

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІСЬКОГО ГОСПОДАРСТВА імені О. М. БЕКЕТОВА

О. Л. Пальченко

ВОДНІ ШЛЯХИ, ПОРТИ
ТА ПІДЗЕМНІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів другого (магістерського)
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології)*

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2024

УДК 626/627

Пальченко О. Л. Водні шляхи, порти та підземні гідротехнічні споруди : конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології / О. Л. Пальченко ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024. – 148 с.

Автор

канд. техн. наук, доц. О. Л. Пальченко

Рецензенти:

О. І. Вайнберг, доктор технічних наук, професор, академік (ПРАТ «УКРГІДРОПРОЕКТ», м. Харків);

А. О. Мозговий, доктор технічних наук, доцент, професор кафедри геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва (Харківський національний університет міського господарства імені О. М. Бекетова)

Рекомендовано кафедрою геотехніки, підземних споруд та гідротехнічного будівництва, протокол № 6 від 02.02.2024

Конспект складений з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей вишів під час підготовки до занять, заліків та іспитів з дисципліни «Водні шляхи, порти та підземні гідротехнічні споруди».

© О. Л. Пальченко, 2024

© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2024

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1 ВОДНИЙ ТРАНСПОРТ	7
1.1 Основні види водних шляхів та вимоги до них	7
1.2 Особливості сучасного водного транспорту	7
1.3 Історія водних шляхів і водного транспорту	8
2 СУДНА ТА СПОСОБИ ТЯГИ	10
2.1 Вимоги, що ставляться до суден	10
2.2 Конструктивні елементи суден	12
2.3 Основні типи суден внутрішнього плавання	13
2.4 Способи тяги суден	14
3 СУДНОПЛАВНІ РІКИ В ПРИРОДНОМУ СТАНІ І ПОЛІПШЕННЯ СУДНОПЛАВНИХ УМОВ НА НИХ	16
3.1 Вимоги, які висуваються судноплаством до водного шляху...	16
3.2 Габарити водних шляхів	17
3.3 Судноплавні глибини водного шляху	18
3.4 Способи поліпшення судноплавних умов	20
4 ШТУЧНІ ВОДНІ ШЛЯХИ	21
4.1 Основні види штучних водних шляхів	21
4.2 Компонування суднопропускних споруд у гідровузлах і на каналах	23
4.3 Обхідні й підхідні судноплавні канали	25
4.4 Міжбасейні воднотранспортні з'єднання	25
5 СУДНОПЛАВНІ ШЛЮЗИ	26
5.1 Типи судноплавних шлюзів і їх основні конструктивні елементи	26
5.2 Розрахункові випадки роботи шлюзів, рівні води і висотні відмітки основних конструкцій	29
5.3 Габаритні розміри шлюзів	31
5.4 Пропускна здатність шлюзів і час шлюзування суден.....	32
6 ВОДОПРОВІДНІ ПРИСТРОЇ ШЛЮЗІВ	35
6.1 Загальні положення	35
6.2 Типи водопровідних пристроїв	35
6.3 Гідравлічний розрахунок водопровідних галерей	36
6.4 Умови відстоювання в камері	38
7 СТІНИ Й ДНИЩА ШЛЮЗОВИХ КАМЕР І ГОЛІВ	40
7.1 Типи й конструкції стін і днищ шлюзових камер	40
7.2 Типи й конструкції шлюзових голів	42
8 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ГОЛІВ СУДНОПЛАВНИХ ШЛЮЗІВ	45
8.1 Розрахунок упорних голів	45
8.2 Розрахунок стін голів шлюзів на нескельних основах	48
9 ШЛЮЗОВІ ВОРОТА	50
9.1 Типи шлюзових воріт	50
9.2 Вимоги, які висуваються до шлюзових воріт	50

9.3 Класифікація шлюзових воріт	50
10 СУДНОПЛАВНІ КАНАЛИ	54
10.1 Типи судноплавних каналів	54
10.2 Поперечні перерізи каналів	54
10.3 Трасування судноплавних каналів	55
10.4 Втрати води з каналів і їхнє живлення	56
10.5 Кріплення укосів каналів	56
11 ТИПИ СПОРУД НА СУДНОПЛАВНИХ КАНАЛАХ	59
11.1 Споруди на судноплавних каналах	59
11.2 Насосні станції	59
11.3 Споруди в місцях перетинання з водотоками й дорогами	60
11.4 Водоскиди й водоспуски	60
11.5 Запобіжні загородження	60
12 РІЧКОВІ ПОРТИ	62
12.1 Загальні положення	62
12.2 Типи річкових портів	64
12.3 Характеристика руслового порту	65
12.4 Характеристика басейнового порту	66
12.5 Характеристика змішаного порту	67
12.6 Вимоги, що ставляться до порту	67
12.7 Порти на каналах, водоймищах і озерах	68
13 ПОРТОВІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ	69
13.1 Загальні положення	69
13.2 Причальні споруди	69
13.3 Огороджувальні споруди	74
13.4 Способи ремонту суден	75
14 ВЗАЄМОДІЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ІЗ ВМІЩУВАЛЬНИМ ПОРОДНИМ МАСИВОМ	76
14.1 Механічні процеси, що протікають у породному масиві під час будівництва підземних гідротехнічних споруд	76
14.2 Гірський тиск	77
14.3 Робота породного масиву та кріплення як єдиної системи ...	82
14.4 Вибір кріплення породного масиву	84
15 ВИКОНАННЯ ПІДЗЕМНИХ РОБІТ	89
15.1 Загальні положення	89
15.2 Буропідривний спосіб проходки підземних виробок	89
15.3 Кріплення підземних виробок	102
15.4 Механізований спосіб проходки з використанням прохідницьких комплексів	109
15.5 Проходка підземних виробок у слабких ґрунтах	116
15.6 Кріплення виробок, пройдених в слабких ґрунтах	120
16 ЗВЕДЕННЯ ОБЛИЦЮВАНЬ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД	126
16.1 Конструкції облицювань, матеріали для їх виготовлення та бетоноукладальне обладнання	126
16.2 Механізовані опалубки	129

16.3 Заповнююча цементация і металеві облицювання	132
17 БУДІВНИЦТВО ШАХТ, ПІДЗЕМНИХ ВОДОВОДІВ І ВЕЛИКИХ КАМЕРНИХ ПРИМІЩЕНЬ	135
17.1 Способи проходки вертикальних і крутопохилих виробок ...	135
17.2 Будівництво підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів	140
СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ	147

ВСТУП

Програму вивчення варіативної навчальної дисципліни «Водні шляхи, порти та підземні гідротехнічні споруди» складено відповідно до освітньої професійної програми другого (магістерського) рівня вищої освіти зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво, водна інженерія та водні технології.

Дисципліна «Водні шляхи, порти та підземні гідротехнічні споруди» відноситься до циклу варіативних дисциплін професійної підготовки.

Метою викладання навчальної дисципліни «Водні шляхи, порти та підземні гідротехнічні споруди» є формування системи знань про водний транспорт, водні шляхи, конструкції, основи проектування та експлуатації воднотранспортних гідротехнічних споруд. Вивчення основних вимог щодо способів проходки підземних виробок, способів кріплення підземних виробок, методів зведення облицювань підземних споруд, способів будівництва підземних машинних залів, приміщень силових трансформаторів і затворів, надання уявлення про взаємодію підземних споруд з утворюючим породним масивом.

Згідно з вимогами освітньо-професійної програми здобувачі вищої освіти повинні володіти певними компетентностями, серед яких: здатність застосовувати знання на практиці; знання і розуміння предметної області та розуміння професії; здатність пояснювати процеси, що відбуваються на основних етапах проектування, експлуатації, реконструкції гідротехнічних та водогосподарських об'єктів

1 ВОДНИЙ ТРАНСПОРТ

1.1 Основні види водних шляхів та вимоги до них

Водними шляхами називають водні простори й водотоки, які використовуються для перевезення по них вантажів і пасажирів. Водними просторами є океани, моря, озера, водоймища, річки, їхні припливи і канали. Водні шляхи, звичайно, розділяються на: зовнішні – океанські, морські і внутрішні – річкові, озерні. Внутрішні водні шляхи своєю чергою розділяються на природні й штучні. Природними внутрішніми водними шляхами є річки й озера в їхньому природному стані. До штучних відносяться ошлюзовані річки й водоймища, а також судноплавні канали.

Для оцінки ролі внутрішніх водних шляхів у загальній системі транспорту розглянемо вимоги, які пред'являються до транспорту.

До сучасного транспорту пред'являються такі вимоги: дешевизна перевезень; терміновість перевезень; безпека для пасажирів і вантажів; масовість перевезень; сталість і регулярність перевезень.

1.2 Особливості сучасного водного транспорту

Оцінимо, наскільки водний транспорт задовольняє цим вимогам і які його переваги й недоліки.

Річковий транспорт за належної його організації – є найбільш дешевим із усіх видів транспорту з таких причин:

- по-перше, значно менші порівняно з іншими видами транспорту витрати енергії на переміщення вантажів (менші витрати палива);
- по-друге, відносно менші витрати на утримання рухомого складу, менший відсоток ваги мертвого вантажу (тари);
- по-третє, значно менші витрати на спорудження та утримування водного шляху порівняно із залізничним.

За терміновістю перевезень річковий транспорт відповідає меншою мірою вимогам, ніж інші види.

Відносно безпеки руху, як показує статистика, річковий транспорт має переваги порівняно із залізничним, автомобільним та авіаційним.

Під масовістю перевезень розуміють, з одного боку, пристосованість транспорту для перевезення будь-якого виду вантажу й, з іншого, здатність перевозити одночасно велику кількість однотипних вантажів.

Річковий транспорт цілком відповідає цим вимогам, оскільки він може приймати до перевезення як штучні вантажі будь-яких розмірів (аж до зібраних ферм сталевих мостів), так і різні види навалочних вантажів, які виконуються наливом.

Вимоги щодо регулярності й постійності перевезень у наших кліматичних умовах річковий транспорт повністю задовольняє.

Доцільність перевезення тих або інших вантажів внутрішніми водними

шляхами більшою мірою залежить від географічних і технічних особливостей цих шляхів. Географічною особливістю внутрішніх водних шляхів є те, що планове положення їх визначається гідрографією і звивистістю річкової мережі. У зв'язку з цим коефіцієнти подовження шляху на внутрішніх водних шляхах більші, ніж на сухопутних видах транспорту.

Основною технічною особливістю водних шляхів є відносно малий опір і невелика швидкість руху ними суден. Відносна дешевизна водного транспортування вантажів призвела до розвитку у деяких державах змішаних водно-залізничних перевезень. Доцільні так само й економічні водні перевезення багатьох вантажів на судах змішаного плавання (типу «ріка – море») між двома річковими портами в басейнах різних морів або між морським і річковим портами.

1.3 Історія водних шляхів і водного транспорту

Використання водних просторів як шляхів сполучення відноситься до найдавніших часів. Перші історичні відомості про існування портів відносяться до третього тисячоліття до нашої ери. Більш ніж за 500 років до н.е. на ділянках деяких рік (у тому числі р. Тигру і р. Євфрату), утруднених для плавання суден на веслах і вітрилах, велися роботи з регулювання русел. Приблизно до цього ж періоду часу відносяться й побудови перших судноплавних каналів. Відомо, що за шість століть до н.е. існував канал від р. Ніл до Червоного моря.

У кінці III століття до нашої ери був побудований Чарівний канал, що з'єднав північ і південь Китаю (китайська назва Лінцюй). Чарівний канал є першим у світі багаторівневим транспортним каналом, що мав довжину лише 32 кілометри, глибину – 1 метр, ширину – 5 метрів. Чарівний канал є незвичайним, оскільки поєднує дві річки, які течуть в протилежних напрямках: Сян, яка тече на північ, і Лі, яка тече на південь.

У V столітті до нашої ери за наказом правителя держави У був побудований канал Хань Гоу, що проходив від Гуачжоу (провінція Цзянсу) до Цінцзянши, поєднуючи річки Янцзи й Хуайхе. Цей водний шлях завдовжки біля 160 кілометрів був побудований з метою забезпечення армії продовольством під час її просування на північ до держав Сун і Лу. Згодом цей канал став частиною відомого Великого каналу. Найдовша частина каналу, що тягнеться від Хуанхе до району Пекіна, призначалася для постачання армії, що захищала північні та північно-східні кордони імперії. Вона була побудована в 608–609 роках. У роботах брали участь сотні тисяч людей.

Великий канал – найдовший штучний водний шлях у світі. Загалом цей канал, що складається з відрізків, побудованих у різний час, тягнеться майже на 1800 кілометрів. Він дозволив полегшити адміністрування країни і пов'язав економіку півночі й півдня Китаю. Глибина Великого каналу становить 3–9 метрів, а ширина досягає 30 метрів.

Винахідником судноплавного шлюзу, у якому здійснювалося поперединне вирівнювання рівня води, став у 984 році Цяо Вейюе, який був

помічником міністра транспорту в Хуайнані. Приводом для цього стала необхідність боротися з крадіжками зерна під час його транспортування каналом. До 984 року човни, які в китайців були майже плоскодонними і не мали кілів, могли долати різнорівневі відрізки каналів лише волоком крізь спеціальні гідрозливи, які встановлювалися для регулювання рівнів водного потоку.

У Західній Європі, починаючи з XIII–XIV ст. н. е. від судноплавних річок до торговельних міст, які промислово розвивалися, стали будувати відкриті судноплавні канали. На окремих мілководних притоках судноплавних річок будувалися напівшлюзи, які були, по суті, розбірними щитовими водоскидами з судноплавним отвором, під час пропусків води через які невеликі судна того часу спускалися до більш багатководних і глибоких ділянок річок.

Камерні шлюзи на судноплавних каналах, які вперше дозволили суднам вільно й безпечно переборювати невеликі перепади, стали будуватися з XV століття. Перше зображення камерного шлюзу виявлено в рукописах геніального середньовічного вченого й художника Леонардо да Вінчі (1452–1519), який вважається винахідником даного типу споруд. Розвиток у XVI–XVII століттях у західній Європі (переважно в Англії та Франції) мануфактури викликав необхідність у доставці значної кількості вантажів до промислових центрів, міст і морських портів. Для забезпечення водних підходів до них було побудовано низку судноплавних каналів і деякі шлюзовані мілководні верхівкові ділянки річок, що дозволило ходити ними малим суднам того часу (вантажопідйомністю 100–200 тонн).

Наприкінці XIX – початку XX ст. у Німеччині було побудовано нові ділянки Середньонімецького каналу, канали Липпе, Рейн-Герне тощо. У США побудували кілька судноплавних каналів і шлюзували верхні ділянки низки річок – Огайо, Міссісіпі тощо. Нові судноплавні канали створили у Франції й Бельгії.

Контрольні запитання

1. Назвати основні типи водних шляхів. Назвати вимоги, що ставляться до суден.
2. Назвати основні переваги та недоліки водного транспорту.
3. Визначити основну технічну особливість сучасного водного транспорту.
4. Проаналізувати історію використання водних шляхів.

2 СУДНА ТА СПОСОБИ ТЯГИ

2.1 Вимоги, що ставляться до суден

Перевезення пасажирів і всіх видів вантажів внутрішніми водними шляхами здійснюється на суднах і баржах.

Судна різного призначення мають мати такі загальні якості: плавучість, остійність, міцність, ходовість, поворотність й вантажопідйомність.

Плавучість – це здатність судна з повним вантажем триматися на воді в нормальному положенні, для чого підводна частина судна повинна бути водонепроникною. Запас плавучості судна пов'язаний з висотою підводного борта h_B за умови його водонепроникності і встановлюється для суден річкового плавання в межах від 0,2 м до 0,8 м, а для озерного плавання – 2 м і більше над рівнем води.

Під остійністю судна мається на увазі його здатність під час дії бокових сил, що викликають крен, зберігати рівновагу й здатність його повертатися до нормального (вертикального) положення у разі припинення дії бокових сил.

Судно, як і будь-яка споруда, має задовольняти умовам міцності. Тому міцність корпусу судна і всіх його елементів повинна забезпечуватися під час різного навантаження (вага двигунів, суднових пристроїв і вантажу) по довжині й ширині, за будь-якого положення його відносно вітрової хвилі, а також під час навалу його на причальні споруди під час причалювання.

Вантажопідйомність суден визначається як різниця між водотоннажністю судна з повним вантажем і водотоннажністю порожнього судна:

$$G = \gamma_B \cdot \delta_C \cdot l_o \cdot b_o S_C - \gamma_B \cdot \delta_{П} \cdot l_o \cdot b_o \cdot S_{C.П.}, \quad (1)$$

де γ_B – щільність води;

$\delta_{П}$ – коефіцієнт повноти водотоннажності судна в порожньому стані;

δ_C – коефіцієнт повноти водотоннажності судна з повним вантажем;

$\delta_C = (0,85-0,9)$ – для несамохідних суден і $\delta_C = (0,7-0,8)$ – для самохідних суден;

l_o – довжина судна;

b_o – ширина судна;

S_C – осадка судна з повним вантажем;

$S_{C.П.}$ – осадка порожнього судна.

Ураховуючи, що $\delta_{П} \approx \delta_C$ і $\gamma_B = 1 \frac{т}{м^3}$, для наближеного визначення вантажопідйомності суден часто користуються формулою

$$G = \delta_C \cdot l_o \cdot b_o (S_C - S_{C.П.}). \quad (2)$$

Поворотністю судна називається здатність його обертатися під дією руля навколо миттєвої вертикальної осі.

Для суден, що ходять внутрішніми водними шляхами, що часто мають вузький і звивистий фарватер, їх поворотність має більш велике значення, ніж для морських суден. У зв'язку з цим для суден внутрішнього сполучення мінімальний діаметр циркуляції $D_{ц}$ по замкнутій кривій, яку судно описує при максимальному куті повороту руля, приймають такою, що дорівнює:

$$D_{ц} = 2R_{ц} \leq 4l_{с}, \quad (3)$$

де $l_{с}$ – найбільша довжина судна, м.

Ходовість водотоннажних суден залежить від опору води R їх руху, на подолання якого витрачається робота двигунів. Загальний опір руху судна з боку водного середовища складається з трьох основних елементів:

- опору тертя між підводною поверхнею судна й струменями води, які обтікають судно;
- коловоротного або вихрового опору;
- хвильового опору.

Для суден, що переміщаються внутрішніми водними шляхами, необхідно враховувати швидкість самого потоку й живий перетин водного шляху.

Опір судна на ходу можна визначити за формулою В. В. Звонкова:

$$R = f \cdot \omega_3 \cdot v_{с}^{1,83} + \delta \cdot \phi \cdot O \cdot v_{с}^{1,7+0,15v_{сс}}, \quad (4)$$

де f – коефіцієнт тертя, рівний $0,17$ – для металевих суден і $0,23-0,25$ – для дерев'яних;

ω_3 – змочена поверхня судна, m^2 ;

$v_{с}$ – швидкість руху суден, m/c ;

δ – коефіцієнт повноти водотоннажності судна;

ϕ – коефіцієнт коловоротного опору (для клинчастих суден – $\phi = 10,5$, для ложкоподібних – $\phi = 7-8$);

O – площа зануреного мідельшпангоуту.

Для одержання величини опору руху судна в обмеженому водному просторі R_H вводять поправочний коефіцієнт K_e :

$$R_H = K_e \cdot R; \quad (5)$$

$$K_e = \left[\frac{n}{n - (1 + 0,2\delta^2 \cdot v_{с}^2)} \right]^{2,25}, \quad (6)$$

де $n = F / O$, а F – площа живого перетину річки або каналу, m^2 .

Як бачимо, опір судна на ходу залежить від коефіцієнта повноти δ і збільшується з його збільшенням.

Якщо живий перетин водного шляху зменшується, то опір руху судна зростає.

2.2 Конструктивні елементи суден

Конструкції суден досить різноманітні й залежать як від типів суден, так і від основних матеріалів, з яких вони виконуються.

Корпус судна становить коробчасту балку, що складається з днища, бортів і палуби. Днища й борти становлять зовнішню обшивку судна. Обшивка судна підтримується низкою балок, розташованих усередині судна в поперечному й поздовжньому напрямках.

Поперечні балки, вигнуті за формою корпусу й розташовані вздовж судна на рівних відстанях одна від одної, називаються шпангоутами. Шпангоути в сталевих річкових суднах складаються, зазвичай, з одного або двох куточків. Другий куточок приклепується зі зворотної сторони.

По днищу між зворотним і прямим шпангоутним куточком від одного борта до іншого укладаються листи, які утворюють так званий *флор*. У палубних суднах палуба підтримується поперечними балками, які називаються *бімсами*. Бімси ставляться, як правило, в одній площині зі шпангоутами, утворюючи разом з ними замкнені рами. Бімси вигинаються догори для додання палубі опуклої форми, що полегшує стік води до бортів і збільшує поздовжню жорсткість судна.

На середині прольоту бімси часто підтримуються стійками – *пілерсами*. Поздовжні балки, що проходять уздовж усього корпусу судна, називаються *кільсонами*. Поздовжня балка, що проходить по днищу в діаметральній площині судна, називається *кілем* або *кільовою балкою*.

У передньому й задньому краях судна кільова балка переходить у так звані штевні (у передній частині судна – форштевень і в задній частині – ахтерштевень).

Для збільшення поздовжньої міцності по бортах укладаються поздовжні балки, які мають назву бортових стрингерів або полок (поміст), а по палубі ставляться додаткові листи обшивки – *палубні стрингери*. Поздовжні балки, які розташовані між бімсами, називаються *карлінгсами*.

Розміри суден. Основними розмірами або, як їх називають у суднобудуванні, розміреннями судна є його довжина, ширина й висота борта (рис.1).

Співвідношення між наведеними основними розмірами судна є важливими характеристиками його форми. Відношенням l_c/H_B більшою мірою визначають міцність корпусу судна, на суднах внутрішнього плавання: для самохідних суден це відношення дорівнює (12–30), для несамохідних – (25–40).

Відношення l_o/b_o характеризує умови руху суден: чим більше

відношення, тим судно більш швидкохідне. Для вантажо-пасажирських суден внутрішнього плавання це відношення дорівнює (7–9), для несамохідних вантажних суден – (5–7).

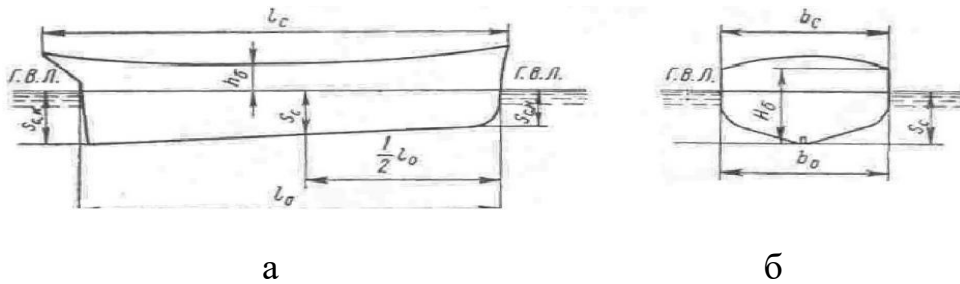


Рисунок 1 – Основні та габаритні розміри судна:

а – поздовжній розріз по осі; б – поперечний переріз по міделевому перетину; Г.В.Л. – головна (вантажна) ватерлінія; l_o – довжина судна; l_c – найбільша довжина судна; b_o – ширина судна; b_c – найбільша ширина судна; H_B – висота борта судна; S_C – осадка судна; $S_{C.H.}$ – осадка носом; $S_{C.K.}$ – осадка кормою

Водотоннажністю судна W називають його вагу разом з вантажем (у тоннах). Воно чисельно дорівнює (у прісній воді) обсягу підводної частини судна, вираженому в кубічних метрах. Водотоннажність судна визначається за формулою:

$$W = \delta_c \cdot l_o \cdot b_o \cdot S_c, \quad (7)$$

де δ_c – коефіцієнт повноти водотоннажності судна з повним вантажем.

2.3 Основні типи суден внутрішнього сполучення

Класифікувати судна можна за наступними ознаками:

- за районом (умовами) ходіння, залежно від вітрохвильового режиму на водному шляху судна ділять на 4 класи: на річкові судна полегшеного типу для ходіння малими річками; на річкові судна для великих річок; на судна озерного плавання (великі озера, водосховища); судна змішаного плавання типу «річка-море» з обмеженим виходом в море;

- за різновидом основного матеріалу, з якого вони виконані – дерев'яні, сталеві, залізобетонні й змішані;

- за способом переміщення – на судна самохідні і несамохідні;

- за призначенням – на судна транспортні, буксирні і службово-допоміжні, судна технічного флоту, спеціальні. Своєю чергою транспортні судна можуть бути вантажними, вантажопасажирськими і пасажирськими, а вантажні судна бувають для сухого вантажу, для рідин і спеціалізованими. Другу групу складають буксири для переміщення несамохідних барж. Водний Технічний флот підтримує водні шляхи в належному технічному стані.

