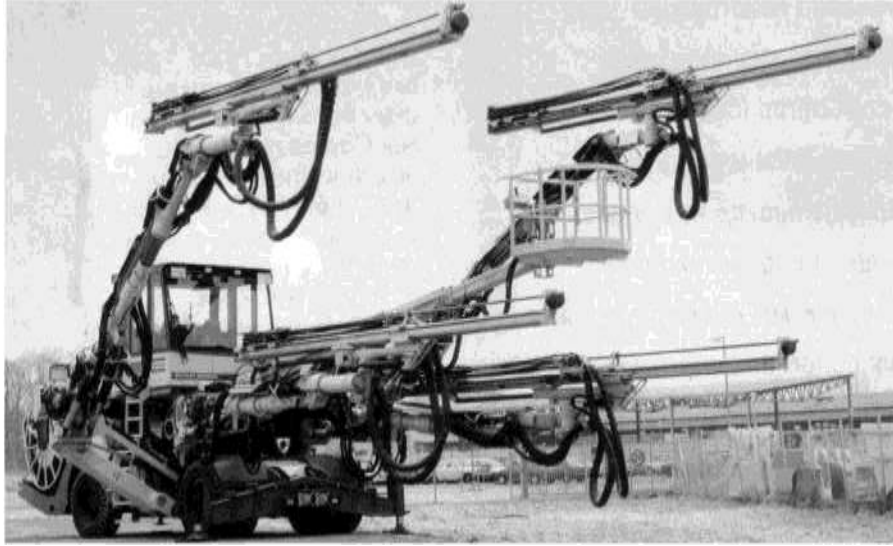
$$V_4 \approx 0,75 \div 1,5 \text{ м/хв за } f_{\text{кр}} \approx > 15.$$

До числа світових лідерів з виробництва бурової техніки належать ATLAS COPCO (Швеція), MONTABERT (Франція), TAMROK (Фінляндія), FURUKAWA (Японія) та інші.

Загальний вигляд бурильної машини наведено на рисунку 8.

Бурильні машини можуть мати автоматизовану систему управління і комп'ютеризації бурового процесу, що призводить до скорочення тривалості буріння шпурів.

Кількість шпурів N і їх довжина $l_{\text{шп}}$ визначається за паспортом буропідривних робіт (БПР).



a)



б)

Рисунок 8 – Загальний вигляд бурильної машини з чотирма перфораторами та люлькою для заряджання шпурів (а) та заряджальна машина Charmec MC 605 VE SD – Normet (б).

Важливе значення має розташування шпурів по площі забою, від якого залежать розміри коефіцієнтів перебирання скельного ґрунту і перекладання бетонної суміші під час подальшого бетонування облицювання тунелю. З метою зменшення коефіцієнтів перебирання скельного ґрунту і відповідно перекладання бетону в даний час в будівництві тунелів використовується за контуром виробки гладке підривання.

Шпури, які розташовуються на площині забою і входять до паспорта БПР, за характером дії укладених в них патронованих зарядів поділяються на контурні, врубові, допоміжні та відбійні.

Частину контурних шпурів, що припадають на підшову виробки, називають підшовними.

Відстань між контурними шпурами орієнтовно можна приймати в розмірах 35 – 40 см за коефіцієнта міцності скельного ґрунту $f_{кр} \geq 10$, а за коефіцієнта $f_{кр} \leq 8$ – 45 – 50 см.

Вибір врубових шпурів залежить від міцністних властивостей скельного масиву, за якими призначається сам вруб, призначений для попереднього відриву частини скельного ґрунту в межах врубу шляхом вибуху і створення другої площини оголення, яка сприяє подальшій розробці виробки за допомогою інших груп заряду, розміщеного в шпурах.

За типами врубові шпури підрозділяються на відривні та дробильні.

Черговість підривання зарядів електричним способом позначено римськими цифрами на паспорті БПР. На початку вибухають врубові заряди, слідом за ними зі ступенем уповільнення від 10 м/с – допоміжні та відбійні заряди, а далі – контурні заряди.

Зразок фрагменту паспорта БПР для проходки одного з тунелів Рогунської ГЕС (Таджикистан) представлено на рисунку 9.

Центр врубу розташований на вертикальній центральній осі тунелю і зміщений вниз в сторону підшови приблизно на 1/3 висоти виробки.

Кількість допоміжних і відбійних шпурів може орієнтовно призначатися за емпіричною формулою

$$N_{\text{доп.від.}} = \frac{0,18 \cdot q_1 (S - S_1 - S_2)}{d^2 \cdot \Delta}, \quad (14)$$

де S – проектна площа виробки, м²;

S_1 – площа виробки, яка припадає на контурні шпури, м²;

S_2 – площа виробки, яка припадає на врубові шпури, м²;

q_1 – питома витрата вибухової речовини для допоміжних та відбійних шпурів, яка в свою чергу дорівнює $q_1 = (0,45 - 0,55) \cdot q$, де q – питома витрата вибухової речовини для даного типу скельного ґрунту кг/м³;

d – діаметр шпуру ($d \approx 42$ мм);

Δ – щільність заряду вибухової речовини кг/дм³.

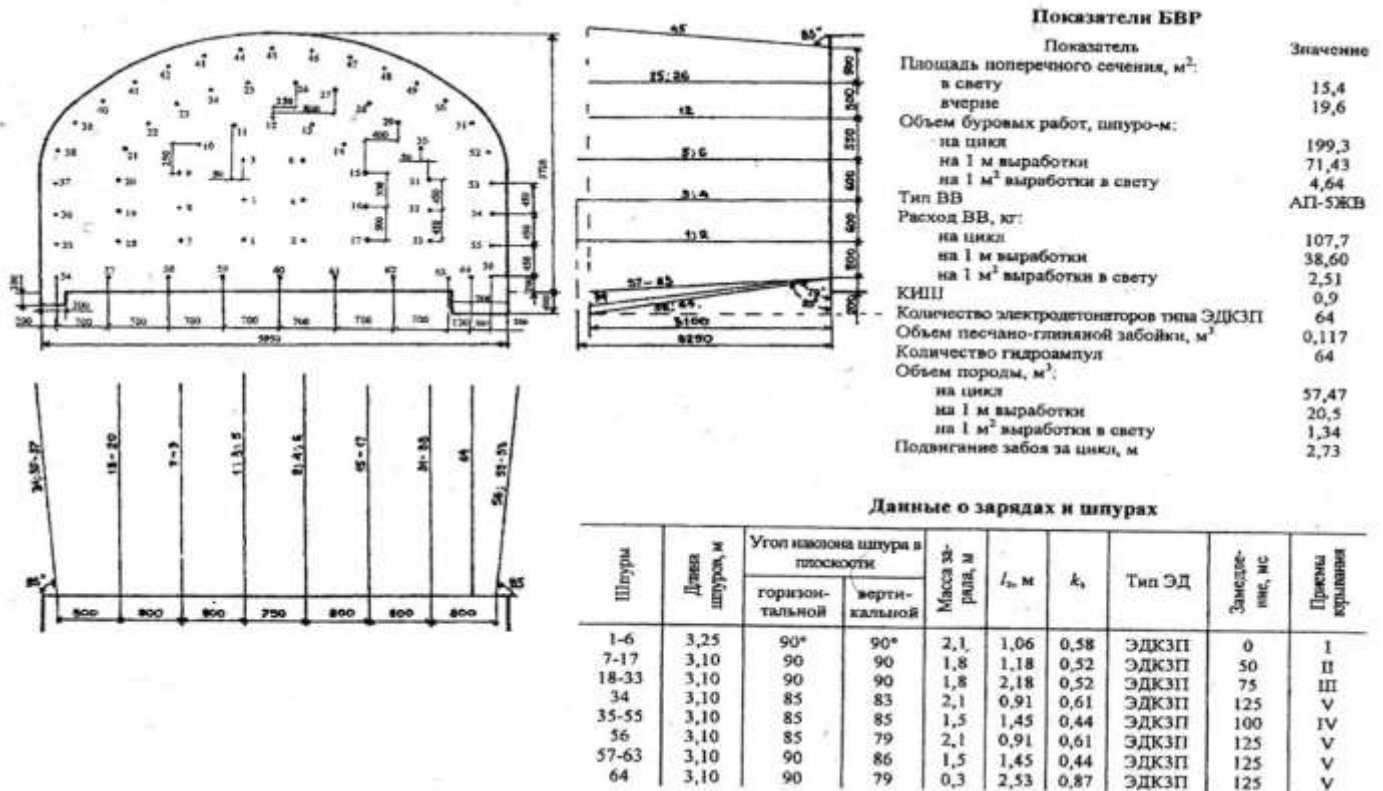


Рисунок 9 – Зразок фрагменту паспорта БВР для проходки одного з тунелів Рогунської ГЕС (Таджикистан) (розташування шпурів)

Загальна кількість шпурів розраховується за формулою

$$N_{\text{заг}} = N_{\text{доп}} + N_{\text{відб.}} \quad (15)$$

Зарядження шпурів здійснюється підривником у присутності змінного майстра, який володіє правом ведення вибухових робіт. Підривник завчасно готує патрони-бойовики з електродетонатором, вибухові дроти і набійки глиняних пижів. Паперові скручування він виконує на місці.

Процес зарядження шпурів починається лише після закінчення буріння, виведення техніки й робочого персоналу на безпечну відстань. У виробці при висоті більше ніж 3 метри для зарядження шпурів використовуються або переносні підмостки, або люльки бурильних машин, призначені для підйому підривника, а також спеціальні підйомники на пневмоходу. Фінська корпорація NORMET є

лідером у створенні підйомників і машин для перевезення і заряджання вибухових речовин.

Заряджання шпурів виконується патронованими вибуховими речовинами. У врубові шпури закладають більш потужний заряд з патронів: амоніт скельний №1 або інші високо бризантні вибухові речовини (швидкість детонації 4500–7000 м/с), а в допоміжні та відбійні шпури – менш бризантні вибухові речовини (швидкість детонації 3000 – 4500 м/с), наприклад, амоніт № 6 ЖВ. У контурні шпури закладають, по можливості, зменшеного діаметра, подовжені до 50 см патрони низько бризантних вибухових речовин (швидкість детонації 2000–3000 м/с).

Довжина забойки¹ визначається розрахунком, але не менше ніж 1/4 довжини шпуру. Матеріалом для забойки служать скручений папір, глиняні пижі або пісок. Після закінчення заряджання підрильник з'єднує дроти в електричну мережу з урахуванням черговості підривання і переконавшись, що всю техніку та підмости виведено з вибою, відходить сам на безпечну відстань і натисканням кнопки на вибуховій машині здійснює вибух.

Процес заряджання одного шпуру з улаштуванням забойки із виводом вибухової мережі за довжину шпуру 3 – 3,5 м, виходячи з практики, в середньому займає 3–4 хвилини. Тоді загальна тривалість заряджання становитиме

$$t_{\text{зар}} = \frac{(3 \div 4) N_{\text{шп}}}{n}, \quad (16)$$

де $N_{\text{шп}}$ – загальна кількість шпурів у забої, шт.;

n – кількість заряджаючих та помічників підрильника; $n = 1 - 2$.

Провітрювання забою. У процесі підземних робіт склад повітря (рудничної атмосфери) постійно змінюється внаслідок виділення шкідливих речовин працюючими машинами і різними механізмами, дихання прохідників і людей, що знаходяться в тунелі, особливо під час виробництва буропідрильних та зварювальних робіт. Тому склад повітря в підземних виробках повинен постійно підтримуватися з урахуванням оптимальної життєдіяльності працюючих там людей.

Безпосередньо за вибухом здійснюється провітрювання, вентиляція вибою виробки. Існує кілька схем провітрювання виробок, найбільш поширеними серед них є нагнітальна, витяжна та струменева по всій довжині (рисунок 10).

¹ Забойка – процес заповнення інертним матеріалом частини зарядної порожнини, а також і сам такий інертний матеріал, застосований для ізоляції заряду вибухової речовини. Забійкою добиваються: «замикання» продуктів детонації, підвищення коефіцієнту корисної дії вибуху, зниження радіусу розльоту осколків.

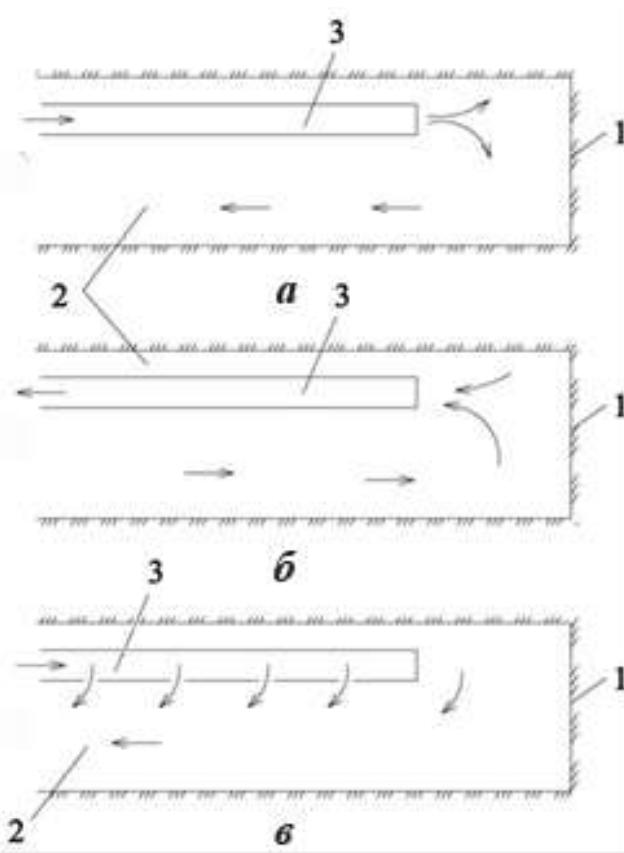


Рисунок 10 – Схеми провітрювання забою:

а – нагнітальна; *б* – витяжна; *в* – струменева по всій довжині

1 – забій; *2* – підземні виробки; *3* – трубопровід для нагнітання і витяжки повітря (стрілками вказано рух повітря)

Подача свіжого повітря в забій від розташованого біля порталу вентилятора проводиться по металевому трубопроводу, діаметр якого залежить від потреби в свіжому повітрі після підривання зарядів і виділення більшої кількості газів і пилу.

Тривалість вентиляції багато в чому залежить від поперечного перерізу виробки і відповідно від кількості висаджених зарядів, числа працюючої техніки і прохідників, обсягу зварювальних робіт у тунелі та швидкості руху повітряного струменя.

Виходячи з кількості людей, які одночасно працюють в забої

$$Q_1 = \frac{q_n \cdot N}{60} \text{ м}^3 / \text{с}, \quad (17)$$

де N – максимальна кількість людей в забої;

q_n – норма подачі повітря на одну людину, яка дорівнює $6 \text{ м}^3/\text{хв}$.

За швидкістю руху повітряного струменя

$$Q_2 = V_{\min} \cdot S, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (18)$$

де V_{\min} – мінімальна швидкість руху у виробці (тунелі) $\approx 0,15$ м/с;

S – площа поперечного перерізу виробки, м^2 .

Однак, швидкість руху повітряного струменя в процесі прохідницьких робіт не повинна перевищувати 4 м/с.

У тупикових виробках перерізом до 20 м^2 провітрювання виконують за допомогою осьових вентиляторів, вмонтованих і розосереджених на рівних відстанях по довжині трубопроводів діаметром 400–500 мм.

Якщо траса споруджуваного тунелю проходить поблизу денної поверхні (до 50 м), його провітрювання може здійснюватися нагнітальним способом через спеціально пробурені свердловини.

Підземні виробки, в яких виявлено метан або інші вибухонебезпечні підземні гази, повинні переводитися відповідно до «Правил безпеки у вугільних і сланцевих шахтах» на газовий режим.

Під час роботи механізмів багато що залежить від концентрації шкідливих продуктів вихлопу газів, кількості їх одночасно працюючих у тунелі, тобто сумарної токсичності вихлопних газів. З метою зниження токсичності використовують машини, які в основному працюють на дизельному паливі, а також влаштовуються нейтралізатори.

Частіше за все, найбільша кількість свіжого повітря необхідна під час вибухових робіт, в процесі яких виділяються шкідливі отруйні гази гранично допустимої концентрації (ГДК). В результаті подачі свіжого повітря в забій остаточно приймається найбільше з отриманих значень. Докладний розрахунок наводиться в підручнику², у повній відповідності до «Правил безпеки при будівництві підземних гідротехнічних споруд»³.

Для провітрювання виробок перерізом до $20 - 40 \text{ м}^2$ буде потрібно приблизно $15 \div 20$ хв, якщо діаметр трубопроводу становить 500–600 мм. Для провітрювання виробок перерізом 60 м^2 і більше потрібно приблизно $30 \div 45$ хв, якщо діаметр трубопроводу становить $800 \div 1000$ мм.

За нагнітальної схеми кінцева ділянка трубопроводу, що складається з

² Подземные гидротехнические сооружения: Учебник для студентов вузов по специальности «Гидротехническое строительство речных сооружений и гидроэлектростанций» / Владимир Михайлович Мостков, Виктор Алексеевич Орлов, Петр Дмитриевич Степанов, Юрий Евгеньевич Хечинов; под ред. В.М. Мосткова.– М.: «Высшая школа», 1986.– 464 с.

³ НПАОП 45.24-1.08-69 Правила безпеки при будівництві підземних гідротехнічних споруд.

окремих ланок труб, забезпечена прогумованим рукавом, який підвішений до стіни виробки, в разі необхідності може переміщуватись.

Усі джерела пилоподавлення в підземних виробках можна умовно розділити на первинні і вторинні. Визначальними є основні операції гірничопрохідницького циклу (буріння шпурів, свердловин, погрузка підірваної породи, торкретні та набризк-бетонні роботи і т.д.). До вторинних відносяться джерела, що піднімають пилюку, яка раніше осіла (автотранспорт, бурильна техніка, вибухова хвиля і т.д.) Наявність пилу викликає ряд професійних захворювань, найбільш поширеним з яких є силікоз⁴.

Інтенсивним джерелом утворення пилу є бурові роботи. До числа застосовуваних способів боротьби з пилом під час виробництва бурових робіт відносяться промивка в процесі буріння (гідрознепилення) і сухе пиловловлювання.

Сухе пиловловлювання застосовується в основному в процесі буріння верстатами, в тому числі у вічно мерзлих ґрунтах.

В якості засобів боротьби із вторинним пилоутворенням використовується періодичний полив дорожнього полотна та інтенсивне провітрювання. У виробках, ширина дорожньої частини яких становить від 6 м і більше, полив здійснюється за допомогою звичайних поливальних машин.

Оборка профілю. Оборку профілю малих виробок після чергового вибуху і провітрювання забою починають здійснювати вручну або з підосви, або з відвалу підірваного ґрунту. Прохідник, перебуваючи в межах закріпленого простору, починає оборку, простукуючи покрівлю та стіни за допомогою довгого порожнього брухту, довжиною 2,5–3 м. Місця, які бухтять на звук, особливо в покрівлі виробки, вказують на відшарування окремих глиб, каменів або пластів від масиву, які необхідно обрушити.

У середніх і великих виробках оборка профілю виконується зі спеціальних підйомних машин або за допомогою гідрооборщіка, на кінці стріли якого знаходиться гідромолот полегшеної конструкції.

Будівельно-конструкторська компанія НОРМЕТ (NORMET) випускає оборщіки профілю на автоходу зі стрілою і мінігідромолотом, що дозволяє працювати у виробці висотою до 8 м (рис. 11).

Тривалість оборки покрівлі виробки багато в чому залежить від ступеня тріщинуватості скельного ґрунту, якості буропідривних робіт і коливається для виробок з перетином до 20 м² в межах від 0,25 до 0,45 години, в середніх і великих виробках – від 0,45 до 1 години. Після завершення оборки покрівлі починається прибирання підірваної породи.

⁴ Силікоз – найбільш поширений і важко протікаючий вид пневмоконіозу, професійне захворювання легень, обумовлене вдиханням пилу, що містить вільний діоксид кремнію. Характеризується дифузним розростанням в легенях сполучної тканини і утворенням характерних вузликів.



Рисунок 11 – Загальний вигляд оборзціка компаній НОРМЕТ на пневмоходу зі стрілою та гідромолотом на кінці

Прибирання підірваного ґрунту. Процес прибирання підірваного ґрунту, одержаного в процесі підривання, є складовою частиною гірничопрохідницького циклу і значною мірою, так само, як і буропідривні роботи, впливає на швидкість проходки підземної виробки.