2.4 Способи тяги суден

Існують два способи тяги несамохідних суден, що переміщуються внутрішніми водними шляхами – буксирна й берегова. У наш час основною з них є буксирна тяга.

Буксирна тяга (рис.2), за якої переміщення несамохідних суден здійснюється самохідним судном, буває двох видів – за буксиром на канаті або перед штовхачем.

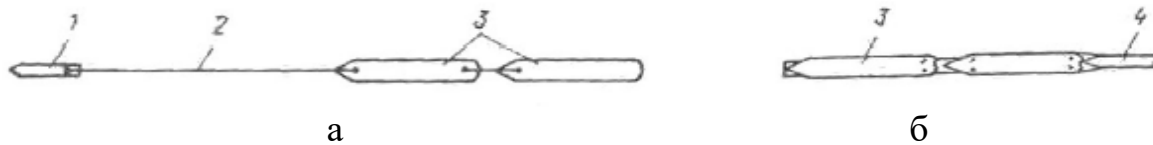


Рисунок 2 – Буксирна тяга составів суден:

а – буксиром на довгому канаті; б – штовхачем;

1 – буксирне судно; 2 – канат; 3 – несамохідні судна; 4 – штовхач

Буксирне судно разом із суднами, які воно буксирує, називається буксирним составом або составом суден. За буксиром судна і плоти ведуть на сталевому канаті, передній кінець якого кріпиться за буксирне судно, а задній – за несамохідні судна, які буксують.

Розміщення несамохідних суден у составі за буксирним судном залежить від способу буксирування, напрямку руху (вгору або вниз за течією), типів суден і умов ходіння їх водним шляхом (швидкість течії, кривизна русла, наявність суднопропускних споруд тощо).

У випадку буксирування декількох суден за буксиром проти течії їх, звичайно, зчалюють гнучко одне за одним з мінімальною відстанню між ними (рис. 3,а). У випадку буксирування декількох суден за течією їх іноді зчалюють, установлюючи в два-три ряди бортами одне до одного (рис. 3,б). При цьому основний канат кріплять на середньому судні, а інші зчалюють між собою більш тонкими снастями хрест – навхрест. На водоймищах і в озерах судна у составах, які буксирують на довгому канаті, розташовують в один ряд, на відстані не менше 30 м одне від одного.

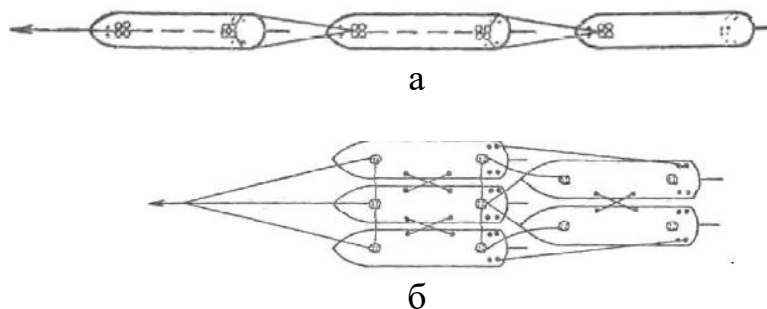


Рисунок 3 – Розташування несамохідних суден у составах за буксирним судном:

а – під час руху проти течії; б – під час руху за течією

Штовхач розташовується безпосередньо за суднами, на останнє з яких він передає тягове зусилля через упорні конструкції (рис.4).



Рисунок 4 – Штовхаючі состави:

а – із чотирьох суден; б – із двох суден; в – з одного судна

Берегова тяга суден за допомогою канатів механічними двигунами (паровозами, пізніше тракторами) широко застосовувалася в минулому на судноплавних каналах.

Контрольні запитання

1. Описати вимоги, які висуваються до суден.
2. Описати основні конструктивні елементи суден.
3. Описати основні типи суден внутрішнього сполучення.
4. Описати методику визначення основних розмірів суден.
5. Описати способи тяги суден.

3 СУДНОПЛАВНІ РІЧКИ В ПРИРОДНОМУ СТАНІ І ПОЛІПШЕННЯ СУДНОПЛАВНИХ УМОВ НА НИХ

3.1 Вимоги, які висуваються судноплавством до водного шляху

Річки в природному стані можуть бути використані для цілей водного транспорту, тому вони повинні відповідати наступним вимогам:

– при щонайнижчому судноплавному горизонті річки повинен бути збережений фарватер; фарватер повинен мати глибини, достатні для ходіння суден з визначеною осадкою, та ширину, що допускає вільну розбіжність двох зустрічних суден; мінімальний радіус закруглення фарватеру повинен дозволяти вільно розвертатися судну;

– наявні на річці споруди не повинні заважати руху суден за фарватером;

– швидкість течії річки в навігаційний період не повинна перевищувати величини, яка допускає рух окремих суден або буксирних груп вверх за течією;

– русло річки в межах фарватеру не повинне бути засмічене предметами, які заважають безпечному руху суден: камінням, деревами і суднами, що затонули, частинами старих споруд;

– тривалість навігації не повинна бути занадто короткочасною (не тільки у паводок, але й у межень).

Під час вирішення питання про те, чи може річка в природному її стані бути судноплавною, необхідно враховувати загальний гідрологічний режим річкового русла.

Русло рівнинної річки в плані, як відомо, зазвичай, становить низку меандр, тобто плавно сполучених між собою звивин. Таке розташування річки в плані обумовлено її ерозійною діяльністю і є найбільш стійким для річок, що протікають у широких заплавах, утворених відкладеннями самої річки. У той самий час ерозійні процеси, триваючи постійно, викликають поступове переміщення меандр униз за течією річки (рис. 5).

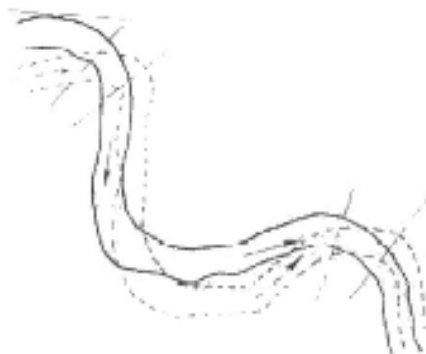


Рисунок 5 – Пересування меандр ріки

Обрису ріки в плані відповідає і рухомий її рельєф. Русло річки складається з низки поглиблених місць – плесів, розташованих у межах звивин з найбільшими глибинами увігнутих берегів, які підмиваються, розділених

більш мілкими місцями – перекатами, що розташовуються на прямих ділянках рік і між двома звивинами.

Поздовжній профіль річки, побудований по лінії найбільших глибин, являє собою хвилясту лінію із плесами і перекатами, що чергуються (рис. 6).

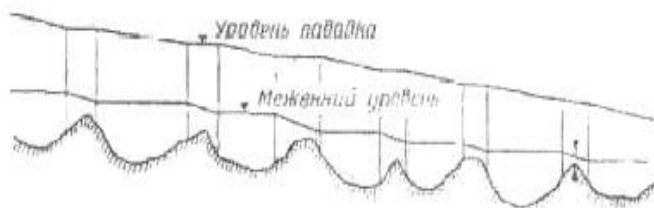


Рисунок 6 – Поздовжній профіль ділянки річки

Перекат, що має найменшу на даній ділянці річки глибину і за яким визначається допустима осадка суден, називається *нормуючим*.

На плесах і перекатах ухили поверхні води є різними. У період межені за малих витрат ухили поверхні води на перекатах є більшими, ніж на плесах, і відбувається розмив перекатів.

У період високих вод ухили поверхні потоку в межах плесів є більшими, ніж на перекатах. У цей час відбувається посилений розмив дна в плесах і відкладення наносів на перекатах.

Що стосується радіусів закруглення річки, то вони рідко бувають меншими за трикратну ширину річки. Фарватер, звичайно, має трохи більшу кривизну, ніж геометрична вісь русла.

3.2 Габарити водних шляхів

Судноплавство відбувається не по всій ширині річки або озера, а за судновим ходом (або інакше фарватером), яким називається водна смуга з глибиною й шириною при проектних рівнях води, не менших за гарантійні.

Дана смуга позначається спеціальними знаками річкової або озерної обстановки й розташовується в тій частині водного шляху, де існує менше перешкод.

Основні розміри суднового ходу, що обумовлюють розміри суден, що плавають по ньому, називають габаритами водного шляху.

До них відносяться глибина на наймілкіших перекатах, ширина суднового ходу, радіуси його закруглень, розміри гідротехнічних споруд на штучних водних шляхах (довжина і ширина камер шлюзів), розміри мостових отворів (ширина мостового отвору вимірюється у світлі між мостовими опорами, а висота – від низу ферми прольотної будови моста до найвищого розрахункового судноплавного рівня води).

Гарантійні габарити (глибина, ширина, радіуси закруглень) встановлюються або як мінімальні навігаційні, або як диференційовані (залежно від рівнів води).

Основним орієнтиром під час планування, проектування й виробництва робіт, пов'язаних з поліпшенням судноплавних умов річок, є так званий проектний рівень води, за який приймається один з найнижчих навігаційних рівнів, що має забезпеченість 95–99 % для магістральних рік і 80–95 % – для шляхів місцевого значення.

3.3 Судноплавні глибини водного шляху

Однією з основних умов судноплавства на річці є наявність по всій довжині фарватеру глибин, що допускають прохід суден з певним осіданням. Ця умова виражається такою залежністю:

$$H_{C_{\min}} = S_{C_{\max}} + \sum \Delta S_{,m}, \quad (8)$$

де $\sum \Delta S = \Delta S_C + \Delta S_D + \Delta S_B + \Delta S_H$;

ΔS_C – мінімальний (кільовий) запас під днищем судна, приймається рівним (0,1–0,3) м;

ΔS_D – збільшення осадки судна під час руху;

ΔS_B – запас глибини на хвилю;

ΔS_H – запас на відкладення наносів, приблизно приймається рівним (0,2–0,5) м;

Збільшення осадки судна під час руху його мілководдям може бути приблизно визначено за формулою:

$$\Delta S_D = k_D (k_D^2 - 1) \sqrt{\left(\frac{S_C}{h_C}\right) \left(\frac{V_C^2}{2g}\right)}, \quad (9)$$

де $k_D = 1,8 - 0,1 \left(\frac{l_o}{b_o}\right)$.

Під час руху або відстоювання суден на озерах, водоймищах, у б'єфах та інших акваторіях потрібен додатковий запас глибини на хвилю.

Величина цього запасу визначається за формулою:

$$\Delta S_B = 0,3h_B - \Delta S_C, \quad (10)$$

де h_B – розрахункова висота хвилі.

Ширина фарватеру. На різних ділянках природних і штучних водних шляхів ширина суднового ходу (фарватеру) B_o залежить від устанавленого порядку руху – двостороннього або одностороннього, від бокового впливу вітру й течії, від кривизни суднового ходу й радіуса його закруглення.

Ширина двостороннього суднового ходу на прямолінійних ділянках, під час найбільшого вантажного осідання суден, повинна бути більшою або

дорівнювати:

$$B_o = B_{CT1} + B_{CT2} + a_c + 2a_\delta, \quad (11)$$

де B_{CT1} і B_{CT2} – ширина найбільших розбіжних суден;

a_c і a_δ – відповідно запаси між суднами, а також між ними й укосами ґрунту.

Для одностороннього руху ширина суднового ходу визначається таким чином:

$$B_o = B_{CT} + (1, 2 \dots 1, 3) \cdot 2a_c \quad (12)$$

За умови безпеки руху суден:

$$a_{C_{\min}} = 0,2B_{CT} \text{ і } B_o \geq B_{CT}. \quad (13)$$

Для крупних суден ширину суднового ходу рекомендується приймати такою:

$$B_o \geq 2B_C + 0,07l_C + 2a_c. \quad (14)$$

Радіуси закруглень і розширень суднового ходу на кривих. Судноплавні судна, а також жорстко зчлені состави несамохідних штовхаючих суден, можуть вільно рухатися по криволінійних суднових ходах з радіусом кругових кривих, що дорівнює:

$$R_{\min} \geq 4l_{CT}, \quad (15)$$

де l_{CT} – довжина жорстко зчлененого составу або самохідного судна.

Для буксирування ж гнучко зчлененого составу суден радіус кривих суднового ходу буде дорівнювати:

$$R_{\min} \geq 5l_C, \quad (16)$$

де l_C – довжина найбільшого несамохідного судна.

Ширина суднового ходу на криволінійних ділянках збільшується, тому для визначення величини цього розширення використовується наступна формула:

$$\Delta B_o = 2 \cdot \frac{0,35 \cdot l_{CT}^2}{R}, \quad (17)$$

На кривих ділянках з $R > 20l_{CT}$ судові ходи не враховуються.

Класифікація водних шляхів. Внутрішні водні шляхи підрозділяють на категорії лише за судноплавними глибинами. Класифікацію водних шляхів наведено в таблиці 1. Існує багато річок, які у природному стані не

задовольняють вимоги судноплавства за своїми глибинами, радіусами закруглень, засміченістю і мають потребу в спеціальних технічних заходах для приведення їх у судноплавний стан.

Таблиця 1 – Класифікація водних шляхів

Категорії водного шляху	Глибина суднового ходу, (м)	
	Найменша гарантована	Використовувана флотом
I – надмагістралі	більше за 2	більше за 3
II – магістралі	1,1–2,6	1,65–3
III – шляхи місцевого значення	0,6–1,4	1–1,65
IV – малі річки	0,45–0,8	до 1,0

3.4 Способи поліпшення судноплавних умов

Для організації на річках правильного судноплавства необхідно провести низку технічних заходів, а саме: спорудити навігаційне огороження, виконати руслоочищення, виправлення русла, днопоглиблення, регулювання стоку, будівництво шлюзів і каналів. Із зазначених вище заходів руслоочищення, виправлення русла і днопоглиблення мало змінюють природний режим річок, але в той самий час вони є заходами щодо поліпшення судноплавного стану природних водних шляхів.

Регулювання стоку, будівництво шлюзів і каналів, навпаки, докорінно змінюють природний режим річок і переводять їх у розряд штучних водних шляхів. Навігаційне огороження, як засіб забезпечення безпеки судноводіння, однаково застосовується як на природних, так і на штучних водних шляхах. Руслоочищення може застосовуватись як на природних, так і на штучних водних шляхах, але найчастіше – на природних.

Контрольні запитання

1. Описати вимоги, які пред'являються судноплавством до водного шляху.
2. Описати методику визначення габаритів водних шляхів.
3. Описати категорії водного шляху.
4. Описати способи поліпшення судноплавних умов річок.

4 ШТУЧНІ ВОДНІ ШЛЯХИ

4.1 Основні види штучних водних шляхів

На річках і їхніх притоках, що перебувають у природному стані, витрати води, а отже, і гарантовані судноплавні глибини зменшуються вгору за течією. Збільшення судноплавних глибин днопоглибленням або виправленням русла неможливе. Все це викликає необхідність створення штучних водних шляхів.

Залежно від свого призначення й характеру штучні водні шляхи підрозділяють на наступні види:

- шлюзування річки;
- обхідні й підхідні судноплавні канали;
- міжбасейні водотранспортні з'єднання.

Шлюзування річок. Шлюзуванням річки називається радикальний спосіб збільшення судноплавних глибин зведенням на ній низки гідровузлів, що підвищують у період навігації рівень води в річці порівняно з тим, яким він був у природному її стані. Для збільшення судноплавних глибин на всій шлюзуваній ділянці річки розташування гідровузлів і напори води на них мають бути такими, щоб підпір від гідровузла, який розташований нижче, забезпечував у нижньому б'єфі вище розташованого гідровузла задані судноплавні глибини. При цьому річка розділяється гідровузлами на низку б'єфів.

Загальна схема шлюзування мілководної ділянки річки залежить, крім природних умов, першою чергою від характеру її використання й проектною судноплавної глибини.

Технічні схеми шлюзування істотно розрізняються, якщо:

- шлюзування річки проектується тільки в транспортних цілях – для поліпшення судноплавних умов;
- каскад гідровузлів на річці проектується для комплексного використання її водних ресурсів – в інтересах як водного транспорту, так і інших галузей водного господарства (енергетики, меліорації, водопостачання тощо).

Шлюзування річки вимагає спорудження гребель. Для збільшення транзитних глибин розташування гребель і їхня висота повинні бути підібрані таким чином, щоб підпір від нижче розташованої греблі поширювався до греблі, що лежить вище, і глибини безпосередньо відповідали заданим. При цьому річка розбивається на низку б'єфів, що поєднуються між собою. Перехід суден з одного б'єфа в іншій відбувається за допомогою спеціальних споруд – камерних шлюзів або суднопідіймачів, розташованих або в самому річковому вузлі, або в особливому обхідному каналі. Розглянемо схему шлюзування річки (рис. 7).

Для визначення необхідного підпору H , створюваного греблями, необхідно побудувати криві підпору при різних характерних витратах річки. Вибір створів гребель виконується з урахуванням топографічних, геологічних,

гідрологічних і місцевих господарських умов.

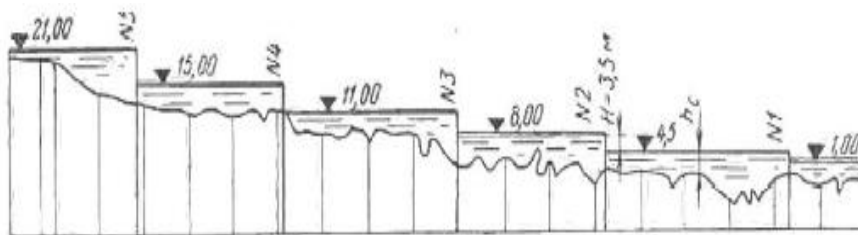


Рисунок 7 – Схема шлюзування річки

Якщо греблі на річці споруджуються винятково з метою збільшення судноплавних глибин, відстань між греблями і їхньою висотою обирається за умови одержання найбільшої пропускної здатності шлюзованого шляху й найменшої собівартості водних перевезень. Напори на греблях приймаються невеликими – $H = (2-5)$ м, якщо відстань між ними становить кілька десятків кілометрів. Ці розміри обираються так, щоб у разі підпору річка не виходила з корінного русла й заплава не заливалася.

Греблі, збудовані при такому способі шлюзування, називаються судноплавними. Найчастіше застосовуються розбірні греблі, які підтримують напір у період межені; на паводок затвори їх повністю розбираються, а ферми укладаються на флютбет, причому в цей час судна проходять над покладеними фермами греблі (рис. 8).

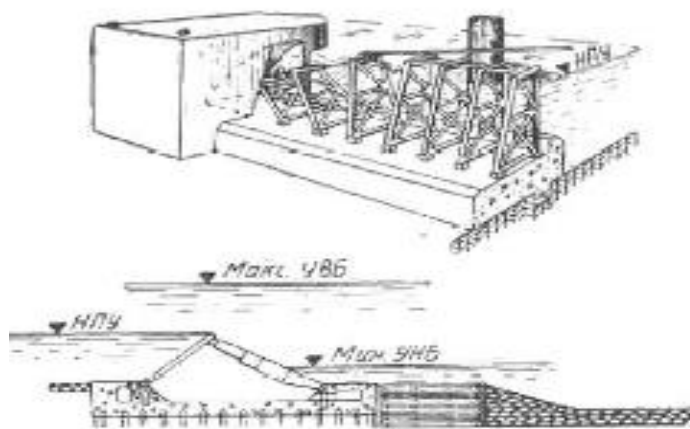


Рисунок 8 – Судноплавна гребля

Ферми встановлюють на флютбеті на відстані 1,25–1,5 м одну від одної. У випадку застосування зібраної греблі побутова витрата води в річці переливається в нижній б'єф через затвори (щити). Після зборки греблі судноплавство здійснюється через шлюз.

Метод шлюзування низьконапірними розбірними греблями дуже широко застосовувався за кордоном.

Останнім часом у зв'язку із широким будівництвом гідроелектростанцій шлюзування розглядається як частина комплексної задачі щодо використання річок. Висота окремих гребель і їх взаємне розташування визначаються як

вимогами, які гарантують певні транзитні глибини, так і умовами максимального ефекту від усього проєктованого каскаду ГЕС.

Остання вимога приводить до збільшення висоти гребель з одночасним збільшенням відстані між ними, так як для енергетичних цілей необхідне створення більших водоймищ. Для створення більших водоймищ використовують ґрунтові, бетонні й залізобетонні греблі.

Шлюзування річок методом побудови водоймищ сприяє регулюванню стоку річки, що дозволяє збільшити витрати в нижньому б'єфі, а отже, й транзитні глибини на нижче розташованих ділянках річки. Перевагою цього методу є те, що значно знижуються швидкості річки через підпір, який дозволяє зменшити необхідну потужність буксирів і збільшити швидкість суден.

Окрім позитивних для судноплавства наслідків зміни режиму річки за допомогою водоймищ, є й негативні. До їхнього числа варто віднести:

- утворення значних вітрових хвиль;
- скорочення періоду навігації у зв'язку зі зміною льодового режиму;
- неможливість лісосплаву через малі швидкості в підпірних б'єфах;
- значні переформування усієї берегової смуги (відбуваються обвали, зсуви).

4.2 Компонування суднопропускних споруд у гідровузлах і на каналах

Розміщення суднопропускних споруд у річковому гідровузлі істотно впливає на його комплектування. Вимоги, яким мають відповідати розташування суднопропускних споруд, є наступними:

- підходи до шлюзів з верхнього й нижнього б'єфів повинні бути безпечні і зручні;
- в обох б'єфах повинні бути передбачені акваторії для розміщення суден, що очікують шлюзування;
- ширина підхідних каналів повинна допускати розбіжність трьох суден, за умови, що одне з них буде стояти біля причалу;
- глибина на низовому підході повинна бути не меншою за глибину на порозі шлюзу;
- основний перехід повинен улаштуватися з дотриманням установлених судноплавних габаритів;
- прийняте розташування споруд повинне бути економічно раціональним, тобто обсяг і вартість робіт мають бути мінімальними.

Судноплавний шлюз разом з підходами до нього повинен розташовуватися на одній прямій довжиною не менш ніж довжина, яка розраховується за формулою:

$$L_{\text{ПП. min}} = l_{\text{ШЛ}} + 2l_{\text{П}}, \quad (18)$$

де $l_{\text{ШЛ}}$ – повна довжина шлюзу;

$l_{\text{П}}$ – довжина прямолінійних ділянок підходів.

У річкових гідровузлах можливі наступні схеми розташування шлюзу відносно до водоскидної греблі (рис. 9): шлюз перебуває у руслі й винесений у бік верхнього б'єфа; шлюз перебуває у руслі й винесений у бік нижнього б'єфа; шлюз розташований поза руслом в обхідному каналі; шлюз розташований поза вузлом у дериваційному каналі.

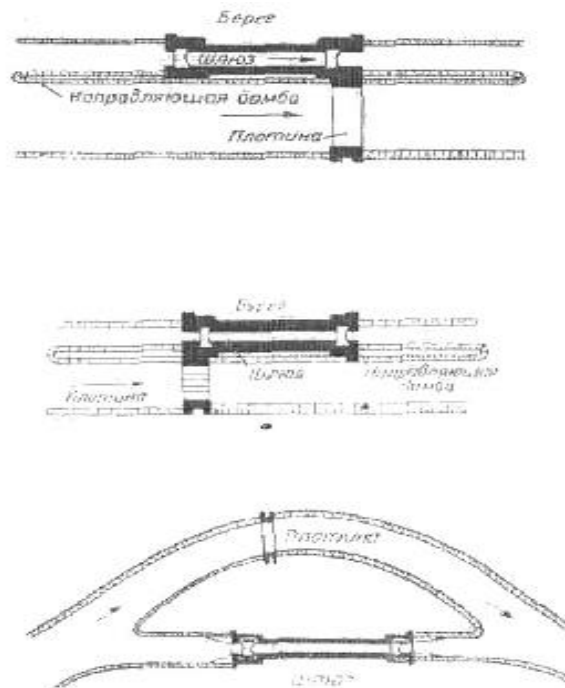


Рисунок 9 – Схеми розташування шлюзу в гідровузлі

Якщо в гідровузлі повинна бути побудована ГЕС, то шлюз і ГЕС краще розміщати з протилежних боків водоскидної греблі (рис.10). Така схема забезпечує умови підходу шлюзу, так як основний потік води рухається через ГЕС, тобто з протилежного берега.