У практиці підземного будівництва використовуються два типи навантажувальних засобів: машини циклічної дії (в тому числі екскаватори) і машини безперервної дії.

У тунелях малого перетину (до 20 м²) використовується рейковий транспорт з відкаткою підірваного скельного ґрунту в вагонетках місткістю від 0,9 до 2,5 м³. Навантажувальні машини, призначені для навантаження ґрунту в вагонетки, випускаються з колеснорейковою частиною для колій шириною 750 і 900 мм.

У процесі спорудження гідротехнічних тунелів з використанням рейкового транспорту значного поширення набуло використання в якості локомотива акумуляторних електровозів масою до 8–10 т, які в змозі розвинути швидкість до 10–12 км/год за тягового зусилля до 18 т, що дозволяє їм зрушити з місця і відтранспортувати до відвалу потяг з 20 навантажених вагонеток.

Рейковий шлях у підземних горизонтальних виробках складається власне з

рейок типу Р-24 і дерев'яних або металевих шпал, покладених на баластний шар з ґрунтового дріб'язку. Залежно від ширини лоткової частини виробки укладається одно- або дворейкова колія з урахуванням допустимих транспортних зазорів. У призабійній зоні, в процесі проходки, укладається тимчасовий шлях, що складається з окремих відрізків рейок на шпалах довжиною 2–3 м. Роз'їзди порожнього й навантаженого потягів у вузьких виробках виконуються за рахунок спеціальних розширень (розмінувальних ніш) через кожні 100 – 200 м.

Для однорейкового і дворейкового руху в нішах або біля забою встановлюються розмінувальні плити. По ходу просування забою вони знову переміщуються. Прокладка нових рейкових шляхів і перестановка розмінувальних плит, як і нарощування вентиляційних труб, виконується спеціальними бригадами щотижня у вихідні дні.

За безрейкової схеми до недавнього часу у вітчизняній практиці навантаження підірваного ґрунту в автосамоскиди, самохідні вагони й думпери здійснювалося навантажувачами безперервної дії на гусеничному ході з нагортаючими лапами типу ПНБ. Сьогодні навантажувачі ПНБ-3К і ПНБ-4 успішно витісняються одноківшевими автонавантажувачами, які мають човниковий хід, підвищену місткість ківша за відносно малих поперечних розмірів і висоти.

Одноківшеві навантажувачі являють собою самохідні вантажно-транспортні машини циклічної дії.

За типом ходового пристрою навантажувачі поділяються на гусеничні (на базі тракторів) і пневмоколісні (на базі спеціальних шасі).

Ходове обладнання колісних навантажувачів має зазвичай усі чотири ведучих колеса. Ширина захоплення ківша навантажувача не перевищує 3500 мм. Висота розвантаження досягає 3200 мм і більше, що забезпечує безперешкодне розвантаження вмісту ківша в кузов автосамоскиду. Поверхня різальних крайок ківшу і зуби виконуються з міцної сталі і покриваються зносостійким сплавом. За способом розвантаження вмісту ківша вони поділяються на фронтальні, напівповоротні та перекидне вантажне устаткування.

Широкого застосування в будівництві набули фронтальні навантажувачі на пневмоході (рис. 12). Існують одноківшеві навантажувачі із жорсткою і шарнір-зчленованою рамою.

Основним робочим органом навантажувача є ківш, місткість якого коливається від 1,5 до 13,5 м³ і більше. У будівельній практиці місткість ківша не перевищує 4,5 м³. Максимальна швидкість переміщення навантажувача на пневмоході досягає 50 км/год. Переміщення одноківшевих навантажувачів на будмайданчику обмежується правилами техніки безпеки. Вони ефективно використовуються під час завантаження, транспортування і розвантаження відвалу або як транспортні засоби для роботи з сипкими матеріалами (піском, щебенем,

гравієм), попередньо розпушеним ґрунтом і скельною породою на відкритих і підземних роботах, а також для розрівнювання, планування та зворотної засипки ґрунту.

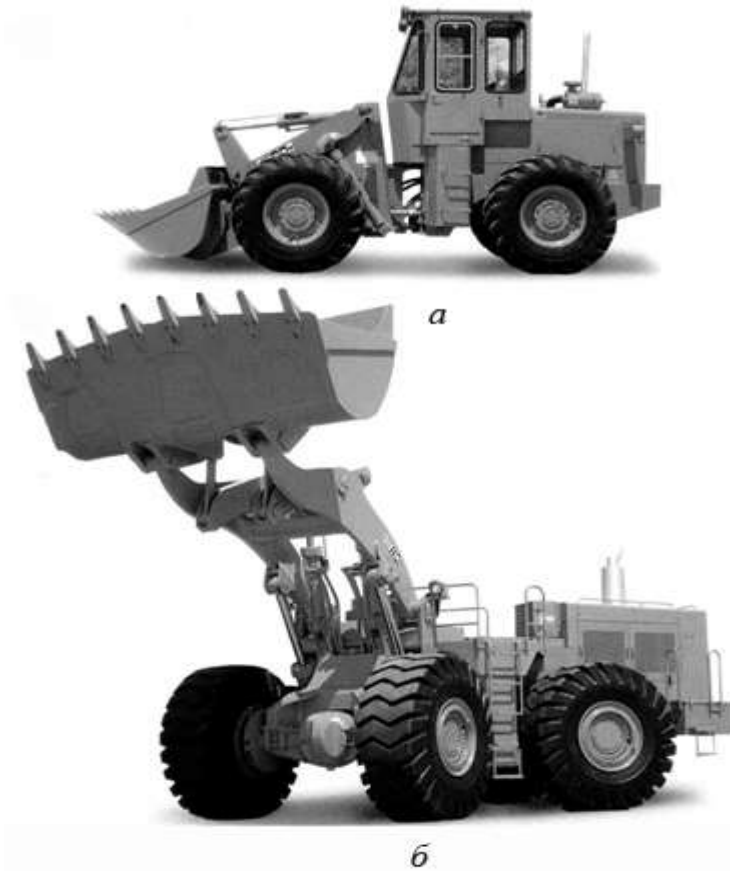


Рисунок 12 – Одноківшевий навантажувач на пневмоходу:
а – для відкритих робіт; *б* – для підземних робіт

У підземному будівництві, особливо в умовах обмеженого простору застосовуються шарнірно-зчленовані одноківшеві навантажувачі з низькою посадкою кабіни, що дозволяє їм вписатися в невеликі виробки висотою від 2,5 м і шириною до 4,0 м.

Одноківшеві навантажувачі нового покоління, що працюють під землею або, як їх часто називають, порододоставними машинами (ПДМ), передбачають також застосування засобів дистанційного керування.

Різні види застосування дистанційного керування можна розділити на три основні групи:

- 1) дистанційне керування за лінією видимості;

- 2) дистанційне керування за допомогою відеозасобів;
- 3) телекомунікаційне управління.

Більшість користувачів вважають за краще бездротовий зв'язок. Так, наприклад, порододоставні машини та бурильні установки з дистанційним керуванням працюють на багатому на мідь руднику Ель Солдадо (Al-Soldado). Система автоматизації порододоставних машин, розроблена фірмою АТЛАС КОПКО (Atlas Copco) (Швеція), постійно вдосконалюється.

Основним експлуатаційним показником одноківшевих навантажувачів є продуктивність, яка визначається кількістю ґрунту, що навантажується в транспорт або відвозиться у відвал за одиницю часу.

Експлуатаційна продуктивність одноківшевих навантажувачів здебільшого залежить від вантажопідйомності (місткості) ківша, властивостей ґрунту, що завантажується в ківш (об'ємної маси, кускуватості), відстані переміщення навантажувача, стану покриття тощо.

Технічна продуктивність одноківшевого навантажувача визначається за формулою

$$P_{\text{тех}} = \frac{3600 \cdot q \cdot K_{\text{н}}}{T_{\text{ц}} \cdot K_{\text{р}}}, \quad (19)$$

де q – геометрична місткість ківша (за паспортом), м³;

$K_{\text{н}}$ – коефіцієнт наповнення ківша (для пісків і щебеню $K_{\text{н}} = 0,9 - 1,2$; для підірваної скельної породи $K_{\text{н}} = 0,7 - 1,0$; для розпушеного ґрунту (суглинків, глин, техногенного ґрунту) $K_{\text{н}} = 1,1 - 1,25$;

$K_{\text{р}}$ – коефіцієнт розпушення ґрунту дорівнює $1,05 - 1,45$ (для пісків $K_{\text{р}} = 1,05 - 1,1$; для глин $K_{\text{р}} = 1,2 - 1,25$; для крупного каменю і розпушеного скельного ґрунту – $K_{\text{р}} = 1,3 - 1,45$);

$T_{\text{ц}}$ – тривалість робочого циклу, с.

Тривалість повного робочого циклу складається з наступних технологічних операцій: тривалості вантажно-розвантажувального циклу на місці під час транспортування ґрунту в транспортні засоби – $t_{\text{н.р.}}$, дальності перевезення ґрунту – L і швидкості пересування транспорту в завантаженому $V_{\text{зав}}$ та порожньому $V_{\text{пор}}$ станах

$$T_{\text{ц}} = t_{\text{н.р.}} + \frac{L}{V_{\text{зав}}} + \frac{L}{V_{\text{пор}}} \text{ с.} \quad (20)$$

Дальність перевезення ґрунту L визначається протяжністю землевозної

дороги від місця завантаження транспортного засобу одноківшевим навантажувачем до місця відвалу ґрунту. Швидкість пересування транспортного засобу залежить від його швидкості в завантаженому та порожньому стані, а також від стану дорожнього одягу.

Тривалість вантажно-розвантажувального циклу на місці орієнтовно можна визначити за формулами:

для одноківшевого фронтального навантажувача на пневмоходу

$$t_{н.р.} = 34,5 + 0,55g, \text{ с;} \quad (21)$$

для одноківшевого фронтального навантажувача на гусеничному ходу

$$t_{н.р.} = 40 + 0,55g, \text{ с;} \quad (22)$$

де g – вантажопідйомність одноківшевого навантажувача, т.

У кожному конкретному випадку тривалість $t_{н.р.}$ визначається за рахунок хронометражних спостережень і обробки фактичних даних.

Експлуатаційну змінну продуктивність навантажувача може визначити за формулою

або

$$P_{ек(зм)} = \frac{3600 \cdot q \cdot K_H \cdot K_B \cdot T}{T_{ц} \cdot K_p}, \text{ м}^3/\text{см} \quad (23)$$

$$P_{ек(зм)} = P_{тех} \cdot K_B \cdot T, \text{ м}^3/\text{см},$$

де K_B – коефіцієнт використання навантажувача в часі ($K_B = 0,75 - 0,8$);

$T_{зм}$ – тривалість зміни.

Тривалість вантажно-розвантажувального циклу може бути скорочена шляхом поєднання деяких технологічних операцій, наприклад, під час переміщення ківша до місця розвантаження й одночасно підйому його над кузовом самоскида, а при зворотному русі – опускання стріли, що багато в чому залежить від досвідченості та кваліфікації машиніста. Для відкритих робіт сучасні одноківшеві навантажувачі забезпечені комфортабельною закритою кабіною, забезпеченою зручним сидінням і опалювальною системою, склоочисниками та комп'ютером. Кабіна одноківшевих навантажувачів (порододоставних машин), призначених для підземних робіт має поліпшений огляд, зручне сидіння з бічним розташуванням машиніста для виконання вантажно-доставних робіт без розвороту машини після

завантаження ківша і руху до відвалу (човникового ходу) і низьку посадку кабіни.

Основними постачальниками одноківшевих навантажувачів, що працюють в підземному будівництві є зарубіжні фірми «АТЛАС КОПКО» (Швеція), «Катерпілар (США), «Сталова Вола» (Польща), «ТАМРОК», що випускають одноківшеві навантажувачі «ТОРО» (Фінляндія) та інші.



У великих підземних виробках використовуються також підземні екскаватори типу ЕО-7114 місткістю ківша 2 м³.

Експлуатаційна продуктивність машин безперервної дії або екскаваторів з навантаженням підірваної породи в автосамоскиди можна визначити за формулою

$$P_{\text{екс}} = \frac{60 \cdot K_{\text{в}}}{\frac{60}{P_{\text{т}}} + \frac{t_1}{W_{\text{к}} \cdot K_3} + t_2} \text{ м}^3 / \text{ГОД.}, \quad (24)$$

де $K_{\text{в}}$ – коефіцієнт використання машини в часі, який дорівнює 0,8 – 0,85;

$W_{\text{к}}$ – місткість кузова автосамоскиду, м³;

K_3 – коефіцієнт заповнюваності кузова ($\approx 0,9 - 1,0$);

t_2 – різні втрати часу, віднесені до 1 м³ підірваного ґрунту ($\approx 0,5 - 0,1$);

$P_{\text{т}}$ – технічна продуктивність машини, м³/год. в щільному тілі.

$$P_T = \frac{60 \cdot q}{n \cdot K_p} \cdot K_H, \quad (25)$$

де q – теоретична місткість ківша екскаватора (за паспортом), м³;

n – кількість циклів за хвилину ($\approx 0,5$ хв);

K_H – коефіцієнт наповнення ківша ($\approx 0,8 \div 1,0$);

K_p – коефіцієнт розпушення скельного ґрунту ($\approx 1,5$).

В якості транспорту використовуються автосамоскиди вітчизняної марки КРАЗ, автосамоскиди білоруських марок МАЗ, БЕЛАЗ і МоАЗ, російської марки КАМАЗ та інші.

До закордонних фірм відносяться автосамоскиди ВОЛЬВО (Швеція), Кіруна (Швеція), МЕРСЕДЕС (Німеччина) та інші.

Коротка характеристика вітчизняних і зарубіжних автосамоскидів наводиться в таблиці 2.

Таблиця 2 – Характеристика вітчизняних і зарубіжних автосамоскидів

Основні показники	Марки автосамоскидів						
	КрАЗ-256	ТОРО 430 д	МАЗ-508	МОАЗ-6401	БЕЛАЗ-540 КАМАЗ	ВОЛЬВО	Кіруна - ТРАК
Вантажопідйомність, т	10	27	8	20	27	27	40
Об'єм кузова, м ³	7,5	16	4,0	11,0	15,5	16	22,5
Висота навантаження, м	2,6	2,95	1,95	2,85	3,15	–	3,20
Максимальна швидкість км / год.	47	57	60	40	55	–	60

Під час спорудження великопрольотних камерних виробок під підземні машинні зали, великих, малої протяжності до 500 м підземних виробок для транспортування підірваного скельного ґрунту незамінними стають одноківшеві навантажувачі або самохідні вагони з приводом електроживлення за гнучким кабелем довжиною до 400–450 м.

Швидкість пересування автотранспорту й одноківшевих навантажувачів, призначених для перевезення підірваного ґрунту по підземній виробці обмежується Правилами техніки безпеки і не перевищує 14–16 км/год.

Пішохідна частина, ширина якої повинна бути не меншою за 1,0 м,

захищається від проїжджої частини збірними дерев'яними або металевими поручнями. Збірні перила в міру просування забою збільшуються шляхом їх подальшого встановлення.

2.3. Кріплення підземних виробок

У відносно тріщинуватих і шаруватих скельних ґрунтах після проходки можуть виникнути вивали як окремих брил, так і цілих пластів і якщо не вживати будь-яких заходів, то з часом, завалившись, вони можуть спричинити поломку прохідницької техніки, каліцтва прохідникам, і навіть привести до їх жертв.

Кріплення, яке забезпечує збереження покрівлі й стін підземної виробки від обвалення до моменту зведення постійного облицювання, називається тимчасовим.

Для правильного вибору конструкції кріплення, його розмірів і кроку встановлення необхідно мати якомога повні відомості про інженерно-геологічну обстановку і фізико-механічні показники скельного ґрунту, дані про значення гірського тиску і параметри вивалів.

Матеріалом для тимчасового кріплення служать сталь прокатна, арматура гладка і періодичного профілю, сталева сітка і набризк-бетон. У рідкісних випадках у коротких допоміжних виробках малого перерізу використовується ліс. У скельних ґрунтах при $f_{кр} \geq 4$ для кріплення підземних виробок найширшого застосування набули анкерне кріплення, набризк-бетон або їх поєднання.

Анкерне кріплення не тільки запобігає вивалам, але й дозволяє включити скельний масив, що оточує виробку, в єдину конструктивну систему, здатну витримати значні навантаження.

Анкери, що розкріплюються за зоною можливого вивалу, підтримують склепіння й стіни виробки зсередини скельного масиву, не загромаджуючи її.

За конструкцією і принципом закріплення в скельному ґрунті розрізняється три види анкерів: металеві, залізобетонні та анкери на епоксидній смолі.

Металеві анкери розкріплюються в шпурах за допомогою спеціальних замкових пристроїв.

Залежно від конструкції замкових пристроїв металеві анкери бувають клинощілинні й розпирні, їх недоліком є корозія основного несучого стержня.

Залізобетонні анкери являють собою арматурний стержень періодичного профілю, омоноличений цементним або піщано-цементним розчином. З боку виробки на анкер надівається планка, яка затягується після схоплювання і твердіння розчину гайкою по різьбі. За способом заповнення шпуру розчином вони поділяються на набивні й ті, що нагнітаються. Найбільш застосовувані на практиці цементно-піщані і чисто-піщані розчини мають склади Ц:П (2:1) з В / Ц $\approx 0,4$ та Ц:П (1:0) з В / Ц $\approx 0,35$.

У вітчизняній практиці гідротехнічного будівництва значного поширення

набули залізобетонні анкери набивного типу.

У пробурений шпур спочатку нагнітається розчин, в який заводиться металевий стержень з арматури періодичного профілю діаметром 18 – 22 мм. До недоліку залізобетонних анкерів відноситься включення його в роботу після початку твердіння розчину, тобто через 6 – 12 годин. Крім того немає гарантії повного заповнення шпуру розчином, який подається за допомогою пневмонагнітача. Даний недолік відсутній в анкерах нагнітального типу, проте такі анкери також включаються в роботу після затвердіння розчину. Залізобетонні анкери використовуються в сухих необводнених виробках.

Анкери на епоксидній основі працюють таким чином. Скляна ампула зі смолою і заповнювачем всередині насаджується на загострений металевий стержень, заводиться в шпур і від удару по ньому ампула розбивається, після чого всі компоненти змішуються. Після затвердіння анкер включається в роботу.

Анкери на епоксидних полімерних смолах все ширше стали використовуватися через можливість включення їх у роботу через 1–2 години після їх встановлення. Область їх застосування поширюється також на обводнені виробки. Загальний вигляд анкерів наведено на рисунку 13.

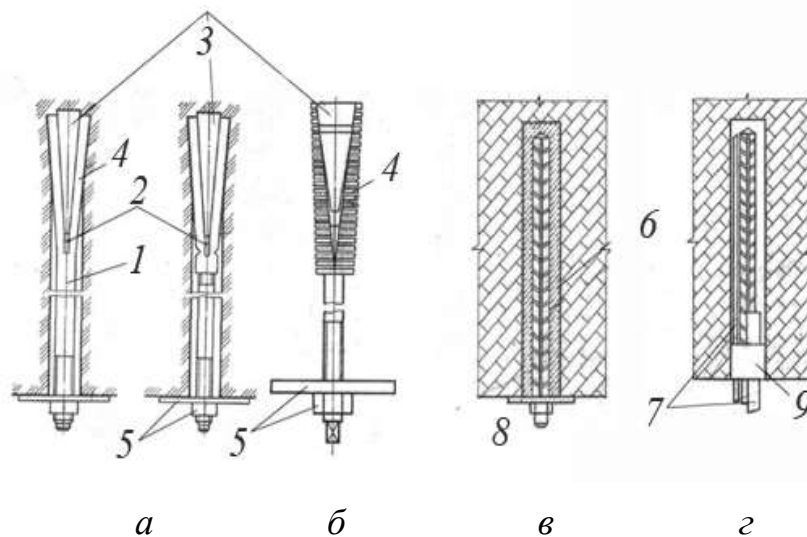


Рисунок 13 – Конструкції різних анкерів у шпурі:

- a* – металеві анкери клинощільного вигляду; *б* – металевий розпирний анкер;
- в* – залізобетонний анкер набивного типу; *г* – нагнітальний анкер;
- 1* – сталевий стрижень гладкого профілю; *2* – пропилення в стержні; *3* – клин;
- 4* – замок розпирної конструкції; *5* – сталевий стержень періодичного профілю;
- б* – цементно-піщаний або цементний розчин відповідної конструкції; *7* – трубки для нагнітання розчину та повітро-відвідна; *8* – металева планка з гайкою;
- 9* – пробка гумова або з густого цементу

Довжина всіх анкерів повинна бути більшою за величину порушеної зони або висоту передбачуваного вивалу.