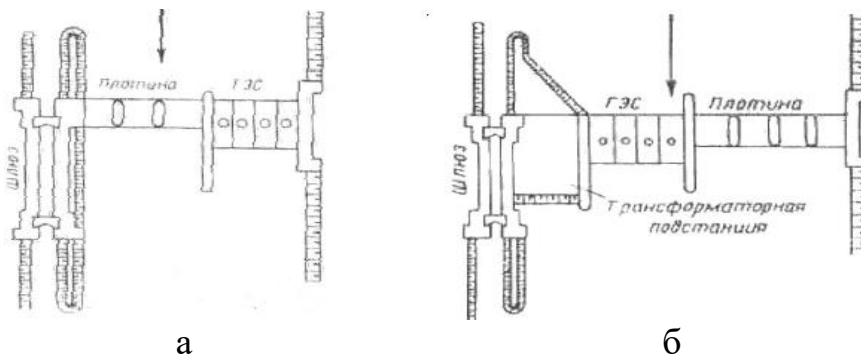


Рисунок 10 – Схеми розташування шлюзу і ГЕС у гідровузлі:
 а – на різних берегах; б – на одному березі; 1 – водоскидна гребля;
 2 – шлюз; 3 – ГЭС; 4 – розподільний майданчик

Іноді доводиться розташовувати шлюз і ГЕС на одному березі (рис. 10). При цьому бажано між ГЕС і шлюзом мати розподільний майданчик. Вибір

схеми місця розташування шлюзу в гідровузлі визначається рельєфом місцевості й інженерно-геологічними умовами.

4.3 Обхідні й підхідні судноплавні канали

Обхідні судноплавні канали будують для руху суден в обхід великих водоймищ, порогів, які недоступні для судноплавства або на яких забезпечити його технічно важко чи економічно недоцільно.

Обхідні судноплавні канали будують між гирловими ділянками річок, які впадають в моря, щоб уникнути перевалки вантажів з річкових суден на морські й навпаки. Прикладом таких обхідних каналів можуть служити судноплавні канали в США, розташовані вздовж берегів Атлантичного океану й Мексиканської затоки на ділянках судноплавних річок, що впадають у них, а також Біломорсько-Балтійський канал.

Обхідними судноплавними каналами є й великі енергетично-транспортні дериваційні канали. Прикладом є дериваційний канал ГЕС на річці Рона (Франція) довжиною 17 км і витратою води понад 1500 м³/сек.

Підхідні судноплавні канали прокладають від річок і водоймищ до розташованих поза їхніми берегами промислових центрів і міст для доставки водним шляхом вантажів.

Підхідні судноплавні канали можуть бути відкритими й шлюзованими. Як підхідні канали для судноплавства використовуються великі магістральні іригаційні канали. Прикладом може служити Каракумський зрошувальний канал довжиною 800 км від річки Амудар'я до міста Ашхабад.

4.4 Міжбасейні воднотранспортні з'єднання

Міжбасейні воднотранспортні з'єднання можуть бути відкритими або шлюзованими.

Відкриті міжбасейні з'єднання будувалися як виняток, наприклад, Суецький канал між Середземним і Червоним морями.

Сучасні міжбасейні воднотранспортні з'єднання – це складні шлюзовані системи, що становлять великий комплекс гідротехнічних споруд (шлюзів, гребель, дамб, водоскидів, каналів, насосних станцій, ГЕС тощо).

Судноплавні глибини й габарити суднопропускних споруд на воднотранспортних з'єднаннях повинні відповідати перспективним умовам ходіння суден у з'єднаних воднотранспортних басейнах.

Контрольні запитання

1. Описати види штучних водних шляхів.
2. Описати наявні компонування суднопропускних споруд у гідровузлах і на каналах.
3. Описати судноплавні канали.
4. Описати воднотранспортні з'єднання.

5 СУДНОПЛАВНІ ШЛЮЗИ

5.1 Типи судноплавних шлюзів і їх основні конструктивні елементи

Для переходу суден з одного б'єфа шлюзованої річки або судноплавного каналу в іншій улаштовуються спеціальні споруди – камерні шлюзи або суднопідйомники.

Судна переводять через шлюзи з верхнього б'єфа в нижній і назад за допомогою камер, рівні води в яких вирівнюють за відповідною послідовністю з рівнями верхнього й нижнього б'єфів (рис. 11).

Загальна схема судноплавного шлюзу залежить першою чергою від числа камер у ньому і їхнього взаємного розташування. Судноплавні шлюзи за числом камер можуть бути: однокамерні, двокамерні, трикамерні тощо. (рис.12). За наявності в шлюзі декількох камер послідовного шлюзування його називають багатокамерним або багатоступінчастим.

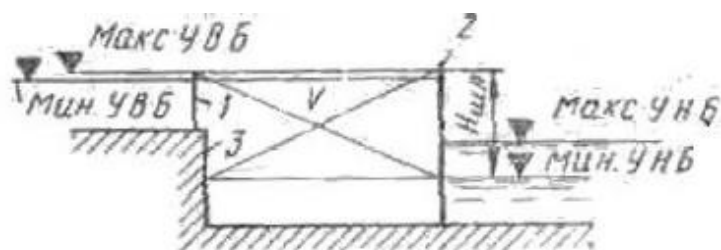


Рисунок 11 – Схема однокамерного шлюзу:

- 1 – верхні ворота; 2 – нижні ворота; 3 – стінка падіння; 4 – камера шлюзу;
 $H_{шл}$ – напір на шлюз; V – зливна призма

Найбільш поширеним типом шлюзу є однокамерний, за якого судна долають в одній камері весь перепад від рівня верхнього б'єфу до рівня нижнього б'єфу або весь напір на споруду.

Багатокамерні шлюзи будують у тих випадках, коли за водогосподарськими, топографічними, геологічними або техніко-економічними умовами необхідно зменшити напір на окрему камеру шлюзу. За цими умовами найбільший напір на однокамерний шлюз на м'яких ґрунтах не перевищив до теперішнього часу 22 м, тоді як на скельних ґрунтах побудовано кілька однокамерних шлюзів з напором 25–30 м, а в одному випадку навіть понад 40 м.

За числом камер паралельного (одночасного) шлюзування суден через кожен з них шлюзи можуть бути однитковими, двонитковими (або парними) тощо. Двониткові, або, як їх іноді називають, парні шлюзи будують на судноплавних річках зі значним вантажообігом. За компоновальними або геологічними умовами окремі нитки шлюзів іноді розташовують на деякій відстані, незалежно одну від іншої. Часто будівництво другої нитки відкладається на деякий час, коли вантажообіг перевищить пропускну спроможність першої нитки шлюзів. У цих випадках кожна нитка шлюзів може

розглядатися в статичному відношенні як окремий шлюз.

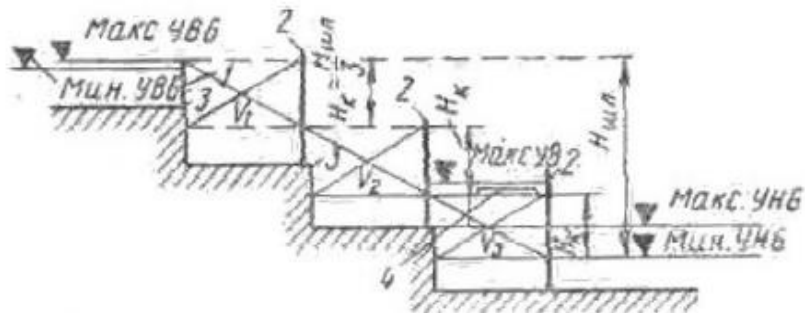


Рисунок 12 – Схема багатоканального шлюзу:

- 1 – ворота; 2 – стінка падіння; 3 – камера шлюзу; H_{III} – напір на шлюз;
 H_K – напір на камеру

Основними конструктивними елементами судноплавних шлюзів є камери, голови, підходи, водопровідні пристрої й ворота (рис. 13).

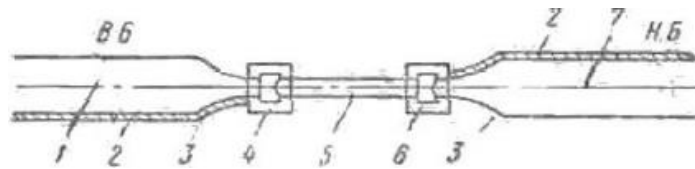


Рисунок 13 – Схема шлюзу з підхідними каналами:

- 1 – верхній підхідний канал; 2 – нижній підхідний канал; 3 – камера шлюзу;
 4 – причальні лінії; 5 – напрямні підлоги; 6 – верхня голова; 7 – нижня голова;
 8 – ворота

Призначення основних елементів судноплавних шлюзів:

- у камері розміщуються судна в момент шлюзування;
- верхня й нижня голови шлюзу служать для поєднання камери з верхнім і нижнім б'єфами; вони є напірними спорудами, що дозволяють підтримувати в камерах рівні води;
- ворота, які розташовані в головках, необхідні для пропуску суден в камеру або з неї з вирівняними б'єфами;
- водопровідні пристрої – галереї або отвори з відповідними затворами, що поєднують камеру з верхнім і нижнім б'єфами й призначені для наповнювання або спорожнювання камери;
- палі й дамби влаштовують для плавного поєднання голів шлюзу з підхідними каналами у верхньому й нижньому б'єфах.

Головами називаються підпірні споруди, що відокремлюють камери шлюзів від верхнього та нижнього б'єфів, а в багатоканальних шлюзах – також камери послідовного шлюзування одну від іншої. Голову шлюзу між верхнім б'єфом і камерою називають верхньою, між камерою та нижнім б'єфом – нижньою, а між суміжними камерами багатоканальних шлюзів – середньою.

Голови, якими довгі камери шлюзів іноді поділяються на дві частини для зменшення втрат води та прискорення шлюзування малих суден, називають проміжними.

Голови шлюзів (разом з їх обладнанням) підтримують різницю рівнів води у суміжних б'єфах та камерах, а також забезпечують пропуск суден через ворота шлюзів у камеру або з неї за вирівняних рівнів води. На головах розміщують повністю або частково, залежно від системи живлення, водопровідні пристрої для *наповнення та випорожнення* камер, аварійно-ремонтні загородження та допоміжне обладнання, а також пульти керування.

Верхні голови шлюзів, як правило, влаштовують зі стінками падіння (рис. 11), завдяки яким зменшуються висота верхніх воріт і причально-напряжних споруд верхнього підходу, а також обсяги робіт по верхньому підхідному каналу. Середні голови багатокамерних шлюзів завжди влаштовують зі стінками падіння, а нижні та проміжні голови за умовами пропуску через них суден не можуть мати стінок падіння. Верхні та середні голови зі стінками падіння за своєю конструкцією значно відрізняються від нижніх, тоді як верхні голови без стінок падіння майже подібні до нижніх.

На сучасних великих шлюзах голови зводять тільки із залізобетону та армованого бетону, а ворота та затвори роблять металевими. При цьому, щоб уникнути перекосу воріт, особливо двостулкових, на нескельних ґрунтах підвалини голів завжди жорстко пов'язують нерозрізною фундаментною плитою-днищем.

У конструктивному відношенні камери шлюзів є, по суті, відрізками каналу, обмеженими по кінцях головами і огороженими в поперечному перерізі стінами та днищем, що допускають можливість швидкої зміни рівня води в них. У камерах шлюзів розташовують причальні пристрої, що забезпечують належне розміщення і безпечно вертикальне переміщення суден під час шлюзування.

Перехід суден з верхнього б'єфа в нижній відбувається наступним чином: попередньо при обох зачинених воротах горизонт води в камері вирівнюється з горизонтом верхнього б'єфа; для цього нижні водопровідні галереї, що сполучають камеру з нижнім б'єфом, повинні бути зачинені, а верхні, що сполучають камеру з верхнім б'єфом, – відчинені; після цього верхні ворота відчиняються, і судна входять у камеру.

Потім зачиняються верхні ворота, зачиняються також затвори верхніх водопровідних галерей і відчиняються затвори нижніх водопровідних галерей. Вода з камери витікає в нижній б'єф доти, доки горизонт у камері не зрівняється з нижнім б'єфом.

Одночасно зі зниженням рівня води в камері опускаються судна, які у ній перебувають. Після вирівнювання горизонту води в камері з горизонтом води в нижньому б'єфі можуть бути відчинені нижні ворота, і судна виводяться з камери в нижній б'єф. Потім нижні ворота зачиняються, і весь цикл може бути повторений.

Подібним способом відбувається й перехід суден з нижнього б'єфа в верхній.

Увесь процес переходу за допомогою шлюзу судна з одного б'єфа в інший називається шлюзуванням судна.

5.2 Розрахункові випадки роботи шлюзів, рівні води і висотні відмітки основних конструкцій

Основною особливістю статичної роботи судноплавних шлюзів, що відрізняє їх у цьому відношенні від інших гідротехнічних споруд, є те, що діючий на них напір передається під час наповнення і випорожнення камер поперемінно то на одні, то на інші частини споруди. При цьому дуже швидко, протягом кількох хвилин, діючий натиск то зростає від нуля до найбільшого його розрахункового значення, то зменшується від цього значення назад до нуля.

Зміна рівнів води у зворотних засипках шлюзів відбувається порівняно зі зміною рівнів води в камерах дуже повільно – протягом багатьох годин і навіть доби. Тому при проектуванні окремих частин шлюзів зазвичай розглядають *два граничні експлуатаційні розрахункові випадки* їх роботи:

1) при наповненій до найвищого розрахункового рівня води камері та відповідному нижчому рівні депресійної кривої у зворотній засипці або дренажі за конструкцією;

2) при спорожненій до найнижчого розрахункового рівня води камері та відповідному найвищому рівні депресійної кривої у зворотній засипці або дренажі за конструкцією.

У період ремонту обладнання або конструкцій шлюзу вода може бути з камери зовсім відкачана або спущена. Тому для голів і камер шлюзів *третім розрахунковим випадком роботи є ремонтний* – за найвищого можливого в даних конкретних умовах рівня ґрунтових вод за шлюзом. Раніше часто розглядали також ремонтний випадок з наповненою камерою та частково віддаленим засипанням шлюзу; проте у теперішній час замість цього зазвичай лише визначають глибину, до якої може бути за наповненої камери видалена зворотна засипка шлюзу, у якого конструкції голів і камери розраховані за іншими розрахунковими випадками.

Нарешті, у період будівництва шлюзу конструкції його і особливо його основа можуть іноді перебувати в більш важких умовах роботи, ніж під час експлуатації (наприклад, за відсутності ще за стінами ґрунтових вод). Тому *четвертим розрахунковим випадком є будівельний*, умови якого багато в чому залежать від прийнятої схеми виробництва робіт зі зведення шлюзу.

Зазвичай як будівельний розглядається випадок, коли споруда зведена на повну висоту, засипки виконані до проєктних позначок. При цьому рівень ґрунтових вод приймається на позначці підшви фундаментної плити, а за наявності зуба – на позначці його підшви.

Будівельний випадок із зведенням споруди на повну висоту без засипки розглядати не варто, оскільки у виробничих умовах він не може бути допущений через можливість випору ґрунту основи, а врахування цього випадку обтяжує і здорожує споруду. Розмір найменшої допустимої засипки на

час зведення споруд на повну висоту повинен бути визначений у проєкті за умови, що цей випадок не є розрахунковим.

Для днищ з тимчасовою розрізкою на період будівництва необхідно проводити розрахунок для будівельного випадку при двох етапах роботи камери: до замонолічування тимчасових швів та після їх замонолічування.

Під час розрахунку будівельних конструкцій судноплавних шлюзів у всіх цих випадках враховують ті ж самі навантаження та їх поєднання, які приймають під час проєктування інших напірних гідротехнічних споруд. Винятком у цьому відношенні є лише судові навантаження та тиск ґрунту зворотних засипок.

Для деяких незасипних будівельних конструкцій шлюзів удар корпуса судна об прибережні конструкції становить основне навантаження, розрахункові значення якого значно впливають на обсяги будівельних робіт.

Швидка зміна напору, що діє на більшість основних конструкцій шлюзів, змушує їх працювати у важких умовах зі знакозмінними навантаженнями і викликає при кожному шлюзуванні зміну тиску ґрунту, яка зазвичай є для таких конструкцій основним розрахунковим навантаженням.

Розрахункові рівні води в камерах шлюзу та його зворотних засипках або дренажах, а також позначки майданчиків шлюзу істотно впливають на роботу його конструкцій та обсяги робіт з ними. Тому питанню вибору цих величин слід приділяти під час проєктування особливу увагу.

Рівні води в б'єфах шлюзів і рівні води, що відповідають їм, у камерах змінюються за часом у результаті великої кількості різних факторів. Розрізняють наступні рівні:

1) відносно довготривалі, стояння яких обумовлено гідрологічним режимом річки, водогосподарським режимом водосховища та іншими умовами, що відповідають руху води, що встановився в б'єфах;

2) короточасні, стояння яких зумовлене рухом води, що не встановився, у підходах під час шлюзування, добовому регулюванні потужності на гідроелектростанції тощо.

Перші з цих рівнів, що зберігаються протягом доби, а іноді й місяців, отримали назву *статичних*, другі, що утримуються всього протягом хвилин, а іноді лише секунд, – *динамічних*.

Розрахунок окремих частин та конструкцій шлюзів на *стійкість* і *міцність*, а також вибір відміток їх майданчиків потрібно виконувати з урахуванням динамічних рівнів води – найнижчих та найвищих.

Рівні води у зворотних засипках зазвичай встановлюють відповідно до статичних рівнів води у б'єфах – нижчих та найвищих.

Для багатокамерних шлюзів за обраної схеми поділу загального падіння між камерами зазначені вище розрахункові рівні води в камерах і позначки майданчиків стін призначають з урахуванням застосовуваного іноді для зменшення висоти стін і воріт часткового бічного випуску води з камер у процесі вирівнювання рівнів води в них.

Отримані зазначеним вище шляхом позначки верху днищ і стін відносяться до нормальних експлуатаційних умов роботи шлюзів. При

призначенні ж будівельних позначок шлюзів на грунтах, що стискаються, слід враховувати осідання споруди, які відбуваються в процесі будівництва та початкової її експлуатації. Звичайними для піщаних і суглинистих ґрунтів основ можна вважати, за статистичними даними спостережень, осідання голів і камер шлюзів порядку 0,1–0,2 м. Проте траплялися випадки, коли на слабких і м'яко-пластичних ґрунтах осідання досягали без будь-яких неприємних наслідків для споруд 0,3 м і навіть 0,5 м. Але запаси верху шлюзних воріт над найвищими розрахунковими рівнями води зазвичай приймають такими, що дорівнюють лише 0,2–0,25 м. Такі ж запаси передбачають і в низці інших елементів, наприклад, у прорізах для штанг жорстких приводів двостулкових воріт. Під час проектування голів і камер шлюзів на слабких ґрунтах основи ймовірні межі осідань визначають розрахунком.

5.3 Габаритні розміри шлюзів

Основними габаритними розмірами шлюзу є: корисна довжина, ширина камери й глибина на королях. Дані розміри приймаються залежно від розмірів розрахункових составів або суден. На кожному шлюзі границя корисної довжини камери l_K обов'язково вказується в натурі розпізнавальними червоними знаками (смугами, вогнями). У загальному вигляді величина l_K може бути визначена за наступною формулою:

$$l_K = l_{CT} + 2\Delta l, \quad (19)$$

де l_{CT} – довжина составу або судна;

Δl – запас по довжині камери з кожного боку,

$$\Delta l = 1 + 0,015l_{CT}. \quad (20)$$

Корисна ширина камери визначається за найменшою відстанню між найбільш виступаючими частинами камери або голів шлюзу. Звичайно її приймають такою:

$$B_K = B_{CT} + 2\Delta B, \quad (21)$$

де B_{CT} – максимальна ширина составу суден;

ΔB – запас за шириною камери з кожного боку суден, що шлюзуються, або составів; приймається таким, що дорівнює (0,8–2,0) м.

Корисна глибина в камері шлюзу визначається за найменшою глибиною на виступаючих частинах днища шлюзу (королях) за найбільш потрібним судноплавним рівнем води в нижньому б'єфі. Звичайно, вона приймається такою:

$$S_K = h_K + (1,2 \dots 1,4)S_C, \quad (22)$$

де S_C – осадка найбільшого розрахункового судна з повним вантажем.

Усі розміри шлюзу погоджуємо зі стандартними згідно з класом капітальності водних шляхів (див. таблицю 2).

5.4 Пропускна здатність шлюзів і час шлюзування суден

Експлуатаційна робота шлюзу полягає в пропуску суден через нього з одного б'єфа в інший. Пропуск суден через шлюз складається з низки операцій.

У разі однобічного руху караванів з нижнього б'єфа у верхній через однокамерний шлюз виконуються такі операції:

- 1 – уведення судна в шлюз із нижнього б'єфа – $t_{ев}$;
- 2 – закривання воріт нижньої голови – $t_{зн}$;
- 3 – наповнення камери шлюзу – $t_{нан}$;
- 4 – відкривання воріт верхньої голови – $t_{ов}$;
- 5 – вивід судна зі шлюзу у верхній б'єф – $t_{вд}$;
- 6 – закривання воріт верхньої голови – $t_{зв}$;
- 7 – спорожнювання камери – $t_{он}$;
- 8 – відкривання воріт нижньої голови – $t_{он}$;

$$t_{од} = \sum t_i = t_{ев} + t_{зн} + t_{нан} + t_{ов} + t_{вд} + t_{зв} + t_{он} + t_{он}. \quad (23)$$

Таблиця 2 – Стандартні розміри камер судноплавних шлюзів

Відношення корисної ширини камери шлюзу (м) до корисної довжини (м)	Глибина на порогах шлюзу (м)	Відношення корисної ширини камери шлюзу (м) до корисної довжини (м)	Глибина на порогах шлюзу (м)
37/400	6,0; 5,5; 5,0	15/150	4,0; 3,5; 3,0
37/300	6,0; 5,5; 5,0	15/100	3,0; 2,5; 2,0
30/300	6,0; 5,5; 5,0	12/100	3,0; 2,5; 2,0; 1,5
20/300	5,5; 5,0; 4,5;	8/50	3,0; 2,5; 2,0; 1,5
20/15	5,5; 5,0; 4,5	6/35	1,5; 1,0; 2,0;
18/150	5,5; 5,0; 4,5		

У разі двобічного руху суден, після проведення перших п'яти операцій за наведеною вище послідовністю виконуються ще й такі:

- 6, а – відвід каравану, $t_{від}$;
- 7, а – підхід до шлюзу каравану, що очікує, $t_{нід}$;

- 8, а – уведення суден в шлюз із боку верхнього б'єфа, t_{66} ;
- 9 – закривання воріт верхньої голови, t_{36} ;
- 10 – спорожнювання камери, t_o ;
- 11 – відкривання воріт нижньої голови, t_{on} ;
- 12 – вивід каравану з камери в нижній б'єф, t_{od} ;
- 13 – відвід каравану, t_{om} ;
- 14 – підхід до шлюзу каравану, що очікує, t_{nid} .

На чотирнадцятій операції закінчується цикл двостороннього пропуску двох караванів через шлюз. При цьому повний час

$$T_{дв} = 0,5 \sum t_i . \quad (24)$$

Розрахункове добове число шлюзувань через однокамерний шлюз становитиме:

$$n = \frac{2 \cdot 1410}{(t_{од} + t_{дв})} , \quad (25)$$

де $t_{од}$ і $t_{дв}$ – підставляється у хвилиах.

Кількість караванів, які можуть бути пропущені через шлюз протягом навігації, називається технічною суднопропускною здатністю шлюзу, яка визначається наступним чином:

$$N_T = nT , \quad (26)$$

де T – тривалість навігації в добах.

Дійсна або експлуатаційна суднопропускна здатність шлюзу становить:

$$N_e = n_{cp} T = \left(\frac{\eta}{\varphi} \right) T , \quad (27)$$

де φ – коефіцієнт нерівномірності руху караванів, що шлюзуються, дорівнює в межах $\varphi = 1,2-1,8$.

При цьому дійсна вантажопідйомна здатність шлюзу за навігацію в обох напрямках становить:

$$P_e = \left(\frac{\delta \alpha}{\varphi} \right) n \cdot p_p \cdot T , \quad (28)$$

де δ – коефіцієнт використання вантажопідйомності суден, що дорівнює 0,6–0,8;

α – коефіцієнт використання суднопропускної здатності шлюзу для

вантажних перевезень, що дорівнює 0,6–0,7;

P_p – сумарна вантажопідйомність суден найбільшого розрахункового каравану.

Контрольні запитання

1. Описати основні типи судноплавних шлюзів.
2. Описати основні конструктивні елементи судноплавних шлюзів.
3. Описати методику визначення габаритних розмірів шлюзів.
4. Описати методику визначення пропускної здатності шлюзів.
5. Описати методику визначення часу шлюзування суден.

6 ВОДОПРОВІДНІ ПРИСТРОЇ ШЛЮЗІВ

6.1 Загальні положення

Для наповнення й спорожнювання камери шлюзу використовують водопровідні пристрої. Під системою живлення судноплавного шлюзу розуміється сукупність всіх водопровідних пристроїв.

Система живлення шлюзу повинна задовольняти наступним експлуатаційним і гідравлічним вимогам:

– час наповнення й спорожнювання камери повинен відповідати заданій пропускній здатності шлюзу;

– наповнення й спорожнювання камери має проходити в нормальних умовах відстоювання суден і составів у камері, а також відстоювання й маневрування їх у підходах;

– вплив потоку на елементи шлюзу в процесі багаторазового наповнення й спорожнювання камери в умовах тривалої експлуатації не повинен викликати ушкоджень.