Величина порушеної зони визначається за формулою:

$$h_{\text{н}} = K_1 \cdot b_0, \quad (26)$$

де K_1 – безрозмірний коефіцієнт, що залежить від інженерно-геологічних умов;
 b_0 – проліт або діаметр кругової виробки, м;

Таким чином, довжина металевих анкерів можна визначити за формулою:

$$l_a = h_{\text{н}} + l_3 \quad (27)$$

де l_3 – довжина заглиблення анкера за межі порушеної зони, але не менша за довжину замка самого анкера, м;

Довжина заглиблення залізобетонного анкера повинна бути не меншою за наступну величину:

$$\frac{R_a \cdot d_a}{40 \cdot \tau_a} \geq 0,5 \text{ м}, \quad (28)$$

де R_a – розрахунковий опір розтягування матеріалу стержня анкера, мПа / см²;
 d_a – діаметр стержня анкера, см;
 τ_a – розрахункове зчеплення стержня анкера з моноліченим розчином, мПа;

Розрахункові зчеплення розчину зі стержнем анкера рекомендується приймати в інтервалі від 2,5 до 4,5 мПа. У вічномерзлих скельних ґрунтах використовуються металеві розпирні анкери або анкери на полімерних смолах.

Довжина анкерів для кріплення підземних виробок обмежується можливістю буріння шпурів до 4,0 – 4,5 м.

Відстань між анкерами a в поздовжньому поперечному напрямку визначається за розрахунком найменшого з наступних умов:

а) утворення склепіння обвалення або порушеної зони:

$$a = l_a - \frac{K_{\text{в}} \cdot q}{c} \cdot (l_a + b_0), \text{ м}, \quad (29)$$

де l_a – довжина металевих анкерів;

K_b – безрозмірний коефіцієнт, що дорівнює 0,25 для міцних і середньої міцності скельних ґрунтів;

q – величина навантаження на кріплення, кН/м^2 ;

b_0 – проліт або діаметр кругової виробки, м;

c – величина зчеплення скельного ґрунту,

де $c = 3 \cdot f_{\text{кр}}$, кН/м^2 ;

де $f_{\text{кр}}$ – коефіцієнт міцності скельного ґрунту;

б) стійкості скельного ґрунту між анкерами, м;

в) міцності закріплення анкеру, м.

$$a = \sqrt{\frac{P_a}{\rho_{\text{п}} \cdot h_{\text{в}}}}, \quad (30)$$

де P_a – міцність закріплення замка анкера, кН ;

$\rho_{\text{п}}$ – щільність скельного ґрунту; т/м^3 ;

$h_{\text{п}} = h_{\text{в}}$ – величина порушеної зони (висота вивалу ґрунту), м;

Мінімальне значення a приймається за розрахункове.

Міцність закріплення орієнтовно можна приймати такою, що приблизно дорівнює: для металевих клинощільних анкерів – $P_a \approx 5,6 \text{ кН}$, для розпірних – приблизно 8–10 кН , для залізобетонних, залежно від заглиблення анкеру – приблизно 10 – 14 кН . Міцність закріплення анкерів на епоксидній або будь-якій іншій смолі (поліефірній, фенольній та інших), повинна бути не нижчою за залізобетонне закріплення.

У разі попереднього закріплення склепіння виробки набризк-бетоном і подальшого посилення анкерами, розрахунком на стійкість скельного ґрунту між анкерами можна знехтувати. Продуктивність встановлення анкерів вручну становить близько 20 анкерів за зміну. За використання встановника анкерів продуктивність їх встановлення зростає.

Набризк-бетонне кріплення застосовується як власний вид кріплення склепінь і стін підземної виробки, так і в якості обов'язкового захисту скельних ґрунтів, схильних до вивітрювання (аргіліти, алевроліти та інші) та до втрати стійкості.

Набризк-бетон наноситься шляхом набризкування на скельну поверхню сухим або мокрим способами.

Сухий набризк здійснюється за допомогою установки для набризку бетону, яка заздалегідь заповнюється сумішшю з цементу, піску і заповнювача, яка потім під тиском стисненого повітря переміщується по гнучкому шлангу до сопла, де змішується з водою і наноситься на скельну поверхню.



Основними виробниками установок для набризку бетону є Аліва (Італія), Торкрет (Німеччина) та інші. Продуктивність їх становить $6 \text{ м}^3/\text{год.}$ по сухій суміші без урахування відскоку, який становить приблизно 15 – 25%.

Мокрий набризк полягає у використанні бетононасосу для подачі готової суміші по шлангу до сопла, куди для прискорення набризку подається стиснене повітря. Дальність подачі суміші становить 300 – 400 м за витрати стисненого повітря в об'ємі $8\text{--}10 \text{ м}^3/\text{хв.}$

З метою підвищення механізації робіт з нанесення набризк-бетону використовуються мобільні установки на пневмоході зі стрілою і соплом, закріпленим на кінці стріли, рух і початок роботи яких здійснюється з кабіни водія.

Установка, перебуваючи в безпечній зоні виробки за рахунок стріли в змозі закріпити покрівлю одразу ж після її оборки до початку навантаження підірваного скельного ґрунту.

Наноситься набризк-бетон товщиною до 6–8 см, за необхідності товщину покриття може бути збільшено. Набризк-бетон можна наносити на підготовлену

скельну поверхню як у вигляді єдиного виду кріплення, так і в поєднанні з анкерним кріпленням або з металевою сіткою. Міцність набризк-бетонного покриття за рахунок трамбування частинок, що вилітають із сопла, є вищою за міцність покриття зі звичайного бетону.

Уведення до складу набризк-бетону прискорювача терміну схоплювання дозволяє скоротити початок термінів схоплювання до 2–3 хв.

До вітчизняних добавок такого роду відноситься алюмінат натрію (НКА) і флористий натрій, а серед зарубіжних добавок відомою є добавка італійського виробництва, яка має назву «SIKA».

В останні роки в зарубіжній практиці застосовується дисперсно-армований набризк-бетон. З метою підвищення показників міцності набризк-бетону щодо розтягування та тріщиностійкості спочатку до його складу замість частини заповнювача додавались шматки металевого дроту. Однак гнучкість шматків сталевих дроту призводила до нерівномірного їх розташування в масі набризк-бетону. З метою підвищення легкоукладальності дисперсно-армованого набризк-бетону, а також з метою покращення його показників щодо розтягнення і вигинання було започатковано використання шматків дроту каліброваної та зігнутої форм, а потім і шматків дроту, сплющеного на кінцях.

Дисперсно-армований набризк-бетон із вмістом шматків дроту в межах 3,5% від ваги цементу став ефективно використовуватись в підземному гідротехнічному і транспортному будівництві в якості тимчасового і навіть постійного кріплення виробок.

Пошуки більш ефективних і економічних видів дисперсного армування тривають.

Товщину тимчасового кріплення з набризк-бетону слід визначати за формулою:

$$h_{\text{н.б.}} = 0,35 \cdot a_1 \sqrt{\frac{q}{\sigma_{\text{п}}^{\text{н.б.}}}}, \quad (31)$$

де a_1 – коефіцієнт, який за використання анкерів для кріплення виробки дорівнює 0,35, а за відсутності анкерів від дорівнює приблизно 1 – 1,25;

$\sigma_{\text{п}}^{\text{н.б.}}$ – нормативний опір набризк-бетону осьовому розтягу, що дорівнює $1,25 \cdot \sigma_{\text{п}}$,

де $\sigma_{\text{п}}$ – нормативний опір бетону – 2,0 – 2,4 МПа;

q – значення вертикального гірського тиску, МПа;

Проходка нижнього уступу. Уступний метод проходки здійснюється в тунелях досить великих розмірів некругового перетину, що перевищує 80–100 м², коли бурової техніки недостатньо для обурювання верхніх шпурів, а також в умовах

відносно слабостійких скельних ґрунтів, що вимагають закріплення постійним бетонним облицюванням склепінної частини виробки.

У тунелях, що мають великі розміри, але є короткими за довжиною (до 500–600 м) спочатку здійснюється проходка верхнього уступу, а потім, під захистом тимчасового кріплення склепіння або (рідше) під захистом його бетонного облицювання, виконується проходка нижнього уступу. У тунелях, що мають значну довжину, в умовах відносно слабостійких скельних ґрунтів проходки верхнього й нижнього уступів виконуються паралельно з деяким відставанням (до 200 м) однієї від одної.

За ширини уступів від 10 м виконуються з'їзди ухилом 1:4 – 1:6 для проходу самоскидів у процесі збирання підірваної породи, доставки вантажів, бурильної й прибиральної техніки до забою. Буріння нижнього уступу, як правило, здійснюється бурильними верстатами, які застосовуються для буріння круто нахилених свердловин діаметром від 79 до 105 мм.

Найбільш значного поширення набули вітчизняні малогабаритні верстати СБУ-100 на гусеничному ході. Бурові штанги, які для них виготовляються, мають вигляд окремих відрізків довжиною до 1 м, згвинчених між собою.

Ділянка уступу, відведена для вибухових робіт, називається *полігоном*. Основною характеристикою полігону є паспорт буропідривних робіт.

Загальний вигляд буріння свердловин на уступі наведено на рисунку 14.

Відстань між контурними свердловинами становить приблизно 0,8–1,0 м. Решта свердловин полігону буриться через 1,25–1,5 м. Довжина свердловини визначається за формулою:

$$L_{\text{св}} = \frac{H_y}{\sin \alpha} + l_{\text{пер}}, \quad (32)$$

де α – кут нахилу свердловини, град;

H_y – висота уступу, м;

$l_{\text{пер}}$ – величина перебування (не більше 8–10 діаметрів свердловини за висоти $H > 6,8$ м).

Під час підривання частіше за все використовуються патроновані вибухові речовини із застосуванням багатоступінчастого уповільнення. В якості вибухових матеріалів використовуються амоніт № 6ЖВ та інші середньобризантні вибухові речовини.

Визначення відстані між свердловинами і вибір вибухової речовини багато в чому залежать від міцності скельного ґрунту і ступеня тріщинуватості масиву.

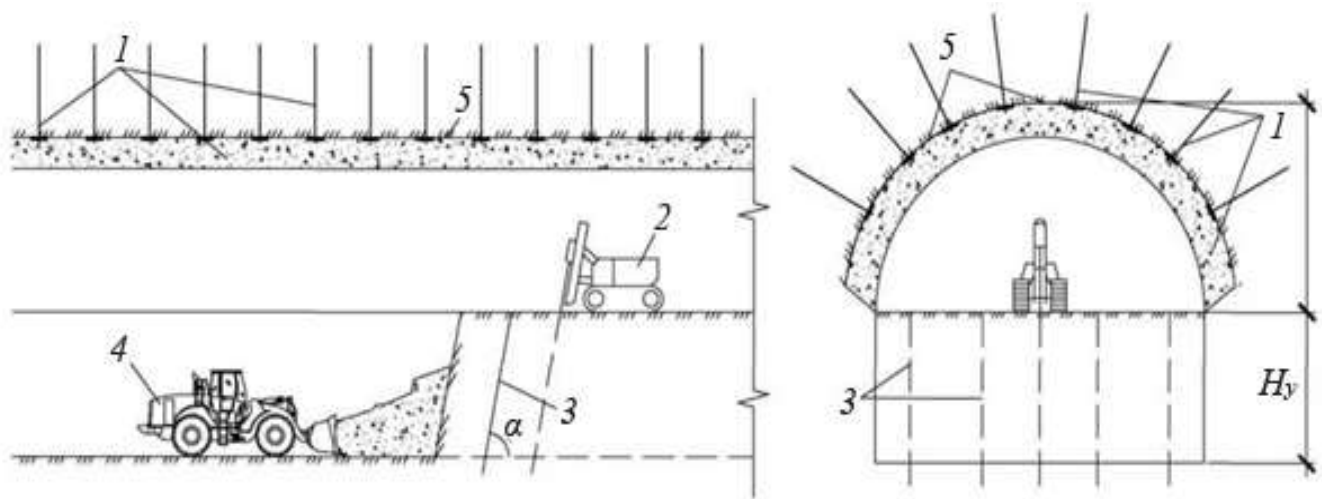


Рисунок 14 – Буріння круто нахилених свердловин верстатом на уступі:
 1 – кріплення і бетон зведеної частини верхнього уступу; 2 – бурильний верстат СБУ-100; 3 – свердловини; 4 – автотранспортувач; 5 – шар набризк-бетону

2.4. Механізований спосіб проходки з використанням прохідницьких комплексів

Механізована проходка з безпервною технологією проведення підземних виробок здійснюється за допомогою прохідницьких комплексів, конструктивні особливості яких визначаються можливістю використання їх у різних ґрунтах, параметрами й конфігурацією самої виробки.

У відносно слабких ґрунтах під час проведення підземних виробок некругового перерізу застосовуються прохідницькі комбайни.

Прохідницьким комбайном називається самохідний механізм на гусеничному ході з робочим органом стрілового типу, ріжуча головка (фреза) якого дозволяє розробляти ґрунт з послідовним водінням за забоєм.

На пострадянському просторі успішно експлуатуються прохідницькі комбайни ПК-9, КП-25 та інші.

Серед зарубіжних марок комбайнів вибіркової дії широке поширення в будівництві набули комбайни «Паурат» (Німеччина), «Альпіне» (Австрія), «Атлас Копко» (Швеція) та інші.

Загальний вигляд комбайна ПК-9р представлено на рисунку 15.

Головка (фреза) комбайнів оснащена стержневими різцями різної геометрії. Залежно від геометрії різці підрозділяються на різці плужинного типу, долатчаті та конічні.

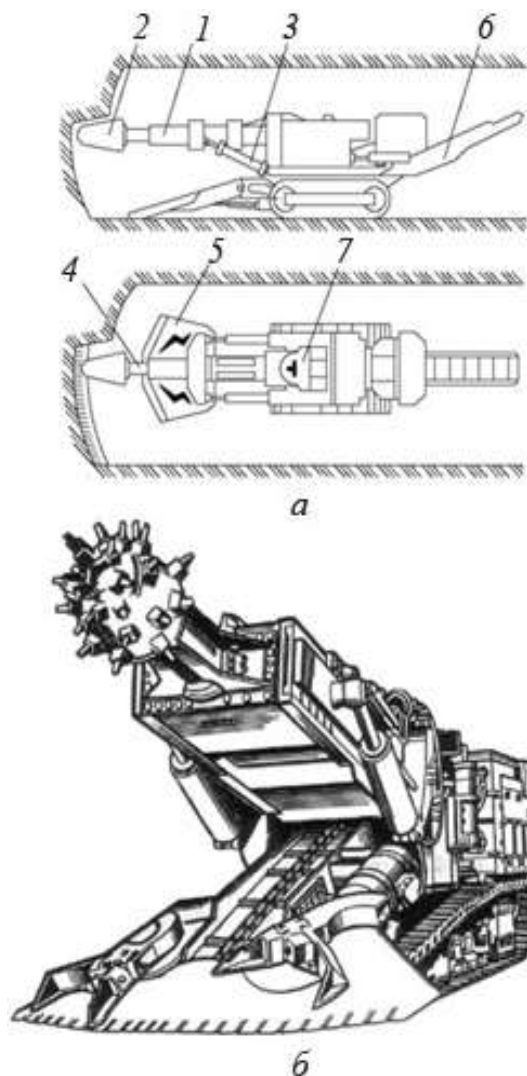


Рисунок 15 – Загальний вигляд і схема будови комбайну вибіркової дії на гусеничному ході:

- 1 – стріла; 2 – фреза з ріжучим інструментом; 3 – домкрати для переміщення за забоем стріли; 4 – напірні домкрати; 5 – полиця з нагортаючими лапами; 6 – транспортер; 7 – кабіна машиніста з пультом управління

Тунелепрохідницькою машиною називається складний прохідницький комплекс, призначений для механізованої розробки підземної виробки кругового обрису, основними конструктивними вузлами якого є робочий орган з породоруйнівним інструментом, ківшами і транспортером, система напірних домкратів, розпірна система та блок живлення.

Тунелепрохідницькі машини призначаються для розробки скельних ґрунтів аж до дуже міцних.

Серед зарубіжних тунелепрохідницьких машин найбільш значного поширення набули машини таких фірм, як «Роббінс» (США), «Вірт» та «Демаг»

(Німеччина). За загальними конструктивними ознаками вони дещо відрізняються одна від одної (рис. 16).



Рисунок 16 – Загальний вигляд тунелепрохідницької машини

Тунелепрохідницька машина «Вірт», наприклад, має масивну обертову планшайбу 1, оснащену породоруйнівним інструментом, системою напарних домкратів 2 і розпірною системою з двох черевичків 3, розміщених по центру виробки і таких, що розпираються гідравлічними домкратами, пересування яких здійснюється по основній рамі 4 (рис. 17) .

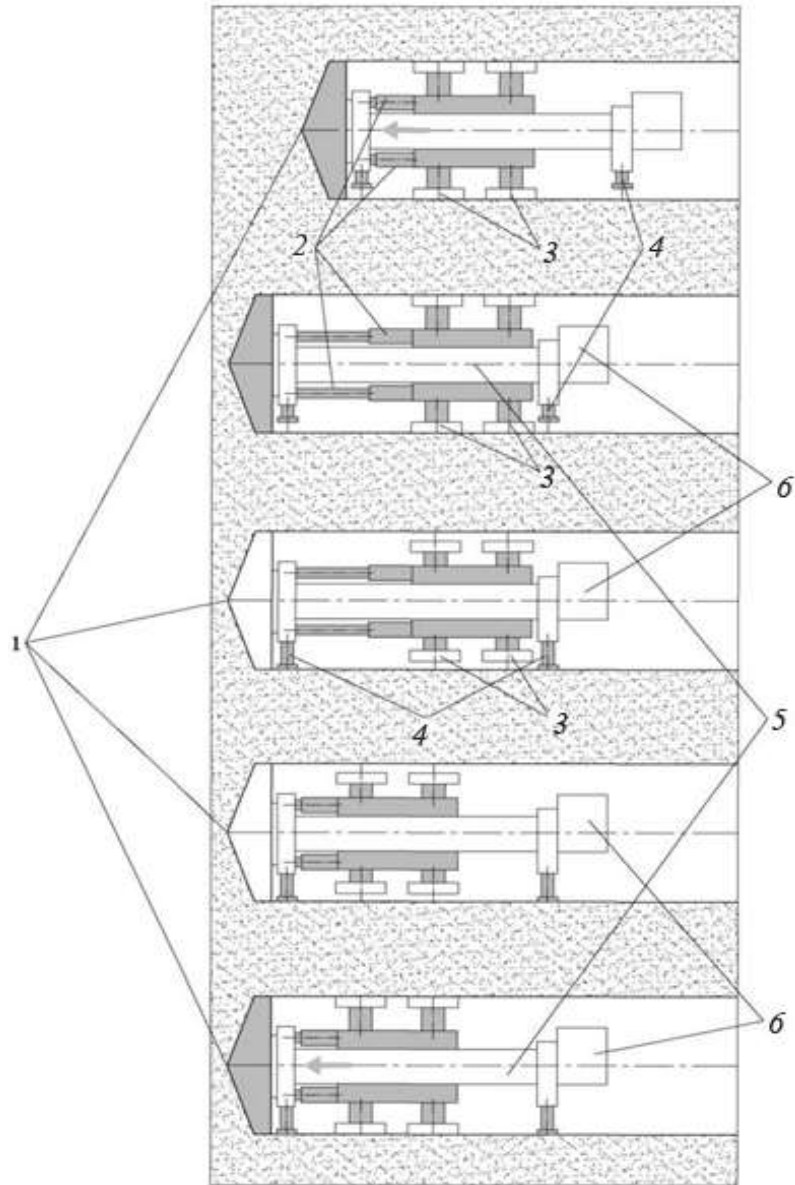


Рисунок 17 – Циклічна послідовність роботи тунелепрохідницької машини:

- 1 – виконавчий орган з різцевим інструментом; 2 – напірні домкрати;
 3 – розпирні домкрати; 4 – установчі домкрати; 5 – рама (корпус) машини;
 6 – електродвигун

При подачі виконавчого органу у вигляді планшайби 1 на забій осьове зусилля напірних домкратів 2 сприймається розпірною системою 3, в той час як інсталяційний домкрат 4 знятий. Разом з виконавчим органом у процесі розробки забою за рахунок виконавчого органу, оснащеного різцями, переміщується також і рама 5. При цьому основна розпирна система, яка розкріплена в стіни виробки,

залишається в нерухомому положенні. Після переміщення виконавчого органу 1 з рамою 5 на повний хід за допомогою напірних гідродомкратів 2 приводиться в робочий стан інсталяційний домкрат 4 і звільняється розпірна система 3. Далі відбувається підтягування розпірної системи в початкове положення і процес різання виконавчого органу за рахунок електродвигунів 6 починається знову.