6.2 Типи водопровідних пристроїв

Розподіл подачі й забору води за довжиною й шириною камери, а також способи гасіння енергії в основному й визначають системи наповнення й спорожнювання камери шлюзу.

Розрізняють дві системи живлення (рис. 14):

- 1) зосереджену або головну;
- 2) розподільну.

Зосереджена система живлення – це коли вода подається в камеру шлюзу й випускається з неї по всій її довжині через розташовані в днищі або стінах камери галереї.

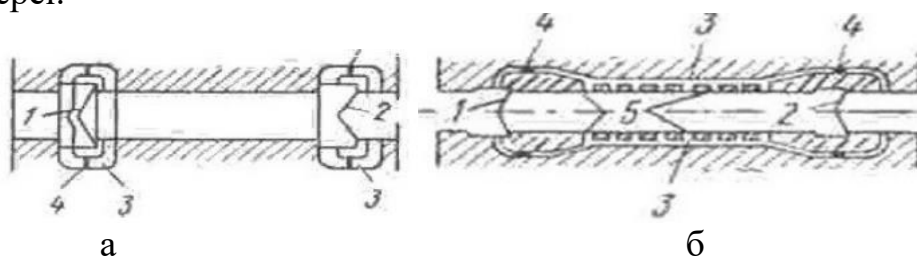


Рисунок 14 – Схеми живлення шлюзу:

а – зосереджена; б – розподільна; 1 – верхні ворота; 2 – нижні ворота; 3 – водопровідна галерея; 4 – затвор; 5 – випуски

Застосування головної системи живлення рекомендується у випадках:

– якщо $H_k / l_k \leq 2000$, а $H_k / S_k \leq 3$;

– на нескельних основах і напорах $H_k \leq 12-13$ м.

Розподільні системи живлення приймають головним чином:

– при нескельних основах з напором $H_k > 15$ м;

– при скельних основах – на шлюзах будь-якого напору.

Форма поперечного перерізу водопровідних галерей найчастіше буває круглою або прямокутною.

Верх вхідного отвору галереї повинен бути занурений під рівень найнижчого горизонту води біля входу в галерею не менш ніж на 0,5–0,7 м, для уникнення можливості засмоктування в неї повітря.

Перевагою зосередженої системи живлення судноплавних шлюзів є малі обсяги будівельних робіт порівняно з розподільною системою живлення, а також те, що гасіння енергії потоку води, що надходить у камеру, досягається шляхом зустрічного удару струменів, що виходять із протилежних отворів.

Перевагою ж розподільної системи живлення судноплавних шлюзів є рівномірна подача й забір води по довжині камери.

Це створює найбільш сприятливі умови щодо відстоювання суден під час шлюзування й одночасно дозволяє значно скоротити час наповнення й спорожнювання камер порівняно з головними системами живлення.

6.3 Гідралічний розрахунок водопровідних галерей

Метою гідралічного розрахунку системи живлення судноплавних шлюзів є встановлення загальних розмірів основних елементів цієї системи, за яких за даний час забезпечується наповнення й спорожнювання камер з дотриманням усіх пропонованих до системи експлуатаційних і технічних вимог.

Під час наповнення й спорожнювання камер виникає пов'язаний між собою несталий рух води в підхідному каналі й у б'єфі або ж у водопровідній системі й камері шлюзу. Але зміна за часом рівнів води у підходах до шлюзу y_1 і вздовж його камери y_2 завжди є малою порівняно з напором $H_t = y_1 - y_2$, що визначає рух води в водопровідній системі. Тому їх можна приймати постійними (рис.15).

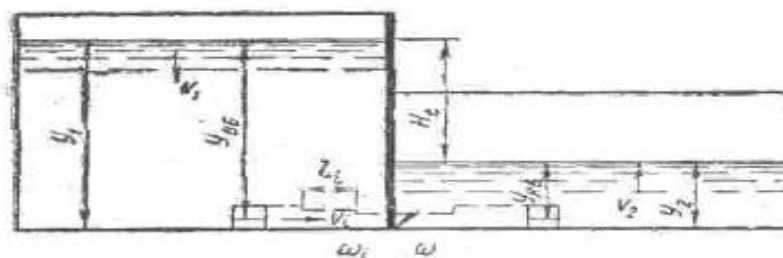


Рисунок 15 – Розрахункова схема шлюзових водопровідних галерей

Загальне рівняння одномірного несталої руху води в водопровідній системі між підхідним каналом і камерою шлюзу має вигляд:

$$y_1 + \left(\frac{v_1^2}{2g} \right) = y_2 + \left(\frac{v_2^2}{2g} \right) + \left(\frac{1}{\mu_t^2} \right) \cdot \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \left(\frac{1}{g} \right) \cdot \sum l_i \left(\frac{\partial v_i}{\partial t} \right). \quad (29)$$

Якщо прийняти рівні води в підхідному каналі й камері горизонтальними і знехтувати завжди досить малими швидкостями зміни v_1 і v_2 , то рівняння набуває вигляду:

$$H_t = \left(\frac{1}{\mu_t^2} \right) \cdot \left(\frac{v^2}{2g} \right) + \left(\frac{1}{g} \right) \cdot \sum l_i \left(\frac{\partial v_i}{\partial t} \right), \quad (30)$$

де v і v_i – швидкість у розрахунковому й i -му перетині водопровідних галерей площею відповідно ω і ω_i ;

μ_t – коефіцієнт витрати системи в момент часу t .

Із формули (30) випливає, що без урахування інерційної сили, в камеру шлюзу за проміжок часу dt повинен надходити об'єм води, що дорівнює:

$$Q_t \partial t = \mu_t \omega \sqrt{2g} \cdot \sqrt{H_t}, \quad (31)$$

який дорівнює збільшенню обсягу води в камері $\Omega_y \partial H_y$.

Площа камери постійна за висотою й дорівнює:

$$\Omega = \frac{V_k}{H_H}, \quad (32)$$

де V_k – обсяг зливної призми;

H_H – початковий напір на голову шлюзу.

Тоді рівняння (30) набуває наступного вигляду:

$$\left[\frac{\Omega}{\omega \sqrt{2g}} \right] \cdot \frac{\partial H}{\sqrt{H_t}} = \mu_t \partial t. \quad (33)$$

Коефіцієнти витрати розподільних систем живлення становлять в межах $\mu_{cp} = 0,5-0,6$, а для головних систем живлення коефіцієнт витрати дорівнює $\mu_{cc} = 0,7-0,8$.

При рівномірному відкриванні затворів повний час наповнення або спорожнювання однокамерного шлюзу становитиме:

$$T = \frac{\left[\Omega \sqrt{H_H} \right]}{\left[\mu \omega \sqrt{2g} (2 - k_3) \right]}. \quad (34)$$

Звідки площу водопровідних отворів, необхідну для наповнення або спорожнювання камер протягом часу T , можна розрахувати за формулою:

$$\omega = \frac{[4\Omega\sqrt{H_H}]}{[\mu\sqrt{2g} \cdot T(2-k_3)]}. \quad (35)$$

де k_3 – відносний час відкривання затворів; $k_3 = t_3 / T_{\text{нап}}$;

t_3 – час відкривання затвора під час наповнення камер;

$T_{\text{нап}}$ – час наповнення камери.

Для умов наповнення камер через головні системи живлення приймають $K_{3Г} = 0,7-0,8$, а через розподільні системи – $K_{3Р} = 0,4-0,5$. Під час спорожнювання камери в підхідні канали рекомендується приймати $K_{3ОП} = 0,6$.

Найбільша витрата води, що надходить у камеру шлюзу, досягає наступних значень:

– під час відкривання затворів за час $t_3 \leq 0,5T$ на момент повного відкриття:

$$Q_{\text{max}} = \frac{[8\Omega H_H (1-k_3)]}{T(2-k_3)}; \quad (36)$$

– під час відкривання затворів за час $t_3 \geq 0,5T$ на момент повного відкриття:

$$Q_{\text{max}} = \frac{\left[\frac{8}{3\sqrt{3}}\right] \cdot [\Omega H_H]}{T\sqrt{(2-k_3)k_3}}; \quad (37)$$

– у момент часу $t_m = \frac{T}{\sqrt{3}} \sqrt{k_3(2-k_3)}$ при $H_i = \frac{4}{g} H_H$.

6.4 Умови відстоювання в камері

Час наповнення камери обирається, звичайно, з таким розрахунком, щоб середня швидкість H/T підняття або опускання рівня в камері, а з ним і суден, що перебувають в камері, не перевищувала 2–4 см/сек. Ця швидкість може бути перевищена, якщо застосовувати найбільш раціональні способи наповнення шлюзу. Спостереження в натурі показують, що на умови відстоювання впливає не стільки швидкість наповнення камери, скільки сама система наповнення, а також час відкриття затвору.

Розрізняють три сили, що діють на судно під час наповнення камери:

– штовхаючу силу, яка обумовлена тиском потоку, що виходить із галереї на носову частину судна й прагне присунути судно в бік нижньої голови;

– підсмоктувальну силу, яка викликана місцевим зниженням рівня біля входу з галерей і подібну до підсмоктування, що викликається ежектором – така сила спрямована в бік верхньої голови;

– хвильову силу, яка викликана утворенням у камері довгих хвиль – така сила рухає судно то в бік нижньої, то в бік верхньої голови.

Досвід показує, що ті ж самі процеси відбуваються й під час спорожнювання камери, однак вони мають значно менший вплив на судно. Уповільнене відкриття затворів трохи пом'якшує хвильові явища під час головного наповнення камери. Найбільше поздовжнє зусилля, що діє на состав суден у камері під час її наповнення, визначається за формулою:

$$P_{\max} = \frac{(4\Omega H_{III} W \eta)}{\left[a_3 (2 - a_3) (\omega_k - \omega_c) g t_{III}^2 \right]}, \quad (38)$$

де Ω – площа дзеркала камери шлюзу;

H_{III} – діючий напір на шлюз;

W – збурювання судна або жорстко зчленованого составу;

η – коефіцієнт, що враховує вплив поздовжніх швидкостей руху потоку й змінювання збільшення витрат потоку в часі, $\eta = 0,4$;

a_3 – коефіцієнт повного відкриття затворів галерей;

ω_k – площа камери шлюзу на королі, що дорівнює $(b_k \cdot h_k) = \omega_k$;

ω_c – площа зануреної частини вантажного составу за міделем.

Контрольні запитання

1. Описати типи водопровідних пристроїв.
2. Описати гідравлічний розрахунок водопровідних галерей.
3. Описати сили, що діють на судно під час наповнення камери.
4. Описати умови відстоювання судна в камері.
5. Описати вимоги, пропоновані до системи живлення судноплавних шлюзів.
6. Описати розрахункову схему шлюзних водопровідних галерей.

7 СТІНИ Й ДНИЩА ШЛЮЗОВИХ КАМЕР І ГОЛІВ

7.1 Типи й конструкції стін і днищ шлюзових камер

Основні конструктивні частини шлюзів можна розділити на нерухомі й рухомі елементи. До нерухомих конструктивних елементів відносяться стіни й днища камер, а також стіни й днища шлюзових голів. До рухомих конструктивних елементів відносяться шлюзові ворота й затвори в галереях.

Типи й конструкції стін і днищ шлюзових камер залежать від геологічних і геотехнічних характеристик основ – міцності, деформативності, водопроникності, опору зсуву й розмиву порід, із яких вони складені. Стіни шлюзу можуть бути конструктивно об'єднані з днищем в одне ціле, працюючи з ним спільно. Це називається нерозрізною або доковою конструкцією. У той самий час стіни шлюзу можуть бути відділеними від днища наскрізними швами і працювати незалежно від нього. Така конструкція буде називатися розрізною.

Розрізні бокові стіни шлюзу на нескельних ґрунтах можуть бути наступних типів: гравітаційні, контрфорсні й бетонні на високому пальовому ростверку (рис. 16).

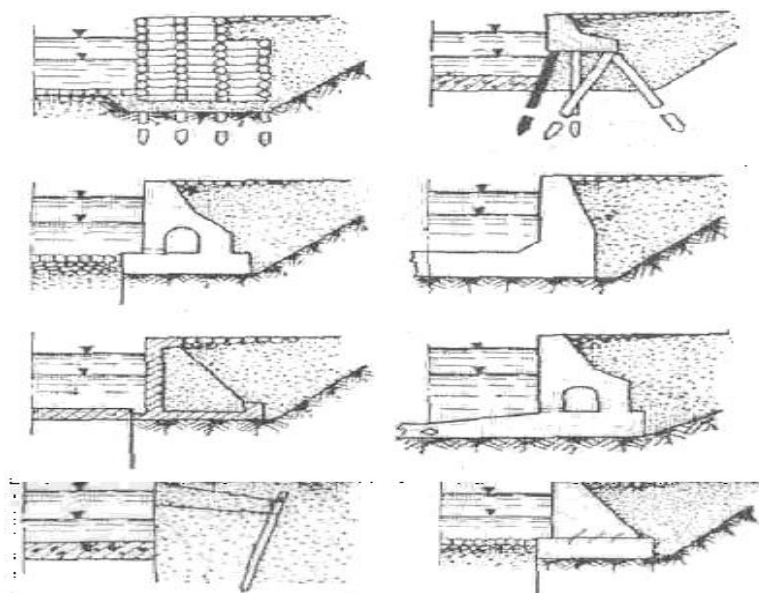


Рисунок 16 – Типи камерних стін шлюзів

За типом днищ застосовують два основні види камер:

- 1) із суцільними практично водонепроникними залізобетонними днищами, жорстко пов'язаними зі стінами камер;
- 2) із водопроникними днищами.

Камери шлюзу з водонепроникним днищем являють собою короб, який знизу й збоку обтікає фільтраційний потік. Під спорудою розглядається напірна фільтрація, а в обхід споруди – безнапірний рух фільтраційної води. Для полегшення роботи конструкції й зниження рівня ґрунтових вод за стінами шлюзу влаштовують відкритий або закритий дренаж. Дренаж влаштовують із поздовжнім ухилом $i = 0,002-0,005$ у бік нижнього б'єфу.

Для обмеження контактної фільтрації уздовж тилкових граней верхньої голови шлюзу влаштовують бетонні діафрагми або шпунт. Шпунт також влаштовують і під спорудою для подовження шляху фільтрації. Ширина залізобетонних стін камери по низу приймається рівною $0,18-0,2 H_{cm}$. Товщину водонепроникного днища приймають за $1/5-1/6 H_{cm}$, але не менше $1/8-1/10 B_k$. Якщо в днищах камер розміщено водопровідні галереї, то днища виконуються у вигляді рамної конструкції, для якої потрібен менший обсяг залізобетону.

На скельних ґрунтах камери вирубуються в них, поверхню скелі, звичайно, покривають бетонним облицюванням (рис. 17).

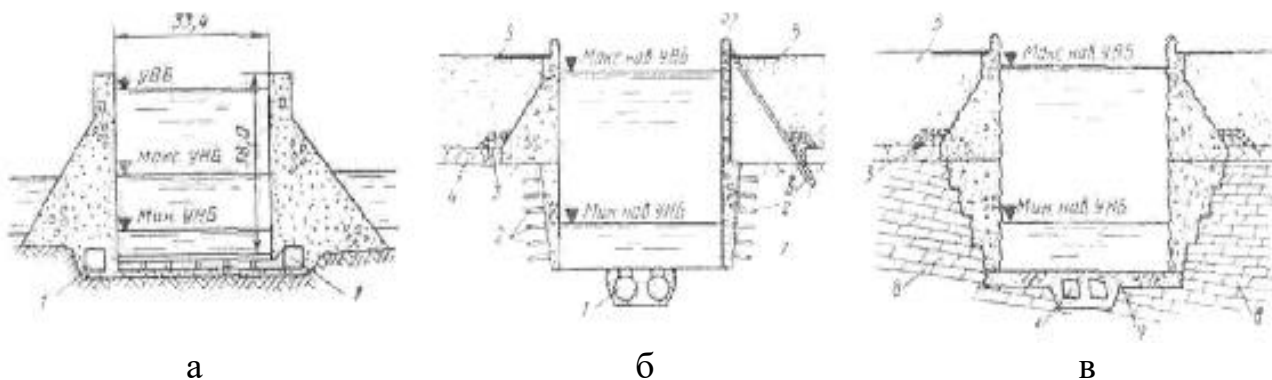


Рисунок 17 – Камери шлюзів на скельній основі:

а – з бетонними стінами й водопровідними галереями в них; б – частково врублені в скелю гарної якості, з тонким облицюванням і бетонними стінами над нею; в – частково врублені в сильно тріщинувату скелю з товстим облицюванням і бетонними стінами;

1 – водопровідна галерея; 2 – анкери; 3 – дренаж; 4 – шар скельного ґрунту, що вивітрився; 5 – піщана засипка; 6 – заанкерована арматура; 7 – слабо тріщинуваті породи; 8 – сильно тріщинуватий вапняк; 9 – днищева плита

При водопроникних днищах камер фільтрація носить несталый характер в період роботи шлюзу, а в період осушення камери для ремонту – фільтрація набуває сталого характеру.

Кожна голова шлюзу при водопроникному днищі камери є в фільтраційному відношенні самостійною напірною спорудою, тому кожна з них повинна мати самостійний підземний контур, до якого входять понур і шпунт (рис. 17). Фільтрація води, що відбувається при водопроникних днищах під стінами камер в обох напрямках, викликає необхідність забивання шпунта й уздовж стін, а також укладання зворотного фільтра під дном камери.

Глибина забивки шпунтів може приблизно визначатися за формулою:

$$d_{шп} = \left\{ \frac{k_3 H_{\phi}}{2 [\gamma_{ГР.ВЗВ.} - (1 - \varepsilon_{ГР.})]} \right\} - \frac{t_{П}}{2}, \quad (39)$$

де k_3 – коефіцієнт запасу, який приймається рівним 2,0;

H_{ϕ} – діючий напір, який дорівнює різниці відміток розрахункового рівня

води і низу дренажу;

$\gamma_{гр.взв.}$ – об'ємна вага зваженого ґрунту;

$\epsilon_{гр}$ – відносна пористість ґрунту;

t_{II} – заглиблення підошви фундаментної плити стіни нижче за дно камери.

Камери шлюзів з окремо стоячими стінами й водопроникними днищами застосовують при щільних глинистих ґрунтах в основах і за напорів у 8–100 м.

Найбільш досконалыми і надійними є камери шлюзів з суцільними водонепроникними залізобетонними днищами, які застосовуються на нескельних ґрунтах при різних напорах.

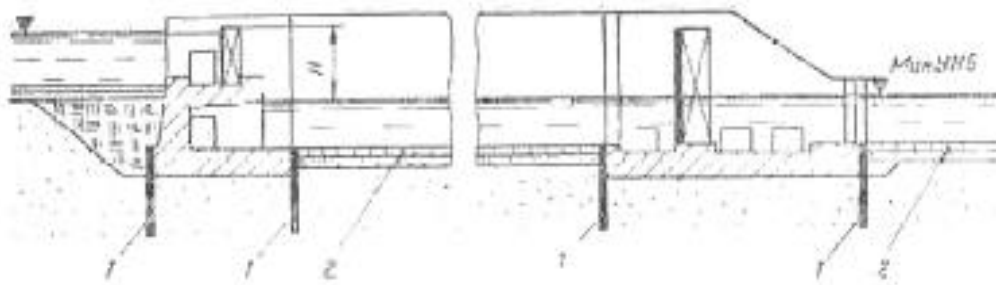


Рисунок 18 – Поздовжній розріз шлюзу з водопроникним днищем:

- 1 – шпунт; 2 – понур; 3, 4 – відповідно верхня й нижня голови шлюзу;
5 – камера; 6 – дно камери із з/б плит; 7 – підставка за типом зворотного фільтра

Конструкції камер шлюзів на скельних основах залежать від різновиду складників порід. На напівскельних й слабоскельних породах камери шлюзів виконують так само, як і на нескельних основах – залізобетонними із суцільними або розрізними днищами.

Якщо показники міцності скельних порід досить високі, то стіни й днища камер виконують у вигляді бетонних облицювань скельної виїмки, із зануренням анкерами в скелю. Облицювання може мати невелику товщину – 0,5–1,0 м, здатну сприймати фільтраційний тиск води за стінами камери.

Стіни й днища камер усіх типів, виконані з армованого бетону або залізобетону, повинні бути розрізані по довжині камери температурними і осадочними швами. Відстань між конструктивними швами приймають рівною 20–30 м. На судноплавних шлюзах застосовують температурно-усадкові шви такої ж самої конструкції, що й на інших гідротехнічних спорудах.

7.2 Типи й конструкції шлюзових голів

Конструкція голів шлюзів залежить від системи водопровідних пристроїв, типів основних воріт ремонтно-аварійних загороджень та характеристик ґрунтів основ, і становить короб, що складається з бокових стін і флютбету.

Розрізняють такі типи верхніх голів судноплавних шлюзів:

– голови без водопровідних пристроїв, компоновка яких визначається в основному за типом верхніх воріт;

– голови з безгалерейним наповненням камери – з-під воріт або через них, компоновання яких визначається за типом цих воріт і конструкцією гасильних пристроїв;

– голови з наповненням через стінку падіння й через водопровідні галереї, компоновання їх також залежить від типів воріт і схеми галерей;

– голови з наповненням через стінку падіння й через горизонтальні або похилі водопровідні галереї в устоях (компоновання також залежить від типу воріт і схеми галерей);

– голови з такими ж самими галереями, але з виводом їх у поздовжні бокові або донні галереї камер.

Можливі компоновання нижніх голів менш різноманітні, ніж верхніх, так як розміщення в них водопровідних пристроїв і воріт обмежене розташуванням верху їхнього днища заданої відмітки.

На нижніх головах застосовують тільки двостулкові ворота, тому існує два їх типових компоновання:

– безгалерейне – при боковому випуску води з камер і при випуску води з камери через клінкети у воротах;

– із круговими обхідними або поздовжніми галереями в устоях.

Для орієнтовних розрахунків основні розміри голів шлюзу з двостулковими воротами можна визначити за такими залежностями (рис.19):

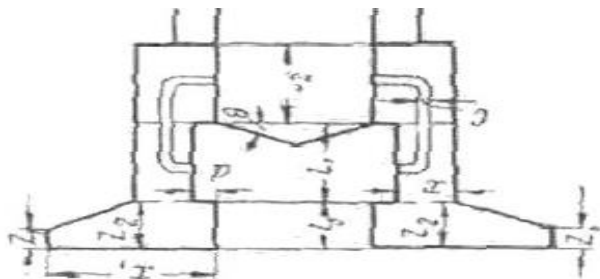


Рисунок 19 – Схема голови із двостулковими воротами

– визначення стріли створу воріт:

$$f = \frac{B_k}{2} \operatorname{tg} \theta, \quad (40)$$

де $\theta = 20^\circ \dots 22^\circ$ – кут нахилу корольової лінії до поперечної площини;

– довжина ступки воріт від осі обертання, що розташована посередині глибини шафової ніші, до створу, яка дорівнює:

$$l_{\text{ВОР}} = \frac{b_k + d}{2 \cos \theta}, \quad (41)$$

де d – глибина шафової ніші;

– довжина шафової ніші, що визначається залежно від довжини стулки воріт і дорівнює:

$$l_1 = (1,05 \dots 1,1) \cdot l_{\text{ВОР}}; \quad (42)$$

– глибина шафової ніші, що залежить від товщини воріт, які визначають за висотою розрахункового ригеля:

$$t_{\text{РИГ}} = (0,11 \dots 0,14) \cdot l_{\text{ВОР}}, \quad (43)$$

$$d = t_{\text{РИГ}} + (0,3 \dots 0,35) \text{ м}; \quad (44)$$

– висота порога над шафовою підлогою, яка приймається від (0,5–1,0) м.

– довжина вхідної частини складає $l_0 = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}\right) H_{\text{Ш}}$;

– довжина упорної $l_2 \approx H_{\text{СТ}}$, де $H_{\text{СТ}}$ – висота стіни;

– товщина шафової стінки $x = 3v_{\text{Г}}$, де $v_{\text{Г}}$ – ширина водопровідної галереї;

– довжина крила $x_1 = m \cdot H_{\text{СТ}} + 1$, де m – коефіцієнт закладення укусу;

– товщина крила на його кінці $Z_1 = (1,5 \dots 2,0) \text{ м}$, а в місці сполучення зі стінкоюю $Z_2 = 0,5 \text{ м}$.

Контрольні запитання

1. Описати типи й конструкції стін судноплавних шлюзів.
2. Описати типи й конструкції днищ судноплавних шлюзів.
3. Проаналізувати параметри, від яких залежить конструкція камер шлюзів.
4. Описати типи й конструкції шлюзних голів.
5. Описати схему шлюзної голови.