В якості різцевого інструменту в тунелепрохідницьких машинах для впровадження в скельний ґрунт використовуються диски, оснащені твердим сплавом, а для впровадження в дуже міцні скельні ґрунти – штирові шарошки. Загальний вигляд різцевого інструменту наведено на рисунку 18.

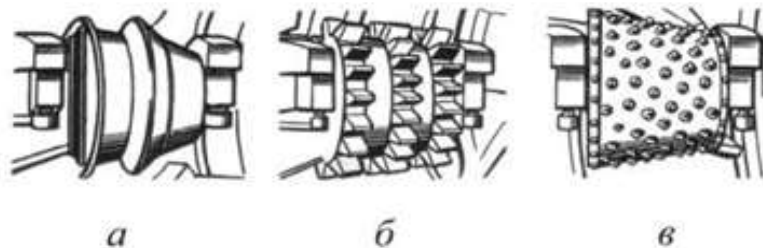


Рисунок 18 – Різні форми різцевого інструменту:
a – багатозубчасті різці; *б* – штирові різці; *в* – дискові різці

Управління машиною здійснюється одним машиністом з пульта. До складу тунелепрохідницьких машин будь-яких конструкцій входять збиральні ківші, транспортер і система живлення (компресорна, понижуючий трансформатор, електроцит).

Машини даних марок успішно використовувались під час спорудження гідротехнічних тунелів Арк Ізер (Франція), Талав (Іспанія), підводних залізничних тунелів через Ла Манш (Англія, Франція) та інших.

Під час проходки в слабких ґрунтах, що вимагають швидкого закріплення пройденої виробки, використовуються механізовані щити. Характерною особливістю конструкції щитів є переміщення їх до забою на довжину розробки ґрунту щитовими домкратами, які впираються в торець збірного облицювання, зібраного спеціальними блокоукладальниками в хвостовій частині щита.

За монолітно-пресованого облицювання процес переміщення щита поєднується з пресуванням через прес-кільце свіжоукладеної за опалубку бетонної суміші.

У даний час, з огляду на те, що за межами траси майбутнього тунелю можуть зустрітись не тільки слабкі ґрунти, а й скельний масив, механізовані щити оснащуються також різцями, які використовуються тунелепрохідницьких машинах. Найбільш поширеними на пострадянському просторі є механізовані комплекси

типу «Ловат» (Канада), «Вірт», «Херрекнехт» (Німеччина) та інші (рис. 19). Якщо проходка тунелів здійснюється в складних гідрогеологічних умовах і за підвищеного гідростатичного тиску, то використовується привантажувач забою, частіш за все з тиксотропного бентонітового розчину. Для уникнення прориву ґрунтових вод або осідань денної поверхні в конструкції тунельного щита передбачається установа герметичної камери повітряної подушки, яка за рахунок регулювання тиску стисненого повітря впливає на бентонітовий розчин.

Розроблений в забої ґрунт разом з бентонітовим розчином по трубопроводу видається на денну поверхню, де в сепараційній установці відокремлюються тверді фракції, а бентонітовий розчин повертається по іншому трубопроводу в привибійну зону. Управління рухом щита здійснюється в автоматичному або напівавтоматичному режимах.

За аналогічною технологією виконувались роботи зі спорудження великих міських транспортних тунелів під донною поверхнею річки Ельба (Німеччина). Роботи виконувались з використанням тунелепрохідницького комплексу фірми «Херренкнехт АГ», діаметр якого становить 14,2 м. У хвостовій частині щита за допомогою блокоукладальника збиралося блокове облицювання з високоточних залізобетонних блоків товщиною 0,7 м з двома рядами еластомірних ущільнювачів.

Загальний вигляд технології проходки з використанням щита фірми «Херренкнехт АГ» наведено на рисунку 19.

Розрахунок продуктивності прохідницьких комбайнів і тунелепрохідницьких машин необхідний для визначення швидкості здійснення проходки підземної виробки на стадії проектування, вибору їх кількості за заданих термінів будівництва та для порівняння в конкретних умовах фактичної швидкості з розрахунковою.

Розрізняється три види продуктивності: теоретична, технічна та експлуатаційна.

Максимальна швидкість проходки комбайна, м/год., обчислюється за формулою

$$V_{\text{теор}} = \frac{60 \cdot d_{\text{фр}} \cdot B \cdot \delta \cdot m}{S}, \quad (33)$$

де $d_{\text{фр}}$ – максимальний діаметр конічної фрези, м;

B – максимальне заглиблення фрези з різцями в породу, м;

δ – максимальна товщина шару породи, що зрізається за один оборот, м;

m – максимальна ефективна частота обертання фрези, об/хв;

S – розрахункова площа поперечного перерізу виробки, м².

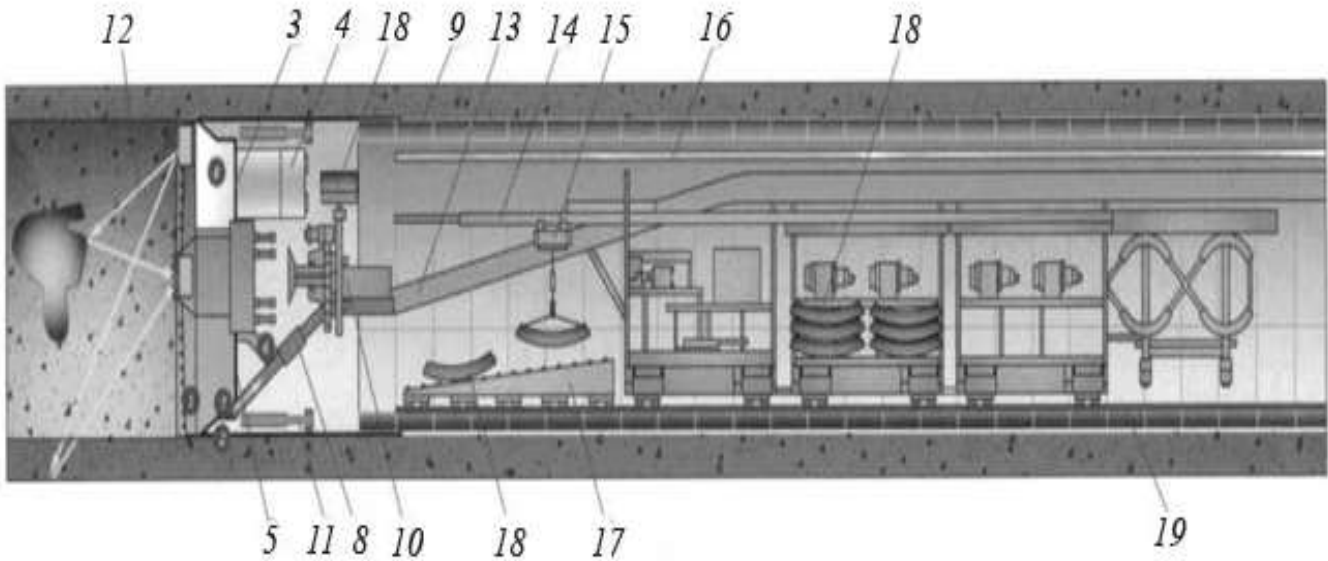


Рисунок 19 – Технологічна схема тунелепрохідницького механізованого комплексу HERRENKNECHT діаметром 14,02 м:

- 1 – роторний робочий орган, оснащений різцевим інструментом; 2 – корпус тунелепрохідницької машини; 3 – герметична перегородка із вбудованими шлюзовими відсіками для людей на випадок заміни різцевого інструменту; 4 – верхній відсік приймальної камери, наповнений стисненим повітрям; 5 – діафрагма, що утворює нижню приймальну камеру; 6 – пульповоди; 7 – каменедробарка; 8 – трубопровід для нагнітання бентонітової суспензії (глини); 9 – облицювання із збірних блоків; 10 – блокоукладальник; 11 – система щитових домкратів; 12 – система виявлення перешкод у ґрунтовому масиві; 13 – трубопровідний гідротранспорт розробленого ґрунту; 14 – монорельс; 15 – тельфер для підйому і переміщення збірних блоків; 16 – вентиляційна труба; 17 – рольганг; 18 – збірний блок облицювання; 19 – візок для подачі збірних блоків

Теоретична швидкість здійснення проходки тунелепрохідницької машини, що здійснює розробку ґрунту на всій площі вибою визначається за формулою

$$V_{\text{теор}} = 60 \cdot \delta \cdot t, \text{ м/год.} \quad (34)$$

Максимальну товщину шару породи δ , що зрізається за один оборот, можна визначити за таблицею 3.

Таблиця 3 – Вихідні дані для визначення максимальної товщини шару породи δ , що зрізається за один оборот

Найменування ґрунтів і їх крєпості	Глибина впровадження різцевого інструменту в ґрунт, см	
	нетріщинуваті ґрунти	тріщинуваті ґрунти
Різні сланці, щільний мергель, сланці, вапняки, доломіт, аргіліти та інші ($f_{кр} = 3\div 4$)	1,0÷1,25	1,25÷1,5
Вапняки, пісковики, різні міцні сланці, щільні аргіліти, алевроліти та інші ($f_{кр} = 4\div 6$)	0,75÷1,0	1,0÷1,25
Міцні вапняки, кристалічні сланці, граніти, гнейси ослаблені та інші ($f_{кр} = 6\div 10$)	0,5÷0,75	0,75÷1,0
Міцні граніти, діабазид, щільні гнейси, порфірити та інші ($f_{кр} = 10\div 14$)	0,125÷0,25	0,25÷0,5
Міцні базальти, діабазид, андезити виключно міцні підвищеної абразивності вапняки і пісковики ($f_{кр} = 14\div 18$)	0,1÷0,125	–

Технічна продуктивність залежить від безперервності роботи тунелепрохідницького комплексу і визначається коефіцієнтом безперервності: $K_{безпер} \approx 0,85$.

За даними практики, виходячи з ефективності використання тунельних машин під час розробки виробки, експлуатаційна продуктивність визначається коефіцієнтом експлуатації машин ($K_{експ}$). В нормальних умовах $K_{експ} = 0,7 - 0,75$.

Таким чином, знаючи теоретичну й технічну швидкості проходки підземної виробки (м/год.), можна визначити експлуатаційну (добову) швидкість проходки за формулою

$$V_{експ} = V_{техн} \cdot K_{безпер} \cdot N \cdot n \cdot K_{експ}, \text{ м/добу}, \quad (35)$$

де N – кількість робочих годин в зміну, $N = 6 - 8$;

n – кількість змін у добі, $n = 4 - 3$.

Знаючи добову швидкість проходки можна також визначити місячну швидкість проходки підземної виробки за формулою

$$V_{\text{міс}} = V_{\text{експ}} \cdot N \cdot K_{\text{нер}}, \quad (36)$$

де N – кількість регламентованих годин комбайнових, тунельних машин, що працюють в забої, з урахуванням вихідних і святкових днів ($N \approx 25,4$ доби).

$K_{\text{нер}}$ – коефіцієнт нерівномірності роботи машин ($K_{\text{нер}} = 0,7 - 0,75$).

Експлуатаційна швидкість проходки підземних виробок з використанням комбайнів або прохідницьких комплексів багато в чому залежить від фізико-механічних властивостей ґрунту, перерізу виробки, стану різцевого інструменту, виду кріплення й вимушених простоїв машин.

2.5. Проходка підземних виробок у слабких ґрунтах

Складні інженерно-геологічні умови, що зустрічаються за межами траси гідротехнічних тунелів (м'які ґрунти, сильнопорушені тріщинуваті скельні масиви) і які визначаються відповідно до теорії М.М. Протод'яконова коефіцієнтом $f_{\text{кр}} < 4$, вимагають постійної уваги в процесі розробки виробки та багато в чому відрізняються щодо вибору технології, засобів механізації, кріплення та їх поєднання.

В якості кріплення слабких ґрунтів до недавнього часу обмежувалися встановленням металевих арок через рівні проміжки, відстань між якими в залежності від стану ґрунтів коливалася в межах від 0,5 до 1,5 м. Затягування покрівлі з метою уникнення обвалення ґрунту й стін здійснювалося з використанням залізобетонних плит-марчеван.

З метою полегшення конструкції металевих арок і економії металу використовувалися решітчасті арочні конструкції з арматури, які омоноличувалися набризк-бетоном.

В даний час в зарубіжній практиці все частіше використовується ново-австрійський спосіб проходки підземних виробок в слабких, малостійких ґрунтах. У сучасній вітчизняній літературі найчастіше даний метод називається як Ново-австрійський тунелебудівний метод (НАТМ). Даний спосіб може застосовуватись у поєднанні зі спеціальними способами проходки, такими як зміцнення порід ін'єкцією, заморожуванням та іншими.

Ново-австрійський спосіб проходки. Слабкий ґрунт, закріплений відповідним чином кріпленням з анкерів, набризк-бетону і податливими решітчастими арками, перетворюється на вантажонесуче середовище, що сприймає значну частину зовнішніх навантажень, інша частина навантажень передається на

постійне кріплення, матеріаломісткість якого знижена порівняно з кріпленням в аналогічних випадках за інших способів проходки.

Ново-австрійський спосіб проходки допускає суттєві переміщення контуру виробки, забезпечуючи тим самим розвантаження гірського масиву від надмірних напружень. Ново-австрійський спосіб може також застосовуватися в умовах різноманітних і неоднорідних гірничо-геологічних середовищ.

У відносно сприятливих умовах в якості тимчасового кріплення може використовуватись металева сітка з анкерами, яка омонолічена лише набризк-бетоном. Обов'язковим при цьому є постійне візуальне спостереження за поведінкою контуру виробки.

За даного способу проходка ведеться суцільним забоем (у виробках до 30 м²) або з розбивкою на дві або декілька частин, з розтягненням проходки по довжині тунелю і різко обмежуючи обсяги буропідривних робіт лише за розробки центральної частини виробки. Головна відмінність ново-австрійського способу від інших – це максимальне використання несучої здатності оточуючого виробку масиву і залучення його до спільної роботи в якості захисної конструкції. При цьому використовуються сучасні види кріплення, черговість їх установки і постійний контроль за переміщенням і деформацією контуру закріпленої виробки, яка в разі крайньої необхідності може бути посилена додатковим кріпленням – решітчастими арками, які омонолічені набризк-бетоном або анкерами.

Крім постійного візуального огляду, здійснюються заміри зрушень покрівлі і стін закріпленої виробки і зняття показань з установлених у характерних місцях (покрівлі та стінах) екстензометрів. Схему розробки тунелю ново-австрійським способом зображено на рисунку 20.

У більшості випадків розробка ґрунту виконується з використанням стрілових комбайнів, а його навантаження й транспортування виконуються одноківшевыми навантажувачами.

Процес взаємодії кріплення з ґрунтовим масивом зображено на рисунку 21.

Із графіка випливає, що на початковій ділянці АВ модель масиву поводить себе пружно, потім в роботу включається пластичний елемент і ґрунтовий масив на контурі виробки на ділянці ВС стає істотно нелінійним. У точці С досягається межа міцності ґрунту на контурі виробки. Далі починається руйнування ґрунтового масиву на контурі виробки. При цьому поширюється вглиб масиву порушена зона, готова відокремитися і обрушитися у виробку. Вага ґрунту в межах порушеної зони зростає і крива піднімається вгору (ділянка CD), а продовження кривої ділянки ВС обмежує собою зруйновану частину, позначену штрихуванням.

Якщо б удалося встановити кріплення в момент, коли ордината кривої досягла мінімального значення С (до моменту обвалення ґрунту), то тиск на постійне кріплення P виявився б найменшим (P_{min}).

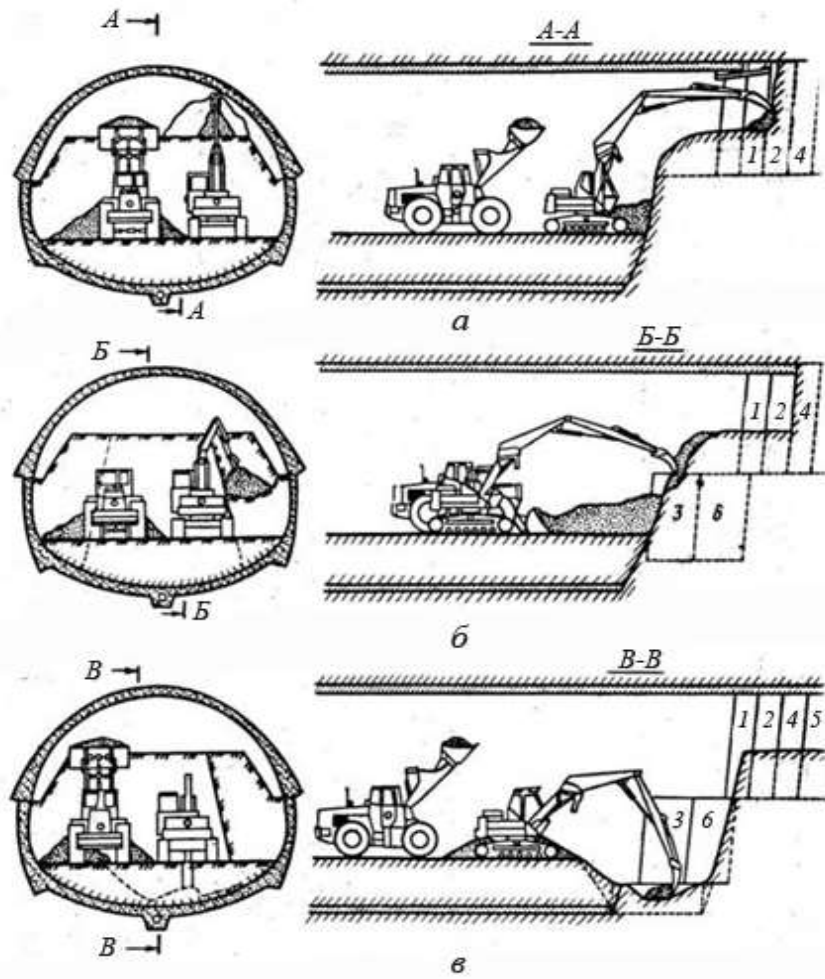


Рисунок 20 – Загальна схема розробки тунелю ново-австрійським способом

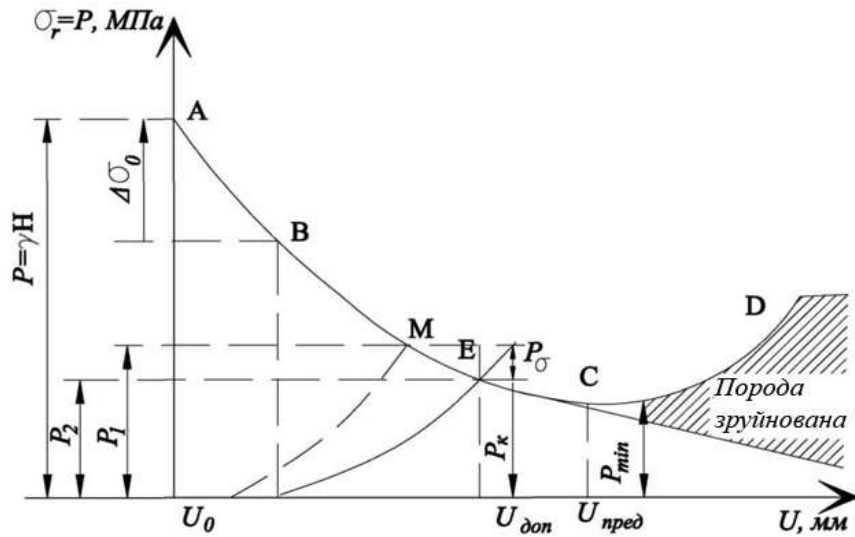


Рисунок 21 – Процес взаємодії кріплення з ґрунтовим масивом

Однак з урахуванням певного запасу приймається P_k , за якого досягається рівновага в системі ґрунт-кріплення. Після досягнення рівноваги в точці M зводиться більш жорсткіше постійне облицювання з бетону. В даному випадку воно буде працювати не на регулювання тиску P_1 , а на різницю в тисках, тобто на величину $P_\sigma = P_1 - P_2$, а отже, товщину бетонного облицювання можна буде зменшити. Таким чином, за ново-австрійського способу після розробки розкриття виробки, закріпленої у вигляді шару набризк-бетону й анкерів, а іноді й у поєднанні з решітчастими арками, знижується товщина постійного бетонного або залізобетонного облицювання. Ново-австрійський спосіб поетапного розкриття виробки і негайного закріплення розробленого простору використовувався під час проходки автодорожніх тунелів Буттерберг і Ренгерсхаузен (ФРН) та Караваннен (Австрія). Черговість розкриття виробки ново-австрійським способом проходки в залежності від параметрів перерізу та стійкості порід наведено на рисунку 20.