8 СТАТИЧНИЙ РОЗРАХУНОК ГОЛІВ СУДНОПЛАВНИХ ШЛЮЗІВ

8.1 Розрахунок упорних голів

Прийнята конструкція голови судноплавного шлюзу розділяється на складові частини:

- вхідну, яка переходить у відкритки, що сполучають шлюз із підвідним каналом;
- шафову частину, що містить ніші, в яких містяться стулки відкритих воріт;
- упорну частину, відділену від шафової частини королем (порогом), до якого притискається нижнє ущільнення воріт (на неї передається тиск від воріт).

Стіни бокові (відкритки) і шафові працюють як звичайні підпірні стіни, і схема їхнього розрахунку аналогічна до схеми розрахунку камерних стін.

Під час розрахунку упорних голів вводиться низка умовних припущень, що йдуть у запас міцності. Вважають, що упорний масив відділений швом від шафової частини й від стін камери на верхній голові, або від відкритків на нижній голові.

Розглядають два випадки завантаження:

– ворота закриті й зазнають стиску води, що перебуває на відмітці верхнього б'єфа (випадок спорожненої камери для верхньої голови й наповненої для нижньої голови), засипання ж і вода за стінами відсутні – період ремонту;

– на стіни передається повний тиск ґрунту й ґрунтової води, із зовнішньої сторони ворота закриті, але напору води на них немає, на стіни від воріт передається лише момент від власної їхньої ваги.

Схема першого завантаження зображена на рисунку 20.

При довжині стулки воріт $l_0 = \frac{b+d}{2\cos\theta}$ у позначеннях, зазначених на кресленні, тиск води на стулку буде становити:

$$P = \frac{qg}{4\cos\theta} H(H+2h)(b+d). \quad (45)$$

Оскільки двостулкові розпірні ворота становлять симетрично навантажену тришарнірну конструкцію, то рівнодіюча тиску, який передається на стіну, буде складати кут $90^\circ - 2\theta$ з лицьовою гранню стіни. Звідки $R = \frac{P}{2\sin\theta}$. Розклавши цю силу на дві складові, будемо мати V_1 – паралельну осі шлюзу й S_1 – їй перпендикулярну (нормальну):

$$V_1 = R \sin 2\theta = P \cos\theta; \quad (46)$$

$$S_1 = R \cos 2\theta = P \operatorname{ctg} 2\theta \cos \theta. \quad (47)$$

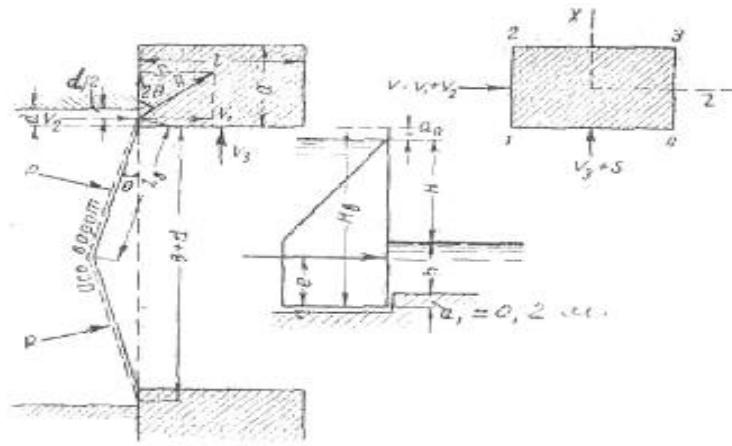


Рисунок 20 – Схема сил для розрахунку упорних стін

Крім тиску воріт на упорний масив, тиск води буде передаватися на частину шафового уступу, не прикритого воротами. Приймаємо ширину цієї смужки $\frac{d}{2}$ і, позначаючи тиск на неї V_2 , одержуємо наступне:

$$V_2 = \frac{\gamma_0 \cdot dH}{4} (H + 2b). \quad (48)$$

Бічний тиск води на упорну частину в нижньому б'єфі становить:

$$V_3 = \frac{\gamma_0 \cdot h^2}{2} l_3. \quad (49)$$

Перенесемо сили V_1 , S_1 і V_2 у площині головних осей інерції масиву упорної стіни OXY й XYZ , замінивши їх крутну дію крутним моментом, приблизно рівним:

$$M_y = S_1 \frac{l_2}{2} - (V_1 + V_2) \frac{a}{2}, \quad (50)$$

де a – товщина упорної стіни. Цей момент буде діяти в площині XOZ .

Як бачимо, упорні стіни будуть працювати в умовах складного опору: стиск вертикальними силами від власної ваги; згинання у двох головних площинах інерції щодо осей X і Z і крутіння навколо осі Y .

Звичайно, впливом крутного моменту M_y , що врівноважується моментом сил тертя, які прикладені по підшві упорної стіни, нехтують і враховують лише згинання у двох площинах і стиск поздовжніми силами. Точні дослідження з методів теорії пружності показують, що крутний момент сприяє

більш рівномірному розподілу напружень по підшві упорної стіни й трохи знижує значення нормальних напружень.

Момент сил V_1 і V_2 відносно осі X буде становити:

$$\sum M_x = (V_1 + V_2) \cdot e_1, \quad (51)$$

де e – плече сили щодо площини дна камери:

$$e = \frac{H^2 + 3Hh + 3h^2}{3H + 6h}. \quad (52)$$

Момент сил S_1 і V_3 щодо осі Z :

$$\sum M_z = S_1 \cdot e_1 + V_3 \cdot e_2, \quad (53)$$

де $e = \frac{h}{3}$.

Увесь розрахунок ведеться в припущенні відсутності стінки падіння. Напруження в основі упорних стін в площині дна камери:

$$\sigma = \frac{\sum N}{F} + \frac{\sum M_x}{W_x} + \frac{\sum M_z}{W_z}, \quad (54)$$

де $\sum N$ – сума вертикальних сил (вага масиву стіни);

$$F = al_2; \quad W_x = \frac{l_2^2 a}{6}; \quad W_z = \frac{l_2 a^2}{6}. \quad (55)$$

У тому випадку, якщо масив не армований, необхідно, щоб $\sigma_{\max} < [\sigma]$ і $\sigma_{\min} > 0$. Вирішальною, звичайно, є друга умова, яка вимагає, щоб

$$\frac{\sum M_x}{W_x} + \frac{\sum M_z}{W_z} < \frac{\sum N}{F}. \quad (56)$$

Дотичні напруження ν по підшві упорної стіни можна визначити за наближеною формулою:

$$\tau_{\max} = \frac{3R'}{2F}, \quad (57)$$

де $R' = \sqrt{(V_1 + V_2)^2 + (S_1 + V_3)^2}$

На масивних бетонних або кам'яних стінах може бути виконана перевірка

упорної стіни на зсув, вважаючи, що вона втримується лише силами тертя. У цьому випадку коефіцієнт стійкості на зсув K буде становити:

$$K = \frac{\sum Nf}{R}, \quad (58)$$

де $f \approx 0,75$.

Розрахунок для другого випадку навантаження виконується аналогічно описаному. При цьому враховуються моменти від ваги воріт щодо осей X і Z та від бічного тиску ґрунту й ґрунтових вод щодо осі Z .

Для верхньої голови за наявності стінки падіння схема дії сил, по суті, залишається тією ж самою, змінюються лише плечі сил S_1 , V_1 і V_2 відносно основи упорної стіни.

При безрозпірних системах воріт розрахунок упорних стін істотно не змінюється, буде лише відсутнім розпір воріт, а характер передачі навантаження від воріт на стіни буде залежати від системи затвора й розташування опорних частин.

8.2 Розрахунок стін голів шлюзів на нескельних основах

Стіни голів шлюзів, розташованих на нескельних основах, задля запобігання перекосу воріт звичайно жорстко пов'язуються із днищем (флютбетом). Тоді розрахунок для днища може бути виконано так само, як і для балки на пружній основі, методами, застосовуваними для камер докового типу. Додатково треба лише врахувати нерівномірний характер розподілу сил по поздовжній осі шлюзу, а також змінну жорсткість самого флютбету. Для цього може бути застосований наступний наближений метод.

Спочатку голова шлюзу разом зі стінами розглядалася як монолітний жорсткий масив. При цьому допущенні для різних випадків навантаження в поздовжньому напрямку обчислюється тиск на ґрунт за звичайними формулами нерівномірного стиску. Епюри реакції ґрунту (в поздовжньому напрямку) будуть мати вигляд трапеції, потім масив розділяється на дві частини швом, що проходить по середині плити ніші. Для кожної частини масиву обчислюється її жорсткість і визначається відносна жорсткість частини:

$$\alpha_1 = \frac{E_1 I_1}{E_1 I_1 + E_2 I_2}; \quad (59)$$

$$\beta_1 = \frac{E_2 I_2}{E_1 I_1 + E_2 I_2}. \quad (60)$$

Потім, спроектувавши положення центру ваги перерізу кожної частини флютбету на епюру реакції ґрунту (центр ваги перерізу умовно приймається у центрі ваги розтягнутої арматури) і прийнявши ці точки за опори двохконсольної балки, визначаються опорні реакції від навантаження (реакції

грунту) і обчислюються коефіцієнти розподілу навантаження:

$$\alpha_2 = \frac{R_1}{\sum R}; \quad (61)$$

$$\beta_2 = \frac{R_2}{\sum R}. \quad (62)$$

Далі визначають розрахункові коефіцієнти розподілу навантажень між окремими частинами флютбетів:

$$\alpha_1 = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{2}, \quad (63)$$

$$\beta_1 = \frac{\beta_1 + \beta_2}{2}. \quad (64)$$

Очевидно, що $\alpha_1 + \beta_1 = 1$; $\alpha_2 + \beta_2 = 1$ і $\alpha + \beta = 1$.

Пропорційно цим коефіцієнтам α і β , які враховують як поздовжній розподіл навантажень, так і відносну жорсткість частин флютбету, розподіляються для розрахунку всі загальні навантаження на флютбет між окремими його частинами. Кожна частина флютбету надалі розраховується самостійно за спрощеним методом або більш точним способом розрахунку балок на пружній основі.

Контрольні запитання

1. Дати визначення напружень в основах упорних стін.
2. Описати методику визначення дотичних напружень.
3. Описати методику перевірки упорної стіни на зсув.
4. Описати розрахунок стін голів шлюзів на нескельних основах.

9 ШЛЮЗОВІ ВОРОТА

9.1 Типи шлюзових воріт

Судноплавні отвори шлюзів обладнують затворами двох типів: постійними й тимчасовими. Постійними затворами є шлюзові ворота, що відносяться до основного типу, тимчасовими – ремонтні й аварійні.

Шлюзовими воротами називаються затвори, що закривають судноплавні отвори шлюзів і забезпечують впуск у камеру і випуск з неї шлюзованих суден, а також служать для наповнення й спорожнювання камери шлюзу.

9.2 Вимоги, які висуваються до шлюзових воріт

До шлюзових воріт пред'являються такі вимоги:

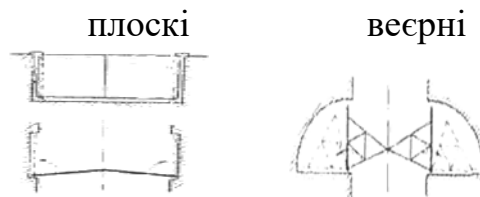
- ворота повинні бути досить водонепроникними;
- ворота мають бути простими за конструкцією і надійними в експлуатації;
- відкриття й закриття воріт повинно виконуватись, за можливості, у короткий строк;
- відкриті ворота не повинні стискати надводних і підводних судноплавних габаритів;
- тип і конструкція воріт мають забезпечувати найбільш раціональну систему наповнення й спорожнювання камери, а також і найменший обсяг зливної призми шлюзу;
- ворота повинні бути міцними та жорсткими, щоб уникнути появи деформацій;
- виготовлення, монтаж і ремонт воріт не мають викликати особливих утруднень;
- конструкція воріт не повинна викликати суттєвого збільшення обсягу кладки або посилення голови шлюзу;
- маневрування воротами повинне забезпечуватися мінімальними тяговими зусиллями;
- вартість воріт, а також їх експлуатація повинна бути найменшою.

9.3 Класифікація шлюзових воріт

Шлюзові ворота класифікуються за такими загальними ознаками:
за конструкцією та способом руху:

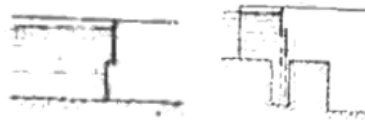
I. Двохполотні.

1. Стулчасті (поворотні – з вертикальною віссю обертання):



2. Плоскі здвоєні (з поступальним рухом):

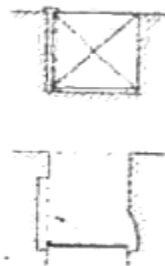
піднімальні опускальні



II. Однополотні.

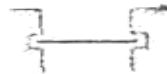
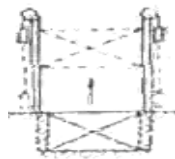
1. Плоскі:

– поворотні – з вертикальною віссю обертання

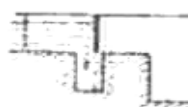
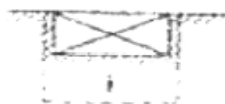


– з поступальним рухом:

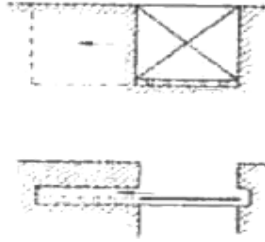
а) піднімальні



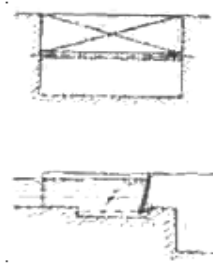
б) опускальні



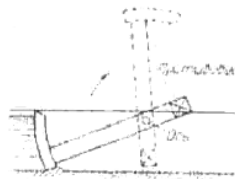
в) відкатні



2. Клапанні (поворотні – з горизонтальною віссю обертання)



3. Сегментні (поворотні з горизонтальною віссю обертання):
а) піднімальні



б) опускальні



4. Секторні



5. Вальцьові



Контрольні запитання

1. Назвати типи шлюзових воріт.
2. Описати призначення шлюзових воріт.
3. Описати вимоги, які пропоновані до шлюзових воріт.
4. Дати класифікацію шлюзових воріт за конструкцією.
5. Дати класифікацію шлюзових воріт за способом руху.

10 СУДНОПЛАВНІ КАНАЛИ

10.1 Типи судноплавних каналів

Каналом називається штучне русло правильної форми, влаштоване в виїмці або насипу. Канали, використовувані як водні шляхи, називаються судноплавними.

Судноплавні канали будувалися ще в далекій давнині. Так, Аристотель писав про будівництво у Єгипті судноплавного каналу для з'єднання Ніла з Червоним морем за 1 400 років до н. е. За 1 100 років до н. е. у Китаї існувала ціла мережа штучних каналів для плавання суден. Судноплавний канал довжиною 600 км був побудований від Вавилона до гирла Євфрату в VI столітті до н. е.

Серед судноплавних каналів розрізняють такі типи: обхідні; підхідні; сполучні.

Обхідні канали – улаштовуються для обходу будь-якої перешкоди на основному водному шляху, наприклад, ділянці річки або озера, на яку річкові судна за умовами плавання не можуть виходити.

Підхідні канали (тупики) – з'єднують окремі промислові підприємства із судноплавною річкою або транзитним судноплавним каналом.

Сполучні канали – зв'язують окремі судноплавні річки або озера. Прикладом може служити канал Дніпро-Донбасс.

Останнім часом будуються судноплавні канали комплексного призначення. Поряд із судноплаством вони використовуються для підведення води до гідроелектростанцій, для водопостачання або є магістральними іригаційними каналами. Прикладом останнього може бути Каракумський канал.

Судноплавні канали розділяються також на відкриті й ошлюзовані. За родом живлення канали можуть бути самопливні і з механічною подачею води.

10.2 Поперечні перерізи каналів

Поперечний переріз каналу і його основні характеристики обирають на підставі максимальних розмірів суден, які будуть ходити по цьому каналу.

Рух по судноплавних каналах може бути зустрічним або одностороннім. Найпростіша форма поперечного перерізу каналу – трапецієподібна (рис. 21).

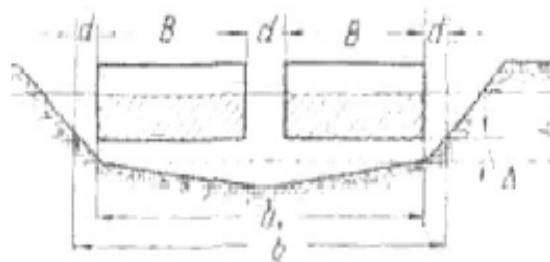


Рисунок 21 – Розрахункова схема судноплавного каналу при 2-бічному русі суден

Ухили каналу обираються залежно від різновиду ґрунту. Для піщаних і глинистих ґрунтів коефіцієнт закладення укосів приймається $m = 2,4$.

Ширина каналу на рівні осадки максимально розрахункових суден повинна відповідати умові $b_1 > 2B + 3d$, м.

Величина d , тобто проміжок між зустрічними суднами та між бортом судна й укосами каналу приймається $d = 2,3$ м.

Ширина каналу за урізом води повинна відповідати умові $b > 2,6B$, м. Глибина каналу при найменшому горизонті води в ньому визначається за формулою:

$$h_{k \min} = h + \Delta, \text{ м}, \quad (65)$$

де Δ – величина запасу під днищем судна, призначається залежно від розміру й типу суден, швидкості їхнього руху й ґрунту, приймається $\Delta = (0,5-1,5)$ м.

Для того щоб не відбувався розмив дна каналу, його виконують із деяким ухилом до осі каналу, коефіцієнт закладення приймають $m = (25-50)$.

Брівки каналу повинні підніматися над максимальним горизонтом води в каналі. Для каналів, побудованих у виїмці, таке перевищення приймається рівним 1–1,5 м, а для каналів, побудованих у насипах, – 2–3 м.

На брівках улаштовуються берми шириною від 3–4 м для проходу й проїзду вздовж каналу експлуатаційних служб для його огляду й ремонту.

У випадку, якщо канал проходить у глибокій виїмці, за бермою влаштовується кювет для перехоплення й відводу вод. Стійкість укосів каналів, побудованих у глибокій виїмці, варто перевіряти розрахунком.

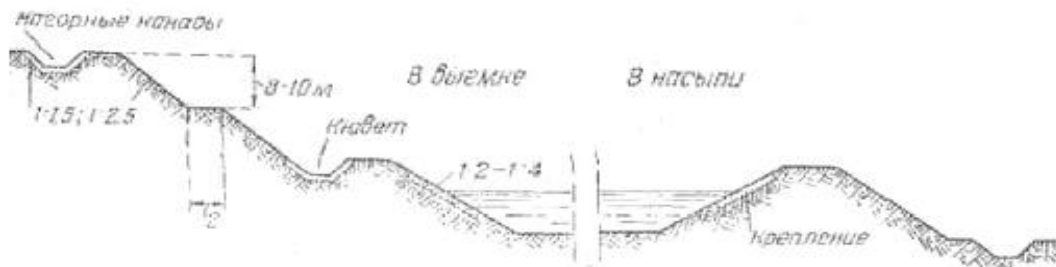


Рисунок 22 – Типовий переріз судноплавного каналу в насипі й у виїмці

Вздовж брівки укосу виїмки влаштовуються нагірні канали для перехоплення поверхневого стоку з прилеглого схилу (рис. 22).

10.3 Трасування судноплавних каналів

Під час трасування судноплавного каналу прагнуть дотримуватися прямолінійного напрямку, а за необхідності повороту каналу – мінімальний радіус закруглення у звичайних умовах приймається $R = 6Bc$, де Bc , – максимальна ширина судна.

У випадку кривизни напрямків у різні боки між ними повинні

бути влаштовані прямолінійні вставки довжиною не менше $1,5Lc$ для безперешкодного повороту суден на ходу.

Слід зазначити, що напрямком довгих прямолінійних ділянок судноплавних каналів не повинен збігатися з напрямком пануючих вітрів для уникнення значних коливань рівнів води через вітрові хвилі.

Під час трасування каналів варто домагатися найменшої їх довжини і мінімальних обсягів робіт.

10.4 Втрати води з каналів і їхнє живлення

Вода в судноплавному каналі витрачається на випар з водної поверхні, на фільтрацію через дно й укоси каналу, на шлюзування й витік через нещільності в затворах шлюзів і гребель.

Втрати на випар з водної поверхні можна визначити за такою формулою:

$$E = (18,6 + 3,73W)d^{0,654}, \quad (66)$$

де E – середньомісячний випар у мм;

W – середньомісячна швидкість вітру в м/с;

d – середньомісячний дефіцит вологості.

Втрати на фільтрацію залежать від роду ґрунту й можуть визначатися за формулою:

$$q = 0,0375k_0 \sqrt{\frac{Q}{V}}, \quad (67)$$

де q – втрати води на 1 см довжини каналу;

Q – витрата води в каналі м³/с;

V – середня швидкість у м/с;

k_0 – коефіцієнт фільтрації ґрунту в м/добу.

Швидкість проходження води в судноплавному каналі не повинна перевищувати величини $V = (0,6-0,8)$ м/с.

Ошлюзовані канали одержують живлення з бокових річок або спеціальних водоймищ, розташованих на відмітках, що допускають подачу води самопливом. У деяких випадках вододільні б'єфи каналу доводиться живити шляхом подачі води насосами з річки або водоймища.

10.5 Кріплення укосів каналів

Для запобігання укосів каналу від розмиву хвилею, що виникає під час проходження суден, улаштовуються кріплення (рис.23).

Укоси кріплять не по всій висоті, а лише в зоні можливого коливання рівня води, а також на 1 м нижче за нижчий навігаційний горизонт. Висоту суднової хвилі можна визначити за формулою:

$$h = \frac{V^2}{g}, \quad (68)$$

де h – висота хвилі;
 V – швидкість руху судна;
 g – прискорення сили ваги.

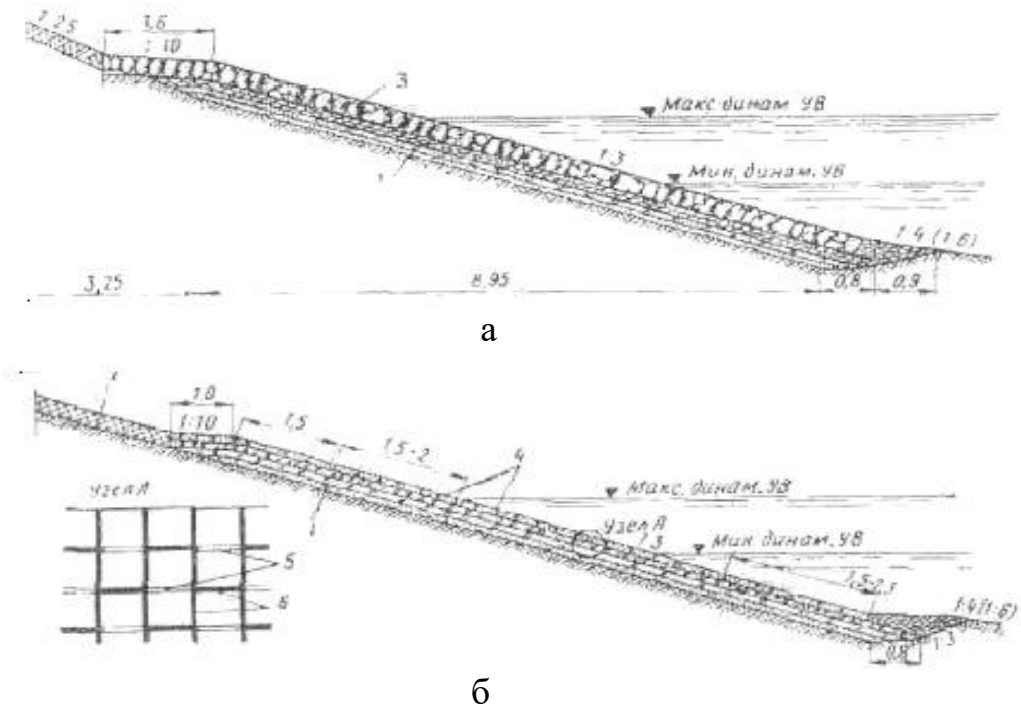


Рисунок 23 – Типи кріплень укосів каналу:

а – у вигляді кам'яного накидання; б – бетонними й залізобетонними плитами;
 1 – кам'яне накидання; 2 – одерновка; 3 – з/б й бетонні плити;
 4 – упор кріплення

Швидкість руху суден у каналах допускається до 30 км/год.

Для влаштування кріплення укосів судноплавних каналів варто застосовувати місцеві будівельні матеріали. Найбільш часто кріплення влаштовують у вигляді бруківки (мостової) по шару щебню або гравію, при цьому бруківка повинна влаштовуватися ретельно із розклиненням.

Кріплення частини укосів може виконуватися у вигляді кам'яного накидання з каменю $d \geq 0,25$ м, у разі відсутності на місці каменю кріплення може виконуватися з бетонних або залізобетонних плит, які укладають по шару гравію.

Для зменшення втрати води на фільтрацію на дні каналу й на укосах влаштовуються протифільтраційні екрани. Матеріалом таких екранів частіш за все служать глина, суглинок або полімерні плівки. Товщина екрана, виконаного з ґрунту, приймається 0,6–1,0 м. Екран доводять до відміток, що перевищують найвищий горизонт води в каналі на 0,2–0,3 м, і зверху прикривають захисним шаром товщиною від 0,5–1,0 м з піску або місцевого ґрунту.

Контрольні запитання

1. Назвати типи судноплавних каналів.
2. Описати методику визначення розмірів поперечного перерізу судноплавного каналу.
3. Описати методику виконання трасування судноплавних каналів.
4. Описати методику визначення втрати води з каналів.
5. Описати методику виконання кріплення укосів судноплавних каналів.

11 ТИПИ СПОРУД НА СУДНОПЛАВНИХ КАНАЛАХ

11.1 Споруди на судноплавних каналах

На судноплавних каналах доводиться зводити різні штучні споруди, що розрізняються за своїм призначенням, а саме:

- споруди, пов'язані зі сполученням б'єфів, до них відносяться: греблі, судноплавні шлюзи й суднопідйомники;
- насосні станції для перекачування води з нижнього б'єфа (НБ) каналу у верхній б'єф (ВБ);
- споруди, що будуються в місцях перетинань каналів, річок, струмків, ярів і доріг, до них відносяться: трубчасті переїзди, дюкери, мости, тунелі й поромні переправи;
- споруди, пов'язані з перетинанням каналом великих височин або гірських хребтів, до них відносяться судноплавні тунелі;
- споруди, пов'язані з регулюванням горизонту води в каналі, його спорожнюванням і відключенням окремих частин каналу від сусідніх ділянок; до них відносяться: водоскиди, водоспуски, запобіжні загородження.

11.2 Насосні станції

Насосні станції на судноплавних каналах служать для перекачування води, необхідної для живлення каналів. Необхідність перекачування води насосами в вододільній б'єф каналу виникає тоді, коли приплив води з річок, озер, водоймищ недостатній для покриття всіх потреб у воді.

Насосні станції розташовуються поряд зі шлюзами, з'єднуючими б'єфи в спеціальних обхідних каналах, паралельних основним судноплавним каналам (рис. 24). Швидкість у відвідному каналі не повинна перевищувати 0,8 м/с. Для зменшення підсмоктуючого впливу струменю води в напрямку насосної станції на судна, які рухаються по каналу, вхід у підвідний канал насосної станції перекривається полами з забральною стінкою, яка занурена на 3 м нижче за поверхню води.

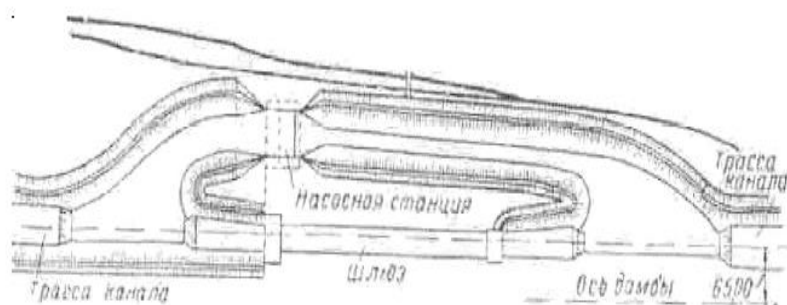


Рисунок 24 – Схема розташування насосної станції в судноплавному шлюзі:
1 – судноплавний шлюз; 2 – насосна станція; 3 – траса судноплавного каналу;
4 – нижній підвідний канал; 5 – відвідний канал

11.3 Споруди в місцях перетинання з водотоками й дорогами

У місцях перетинання судноплавних каналів із природними або штучними перешкодами влаштовуються водопровідні й інші споруди. Тип водопровідних споруд залежить від положення перешкоди по відношенню до дна каналу. Спорудами, які влаштовують по трасі судноплавного каналу в місцях перешкод, що зустрічаються, можуть бути: судноплавні тунелі, трубчасті переїзди, дюкери, мости й канали.

Судноплавні тунелі. У місцях перетинання судноплавним каналом піднесених місць або гірських хребтів замість глибоких виїмок улаштовуються судноплавні тунелі (рис. 25).

Судноплавні тунелі будуються на водних шляхах уже давно. Перший судноплавний тунель – Малькаський (довжиною 150 км, шириною 6,7 м, висотою 8,2 м) був побудований у Франції в 1679–1681 рр. на Лангедонському каналі, що встановив зв'язок між Атлантичним океаном і Середземним морем.

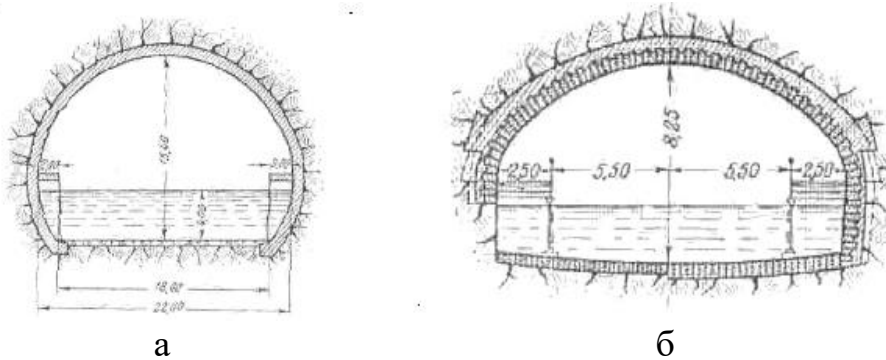


Рисунок 25 – Поперечний переріз судноплавних тунелів:
а – для двобічного руху суден; б – для одnobічного руху суден

11.4 Водоскиди й водоспуски

Регулювання рівнів води й спорожнювання судноплавних каналів здійснюється за допомогою водоскидів або водоспусків.

Водоскиди влаштовуються у вигляді відкритих водозливів або сифонів для скидання зайвих вод з каналу у випадку підвищення горизонту води вище за розрахунковий. Такі споруди розташовуються в тих місцях, де можна влаштувати зручний відвід води в річку або балку.

Водоспуски призначаються для спорожнювання окремих ділянок каналу, які можуть знадобитися для огляду або ремонту підводних частин каналу або споруд, що перебувають на ньому. Водоспуски можуть бути відкритого типу або трубчасті, обладнані затворами. Розташування водоспусків також повинне бути обране з урахуванням зручності відводу води.

11.5 Запобіжні загородження

Запобіжні загородження (аварійні) або загороджувальні ворота

влаштовують на судноплавних каналах для розбивки його на кілька секцій, для того щоб у випадку аварії або за необхідності огляду можна було б вимкнути окрему секцію, не спорожняючи всього каналу. Необхідність влаштування запобіжних загороджень викликається такими умовами: наявністю довгого вододільного б'єфа; наявністю великих водоймищ, що живлять канал; наявністю великої кількості відповідальних споруд на каналі; наявністю ділянок каналу в насипах; можливістю окремих ушкоджень каналу або аварій суден; важкими наслідками аварій на будь-якій ділянці каналу.

Відповідно до цих умов і місцевих особливостей каналу встановлюються місця розташування й число запобіжних загороджень.

Запобіжне загородження може бути влаштоване у вигляді однопрольотної або двопрольотної споруди. Запобіжні загородження повинні відповідати таким основним вимогам: можливості перекривати великі прольоти; можливості встановити загородження в поточну воду; швидкості монтажу загородження; відсутності стиснення підводних і надводних габаритів суден, що рухаються по каналу; достатній водонепроникності; зручності огляду й ремонту.

Як запобіжні загородження на каналах застосовують ферми Томаса, відкотні ворота, сегментні підймальні й опускні затвори, плоскі опускні й плоскі підймальні затвори.

Контрольні запитання

1. Описати споруди, які влаштовують на судноплавних каналах.
2. Описати випадки, у яких необхідно влаштовувати насосні станції на судноплавних каналах.
3. Описати споруди, які влаштовують у місцях перетинання з водотоками, дорогами й гірськими хребтами.
4. Описати судноплавні тунелі.
5. Описати призначення водоскидів й водоспусків на судноплавних каналах.
6. Описати призначення запобіжних загороджень на судноплавних каналах.

12 РІЧКОВІ ПОРТИ

12.1 Загальні положення

Порт – це прибережний пункт, що має зручні водні підходи та пов'язаний з боку берегової території із залізничним та автомобільним транспортом, обладнаний перевантажувальними комплексами, складами, пристроями для обслуговування суден та пасажирів.

Основні функції порту:

- 1) перевантажувальні роботи – передача вантажів із суден на інші види транспорту чи у зворотному напрямку;
- 2) обслуговування пасажирів – посадка-висадка пасажирів, продаж квитків, зберігання багажу та інші види обслуговування;
- 3) комерційна та фінансова діяльність – залучення вантажів та пасажирів, укладання договорів на перевезення, розрахунки за перевезення тощо;
- 4) комплексне обслуговування флоту – постачання суден, рейдово-маневрові роботи, побутове обслуговування екіпажів тощо;
- 5) ремонт портових об'єктів та техніки;
- 6) перевезення у місцевому сполученні – перевезення нерудних будівельних матеріалів, що добуваються з дна річок, перевезення пасажирів на приміських та внутрішньоміських лініях.

До складу порту входять такі основні елементи: акваторія, територія, причальна лінія.

1) *Акваторія* – водна поверхня, яка відведена порту поза межі суднового ходу і яка призначена для стоянки суден під час їхньої вантажної обробки або посадки-висадки пасажирів. Вона складається з причалів, водних підходів та рейдів.

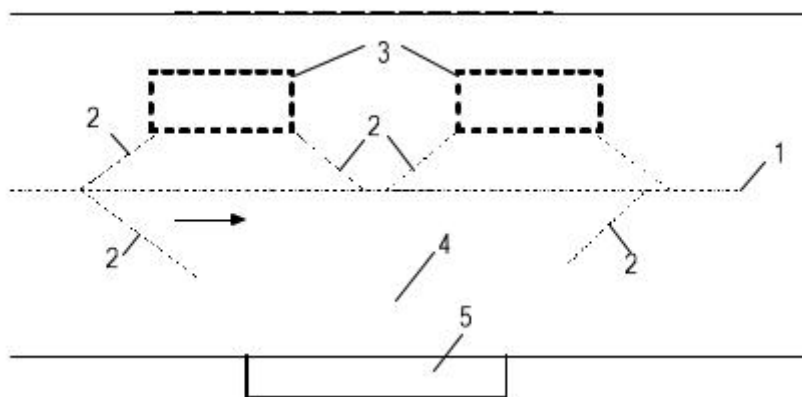


Рисунок 26 – Схема акваторії порту:

- 1 – судновий хід; 2 – водні підходи; 3 – ділянки рейду;
4 – акваторії причалів; 5 – причал

Причал – ділянка порту, що забезпечує обробку одного розрахункового судна.

Водні підходи – це ділянка водного шляху, що з'єднує транзитний

судновий хід (фарватер) з акваторією причалів та рейдами, а також рейди з акваторією причалів. Підходи повинні забезпечувати безперешкодний та безпечний рух.

Рейд – частина акваторії порту, призначена для стоянки суден, формування та розформування суднових составів та виконання перевантажувальних робіт за варіантом «судно-судно». Існують окремо рейди прибуття та відправлення суден. Рейди спеціалізуються за родами вантажів, що перевозяться (суховантажні, нафтоналивні, лісові тощо).

Акваторія причалу – частина водної поверхні, що примикає до причалу, й призначена для стоянки суден під вантажними операціями, і навіть для маневрів суден біля причалу.

2) *Територія порту* – прибережна ділянка землі у встановлених межах порту. На території розміщують портові споруди: склади, вантажно-розвантажувальні засоби, транспортні комунікації, будівлі тощо. До складу території порту входять три зони, представлені на рисунку 27.

В оперативно-виробничій зоні 1 розташовують фронтальні склади, залізничні колії та порталні крани для перевантаження вантажів із судна або у зворотному напрямку. У зоні 2 – тилові склади для перевантаження вантажів з автомобільного та залізничного транспорту до складу або з фронтального складу до тилового складу. До складів підведено залізничні та автомобільні колії. Кожна лінія обладнана перевантажувальними кранами (фронтальними та тиловими).

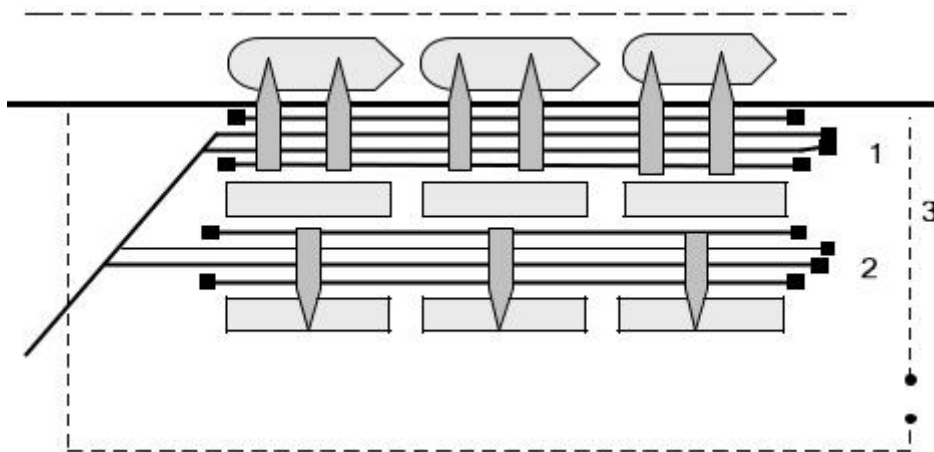


Рисунок 27 – Зони території порту:

1 – прикордонна (фронтальна) зона; 2 – тилова зона; 3 – припортова зона

Припортова зона 3 розташована поза огорожею. Тут зазвичай розміщують будівлю управління порту, майданчик для стоянки автотранспорту тощо.

3) *Причальна лінія* – кордон між територією порту та акваторією. Причальну лінію ще називають кордон (від франц. Corde – мотузка). Причальна лінія – це сукупність усіх причалів.

Є три форми розташування причальної лінії щодо річки: фронтальна, басейнова (ковшова) та пірсова.

Фронтальна форма характеризується розташуванням причалів уздовж берегової лінії.

Басейнова (ковшова) форма причальної лінії відрізняється наявністю спеціальних басейнів, у яких розташовані причали. Число та конфігурація басейнів залежать від загальної кількості причалів, їхньої спеціалізації та інших факторів. У річкових портах зазвичай влаштовують один басейн.

Для *пірсової* форми причальної лінії характерне розташування причалів з боків молу (пірсу), винесене у бік акваторії порту. Пірси, які бувають широкими та вузькими, зазвичай споруджують під прямим кутом до берегової лінії.

Для зимівлі й ремонту суден відводять окремі ділянки акваторії у вигляді затонів або штучних басейнів. На портовій території розміщуються залізничні колії, складські приміщення, службові будинки, перевантажувальні пристрої, ремонтні майстерні.

Основним фактором, що визначає розміри порту, є його вантажообіг. Заданий вантажообіг порту визначає розміри споруд порту і довжину причальних ліній, а також види й потужності різних перевантажувальних механізмів.

Довжина причальної лінії встановлюється залежно від продуктивності перевантажувальних механізмів.

12.2 Типи річкових портів

Порти на внутрішніх водних шляхах класифікуються за різними ознаками.

1. *За призначенням* порти поділяються на:

- вантажні;
- пасажирські;
- вантажопасажирські.

Вантажні порти здійснюють передачу вантажів із суміжних видів транспорту на водний або у зворотному напрямку.

Вантажні порти своєю чергою поділяються на:

- *універсальні*, які перевантажують різні вантажі, маючи причали тарно-штучних вантажів, лісоматеріалів, руди, вугілля тощо;
- *спеціалізовані*, призначені для перевантаження певного вантажу, наприклад, вугільні порти, нафтоналивні порти, лісові порти.

На річковому транспорті найбільш поширені вантажопасажирські порти.

2. *За належністю* порти поділяються на:

- порти загального користування;
- незагального користування.

3. *За розташуванням* щодо русла річки порти діляться на:

- руслові;

- басейнові (ковшові);
- змішані.

4. За обсягом та різновидом роботи порти поділяються на чотири категорії.

Категорія порту	Вантажообіг, т	Пасажиरोобіг, осіб
1	Понад 15 000	Понад 2 000
2	3 500–15 000	500–2 000
3	750–3500	200–500
4	До 750	До 200

12.3 Характеристика руслового порту

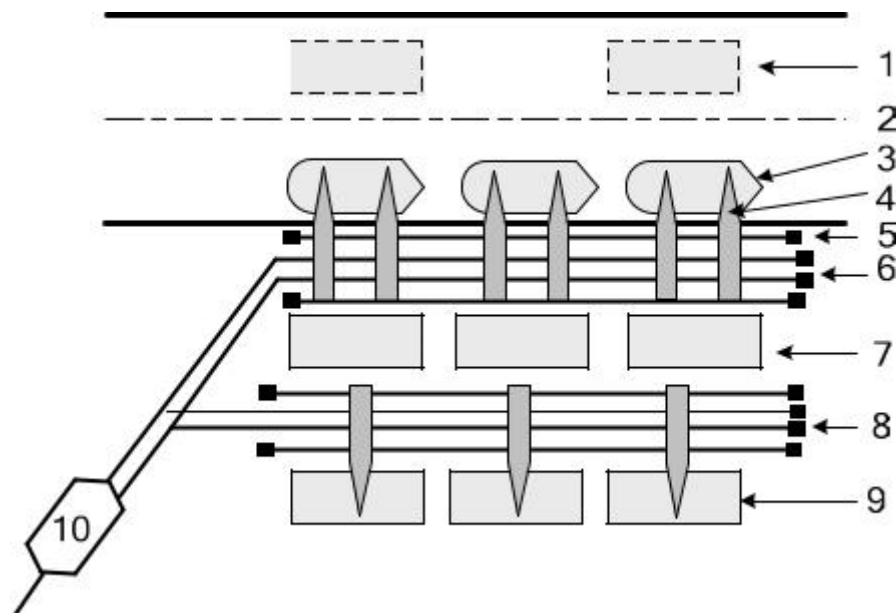


Рисунок 28 – Схема руслового порту:

- 1 – рейди; 2 – судновий хід; 3 – судно; 4 – берегові перевантажувальні машини;
 5 – підкранові шляхи; 6 – причальні (прикордонні) шляхи;
 7 – прикордонні склади; 8 – тиліві шляхи; 9 – тиліві склади;
 10 – портова станція

Переваги

1. Зручні водні підходи суден до причалів.
2. Мінімальні обсяги та вартість земляних робіт при влаштуванні порту.
3. Можливість розширення порту вздовж русла річки.
4. Розтягнутість порту має велике протипожежне значення.

Недоліки

1. У зв'язку з розтягнутістю порту немає доступу мешканців міста до річки, зайняті великі площі вздовж берега річки.
2. Стиснення території порту за шириною – часто порт є затиснутим між берегом і містом.
3. Поганий захист від льодоходу.
4. Неможливість зимового відстою суден.

12.4 Характеристика басейнового порту

Басейновий порт має акваторію у вигляді одного або кількох басейнів (ковшів), що вдаються в глибину берегової території або утворені пірсами.

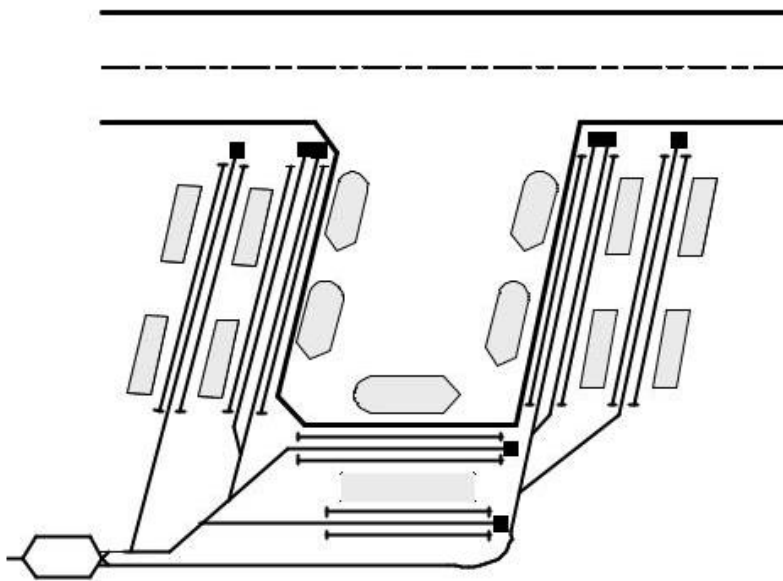


Рисунок 29 – Схема ковшового порту

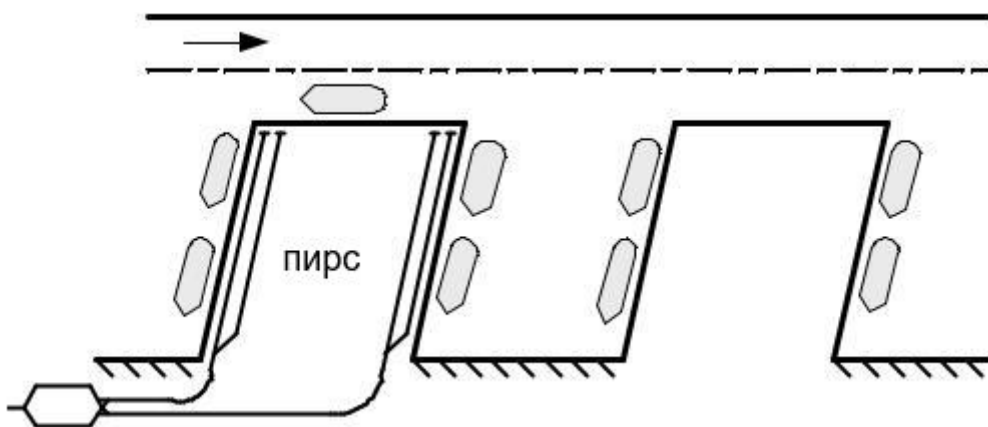


Рисунок 30 – Схема ковшового порту пірсової форми

Переваги

1. Територія порту є компактнішою, тобто є меншою довжина транспортних та інженерних споруд.
2. Порт ізольований від льодоходу.
3. Можливий зимовий відстій суден.

Недоліки

1. Великий обсяг земляних робіт і відповідно підвищена вартість під час будівництва порту, оскільки порт є штучною спорудою.
2. Стиснення акваторії (утруднене маневрування суден).
3. Підвищене замулювання дна внаслідок меншої швидкості течії, отже, необхідне часте проведення дноочисних робіт.

12.5 Характеристика змішаного порту

Змішаний порт має причали, розташовані в ківшах та вздовж русла річки.

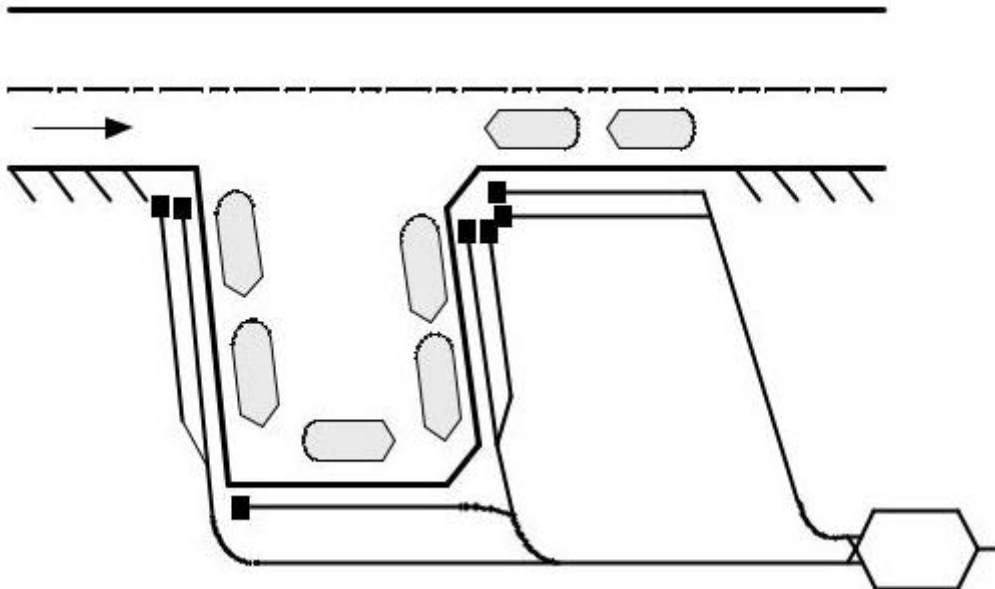


Рисунок 31 – Схема змішаного порту

Переваги та недоліки змішаних портів відповідають перевагам і недолікам руслових та ковшових портів.