Ново-австрійський спосіб може бути використаний більш широко у вітчизняній практиці будівництва гідротехнічних тунелів.

Розробка ґрунтів стріловидними комбайнами, екскаваторами і гідромолотами. У даний час нерідко для уникнення вкрай небажаного сейсмічного впливу на навколишній гірський масив за буропідривного способу розробки виробки використовуються стрілові комбайни, здатні розробляти ґрунти, в тому числі й тріщинуваті та скельні. Стрілові комбайни здатні з однієї стоянки розробляти виробку шириною до 7,0 м.

За використання уступного методу стрілові комбайни здатні також розробляти ґрунт з нижнього уступу.

У підземному будівництві під час проходки виробок у слабких ґрунтах використовуються екскаватори «зворотна лопата», які дозволяють здійснювати розробку верхнього уступу, а потім після його закріплення набризк-бетоном, і нижнього, а за виникнення потреби й зворотного склепіння.

Екскаватори «зворотна лопата» застосовувалися для доопрацювання верхнього уступу великого будівельного тунелю підземної гідроелектростанції Карун-III (Іран), пройденого в слабостійких скельних ґрунтах.

Екскаватори «зворотна лопата» місткістю ківша до 1,0 м³ можуть використовуватись для безпосередньої розробки м'яких, у тому числі й сильно тріщинуватих скельних ґрунтів з коефіцієнтом міцності $f_{кр} < 2 - 3$ з подальшим транспортуванням їх автосамоскидами. У виробках довжиною до 1 км з метою підвищення продуктивності самого екскаватора розроблений ґрунт укладається поруч з ним, а навантажування й вивезення його здійснюється одноківшевими навантажувачами. В останні роки в якості безвибухового способу розробки слабких ґрунтів використовують гідромолот, змонтований на екскаваторі «зворотна лопата». При цьому гідромолот розробляє ґрунт по площині забою, починаючи з

поглиблення на 0,75 – 1 м верхньої штольні й негайного її закріплення попереднім шаром набризг-бетону і створенням щілини з подальшою установкою решітчастої арки та подальшим омонолічуванням набризк-бетоном. Прибирання розробленого гідромолотом ґрунту виконується одноківшевим навантажувачем і транспортується до тимчасового відвалу або з навантажуванням в автосамоскиди.

2.6. Кріплення виробок, пройдених в слабких ґрунтах

Наявність слабких ґрунтів вимагає посиленних видів кріплення або їх поєднання.

Так, до недавнього часу для тимчасового кріплення частини склепіння підземних виробок, пройдених у відносно малостійких скельних ґрунтах ($f_{кр} < 4$), повсюдно використовувалося арочне кріплення.

Металеві арки, як правило, виготовлялися зі сталевого прокату у вигляді двотавра. У поздовжньому напрямку вони з'єднувалися на болтах металевими розпірками для додання стійкості в просторовій конструкції. Простір між арками і масивом з метою сприйняття гірського тиску ретельно розкріплювався затягуванням із залізобетонних плит-марчеван. Водночас затягування оберігає працюючих від попадання дрібних шматків ґрунту, який може відшаровуватись. У великих виробках арочне кріплення складалося з окремо виконаних елементів, зібраних на болтах за допомогою підйомних механізмів і окремого риштування. На рисунку 22 зображено ділянку дериваційного тунелю Інгурської ГЕС, закріплену арочним кріпленням.



Рисунок 22 – Металеве арочне кріплення в дериваційному тунелі Інгурської ГЕС

З метою економії металу використовуються решітчасті арки, виконані зі стержнів арматури, які потім омонолічуються набризк-бетоном.

В якості прикладу на рисунку 23 зображено елементи просторової решітчастої арки.

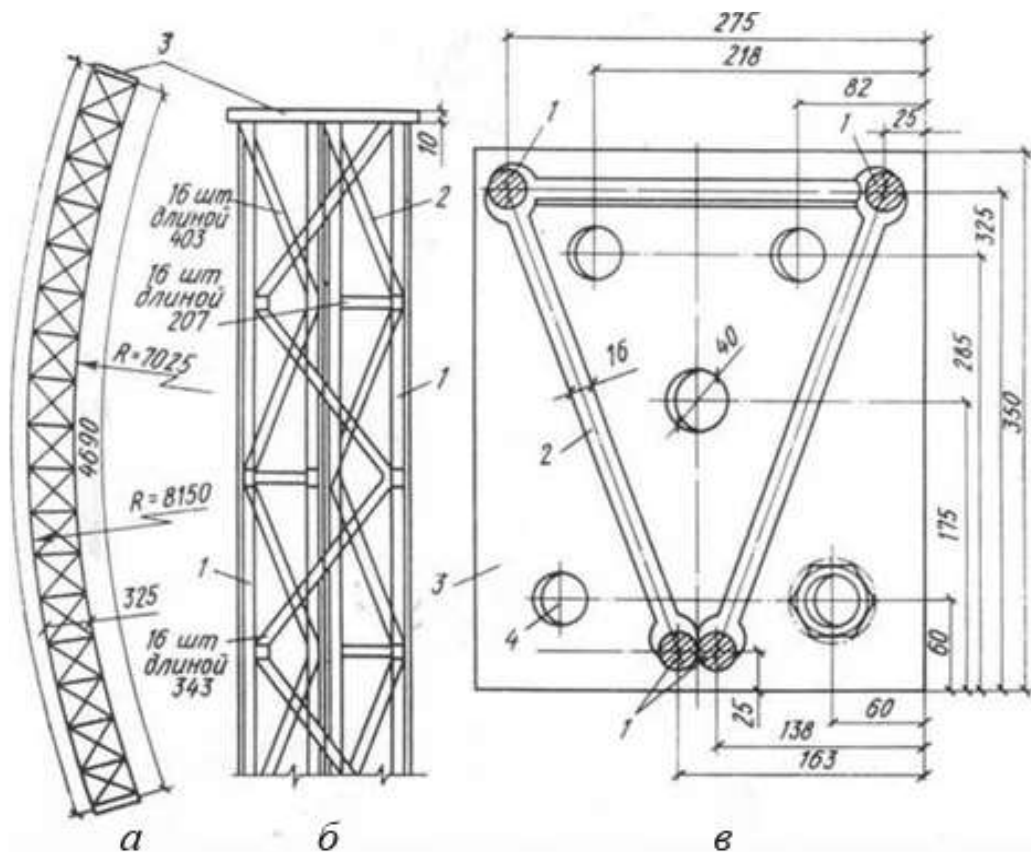


Рисунок 23 – Елементи просторової решітчастої арки:

а – загальний вигляд; *б* – просторова схема решітки; *в* – опорна планка з отвором для збирання

Доставка готових елементів решітчастої арки до місця їх установки в виробках шириною більше 8 м здійснюється автосамоскидами. На рисунку 24 зображено ділянку виробки, закріплену решітчастими арками, які було омонолічено набризк-бетоном. В сучасних умовах найчастіше для закріплення виробок, пройдених в слабких породах, використовуються кріплення з набризк-бетону й анкерів і лише в окремих випадках влаштовуються решітчасті арки. Анкери встановлюються між арками, при цьому вибір анкерів полягає в негайному включенні їх в роботу. Частіше за інші використовуються анкери на епоксидних смолах.

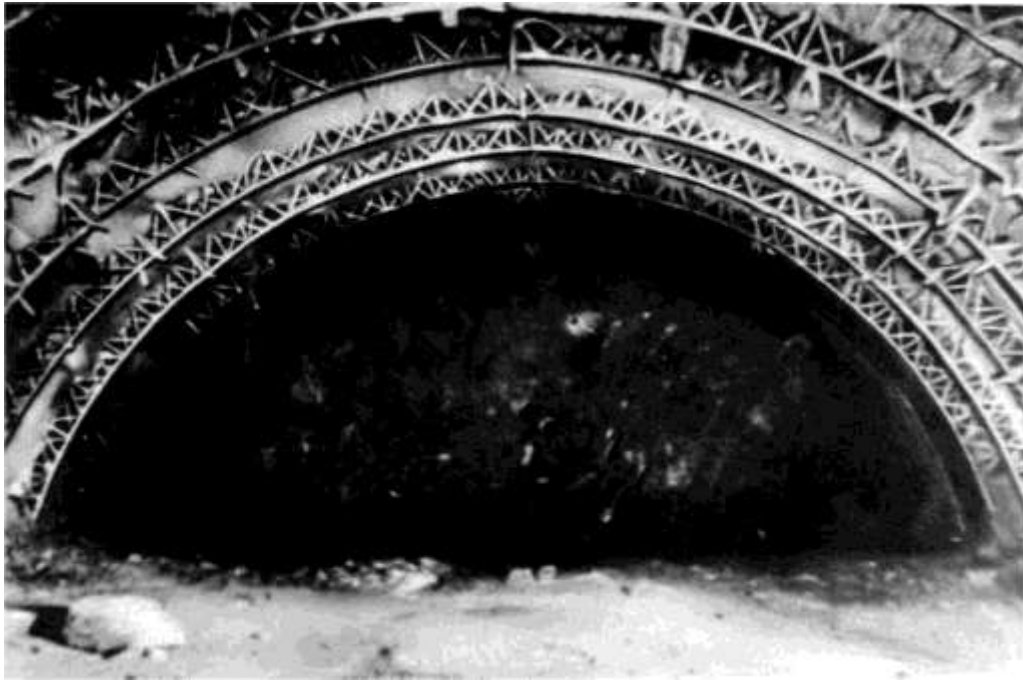


Рисунок 24 – Виробка, закріплена решітчастими арками, омоноліченими набризк-бетоном

Останнім часом в особливо слабких ґрунтах все частіше застосовуються самозабурювальні анкери. Лідером розвитку таких нових видів анкерів типу Swellex є АТЛАС КОПКО. Анкери подібної конструкції являють собою штангу у вигляді бурового сталевго стержня (гладкого або гвинтового) з коронкою на одному кінці, що залишається в слабкому ґрунті, і з хвостовиком, який пов'язує анкер з перфоратором. Так, наприклад, на ділянках слабких ґрунтів в одному з транспортних тунелів Швейцарії широко використовувалися полегшені податливі металеві арки, виготовлені із швелера, які омонолічувались набризк-бетоном. Самі арки посилювалися самозабурювальними анкерами з подальшим їх підтягуванням гайковим ключем.

Довжина анкерів коливалася від 8 до 12 м. Анкер такого типу являє собою металевий порожнистий стержень гвинтового профілю, який одночасно є складовим буром з муфтою довжиною 15–16 см. На один кінець такого анкера-бура насаджується коронка, на інший (з боку виробки) – нанизується планка, яка притискається до скельного або м'якого ґрунту за допомогою спеціальної гайки. Потім через отвір в анкері-бурі під невеликим тиском (до 0,2 МПа) нагнітається цементний розчин, який з боку коронки заповнює простір між пробуреними шпуром і стержнем. Буріння шпурів діаметром 38 мм здійснювалося бурильною машиною за допомогою складених штанг, а установка анкерів – з використанням спеціальної машини – монтажника анкерів. На ділянці тунелю перерізом 65,67 м²

було встановлено до 30 анкерів на погонний метр прохідницьких робіт.

До того ж, на окремих ділянках крім установки аркового кріплення використовувалися металева сітка і дисперсно-армований набризк-бетон.

У міру необхідності збільшували товщину покриття набризк-бетону або дисперсно-армованого набризк-бетону, а також кількість анкерів.

Останнім часом під час будівництва тунелів на ділянках слабких, у тому числі й сильно тріщинуватих скельних малостійких ґрунтів, у місцях різних розломів, а також в умовах щільної міської забудови неглибокого закладення використовується метод випереджаючого кріплення.

Для даних цілей в склепінній частини забою пробурюються в масив під невеликим кутом (до 4–6°) майже горизонтальні шпури або свердловини, в які потім заводяться арматурний стержень або металевий арматурний каркас з цементним або цементно-піщаним розчинами.

Довжина шпуру або свердловини багато в чому залежить від інженерно-геологічних умов і довжини розлому, який необхідно подолати. Відстань між шпурами або свердловинами не перевищує 0,3–0,5 м.

Під прикриттям захисного «зонтичного» склепіння приступають до поетапної розробки виробки.

З метою запобігання можливого обвалення ґрунту, між шпурами або свердловинами, закріпленими відповідним чином, у міру розробки виробки простір між шпурами або свердловинами омонолічується набризк-бетоном на металеву сітку або без неї.

Розробка ґрунту виконується, як правило, за допомогою стрілових комбайнів або гідромолота.

Просування забою здійснюється на довжину 1–1,5 м, після чого горизонтальне кріплення з шпурів, а також свердловин з урахуванням інженерно-геологічних умов підтримується знизу за допомогою арочного кріплення або решітчастих арок.

Так, наприклад, під час проходки одного з підземних тунелів діаметром 5,5 м для формування захисного зонтичного склепіння під кутом 5° встановлювалися 24 самозабурювальних анкера. Відстань між анкером складала 0,3 м, а довжина горизонтальних складових самозабурювальних анкерів складала 9 м.

Через 3,0 м проходки встановлювалося арочне кріплення, яке підтримувало анкери, які були розташовані по склепінню. Після проходки шестиметрової секції і чергової установки арочного кріплення цикл повторювався. Через 50 м, після того, як інженерно-геологічні умови покращувалися, проходка тунелю поновлювалася звичайним способом (рис. 25).

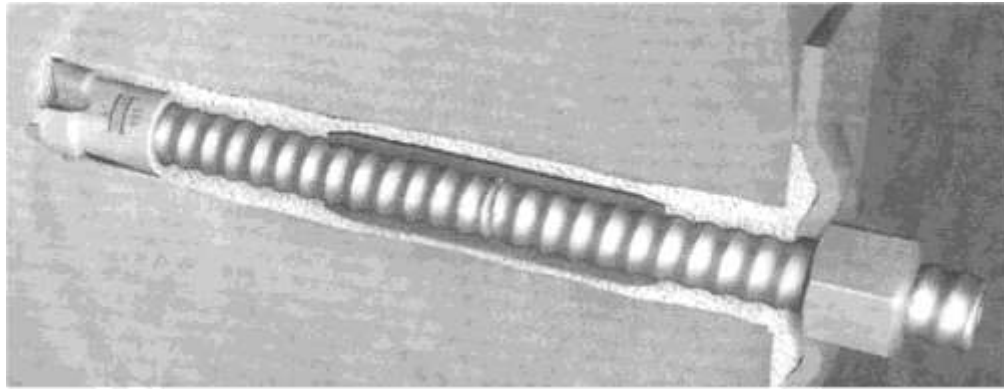


Рисунок 25 – Самозабурювальний анкер

Цементаційні роботи щодо заповнення простору між анкером і шпурами здійснювалися за допомогою цементаційного насоса.

У багатьох країнах створено механізовані мініщити для проходки виробок малих діаметрів, які використовуються для влаштування екранів з труб.

За такою технологією було побудовано одну з останніх станцій міланського метрополітену «Венеція» прольотом 28,2 м в Італії.

Склепінна частина станції закривалася екраном з десяти залізобетонних труб діаметром по 2 м на довжину 220 м, під захистом яких виконувалася розробка ґрунту.

Із застосуванням мікротунельної технології було виконано екрани з труб під час будівництва пішохідних тунелів над автомагістраллю Оршад (Японія), залізничних тунелів в Каліфорнії (США) та інших.

В останні роки в практиці підземного будівництва в нестійких ґрунтах почалось застосування способу струминної цементації. Метою застосування даного способу є створення навколо виробки ділянки закріпленого ґрунту, для чого під великим тиском у свердловини діаметром 79–105 мм через спеціальні монітори з насадками подаються вода і цементний розчин. Ґрунт, що оточує свердловини, спочатку руйнується струменем води, а потім інтенсивно перемішується з цементним розчином, який з часом починає його укріплювати, утворюючи навколо міцний ґрунтовий масив. Міцність закріпленого способом струминної цементації ґрунту досягає 30 мПа і більше. У дрібнодисперсних глинах, які погано піддаються цементації, крім води і цементного розчину застосовують також стисле повітря.

Радіус закріплення ґрунту багато в чому залежить від його властивостей і характеристик, складу цементного розчину, тиску нагнітання, а також від швидкості обертання монітора і коливається в межах від 0,2 до 0,5 м.

Спосіб струминної цементації успішно застосовувався під час будівництва залізничного тунелю прольотом 12 м в Італії, окремих ділянок метрополітенів у Бонні, Відні, Ліоні та інших містах.

Крім того, в практиці світового тунелебудування існують випадки застосування на ослаблених ділянках покриття Бернольда, а також випереджаючого бетонного кріплення, за якого після створення спеціальним обладнанням контурної щілини на глибину до 3–4 м, в утворений простір за рахунок пропилювання (10–20 см), подавалася бетонна суміш, а через добу, під прикриттям утвореного бетонного склепіння стріловим комбайном розроблявся ґрунт по всій ділянці виробки. Після проходку трьох-чотирьохметрової ділянки знову за допомогою пропилювання тим самим обладнанням цикл повторювався.

Під час проходки підземних виробок в умовах мінусових температур ґрунтового масиву і повітря до складу набризк-бетону або бетонної суміші вводяться добавки: від маси цементу до 2% фтористого натрію і до 8–10% поташу.

В якості цементу рекомендується вводити портландцемент, пуцолановий портландцемент з витратою 350–380 кг на 1 м³ суміші.

Заповнювач і вода попередньо підігріваються до температури 20–25°C, добавка поташу в необхідній кількості вводиться в воду замішування.

Перед початком тимчасового або постійного кріплення ґрунтовий масив протягом 20 хвилин прогрівається гарячим струменем води і після цього приступають до бетонування.

Контрольні питання

1. Описати буропідливний спосіб проходки підземних виробок.
2. Описати технологію провітрювання забою.
3. Описати технологію оборки профілю.
4. Описати технологію прибирання підірваного ґрунту.
5. Описати технологію кріплення підземних виробок.
6. Описати технологію проходки нижнього уступу.
7. Описати механізований спосіб проходки з використанням прохідницьких комплексів.
8. Описати технологію проходки підземних виробок у слабких ґрунтах.
9. Описати ново-австрійський спосіб проходки.
10. Описати розробку ґрунтів стріловидними комбайнами, екскаваторами і гідромолотами.
11. Описати технологію кріплення виробок, пройдених у слабких ґрунтах.

Тема 3. ЗВЕДЕННЯ ОБЛИЦЮВАНЬ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

3.1. Конструкції облицювань, матеріали для їх виготовлення та бетоноукладальне обладнання.

3.2. Механізовані опалубки.

3.3. Заповнююча цементация і металеві облицювання.

3.1. Конструкції облицювань, матеріали для їх виготовлення та бетоноукладальне обладнання

Слідом за проходкою підземних гідротехнічних споруд, виробка яких у міру необхідності закріплюється тимчасовим кріпленням, виконуються роботи зі створення постійного облицювання. Матеріалом при цьому служать бетон, набризк-бетон, арматура і листовая сталь.

У практиці будівництва підземних гідротехнічних споруд використовуються полегшене облицювання з набризк-бетону (в поєднанні з анкерним кріпленням, металевою сіткою або без поєднання з ними) за відсутності вимог щодо гладкої поверхні в міцних ґрунтах (будівельні тунелі, стіни машинних залів і склепіння безнапірних тунелів), монолітні й бетонні та залізобетонні облицювання, в тому числі з укріплювальною цементацияю скельних ґрунтів, облицювання зі збірних залізобетонних блоків і комбіновані облицювання.

Максимальне використання несучих властивостей гірського масиву досягається за рахунок застосування монолітних бетонних або залізобетонних тонкостінних облицювань з допустимим розкриттям в них тріщин до 0,1–0,3 мм.

Нетріщиностійке облицювання для безнапірних тунелів повинне проектуватися в переважній більшості випадків, за винятком особливих умов.

Для напірних тунелів нетріщиностійке облицювання повинне застосовуватись в тих випадках, коли фільтраційні витоки води з тунелю є незначними і не викликають зниження довговічності облицювання та стійкості гірського масиву.

На відміну від нетріщиностійких облицювань, тріщиностійкі (в яких поява тріщин не допускається) використовуються в даний час порівняно рідко.

Листова сталь частіш за все використовується під час спорудження похилих трубопроводів напірних гідроелектростанцій. Товщина листової сталі трубопроводів залежить від напору й діаметра самого трубопроводу і коливається від 10 до 40 мм.

Перелік конструкцій постійних облицювань наведено на рисунку 26.

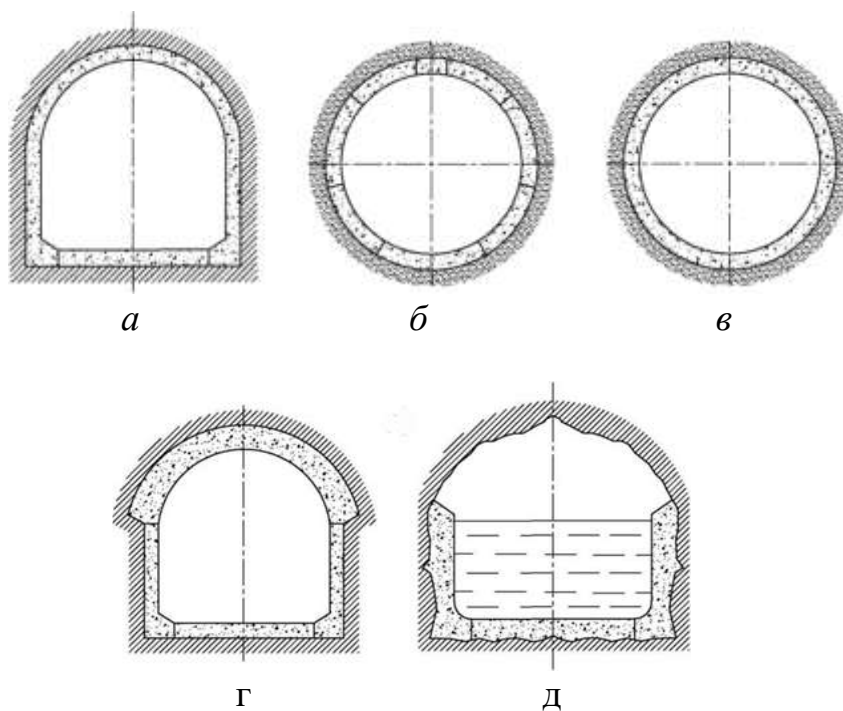


Рисунок 26 – Види постійних облицювань:

a – монолітне облицювання з бетону, залізобетону або набризк-бетону;
б – збірне облицювання із залізобетонних блоків або чавунних тюбінгів;
в – комбіноване облицювання із зовнішнього монолітного або збірного кільця і внутрішнього залізобетонного або металевого облицювання; *г* – залізобетонне облицювання склепіння та стін великопрогонових тунелів, виконаних уступним методом; *д* – безнапірні будівельні тунелі (рідше короткі дериваційні тунелі), пройдені в досить міцних, нетріщуватих скельних ґрунтах.

Для виконання бетонних і залізобетонних облицювань використовуються бетони від класу В15 до класу В30, для збірних конструкцій – від класу В30 до класу В45. При цьому марку цементу для монолітних бетонів рекомендується приймати не нижчу за 400, а для збірних – не нижче ніж 500. Пісок, який є дрібним заповнювачем бетону складається з зерен (фракцій) розміром від 0,14 до 5 мм. Крупним заповнювачем повинен бути щебінь з вивержених і метаморфічних скельних ґрунтів. Морозостійкість наповнювачів повинна бути не нижчою за морозостійкість самого бетону.

З метою зниження витрати цементу і поліпшення технологічних властивостей бетонної суміші до її складу вводяться різні пластифікуючі та інші добавки, до яких відносяться сульфідно-дріжджова брага (СДБ), милонафт та інші.

У підземних спорудах з метою підвищення міцнісних показників облицювань використовується звичайний бетон, а найчастіше в набризк-бетон вводяться

добавки зі сталеві фібри.

З метою бетонування тонкостінних облицювань або позатрубного простору без використання вібраторів застосовуються литі бетони класів В20 – В30 з осадкою конуса 20 см і більше.

В якості арматури застосовується гарячекатана сталь періодичного профілю класів А-II, А-III. Діаметр арматури і кількість стержнів у бетонному облицюванні визначаються розрахунком.

Перед початком виробництва бетонних робіт виконується підготовка ділянки до бетонування, яка передбачає: додаткову оборку профілю виробки, зачистку стін і підшви від бруду і каменів, установку опалубки і складання акту прихованих робіт у присутності представників групи робочого проектування будівельної фірми або організації, а також замовника, що фінансує даний об'єкт.

Після установки опалубки, створення торцевої опалубки, починається процес бетонування. Бетонна суміш для цього подається або в вагонетках (за малих перерізів тунелю – до 20 м²) або в автозмішувачах.

В якості бетоноукладального обладнання використовуються пневмобетоноукладальник або бетононасоси: стаціонарні, причіпні та на базі автомобіля.

Пневмобетоноукладальник являє собою ємність із завантажувальним пристроєм, до якої після її заповнення бетонною сумішшю подається під тиском стиснене повітря, яке видавлює її по бетоноводу до місця укладання. Технічна продуктивність пневмоукладальника (м³/год) визначається за формулою:

$$P_T = W_p \cdot n, \quad (36)$$

де W_p – корисний об'єм резервуара, м³;

n – кількість циклів за годину.

У даний час як у вітчизняній, так в зарубіжній практиці використовуються бетононасоси: причіпні і на базі автомобілів (рис. 27), які знаходять застосування не тільки в підземному будівництві, але й під час зведення фундаментів, а також незначних за висотою частин споруд на відкритих роботах.

Відомими виробниками двоциліндрових бетононасосів є німецькі фірми «Швінг», «Пуцмайстер», «Торкрет», італійська фірма «Сифа» та інші. Їх продуктивність досягає 80–100 м³/год. Дальність подачі бетонної суміші по горизонталі перевищує 300–500 м.

Бетононасоси німецького виробництва можуть бути змонтовані також і на інших автомобілях, у тому числі на таких, як КрАЗ та інші.

Для транспортування бетонної суміші використовуються також конвеєрні

лінії, що дозволяють здійснювати її доставку на відстань 1,0 км і більше за швидкості конвеєрної стрічки до 5 м/с.



Рисунок 27 – Автобетононасос:

1 – кабіна автомобіля; 2 – опорно-поворотний пристрій; 3 – стріла в транспортному положенні; 4 – бетононасос; 5 – гнучкий шланг із соплом для подачі бетонної суміші

Існує два способи зведення облицювання: безопалубний (полегшені облицювання з набризк-бетону по металевій сітці, з використання анкерів або без їх використання), і опалубний спосіб (з використанням спеціальної конструкції, що забезпечує подачу й укладання бетонної суміші у відповідну форму).

3.2. Механізовані опалубки

Опалубний спосіб бетонування застосовується для створення монолітного бетонного або залізобетонного облицювання.

Існують стаціонарна, інвентарна й механізована опалубки.

Стаціонарна опалубка застосовується в місцях скорочення виробок, у відсмоктуючих трубах, для створення порталів та в інших випадках одноразового її використання.

Інвентарні (переставні) опалубки передбачають багаторазове їх використання. Монтаж і демонтаж інвентарних опалубок у середніх і великих виробках проводиться за допомогою кранового обладнання. Недоліком інвентарних опалубок є низькі темпи бетонування (до 30–45 м/місяць) і високі трудовитрати.

У даний час найзначнішого поширення набули пересувні механізовані

опалубки, які можуть складатись за допомогою шарнірів.



a

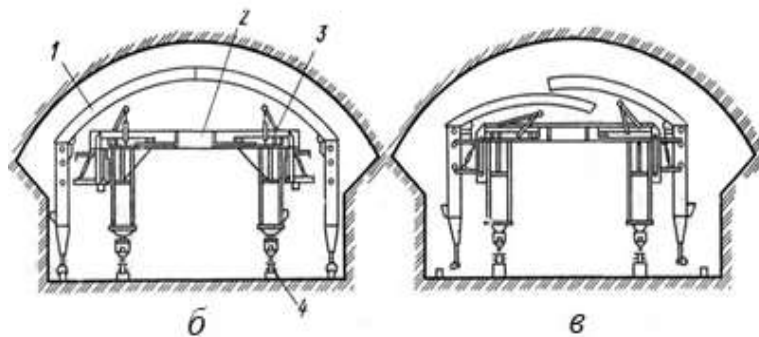


Рисунок 28 – Механізовані опалубки:

a – з горизонтальними гідродомкратами; *б, в* – опалубка, яка шарнірно-складається в робочому та транспортному положенні

Облицювання з монолітного бетону протяжних споруд зводиться з використанням механізованої опалубки. На рисунку 28,а зображено механізовану опалубку транспортного тунелю, що переміщується по рейках, тобто в робочому положенні. Інший тип опалубки для бетонування склепіння і частини стін великого тунелю, який може шарнірно-складатись в робочому і транспортному положенні, зображено на рисунку 28,б,в. Пересування опалубки також здійснюється по рейках. Механізована опалубка складається з трьох секцій, довжина кожної з яких складає 6–8 м, що переміщуються за допомогою пересувної монтажної (портальної) рами.

Портальна рама здійснює прохід транспортних засобів. Довжина ділянки бетонування складає 18–24 м.

У тунелях малого і середнього (до 30 м²) перерізу за один прийом бетонуються стіни і склепіння виробки, а потім – бетонування лотка.

У кожній секції палуби є симетричні отвори для подачі бетонної суміші в праву та ліву частини бетонного облицювання. Подача бетонної суміші за межі опалубки здійснюється поперемінно від низу до верху до повного замикання. Вібрація бетонної суміші відбувається за допомогою зовнішніх вібраторів, розміщених на палубній частині.

Бетонна суміш подається за межі опалубки бетононасосом або іншим бетоноукладальним пристроєм. Доставка бетонної суміші здійснюється в автобетономішалці від бетонного заводу до бетононасоса, який володіє високою продуктивністю й малими габаритами. Для додання мобільності бетононасоси монтуються до задньої частини автомобіля, що полегшує приймання бетонної суміші від автобетонозмішувача безпосередньо в бункер бетононасоса. Шланг від бетононасоса з вихідним патрубком розміщений на рухомій стрілі, яка може складатись, змонтованої на автомобілі, за допомогою якої легко здійснюється подача бетонної суміші за межі опалубки.

Останнім часом повсюдно використовуються здебільшого бетононасоси німецького виробництва фірм «Швінг», «Торкрет», «Пуцмайстер», що володіють високою продуктивністю – до 50 кубометрів і більше бетонної суміші на годину.

У виробках малого перерізу, а також в умовах обмеженого простору використовуються установки для нанесення набризк-бетону, обладнані під подачу бетонної суміші, яка може подаватись у вагонетках. За виникнення потреби в бетонній суміші більшої рухливості використовується суміш пластичної консистенції з розмірами фракцій, що не перевищують 15–20 мм.

За рахунок високих темпів укладання бетонної суміші й відносно гладкої поверхні виробки з'являється можливість її ущільнення під дією власної маси без процесу вібрації. Це сприяє досягненню високої щільності бетону і належного зчеплення зі скельними ґрунтами.

Загальний вигляд бетонозмішувальної установки і процес бетонування за межами опалубки зображено на рисунку 29.

Для бетонування стін у великих тунелях після підготовки й промивання ділянки під бетонування використовується стінна опалубка, яку зображено на рисунку 30.

У якості торцевої опалубки може служити дрібноячеїста металева сітка, яка після розпалублення залишається в тілі бетону. Процес розпалублення здійснюється за допомогою шарнірних пристроїв, які дозволяють гідравлічним домкратам скласти механізовану опалубку, відірвавши її через 48 годин від

облицювального бетону, а потім переставити на нове, заздалегідь підготовлене місце.

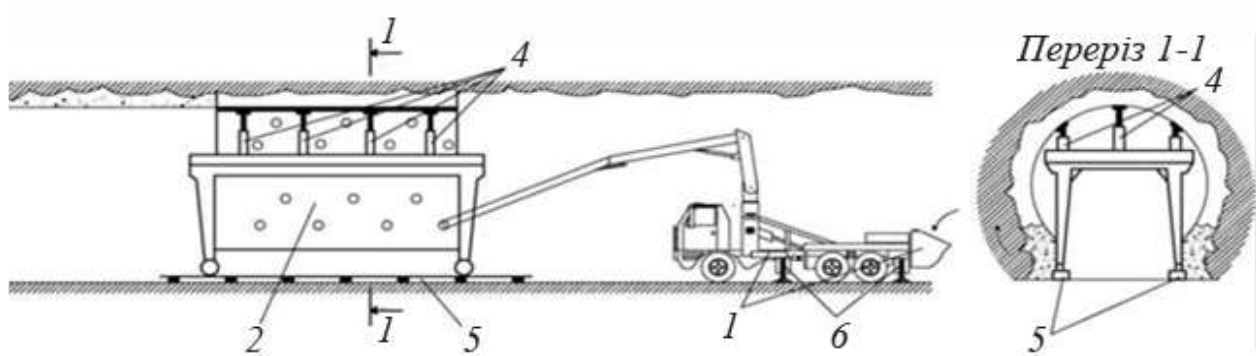


Рисунок 29 – Загальний вигляд бетононасоса, змонтованого на базі автомобіля, і процес бетонування за межами опалубки:

- 1 – автобетононасос; 2 – механізована опалубка з отворами для подачі бетонної суміші; 3 – пересувна платформа, яка передбачає проїзд будівельної техніки; 4 – гідравлічні домкрати; 5 – рейки зі шпалами; 6 – аутригери (стрілками показано напрямки бетонування)

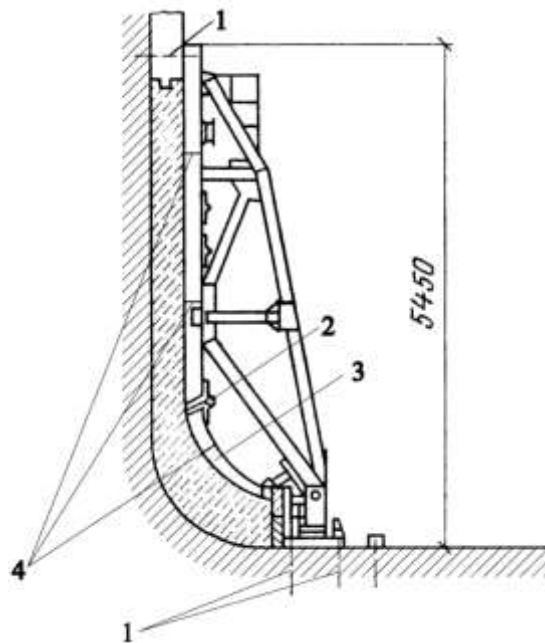


Рисунок 30 – Опалубка для бетонування стін:
1 – монтажний анкер; 2 – шарнір; 3 – відкидна консоль;
4 – вікна для подачі бетонної суміші

За уступного способу проходки підземної виробки спочатку здійснюється бетонування склепіння зі створенням бетонних п'ят обпирання, а потім по черзі приступають до розробки стін з подальшим їх бетонуванням.

Лоток бетонується в останню чергу, залишаючи за собою готовий до експлуатації тунель.

Якщо проходка і бетонування виробки здійснюються з двох сторін, то бетонування лотка починається від місця збіжки тунелю до двох порталів практично одночасно. В тунелях малого діаметра (до 3,5–4,5 м) бетонна суміш до лотка підвозиться у вагонетках, у тунелях, діаметр яких є більшим за 5,0 м – у думперах або самоскидах. У процесі бетонування лотка використовуються віброрейки.

3.3. Заповнююча цементация і металеві облицювання

Однак, незважаючи на підвищення якісних показників бетону, в склепінній частині залишається зазор між скельною поверхнею виробки та бетонним облицюванням, що згодом може привести до деформації скельного масиву, точкового навантаження на постійне кріплення і навіть до його обвалення. Таким чином, після розпалублення (мінімум через 48 годин), приступають до здійснення процесу заповнюючої цементацияі.

Процес заповнюючої цементацияі в монолітних бетонних або залізобетонних облицюваннях здійснюється, як правило, лише у верхній частині перерізу. Отвори для нагнітання цементного розчину виконуються діаметром до 45 мм і розташовуються в шаховому порядку по периметру облицювання та вздовж тунелю на відстані 2–3 м.

Безпосередньо крізь монолітну бетонну обробку в склепінній частині пробурюються цементацияійні шпури в шаховому порядку через інтервал 2,5–3,5 м в кількості 3–4 шпури при діаметрі тунелю до 7 м, а при більшому діаметрі – 4–6 шпурів довжиною, яка приблизно на 25% перевищує товщину бетонного облицювання, але не перевищує 1,5–2,0 м, в які потім під тиском 0,5 мПа нагнітається цементний розчин. Спочатку склад розчину призначається приблизно (Ц:П:В) 1:2:0,7, а потім у кінці нагнітання використовується чисто цементний розчин складу (Ц:В) 1:0,8 або 1:0,6. Нагнітання цементного розчину здійснюється спочатку в нижні шпури до отримання або відмови, або до моменту появи його з розташованих вище шпурів. У процесі здійснення заповнюючої цементацияі використовується нажимний спосіб нагнітання до моменту появи розчину з наступного вищерозташованого шпуру. Ін'єктор переставляється до іншого шпуру після чого процес здійснення цементацияі продовжується. Даний процес проводиться послідовно доти, доки не буде отримано відмову у верхніх шпурах.

Через кілька днів після закінчення процесу цементацияі між рядами

пробурюються контрольні шпури і через них ін'єктується цементний розчин. Заповнююча цементація вважається задовільною, якщо поглинання чисто цементного розчину не спостерігається зовсім або за проектного тиску воно не перевищує 10 літрів протягом 5 хвилин. В іншому випадку буряться додаткові шпури, через які продовжується нагнітання цементного розчину.

Розчин заповнює окремі порожнини, зазори між бетонним облицюванням і скельною виробкою, а також наявні великі тріщини для створення щільного контакту скельної породи з бетоном, забезпечуючи рівномірно передачу навантаження на постійне кріплення. Склад розчину, який використовується в процесі здійснення заповнюючої цементації, підбирається виходячи з умов технологічності та необхідної міцності цементного каменю.

У кожному блоці збірних облицювань заздалегідь створюються отвори, через які у простір за межами облицювання нагнітається цементний розчин.

Монолітні залізобетонні облицювання застосовуються здебільшого в напірних тунелях, пройдених у скельному ґрунті ($f_{кр} < 4$).

Товщина залізобетонних облицювань визначається в залежності від діаметра тунелю, гідралічного напору та методів виконання робіт, розрахунок яких наведено в спеціальній літературі.

Перед початком виконання робіт на підготовленій до бетонування ділянці встановлюється арматура у вигляді зварних каркасів. У великих тунелях встановлюються окремі армоблоки, які з'єднуються на місці способом зварювання або зв'язування дротом.

Арматурні роботи виконуються з випередженням фронту робіт на 2–3 заходки бетонування. Технологія бетонування є аналогічною до монолітного облицювання.

Швидкість бетонування монолітного облицювання тунелів у сучасних умовах досягає 100–120 метрів на місяць.

За використання тунелепрохідних комплексів і створення збірного облицювання з окремих бетонних блоків швидкість бетонування у великих тунелях може досягати 250–350 метрів на місяць.

Відносно рідко в практиці підземного гідротехнічного будівництва використовуються монолітно-пресоване та інші види облицювань.

У високонапірних тунелях у разі необхідності дотримання водонепроникності використовується металеве облицювання із заповненням позатрубного простору литою бетонною сумішшю, міцність якої після затвердіння мало чим відрізняється від звичайного бетону.

Зазор між металевим облицюванням і скельною виробкою повинен становити не більше ніж 35–40 см.

Зварювальні роботи металевого водоводу, який складається з окремих ланок

трубопроводу, як правило, виконуються зсередини у вигляді одностороннього шва.

У трубопроводах діаметром до 1,5–2,0 м зварювальні роботи виконуються зі спеціального візка, що переміщується за допомогою лебідки, вмонтованої всередині нього, у трубопроводах більших діаметрів зварювальні роботи виконуються зсередини риштувань, що збираються на будівельному майданчику.