12.6 Вимоги, що ставляться до порту

Для руслових портів вимоги судноплавства зводяться до наступного:

- ширина річки має бути достатньою для розміщення суден, що стоять біля причалу й тих, що підходять до них;
- глибина на підходах і біля причалів повинна відповідати розрахунковій осадці суден;
- швидкість течії повинна бути незначною й не перевищувати 1–1,2 м/с;
- ділянка берега, вздовж якого розташовується причальна лінія, повинна

мати за можливості прямолінійний характер.

Ширина водної поверхні уздовж причальної лінії повинна дорівнювати $7Bc$, де Bc – максимальна ширина судна.

За діючими правилами технічної експлуатації глибина на рейдах і біля причалів у руслових портах повинна на 0,3 м перевищувати глибину, гарантовану на транзитному ході.

Швидкість течії біля причалу для безпеки та зручності підходу й швартування не повинна перевищувати 1–1,2 м/с.

Рейди в руслових портах рідко розташовуються поблизу причальних ліній; зазвичай їх розташовують вище або нижче за течією.

Розміри рейдів визначаються за максимальною кількістю суден, які одночасно можуть збиратися на рейді. Розміщення суден на рейді виконується колонами й рядами так, щоб якомога зручнішим був підхід буксира. Відстань між колонами приймається рівною $4Bc$.

У позаруслових портах рейди здебільшого виносяться до русла річки, а в басейнах розташовуються лише причальні лінії, мінімальна ширина басейну повинна складати $\geq 6Bc$. Розташування порту має також забезпечувати можливість здійснення зручного залізничного й автомобільного зв'язку порту з загальною мережею залізничних та автомобільних доріг.

12.7 Порти на каналах, водоймищах і озерах

Річкові порти на каналах і ошлюзованих річках розташовуються у спеціальних басейнах, створених місцевим розширенням каналу або річки. Іноді в басейн виступають окремі ділянки території, оточені набережними, так звані портові пірси.

Озерні порти й порти на великих водоймищах відрізняються від річкових портів тим, що причали й прилягаючі до них акваторії, у тому числі рейди для стоянки суден, мають бути захищені від дії вітрових хвиль спеціальними спорудами, які називаються молом.

Мол – це огорожувальна споруда, з'єднана з берегом.

Також улаштовуються хвилеломи – це огорожувальні споруди, не пов'язані з берегом. Огородження акваторії від хвиль може здійснюватися як стаціонарними хвилеломами, так і плавучими.

Контрольні запитання

1. Описати типи річкових портів.
2. Описати вимоги, що ставляться до річкових портів.
3. Описати недоліка та переваги портів за розташуванням.
4. Описати різницю між портами, розташованими на каналах та на водоймищах.
5. Описати, за допомогою яких споруд борються із хвилями в річкових портах.

13 ПОРТОВІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

13.1 Загальні положення

До портових гідротехнічних споруд відносяться такі споруди:

- причальні, які служать для постановки вздовж них суден під час виробництва вантажних або пасажирських операцій;
- огорожувальні, які захищають акваторію порту від вітрового хвилювання, сильної течії або льодоходу;
- суднопіднімальні пристрої, що служать для ремонту підводної частини суднових корпусів.

13.2 Причальні споруди

Причальні споруди поділяють на такі типи:

- споруди для зміцнення причальних укосів;
- вертикальні підпірні стінки для набережних;
- пристані;
- плавучі причали, так звані дебаркадери.

Причал – це ділянка порту, що забезпечує обслуговування одного розрахункового судна. Причал включає: причальну набережну зі швартовими пристроями, фронтальні (прикордонні) та тилові перевантажувальні шляхи та склади, під'їзні шляхи, службові будівлі та інші споруди. До основних розмірів причалів відносяться їхні довжина, глибина біля причалу, ширина прилеглої до кордону території.

Довжину причалу визначають, виходячи з довжини найбільшого розрахункового судна L , яке може швартуватися біля причалу:

а) за розташування причалу в загальній причальній лінії для стоянки суден:

$$L_{\text{пр}} = L + a \quad (69)$$

де L – габаритна довжина найбільшого розрахункового типу судна;

a – відстань між суднами, необхідна для забезпечення безпечного підходу суден до причалу та відходу від нього, м (табл. 3);

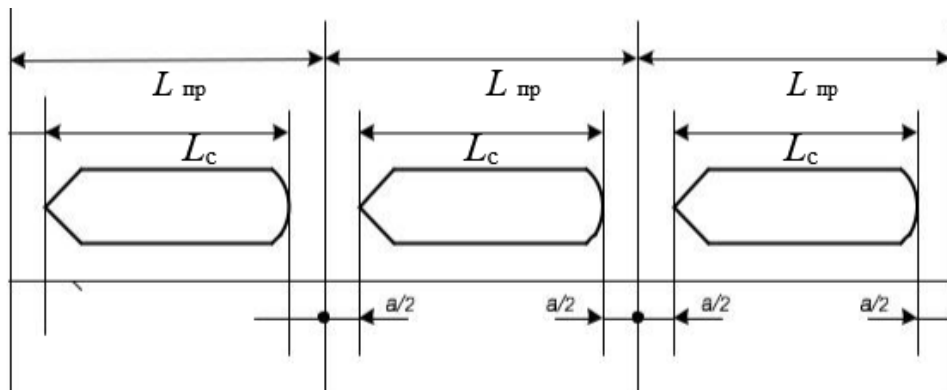


Рисунок 32 – Схема розміщення причалів руслового порту

б) за ківшового розташування причального фронту довжина причалу приймається з урахуванням взаємного розташування причалів:

$$L_{\text{пр}} = L + a + B \quad (70)$$

де B – ширина розрахункового судна.

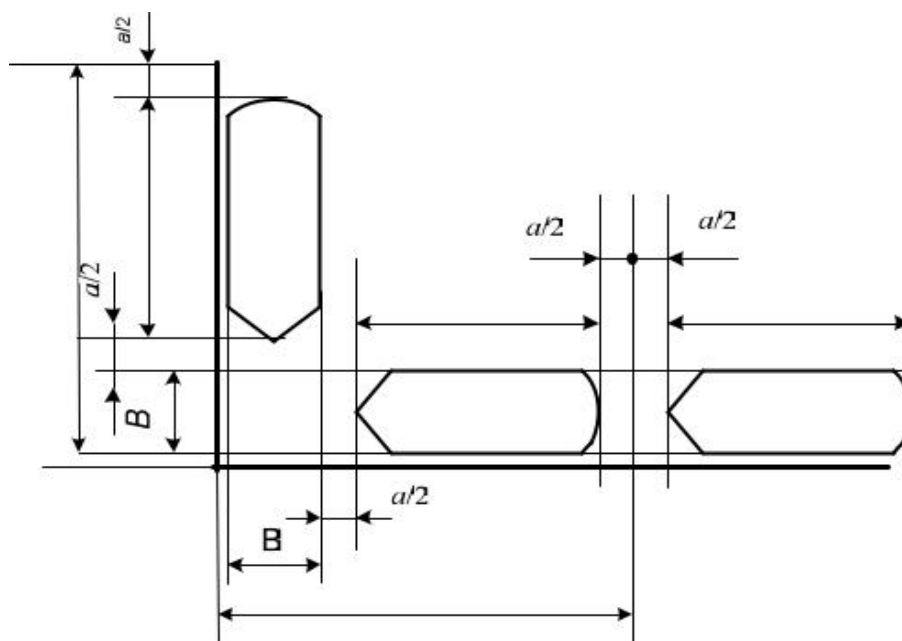


Рисунок 33 – Схема розміщення причалів ковшового порту

Чисельне значення залежить від розмірів суден і визначається за таблицею 3.

Таблиця 3 – Значення відстані безпеки, a

Габаритна довжина розмірів судна, L с, м	<100	100, 150	151, 200
Відстань безпеки, a , м	10	15	20

Борт судна, що розташований біля причалу, для зручності вантажних операцій має бути розташований ближче до портової території, на якій розташовані залізничні колії, проїзди, склади й механічні перевантажувачі. Тому вертикальна стінка повинна бути досить низькою, щоб судно могло підійти до неї впритул.

Однак для річкових суден, що мають невелике осідання, немає можливості користуватися причалом укісної форми. Для цього піднімальний кран повинен мати достатній виліт стріли, щоб він міг доставати до будь-якого з бортів суден, які стоять біля причалу (рис. 34).

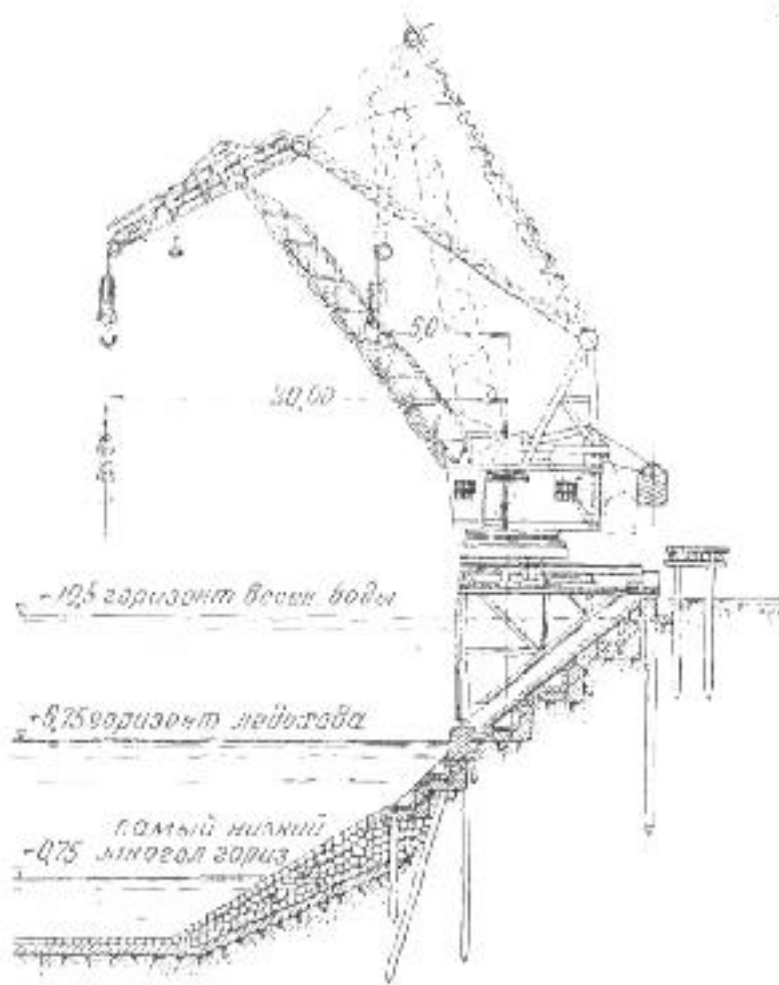


Рисунок 34 – Тип причалу укісного профілю

Кількість навантажувально-розвантажувальних механізмів визначається за формулою

$$M_k = \frac{Q_{дiб}}{n_{змiн} \cdot k_{вiк.пр.}} \cdot \left(\frac{1 - k_{скл.}}{П_1} + \frac{k_{скл.}}{П_2} + \frac{k_{пп}}{П_3} \right), \quad (71)$$

де $n_{змiн}$ – кількість змін за добу, у проєкті приймається тризмінна робота;

$k_{вiк.пр.}$ – коефіцієнт використання причалу, що враховує перерви в роботі причалу за метеоумовами та у зв'язку з проведенням планових ремонтів механізмів, зміною технологічного обладнання тощо;

$k_{скл.}$ – коефіцієнт врахування частини проходження вантажу через склад;

$k_{пп}$ – коефіцієнт повторного перевантаження вантажу, що виконується за варіантом «склад-вагон» або назад;

$П$ – змінна експлуатаційна продуктивність однієї вантажно-вивантажувальної машини, що працює відповідно за варіантом «судно-вагон», «судно-склад», «склад-вагон» або назад, які визначаються відповідно до нормативних документів.

Усі розрахунки подаються у табличному вигляді (табл. 4).

Таблиця 4 – Розрахування навантажувально-розвантажувальних машин

Місце проведення робіт	Рід вантажу	Тип ПЗМ	Об'єм перевант.	ЕНВ			k вік . п р	n з м і н	k ск л	k пп	Число ПЗМ	Число причалів
				П1	П2	П3						
Кордон												
Тил												
Разом:											Σ	Σ

Розрахувавши кількість навантажувально-розвантажувальних механізмів, визначають кількість причалів за формулою

$$n_k = \frac{\sum M_k}{M_{np}}, \quad (72)$$

де $\sum M_k$ – сумарна кількість кранів, розрахована за формулою (71);

M_{np} – кількість кранів, які обслуговують один причал, визначається виходячи з довжини причалу та максимального вильоту стріли порталного крана.

За значного коливання горизонтів води укiс iнодi роздiляється за висотою бермами (або терасами) на кiлька ярусiв (через 7–15 м).

Крiплення причальних укосiв можна виконувати вiдсипанням каменю або бетонними плитами на вiдповiднiй пiдготовцi.

Крутiсть укосу повинна вiдповiдати його стiйкостi. Стiйкiсть укосу повинна бути перевiрена розрахунком на зрушення по криволiнiйних поверхнях на тимчасове i постійне навантаження, а також з урахуванням ваги пiднiмальних механiзмiв.

Вертикальнi стiнки набережних становлять пiдпiрнi стiнки й можуть мати рiзноманiтнi конструкцiї залежно вiд того, чи будуються вони «насухо», чи основа стiнки зводиться нижче рiвня води без водовiдливу.

Набережнi можуть бути влаштованi вздовж берега рiчки в руслових портах, а також i по периметру берегових басейнiв i навколо виступаючих в акваторiю пiрсiв.

Стiнки набережних за конструкцiєю можуть подiлятися на такi типи:

- зрубова набережна з бетонною надбудовою (рис. 35,а);
- бетонна пiдпiрна стiнка (конструкцiї такого типу споруджуються при великому коливанні горизонту води (рис. 35,б));
- набережна з високим залiзобетонним пальовим ростверком i переднiм шпунтом (рис. 35,в);

– набережна у вигляді заанкерованого металевго шпунтового ряду (рис. 35,г);

– залізобетонна пальова набережна з заднім шпунтовим рядом (рис. 35,д).

Набережні забезпечуються відбійними пристосуваннями у вигляді дерев'яних рам із брусів, навішених на лицьові грані набережної або у вигляді окремо забитих перед стінкою відбійних паль, які мають на меті унеможливлення ударів суден об стінку.

Для швартування суден служать причальні тумби, установлені біля самої границі набережних, щоб не заважати руху кранів.

Тумби розташовуються на відстані 25 м. По лицьовій грані стін навішуються кільця-рами.

Пристані – це наскрізні споруди із суцільним настилом. Вони розташовуються, здебільшого, над береговим укосом. Іноді пристані розташовуються перпендикулярно до берега, утворюючи свого роду пірси. Пристані можуть бути дерев'яними, сталевими, залізобетонними. За своєю конструкцією частіше за все бувають пальові, рідше – у вигляді окремих опор (рис. 36).

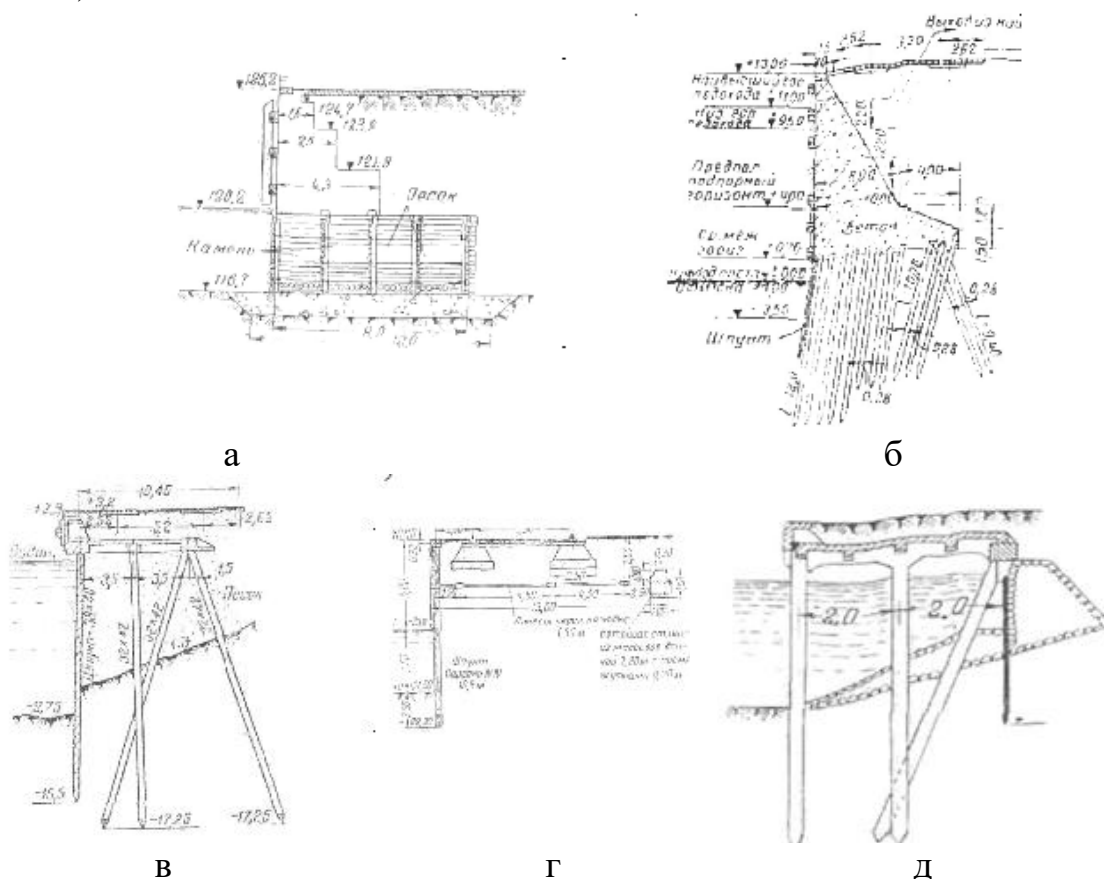


Рисунок 35 – Стінки набережних:

а – зрубова; б – бетонна підпірна стінка; в – набережна з високим залізобетонним пальовим ростверком і переднім шпунтом; г – набережна у вигляді заанкерованого металевго шпунтового ряду; д – залізобетонна пальова набережна з заднім шпунтовим рядом

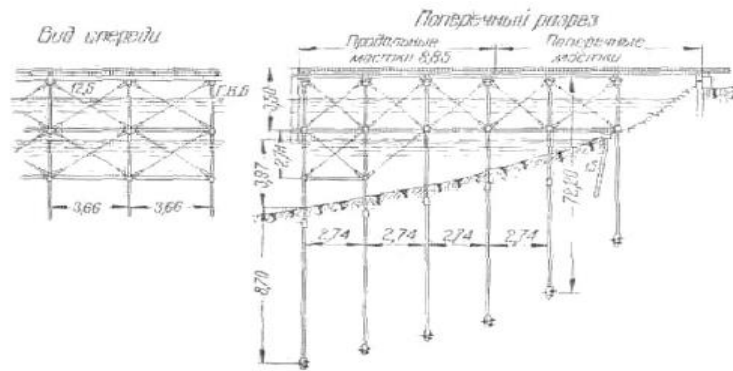


Рисунок 36 – Пальова пристань

Для вантажопасажирських суден використовують плавучі причали – дебаркадери. Плавучий дебаркадер становить сталеву, залізобетонну або дерев'яну баржу, яка установлюється на укосі берега на якорях і з'єднується з берегом східчастими легкими містками.

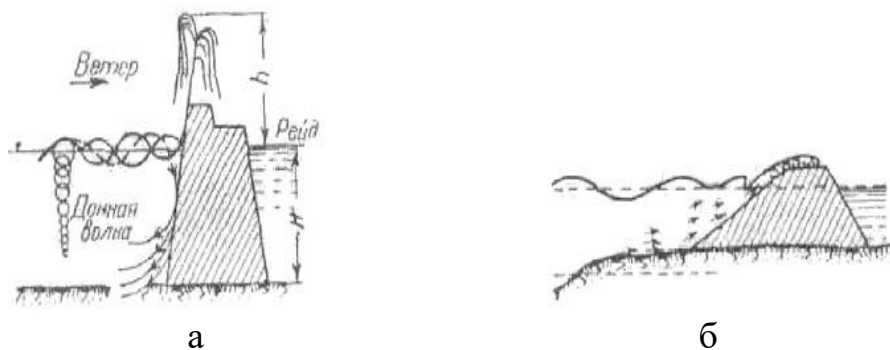
Плавучі причали (дебаркадери) використовуються при великих коливаннях горизонтів води, при незначному розмірі вантажообігу й для вантажопасажирських причалів.

13.3 Огороджувальні споруди

Споруди, що захищають акваторію порту й причальні ніші від впливу льодоходу, вітрових хвиль, сильної течії й від наносів, називаються огороджувальними. До них відносяться: льодорізи й льодозахисні стінки, дамби; хвилезахисні споруди – дамби й шпори, що служать для захисту від наносів або сильної течії.

Льодозахисні споруди доводиться зводити у випадку, якщо судна зимують біля причальних ліній. Льодорізи становлять просторову конструкцію з передньою похилою гранню й можуть бути бряжеві, заповнені камінням, або виконаними з паль. Відстань між льодорізами приймається від 10 до 15 м.

Хвилезахисні споруди застосовують у водосховищних або озерних портах.



а

б

Рисунок 37 – Схеми хвилеломів:

а – вертикальна стінка; б – укісна споруда з кутом нахилу зовнішнього укосу до горизонту $\alpha < 45^\circ$

Існує два типи хвилеломів: вертикальна або майже вертикальна стінка, що відбиває хвилю (рис. 37,а), застосовується при достатній глибині перед стінкою, рівною $H > 3h$, де h – половина висоти хвилі; укiсна споруда з кутом нахилу зовнішнього укосу до обрiю $\alpha < 45^\circ$, на якому хвиля розбивається (рис. 37,б).

Для низки портів, розташованих у межах водоймищ, хвилезахисні споруди можна виконувати у вигляді ґрунтових дамб.

13.4 Способи ремонту суден

Ремонт механiзмiв у пiдводнiй частинi корпусу судна може бути виконаний на плаву. Перед ремонтом пiдводна частина судна повинна бути осушена. Осушення судна здiйснюють рiзними способами.

Судно може бути пiдняте за допомогою суднопiднiмальних пристроiв – полозка або вiзкiв по похилiй площинi берега за допомогою лебiдок. Такий пристрiй пiдйому називається елiнгом. Похила площина, що служить для пiдйому й спуску суден пiд час ремонту, називається стапелем.

iншим способом осушення пiдводноi частини судна є вiдвiд судна в сухий док. Сухий док являє собою камеру, яка нагадує судноплавний шлюз, i має лише один вхiд, що закривається воротами. Судно вводиться в док i закрiплюється в ньому, ворота закриваються i вода з камери викачується насосами, судно сiдає на спецiальнi опори з брусiв.

Плавучий док складається з окремих секцiй, якi мають днище i боковi стiнки. Торцевi частини плавучого доку вiдкритi. Перед пiдйомом судна плавучий док заповнюється водою через отвори, наявнi в стiнах i днищах дока. Коли нижня палуба доку, так звана стапель, опуститься нижче днища судна, останнє вводиться в док i закрiплюється. Пiсля цього насоси, розташованi на доцi, вiдкачують воду з баластових вiдсiкiв, док поступово спливає й пiдiмає з собою судно.

Контрольнi запитання

1. Описати причальнi споруди.
2. Описати огорожувальнi споруди.
3. Описати льодорiзи.
4. Описати хвилезахиснi споруди.
5. Описати елiнг.

14 ВЗАЄМОДІЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ІЗ ВМІЩУВАЛЬНИМ ПОРОДНИМ МАСИВОМ

14.1 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, внаслідок 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 у 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. У 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 породному масиві, що оточує виробку можуть початися процеси руйнування, що характеризуються частковою або повною втратою несучої здатності гірської породи. У 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. На сьогодні 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 порід, які оточують, установкою анкерів, торкретуванням тощо.

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 механічних властивостей 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 такому випадку штучно обмежується. Саме тому в масивах, що складаються з міцних однорідних порід, виробки можуть експлуатуватися без кріплення.