З огляду на те, що під час виконання зварювальних робіт виділяється велика кількість шкідливого пилу в процесі згоряння електродів, то, за можливістю, окремі ланки трубопроводу зварюються на денній поверхні, а потім доставляються до місця виконання робіт.

Перед початком зварювання окремих ланок трубопроводу технічний персонал зобов'язаний впевнитись в надійності їх установа, у відсутності переломів у монтажних швах і т.д. Величини допустимих відхилень регламентуються технічними умовами.

Після закінчення зварювальних робіт приступають до бетонування затрубного простору литим бетоном. Якщо кут нахилу змонтованої частини водоводу (трубопроводу) є більшим за 30°, то подача бетонної суміші здійснюється зверху вниз. У такому випадку на початку водоводу влаштовується приймальний бункер, до якого лита бетонна суміш підвозиться автобетонозмішувачем або у вагонетках (за малих перерізів виробки), а потім по жолобу або по трубі подається в позатрубний простір.

Литу бетонну суміш було вперше випробувано на будівництві підземного водоводу Храмі ГЕС-2 в Грузії. Пізніше його було істотно вдосконалено і з успіхом використано під час будівництва Нурекської (Таджикистан), Інгурської (Грузія) та інших ГЕС.

Контрольні питання

1. Описати конструкції облицювань.
2. Описати матеріали для виготовлення облицювань.
3. Описати бетоноукладальне обладнання.
4. Описати технологію використання механізованих опалубок.
5. Описати технологію застосування заповнюючої цементациї та металевих облицювань.

Тема 4. БУДІВНИЦТВО ШАХТ, ПІДЗЕМНИХ ВОДОВОДІВ І ВЕЛИКИХ КАМЕРНИХ ПРИМІЩЕНЬ

4.1. Способи проходки вертикальних і крутопохилих виробок.

4.2. Будівництво підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів.

До складу компоновок підземних і дериваційних ГЕС часто входять шахти для розкриття додаткових забоїв, зрівнювальні резервуари шахтного типу, підземні водоводи та інші виробки, підземні машинні зали ГЕС, приміщення силових трансформаторів і камери затворів, пристрій яких в порівнянні з горизонтальними тунелями вимагає інших способів будівництва, іншого обладнання і ряду специфічних особливостей.

4.1. Способи проходки вертикальних і крутопохилих виробок

Шахтою називається вертикальна виробка, проходка якої починається з денної поверхні. Залежно від термінів служби і призначення шахти поділяються на тимчасові та капітальні (постійні).

До тимчасових відносяться шахти, призначені для влаштування будівельних підходів до підземних споруд.

До капітальних відносяться шахти, що входять до складу експлуатаційних споруд ГЕС. До них відносяться шахтні й похилі водоводи, зрівнювальні резервуари шахтного типу, вентиляційні шахти і т.д.

Залежно від кута нахилу їх можна розділити на три типи:

- 1) шахти і крутопохилі виробки з кутом нахилу від 90° до 45° ;
- 2) середньопохилі виробки з кутом нахилу від 45° до 30° ;
- 3) слабопохилі виробки з кутом нахилу до 16° .

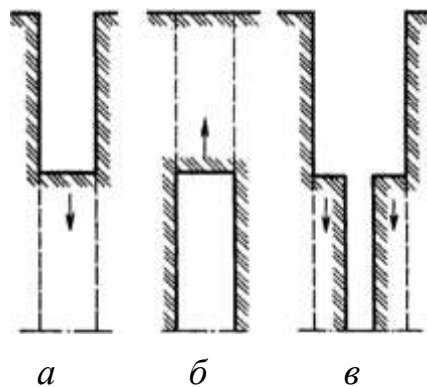


Рисунок 31 – Способи проходки вертикальних та крутопохилих шахт

Прохідницькі роботи зі створення вертикальних та крутопохилих (до 45°) виробок можуть вестися на повний переріз зверху вниз, знизу вгору і за допомогою направляючої виробки (рис. 31). За наявності підходу з нижнього горизонту проходка шахт і крутопохилих виробок у стійких скельних ґрунтах ведеться в напрямку знизу вгору. Шахти і крутопохилі виробки діаметром більше ніж 6 м, в тому числі й великі зрівнювальні резервуари шахтного типу споруджуються від низу до верху малим діаметром, а потім проводять розширення їх до проектних розмірів зверху вниз буропідривним способом.

У кожному конкретному випадку здійснюється підбір гірничопрохідницького устаткування. Проходка направляючої виробки знизу вгору необхідної висоти здійснюється із застосуванням прохідницьких полків. Самохідний прохідницький полк (типу АМІМАК) зображено на рисунку 32.

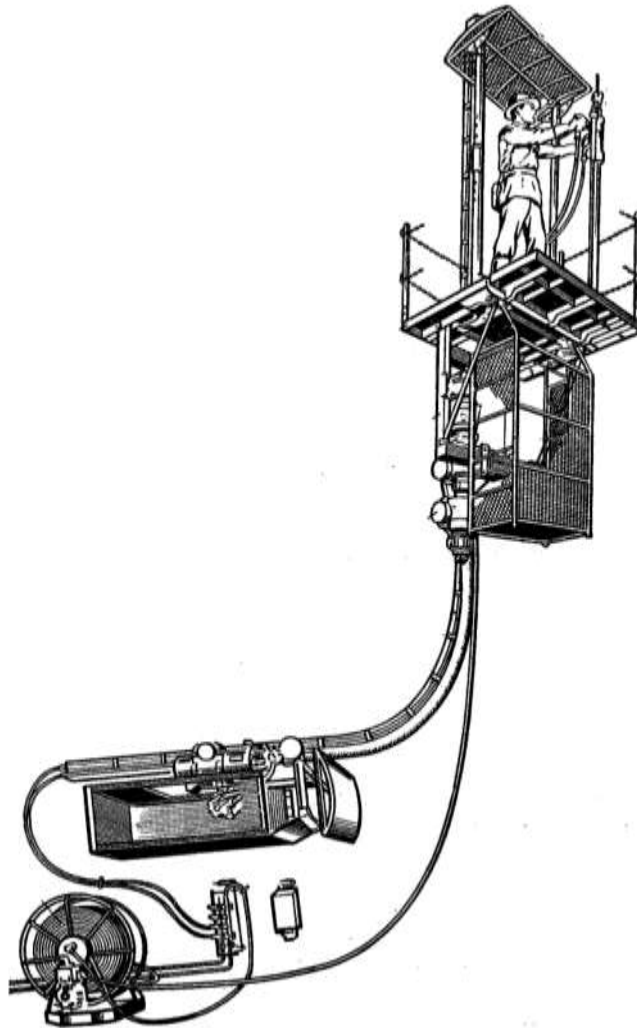


Рисунок 32 – Самохідний прохідницький полк типу АМІМАК

Переріз вертикальних і крутопохилих виробок, проходка яких здійснюється із застосуванням самохідних полків, не перевищує 10 м², що дозволяє підірваному ґрунту після обурювання забою і вибуху безперешкодно скидатися на нижній горизонт, звідки він потім вивозиться навантажувачами у відвал на денну поверхню.

Останнім часом розробка шахт і крутопохилих виробок, за наявності підходів з нижнього горизонту, здійснюється за допомогою механізованих агрегатів-розширювачів, які повністю виключають застосування вибухів.

За кордоном існує велика кількість типорозмірів агрегатів-розширювачів, які дозволяють здійснювати механізовану проходку вертикальних і крутопохилих виробок, які мають діаметр до 4,5 м і довжину до 1000 м, до яких відносяться агрегати таких відомих фірм як РОББІНС, ІНГЕРСОЛЛ-РЕНД, ДРЕССЕР та інших. До складу агрегата-розширювача входять: спеціальний буровий верстат, набір штанг діаметром до 280 мм і власне розбурювач (розширювач), який закріплюється на нижньому горизонті близько до кінця штанги. Схему проходки за допомогою агрегата-розширювача і сам агрегат зображено на рисунку 33.

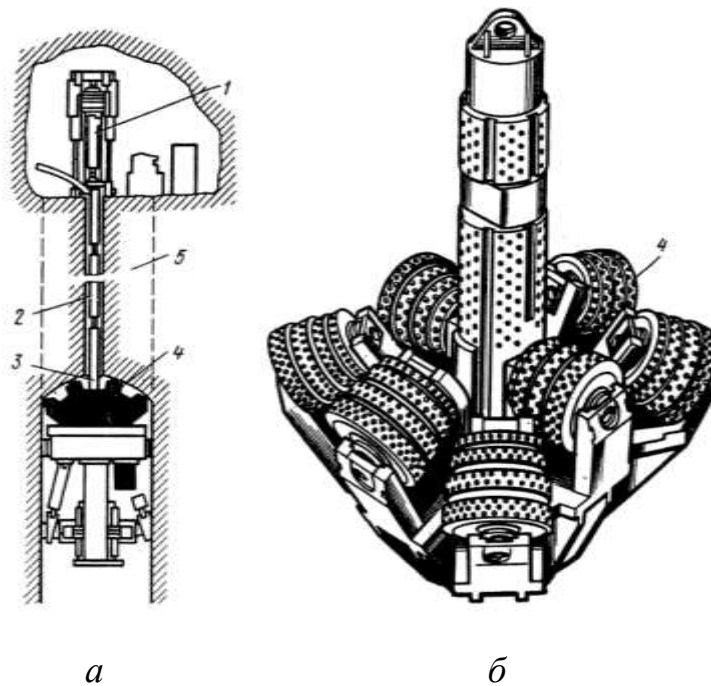


Рисунок 33 – Схема проходки і агрегат-розширювач

Агрегат-розширювач оснащений зубчастими або штирьовими дисками, здатними розбурювати скельні ґрунти будь-якої міцності.

Глибокі вертикальні шахти (до 200–300 м) в гідротехнічному будівництві найчастіше застосовуються для розкриття додаткових забоїв у дериваційних

тунелях, коли горизонтальні підходи до них стають дуже протяжними й економічно недоцільними. Для спорудження глибоких шахт використовується традиційне для даного випадку обладнання: прохідницький капер, грейферні навантажувачі, бадді для підйому підірваного ґрунту, вентиляційні труби, підвісні полки та інше обладнання.

Верхові зрівнювальні резервуари шахтного типу, глибина яких зазвичай не перевищує 100 м, розташовуються перед підземними водоводами.

З метою влаштування підходу до нижнього горизонту верхового зрівнювального резервуара влаштовуються горизонтальні виробки, необхідні для підвезення і приєднання до пробуреної зверху штанги агрегата-розширювача, а також з метою можливості влаштування додаткового забою до дериваційного тунелю й доступу до підземних водоводів.

Низові зрівнювальні резервуари виконують в тих випадках, коли коливання рівнів у вихідного порталу відвідного тунелю значні і проектувальникам доводиться влаштовувати навіть коротку деривацію напірною. Так, проектувальники змушені були влаштовувати невеликий низовий зрівнювальний резервуар на Худонській ГЕС (Грузія).

Зрівнювальні резервуари зазвичай розширюють з денної поверхні, де в якості породоспуску, після буріння і підривання шпурів, використовують направляючу шахту, що зводиться від низу до верху.

Підірваний ґрунт скидається на нижній горизонт, звідки вантажиться навантажувачем на спеціальний транспорт і транспортується у відвал. Бетонування кругового облицювання здійснюється, починаючи з нижнього горизонту з подачі бетонної суміші трубопроводом, з гасителем віброхвота в проходку або в баддях. Шахтні водоводи розробляються аналогічним чином. Після закінчення прохідницьких робіт приступають до монтажу металевого облицювання і почергового заповнення затрубного простору бетонною сумішшю.

Монтаж металевих ланок похилих водоводів. Під час проектування шахтних і похилих водоводів насамперед виходять з умов можливості зменшення гідравлічних втрат по трасі майбутнього тунелю і найбільш ефективних способів проходки похилих виробок. Даним умовам, тією чи іншою мірою, відповідають середньопохилі виробки з кутом нахилу, що дозволяє розробленому скельному ґрунту під дією гравітаційних сил безперешкодно скидатися на нижній горизонт, звідки він за допомогою різних видів навантажувальних засобів і транспорту вивозиться на денну поверхню у відвал.

Вибір способу проходки і підбір гірничопрхідницького устаткування залежать від кута нахилу виробки до горизонту. З метою скорочення термінів будівництва довгих похилих водоводів використовуються механізовані способи проходки знизу вгору за допомогою тунелепрхідних машин, а також агрегатів-розбурювачів.

Тунелепрохідницькі машини, оснащені гальмівним пристроєм, використовуються в довгих похилих водоводах з кутом нахилу до 35° – 40° .

Масштабні роботи стосовно проходки похилих водоводів було здійснено на будівництві Нурекської (Таджикистан), Інгурської (Грузія) та інших ГЕС.

Після завершення прохідницьких робіт приступають до монтажу металевих ланок трубопроводу. Металеві ланки трубопроводів діаметром до 3,5 м доставляються від заводу-виробника на будівництво в готовому вигляді. За великих діаметрів на заводі виконують окремі елементи (царти), заготовки кілець жорсткості, опорні кільця, а в разі необхідності й анкерні лапи та інші фрагменти конструкції трубопроводу. На базі будівництва здійснюється розвантаження різних заготовок конструкцій для окремих ланок, які надійшли з заводу, виконуються облік, сортування, виправлення дефектів і зберігання даних елементів, а потім виконують укрупнювальне збирання монтажних ланок і транспортування їх до місця установки. Довжина укрупненої ланки становить до 12–20 м.

До моменту доставки укрупненої ланки по всій довжині похилої виробки вже повинно було покладено рейкові колії та забетоновано нижнє коліно трубопроводу для сприйняття осьового навантаження від маси (ваги) вищерозташованих ланок. Процес складання трубопроводу відбувається знизу вгору. Для цього готова укрупнена ланка в спеціальних візках доставляється до місця її спускання в похилу виробку і за допомогою електричних лебідок з тяговими й гальмівними поліспастиами, які зазвичай розташовуються в приміщенні затворів, опускається по рейках до місця монтажу. На місці монтажу ланку за допомогою домкратів знімають з візка і встановлюють у проектне положення. Кільцевий стик з попередньою ланкою зварюється одностороннім швом зсередини трубопроводу. Після зварювання однієї або двох укрупнених ланок приступають до бетонування позатрубного простору з використанням так званого литого бетону, склад якого забезпечує безперешкодне транспортування його литої конструкції по лотку або жолобу, високу міцність і легкоукладальність, що дозволяє зменшити величину позатрубного простору до 35 см. Технологічну схему заповнення позатрубного простору литим бетоном зображено на рисунку 34.

Під час проектування підземних гідротехнічних споруд намагаються уникати похилих виробок з кутом нахилу меншим ніж 30° – 35° , коли проходка їх від низу до верху і транспортування розробленого ґрунту гравітаційним шляхом на нижній горизонт стає складною, а часом і неможливою. Виняток становлять відсмоктуючі труби в підземних і напівпідземних ГЕС, довжина яких не перевищує 50 м.

Проходка подібного роду виробок частіше за все здійснюється буропідривним способом як зверху вниз так і від низу до верху. Під час проходки зверху вниз підірваний скельний ґрунт за допомогою скреперної установки і скіпового підйому подається у вагонетках вгору, де потім транспортується автосамоскидами або відкаткою вагонеток на денну поверхню. Якщо величина

кутів похилої виробки складає до 18–20°, то для транспортування підірваного ґрунту можуть бути рекомендовані конвеєрні лінії. Подальше розширення виробки до проектного профілю здійснюється в напрямку зверху вниз.

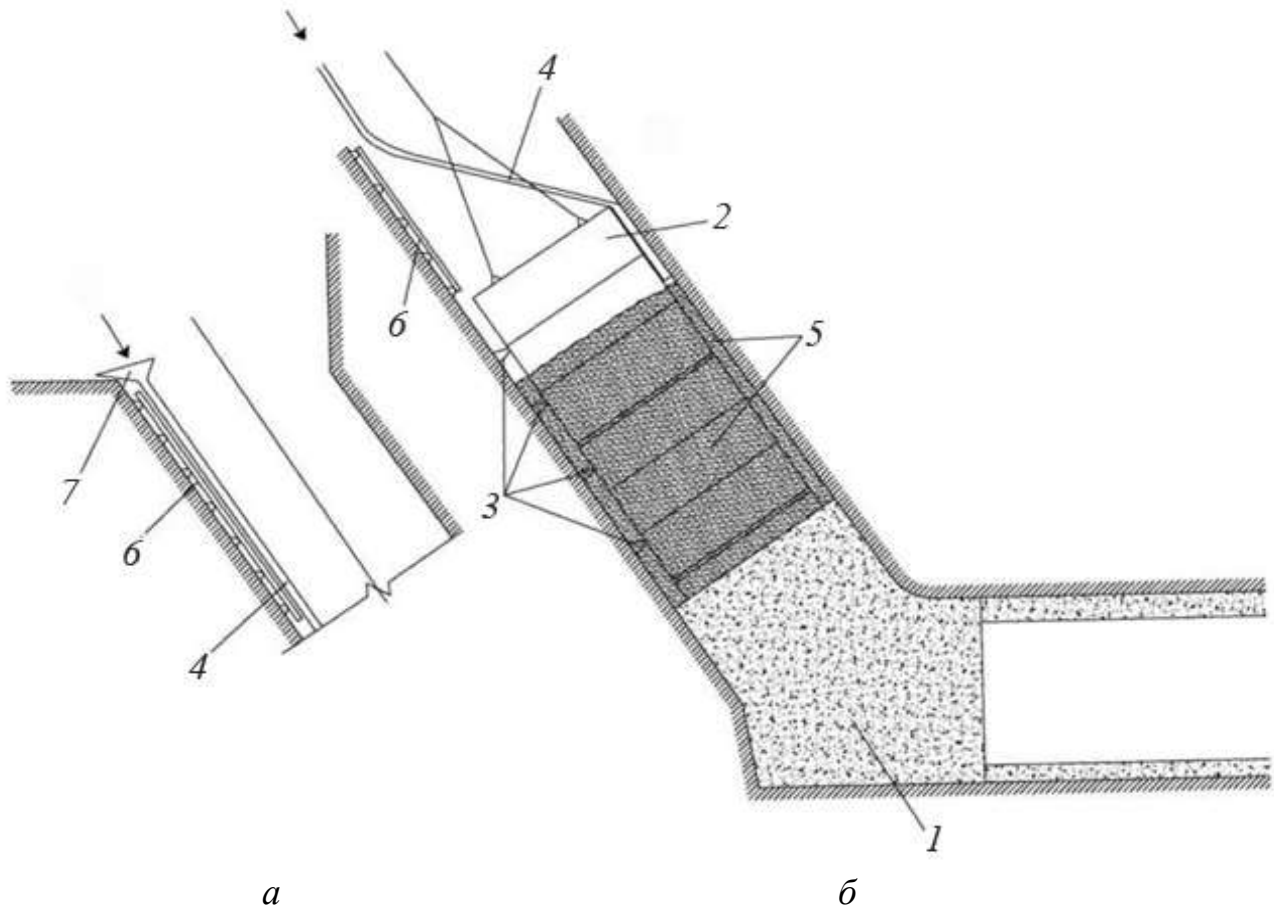


Рисунок 34 – Технологічна схема заповнення позатрубного простору литим бетоном:

a – приймальний пристрій для подачі бетонної суміші; *б* – монтажні кільця трубопроводу і бетонування позатрубного простору;

1 – опорне кільце; *2* – ланка трубопроводу; *3* – підкладки з металевих скоб; *4* – жолоб або труби для подачі бетонної суміші; *5* – позатрубний бетон; *6* – рейки для спуску ланок трубопроводу; *7* – приймальний пристрій

Подібна технологія споруди відсмоктуючих труб застосовувалася під час будівництва Велюйської і Хантайської ГЕС (Росія), а потім і на інших нині побудованих підземних ГЕС.

Бетонування відсмоктуючих труб в силу їх незначної довжини і перерізу, що змінюється під розтруб, здійснювалося посекційно в стаціонарній опалубці і подачею за опалубку литої бетонної суміші. Литі бетони з осадкою конуса 22–24 см

не вимагають процесу вібрування, а в якості додаткових пластифікуючих добавок для них використовується бентонитова глина або кремнегель.

4.2. Будівництво підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів

Підземні машинні зали, приміщення силових трансформаторів і затворів вважаються одними з найважливіших споруд, які навіть лімітують терміни введення ГЕС або ГАЕС в експлуатацію. Найбільш великі розміри серед них мають підземні машинні зали.

Габарити підземних машзалів ГЕС і ГАЕС визначаються розмірами основного енергетичного й гідромеханічного обладнання (гідротурбіни і їх кількість, гідрогенератори, силові трансформатори, якість і стійкість скельних ґрунтів).

Обсяги скельної виїмки при цьому можуть досягати 500 тис.м³ і більше.

Підземні машзали, прилеглі до них приміщення силових трансформаторів і затворів за можливістю розташовують в більш міцних, менш тріщинуватих скельних масивах. Будівництво підземної споруди найзручніше проводити, починаючи з верхніх відміток: з розробки підсклепінного простору, зведення бетонного або залізобетонного облицювання та під його захистом розробляти основний масив ґрунту з обов'язковим закріпленням стін машзалу і так далі до нижніх відміток рівня відсмоктуючих труб. Принципову схему черговості розробки та кріплення камерних виробок зображено на рисунку 35.

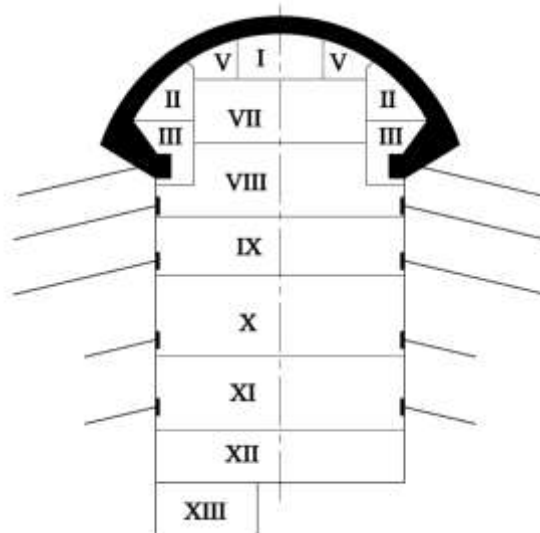


Рисунок 35 – Принципова схема розробки та кріплення великих камерних виробок (римськими цифрами позначено черговість робіт)

Підхідні виробки до підземних споруд подібного типу за своїм призначенням поділяються на експлуатаційні та тимчасові. З метою скорочення термінів спорудження підсклепінного простору, де зосереджено великі обсяги скельної виїмки і бетонних робіт, часто використовуються горизонтальні і слабопохилі (1:10) будівельні підходи. З огляду на високу інтенсивність руху транспорту (машин для доставки породи, одноківшевих навантажувачів, автобетонозмішувачів, машин для підведення матеріалів і обладнання) ширина підхідних виробок під час проектування повинна призначатись з розрахунку на двоколіїний рух транспорту, а її підшву рекомендується бетонувати.

Будівельні підходи у вигляді вертикальних шахт улаштовуються відносно рідко, коли застосування горизонтальних підходів є технічно неможливим або економічно не вигідним.

До експлуатаційних підходів відносяться відвідні тунелі з короткими відсмоктувальними трубами, підвідні, вантажні тунелі, а також монтажні та ліфтові шахти.

У малих камерних виробках шириною до 15 м намагаються в якості підходів до підсклепінного простору використовувати вантажні тунелі (на рівні монтажного майданчика) і короткі відсмоктуючі труби відвідних тунелів.

При двох підхідних виробках (експлуатаційних) вантажного і відвідного тунелів, спорудження машзалу здійснюється в наступній послідовності: вантажний тунель підходить на рівень монтажного майданчика, далі центральна виробка проходить до торця машзалу ГЕС і короткою вертикальною шахтою (гезенг), пройденою від низу до верху, досягає шелига склепіння і після проходки й кріплення горизонтальної штольні вздовж усієї довжини машзалу приступають до розробки, тимчасового кріплення і бетонування подсклепінного простору. Потім під захистом бетонного склепіння ведуть пошарову розробку основного масиву до рівня монтажного майданчика. На той час відвідний тунель та відсмоктуючі труби повинно бути пройдено, і з нижньої позначки до рівня монтажного майданчика виконують від низу до верху або зверху вниз вертикальну виробку-породоспуск, куди скидається скельний ґрунт у процесі поярусної розробки решти машзалу. У міру розробки кожного з пошарових ярусів стіни кожен з ярусів закріплюється набризк-бетоном або анкерами. Подібну схему проходки було прийнято під час спорудження підземного машзалу Храмі ГЕС-2 (Грузія).

У великих підземних виробках шириною від 20 м і більше за існування можливості влаштування горизонтального будівельного підходу до підсклепінного простору з метою скорочення термінів будівництва розробку здійснюють за допомогою трьох підхідних виробок.

Будівельна підхідна виробка виконується шириною 7–8 м, що забезпечує двоколіїний рух транспорту. Залежно від топографії місцевості і розташування самого машзалу будівельний підхід до машзалу може виконуватись як з торця, так

і навхрест (з поздовжньої сторони).

У досить міцному й стійкому скельному масиві та запроектованому положому бетонному склепінні будівельний підхід виконується на рівні п'ят склепіння.

За малої ширини машзалу (до 14–16 м) і в міцних скельних ґрунтах ($f_{кр} > 10$) влаштовується розсічка, а потім, за використання в якості гірничопрохідницького устаткування самохідної бурової установки і одноківшевого навантажувача, здійснюється проходка підсклепінної частини виробки на повний переріз.

За більшої ширини машзалу (від 16 м) проходка будівельної підхідної виробки здійснюється по всій її довжині, і після створення розсічки поперемінно здійснюється розкриття та кріплення підсклепінного простору набризк-бетоном або анкерним кріпленням. По закінченню розробки підсклепінного простору в обох випадках приступають до установки механізованої опалубки та бетонування склепіння. У склепінні й стінах в процесі поярусної розробки використовують контурне підривання. За мінусових температур процес бетонування здійснюється за умови обігріву скельного масиву в заданих межах блоку до температури від 0 до 2°C. Обігрів здійснюється за допомогою електрокалориферів.

Розробка підземних машзалів у слабких ґрунтах ($f_{кр} < 4$) за наявності підхідної виробки в підсклепінному просторі здійснюється в такій послідовності:

1) спочатку виконують проходку підхідної виробки по центру підсклепінного простору, використовуючи її як розвідувальну;

2) потім, починаючи з торця, здійснюють на рівні низу підсклепінного простору розгалуження в обидва боки тієї самої підхідної виробки з обов'язковим закріпленням набризк-бетоном і анкерами, в тому числі за необхідності глибокими попередньо-напруженими анкерами, пов'язуючи їх з подальшим бетонуванням частини облицювання;

3) після бетонування частин облицювання в підхідних виробках на рівні низу підсклепінного простору приступають поперемінно до розробки калотти⁵ і закріпленню її набризк-бетоном і анкерами. Розроблений ґрунт вивозиться частково по верхній виробці, а потім і по розгалуженій виробці на рівні низу.

Після бетонування підсклепінного простору приступають до поярусної розробки основного масиву (ядра) машзалу, використовуючи для цього тимчасову підхідну виробку і вантажний тунель. І так до низу відсмоктуючих труб. Розробка ґрунту може здійснюватися або буропідривним, або безвибуховим способом за використання комбайнів стрілового типу або гідромолотів. Відповідно до нормативних документів розробку основного масиву в слабостійких ґрунтах рекомендується здійснювати поярусно зверху вниз уступним методом з висотою уступу до 3,0 м із закріпленням стін набризк-бетоном або анкерами.

Черговість робіт для камерних виробок з прольотом, що перевищує 25 м, і

⁵ Калотта - верхня частина тунельної виробки, призначена для зведення склепінного облицювання.

довжиною понад 100 м наведено на рисунку 36.

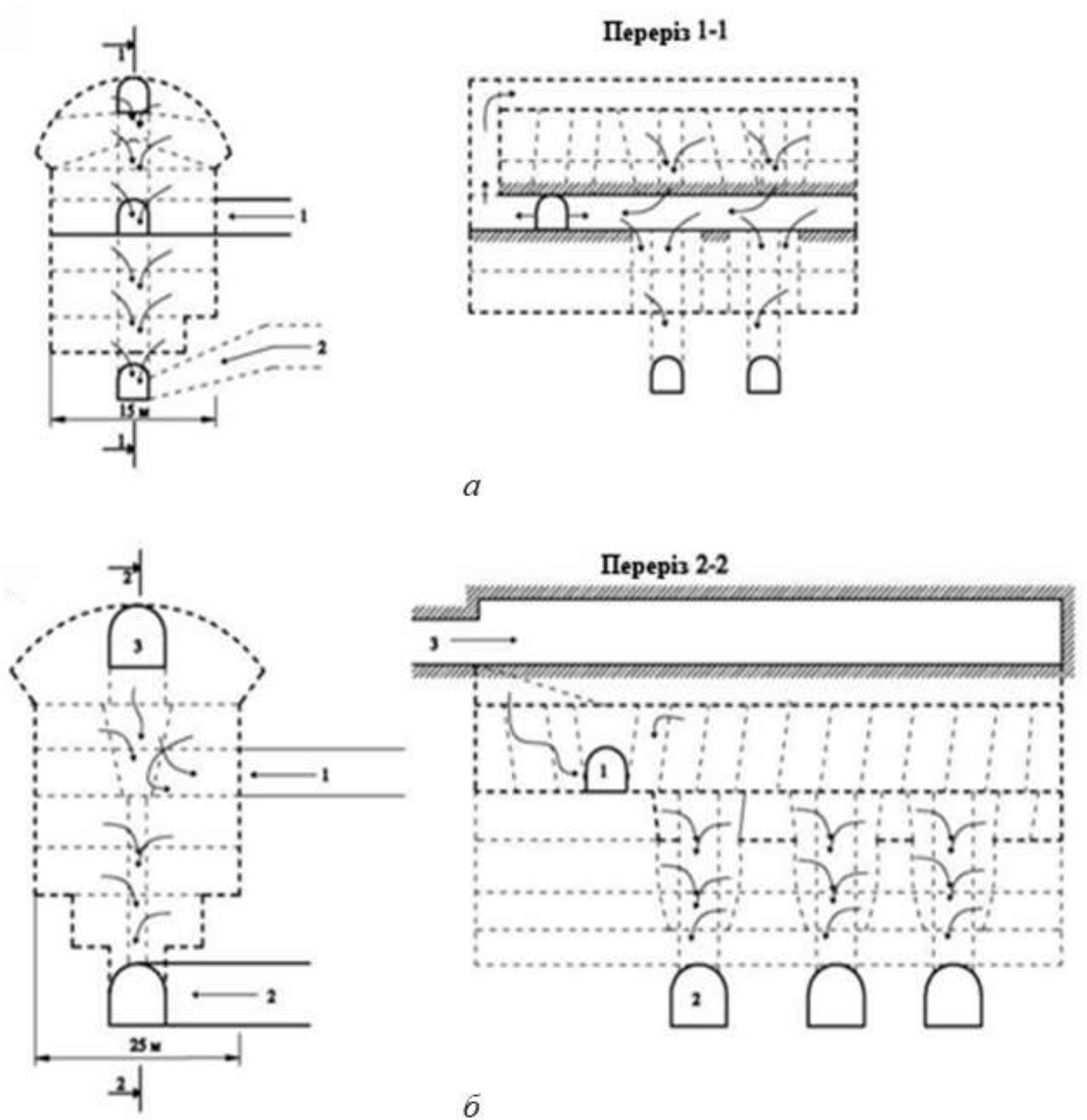


Рисунок 36 – Черговість робіт під час розробки великих машинних залів ГЕС

У більшості випадків під час розробки підземних машзалів у слабких породах використовувалися елементи новоавстрійського способу.

Поярусна розробка основного масиву підземного машзали або будь-якої іншої великої камери незалежно від ступеня збереження міцності скельного ґрунту

вимагає виконання контурного підривання з метою отримання гладкої поверхні стін, а іноді і їх кріплення.

У процесі будівництва сучасних підземних машзалів часто використовувалося контурне підривання стін. Для цього перед початком бетонування склепіння на рівні п'ят виконувалося буріння вертикальних свердловин на відстані одна від одної через 0,6–0,8 м і довжиною до 16–20 м, куди закладався заряд з патронованих вибухових речовин, в результаті чого після вибуху створювалася попередньо щілина, як це зображено на рисунку 37.



Рисунок 37 – Загальний вигляд підсклепінного простору Колимської ГЕС (Росія) і утворена методом гладкого підривання щілина

Після розробки першого ярусу глибиною до 4,0–4,5 м для уникнення вивалів необхідно закріпити оголені стіни попередньо-напруженими анкерами, а не обмежуватися лише установкою звичайних анкерів. На рисунку 38 зображено вивал, який стався в підземному машзалі Колимської ГЕС (Росія) під час розробки 2-го ярусу. Вивал стався за неврахованої тріщини розлому скельних порід, перш за все через те, що стіни, які було виконано способом попереднього щілиноутворення,

було залишено без кріплення попередньо-напруженими анкерами.



Рисунок 38 – Вивал у стіні машзалу Колимської ГЕС (Росія)

У міцних малотріщинуватих скельних ґрунтах, але схильних до атмосферного впливу, обмежуються набризк-бетоном (особливо тих, які схильні до атмосферного впливу) і анкерним кріпленням.

За наявності складного напружено-деформованого стану масиву і підвищеної тріщинуватості довжина анкерів призначається, виходячи з величин зближення стін у процесі поперечної розробки, які визначаються за рахунок заздалегідь встановлених у характерних місцях багатоточкових екстензометрів.

У підземних машинних залах ГЕС і ГАЕС застосовуються попередньо-напружені анкери довжиною 8–16 м з кроком установки від 3 до 4 м по висоті.

На попередніх стадіях проектування довжина анкерів зазвичай призначається в залежності від прольоту B і висоти виробки H , а саме:

$$l_a = (0,4 \pm 0,2) B \quad \text{або} \quad l_a = (0,3 \pm 0,2) H. \quad (37)$$

Звичайні анкери в разі необхідності встановлюються в межах сітки попередньо-напружених анкерів. Довжина їх багато в чому визначається за ступенем тріщинуватості скельного ґрунту, але не перевищує 4–5 м. Буріння свердловин під анкери здійснюється за допомогою верстатів.



Рисунок 39 – Підземний машзал ГАЕС перед закінченням будівництва.
(стіни закріплено попередньо-напруженими анкерами та омоноліченим набризк-бетоном)

Контрольні питання

1. Описати способи проходки вертикальних і крутопохилих виробок.
2. Описати способи монтажу металевих ланок похилих водоводів.
3. Описати способи будівництва підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів.
4. Описати послідовність розробки підземних машзалів у слабких ґрунтах за наявності підхідної виробки в підсклепінному просторі.

СПИСОК ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ

1. Производство гидротехнических работ. Часть 2.: учебник для вузов/ Зерцалов М.Г., Хечинов Ю.Е., Корчагин Е.А., Жохов Е.И., Конюхов Д.С., Манько А.В. Москва, АСВ, 2009. 262 с.
2. Производство гидротехнических работ: учебник для вузов/ Чураков А.И., Волнин Б.А., Степанов П.Д., Шайтанов В.Я.; под общ.ред. Чуракова А.И. Москва: Стройиздат, 1985. 623 с.
3. Гидроизоляция подземных и заглубленных сооружений при строительстве и ремонте: учеб. пособие. Шилин А.А., Зайцев М.В., Золотарев И.А., Тверь: Русская торговая марка, 2003.
4. Эткин М.Б., Азаркович А.Е. Взрывные работы в энергетическом и промышленном строительстве. Москва: МГГУ, 2004.
5. Куперман, В.Л. Подземные сооружения гидроэлектростанций / В.Л. Куперман, В.М. Мостков, В.Ф. Илюшин, Г.Я. Гевирц. Москва: Энергоатомиздат, 1996. 320 с.
6. Щитовые проходческие комплексы: учебное пособие / В.А. Бреннер, А.Б. Жабин, М.М. Щеголевский и др. Москва: Горная книга, МГГУ, 2009. 447 с.
7. Ю.Е. Хечинов Механизированная проходка подземных выработок гидроэлектростанций/ Ю.Е. Хечинов. Москва: Энергоатомиздат, 1986. 109 с.
8. Бегляков В.Ю., Аксенов В.В. Поверхность забоя при проходке горной выработки / Saarbrücken: LAP LAMBERT Academic Publishing, 2012. 139 с.
9. Рассказов Л.Н. и др. Гидротехнические сооружения. Часть 1.: учебник для вузов. Москва: Ассоциации строительных вузов, 2008. 576 с.
10. Рассказов Л.Н. и др. Гидротехнические сооружения. Часть 2.: учебник для вузов. Москва: Издательство Ассоциации строительных вузов, 2008. 528 с.
11. Розанов Н.П. и др. Гидротехнические сооружения. Москва: Стройиздат, 1978. 648 с.
12. Технология возведения зданий и сооружений: учеб. для вузов / В.И. Теличенко, А.А. Лапидус, О.М. Терентьев и др.; Москва: Высш.шк., 2001. 320 с.
13. ДБН В.2.4–3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. / Мінрегіонбуд України. Київ, 2010. 37 с.
14. ДСТУ Б Д.2.2-41:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Гідроізоляційні роботи в гідротехнічних спорудах (Збірник 41) (ДБН Д.2.2-41-99, MOD).
15. ДСТУ Б Д.2.2-3:2012. Ресурсні елементні кошторисні норми на будівельні роботи. Буропідривні роботи (Збірник 3) (ДБН Д.2.2-3-99, MOD).
16. Чураков А.И. Производство специальных работ в гидротехническом строительстве: учеб. пособие для вузов. Москва, Стройиздат, 1976. 256 с.

17. Хаак А., Кесслер Д. Новая система гидроизоляции для туннелепроходки. Туннель, 2007, № 2.
18. Maidl В. Hardrock Tunnel Boring Machines / В. Maidl, L. Schmid, W. Ritz, М. Herrenknecht. Berlin: Ernst & Sohn, 2008. 343 p.
19. Проспекты фирм «Тамрок», «Атлас Копко», «Камацу» и др.
20. Взрывная подготовка оснований гидротехнических сооружений / А.Е. Азаркович, Ю.А. Фишман, М.И. Шуйфер. Москва: Энергоатомиздат, 1990. 112 с.

ЗМІСТ

ВСТУП	3
Тема 1. ВЗАЄМОДІЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД З ВМІЩУВАЛЬНИМ ПОРОДНИМ МАСИВОМ	4
1.1. Механічні процеси, що протікають в породному масиві під час будівництва підземних гідротехнічних споруд	4
1.2. Гірський тиск	5
1.3. Робота породного масиву та кріплення як єдиної системи	10
1.4. Вибір кріплення породного масиву	13
Тема 2. ВИКОНАННЯ ПІДЗЕМНИХ РОБІТ	19
2.1. Загальні положення	19
2.2. Буропідрильний спосіб проходки підземних виробок	19
2.3. Кріплення підземних виробок	34
2.4. Механізований спосіб проходки із використанням прохідницьких комплексів	40
2.5. Проходка підземних виробок у слабких ґрунтах	48
2.6. Кріплення виробок, пройдених в слабких ґрунтах	52
Тема 3. ЗВЕДЕННЯ ОБЛИЦЮВАНЬ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД	58
3.1. Конструкції облицювань, матеріали для їх виготовлення та бетоноукладальне обладнання	58
3.2. Механізовані опалубки	61
3.3. Заповнююча цементация і металеві облицювання	65
Тема 4. БУДІВНИЦТВО ШАХТ, ПІДЗЕМНИХ ВОДОВОДІВ І ВЕЛИКИХ КАМЕРНИХ ПРИМІЩЕНЬ	68
4.1. Способи проходки вертикальних і крутопохилих виробок	68
4.2. Будівництво підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів	74
СПИСОК ДЖЕРЕЛ ІНФОРМАЦІЇ	82

Навчальне видання

ПАЛЬЧЕНКО Олег Леонідович

СПЕЦІАЛЬНІ РОБОТИ В ГІДРОТЕХНІЧНОМУ БУДІВНИЦТВІ

Тексти лекцій

для здобувачів вищої освіти
спеціальності 194 «Гідротехнічне будівництво, водна інженерія
та водні технології»

Відповідальний за випуск О.В.Самородов

Роботу до видання рекомендував О.І. Савченко

Редактор В.І. Пуцик

План 2021 р., поз. 25

Підп. до друку 02.02.2021. Формат 60×84 1/16. Папір офсетний.

Riso-друк. Гарнітура Times New Roman. Ум.-друк. арк. 4,7

Тираж 50 прим. Зам. № 6513. Безкоштовно.

ХНУБА, 61002, Харків, вул. Сумська, 40

Підготовлено та надруковано РВВ Харківського національного
університету будівництва та архітектури