14.2 Гірський тиск

Під час розробки виробки в прилеглому до неї породному масиві відбувається перерозподіл природних напружень, які існували в цьому 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 ділянках. 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 встановлення кріплення продовжиться, то може початися процес руйнування порід. Руйнування порід в околі виробки супроводжує їх розпушення, що може призвести 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 і на спосіб зміцнення порід і вибір постійних облицювань, які визначають роботу підземних споруд у період їх експлуатації. Особливо це важливо для гідротехнічних підземних споруд, які залежно від призначення можуть мати великі прольоти (підземні машинні зали ГЕС) або високий внутрішній тиск (напірні тунелі). З огляду на цю 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. Як приклад розглянемо найбільш поширену у вітчизняній проектно-виробничій практиці гіпотезу професора М. М. Протод'яконова.

Ця 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, названим коефіцієнтом міцності f . Коефіцієнт міцності враховує також зчеплення між окремостями скельної породи і розраховується за формулою:

$$f = \frac{f'N + C}{N}, \quad (73)$$

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. 38,а).

Під час здійснення проходки виробки спочатку починається формування вивалу породи в покрівлі, а потім – у стінах виробки. У 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. 38,а).

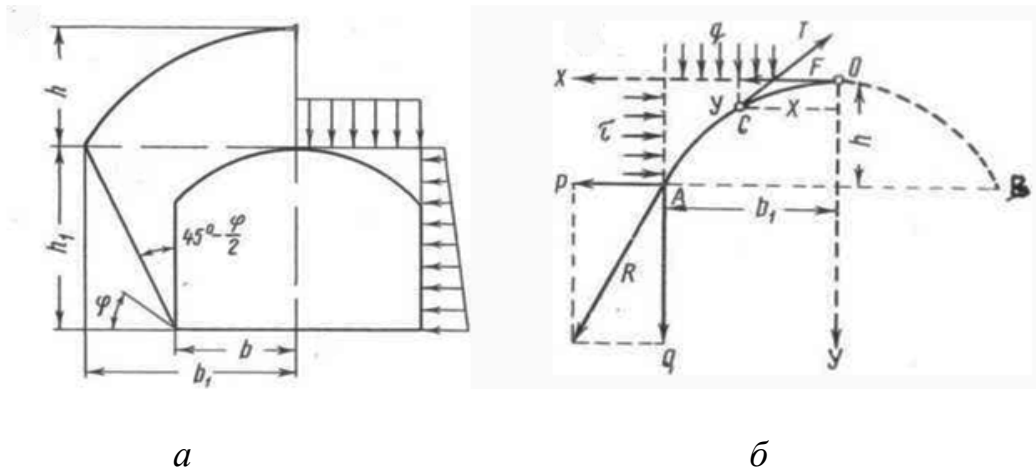


Рисунок 38 – Схема тиску породи за М. М. Протод’яконовим:
 а – склепіння тиску; б – величина розрахункового прольоту склепіння тиску

Беручи це до уваги, розрахунковий проліт склепіння можна визначити з виразу:

$$2b_1 = 2b + 2h \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (74)$$

Розглядаючи умови рівноваги склепіння тиску прольотом $2b_1$ (рис. 38,б), що утворився над виробкою, після нескладних перетворень можна отримати рівняння кривої склепіння у вигляді параболи, яке має вигляд:

$$y = \frac{x^2}{b_1 f}. \quad (75)$$

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

$$h_1 = \frac{b_1}{f}. \quad (76)$$

Оскільки форму склепіння знаходять з умов його рівноваги, то це означає, що на кріплення передає навантаження тільки обсяг породи, що міститься 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:

$$P = \frac{4}{3} \gamma \frac{b_1^2}{f}, \quad (77)$$

де γ – об’ємна вага породи.

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

$$f = \operatorname{tg} \varphi. \quad (78)$$

Для скельних порід коефіцієнт міцності підраховується за формулою:

$$f \approx 0,1R, \quad (79)$$

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

Розрахункові значення коефіцієнта міцності порід f наведено в таблиці 5. 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 ж за реакцією пружної основи (пасивний опір порід) – як пасивне навантаження.

Таблиця 5 – 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, габро-діорит, порфірити виключно міцні	XI	19–20
2	Базальт олівіновий, андезит, роговик, діабаз, діорит вищої міцності	X	17–18
3	Кремій, зливні кварцитовидні пісковики виключної міцності, окременні вапняки найвищої міцності	X	15–16
4	Середньозернисті граніти, кварцитовидні зливні пісковики, кварцити, діабаз, гнейси міцні, порфірит, трахіт міцний, сієніт, амфіболіти	IX	12–14
5	Дрібнозернисті монолітні окварцовані пісковики, зливні вапняки виключно міцні, мрамур виключно міцний	IX	10–11

Продовження таблиці 5

1	2	3	4
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
10	Вапняк мергелистий, пісковик, глинистий сланець, слюди́стий доломіт, бурі залізняки 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 тощо), зцементоване будівельне сміття	IV–II	1–1,5

Закінчення таблиці 5

1	2	3	4
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

14.3 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 контакт кріплення з масивом». У 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 (рис. 39). 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_I).

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, у результаті чого після закінчення проходки контур виробки стає повністю вільним від напруження. Якщо використовується пружна модель поведінки породного масиву, то таку операцію можна здійснити, використовуючи принцип незалежності дії сил, шляхом вирахування з поля природних напружень поля напружень, які знімаються і які прикладено до контура виробки. Природне поле напружень формує в породному масиві відповідне поле деформацій і переміщень, з чого випливає, що деформації і переміщення, які виникли в масиві після проходки виробки, обумовлені лише напруженнями, які знімаються, рівними за величиною природним напруженням та зворотними до них за знаком (рис. 39).

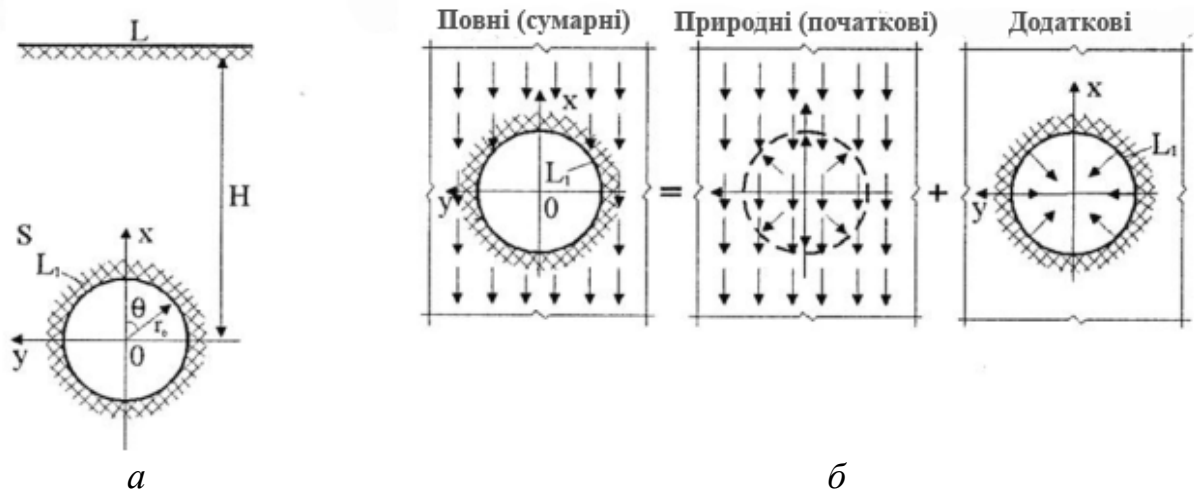


Рисунок 39 – Непідкріплена виробка кругового обрису:

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

Компоненти повних напружень у масиві в результаті утворення виробки (область *S*) можуть бути представленими в такому вигляді (рис. 39,б):

$$\begin{aligned}
 \sigma_x &= \sigma_x^{np} - \sigma_x^{zn} \\
 \sigma_y &= \sigma_y^{np} - \sigma_y^{zn}, \\
 \tau_{xy} &= \tau_{xy}^{np} - \tau_{xy}^{zn}
 \end{aligned}
 \tag{80}$$

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 контура виробки.

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

Розв'язання зазначених задач виконується добре розробленими на цей 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, еліпсоїдного) в умовах двовірного напруженого стану (плоска задача) з використанням пружної або різних пружно-пластичних моделей.

Загалом 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.

14.4 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 40,а наведено три діаграми, що характеризують різні стани скельного масиву.

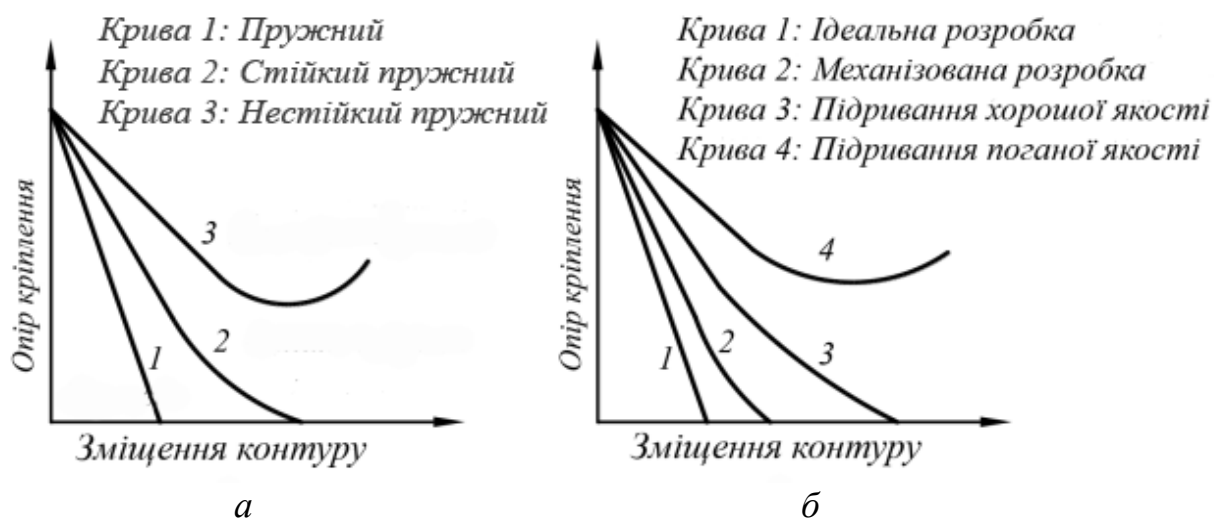


Рисунок 40 – Діаграма рівноважних станів:

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 контура виробки у цьому випадку є лінійною, що говорить про пружне деформування точок контура виробки. Оскільки лінія рівноважних станів масиву перетинає вісь переміщень контура 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 контура 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, оскільки масив є нестійким.

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

На рисунку 40,б зображено діаграми рівноважних станів ґрунту для виробки, спорудженої в одному й тому самому ґрунті, але пройденій 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.

Приймемо кріплення у вигляді пружного кільця, навантаженого зовнішнім рівномірним розподіленням тиском p (рис. 41,а).

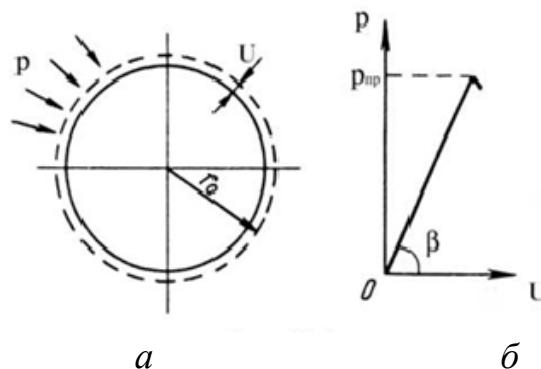


Рисунок 41 – Кріплення у вигляді пружного кільця, навантаженого зовнішнім рівномірним розподіленням тиском p :

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

Тоді залежність між тиском p і переміщенням точок кільця u запишеться в такому вигляді:

$$P = Vu. \quad (81)$$

Вираз (81) можна зобразити графічно (рис. 41, б) у вигляді діаграми опору кріплення, жорсткість якої характеризує коефіцієнт V .

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

$$u_p = u_0 + u_{i(p)} \quad (82)$$

Рівняння (82) можна роз'язати графічним способом. Для цього необхідно побудувати діаграму рівноважних станів масиву і на неї накласти в обраному масштабі, з урахуванням початкових зсувів контура виробки, діаграму опору кріплення (рис. 42). Ордината точки перетину визначить навантаження на кріплення і відповідне їй переміщення контура виробки, за яких досягається рівноважний стан системи «кріплення-масив».

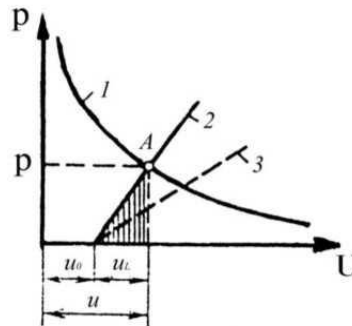


Рисунок 42 – Графічне представлення взаємодії масиву порід з кріпленням:
 1 – діаграма рівноважних станів масиву;
 2, 3 – діаграми опору кріплення різної жорсткості

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.

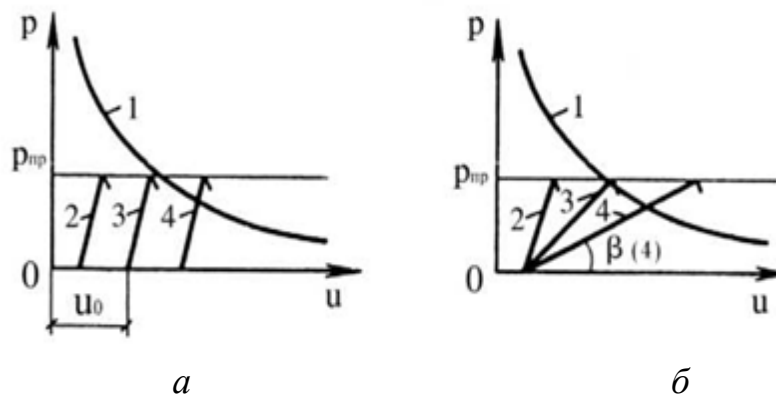


Рисунок 43 – Аналіз взаємодії кріплення з масивом порід (Буличов, 1994 р.):
 а – вплив початкових зсувів контура виробки; б – вплив жорсткості кріплення;
 1 – діаграма рівноважних станів масиву; 2, 3, 4 – діаграми опору кріплення

На рисунку 43, 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 43, 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).

Аналіз графіків, зображених на рисунку 43, 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 контура 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 цьому випадку армовану зону масиву.

На рисунку 44 як приклад проаналізовано ефективність улаштування кріплень різних конструкцій.

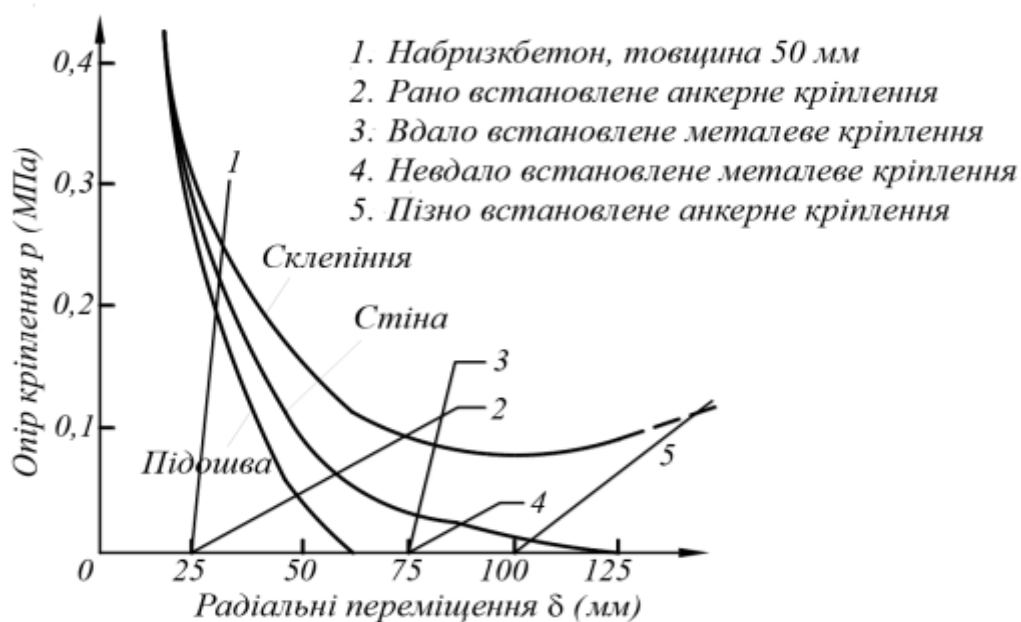


Рисунок 44 – Діаграми рівноважних станів і графіки опору кріплення різних конструкцій:

1–5 – діаграми опору кріплення

Зіставлення діаграм рівноважних станів масиву для склепіння, стін та подошви 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, яка необхідна для підтримки в рівновазі склепіння виробки;

5) кріплення 5 (пізно встановлене анкерне кріплення) є невдалим варіантом кріплення, тому що через пізні 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. Така 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 запитання

1. Описати механічні процеси, що протікають у 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.

15 ВИКОНАННЯ ПІДЗЕМНИХ РОБІТ

15.1 Загальні положення

Компонування гідровузлів у 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 проведення підземних робіт значною мірою залежить від форми, розмірів перерізу виробки та інженерно-геологічних умов.

Проходка підземної виробки під ту чи іншу споруду здійснюється буропідривним 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 буропідривний метод.

15.2 Буропідривний метод проходки підземних виробок

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

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

$$T_{ц} = t_{бур} + t_{з.в} + t_{п} + t_{о} + t_{пр} + t_{кр} \text{ хв. (ГОД.)} \quad (83)$$

При цьому відхід забою за один цикл розраховується за формулою:

$$l_y = l_{шп} \cdot \eta_{квш} , \quad (84)$$

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

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

а тривалість буріння шпурів у прохідницькому циклі розраховується за формулою:

$$t_{бур} = \frac{N \cdot l_{шп}}{K_n \cdot m \cdot V_4 \cdot \beta} \text{ хв. (ГОД.)} \quad (85)$$

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 перфораторів 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:

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

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

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

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

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 45.

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 $l_{\text{шп}}$ визначаються за паспортом буропідривних робіт (БПР).

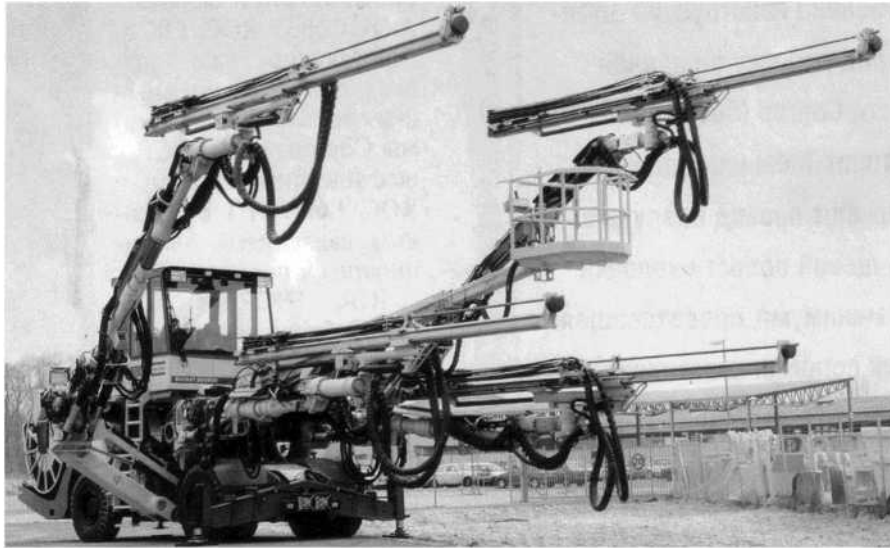
Важливе значення має розташування шпурів по площі забою, від якого залежать розміри коефіцієнтів перебирання скельного ґрунту і перекладання бетонної суміші під час подальшого бетонування облицювання тунелю. З метою зменшення коефіцієнтів перебирання скельного ґрунту і відповідно перекладання бетону на сьогодні 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.

Частина контурних шпурів, що припадають на підошву виробки, називають підошовними.

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 визначається 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, розміщених у шпурах.



а)



б)

Рисунок 45 – Загальний вигляд бурильної машини з чотирма перфораторами і люлькою для заряджання шпурів (а) та заряджальна машина Charmec MC 605 VE SD – Normet (б)

За типами врубів шпури підрозділяються на відривні та дробильні.

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

Зразок фрагмента паспорта БПР для проходки одного з тунелів Рогунської ГЕС (Таджикистан) представлено на рисунку 46.

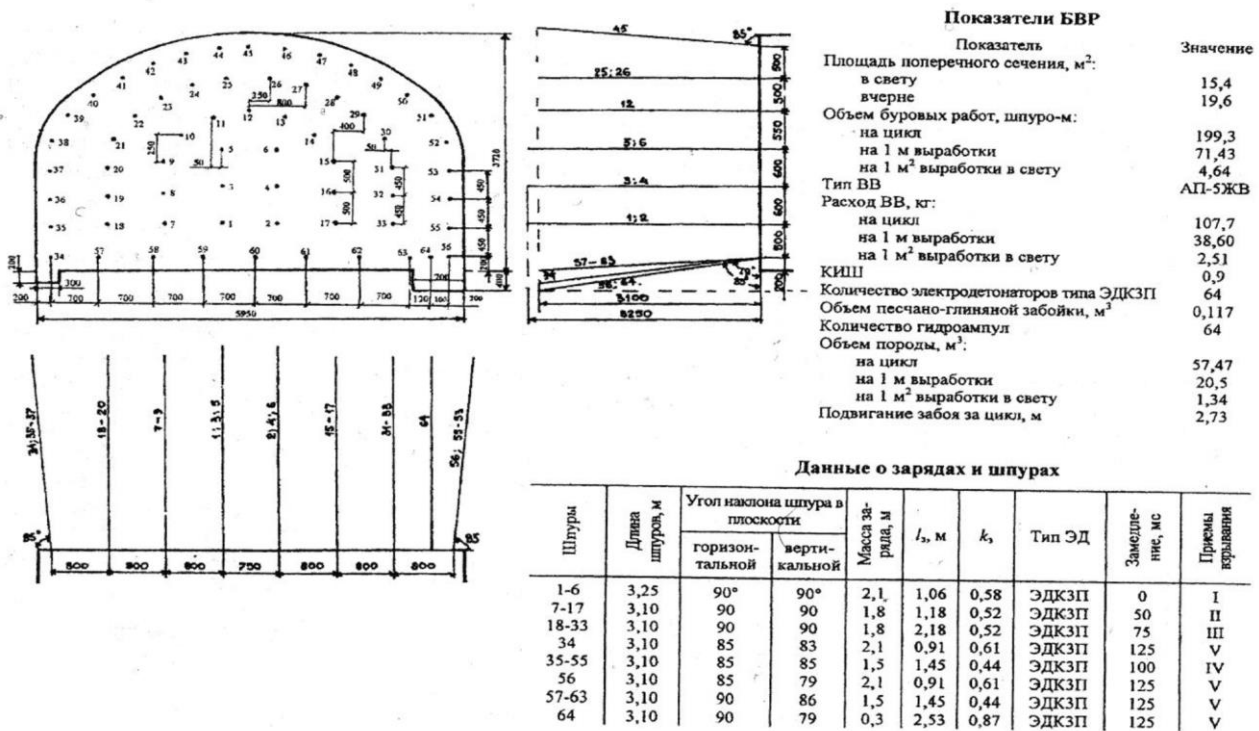


Рисунок 46 – Зразок фрагмента паспорта БПР для проходки одного з тунелів Рогунської ГЕС (Таджикистан) (розташування шпурів)

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

Кількість допоміжних і відбійних шпурів може орієнтовно призначатися за емпіричною формулою

$$N_{\text{доп.від.}} = \frac{0,18 \cdot q_1 (S - S_1 - S_2)}{d^2 \cdot \Delta}, \quad (86)$$

де S – проектна площа виробки, м²;

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

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

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

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

Δ – щільність заряду вибухової речовини кг/дм³.

Загальна кількість шпурів розраховується за формулою

$$N_{\text{заг}} = N_{\text{доп}} + N_{\text{відб.}} \quad (87)$$

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

Процес заряджання шпурів починається лише після закінчення буріння, виведення техніки й робочого персоналу на безпечну відстань. У виробці при висоті більше ніж 3 метри для заряджання шпурів використовуються або переносні підмостки, або люльки бурильних машин, призначені для підйому підричника, 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 високобризантні вибухові речовини (швидкість детонації 4 500–7 000 м/с), а в допоміжні та відбійні шпури – менш бризантні вибухові речовини (швидкість детонації 3 000–4 500 м/с), наприклад, амоніт № 6 ЖВ. У контурні шпури закладають, за можливості, зменшеного діаметра, подовжені до 50 см патрони низькобризантних вибухових речовин (швидкість детонації 2 000–3 000 м/с).

Довжина забійки¹ визначається розрахунком, але не менше ніж 1/4 довжини шпуру. Матеріалом для забійки служать скручений папір, глиняні піжі або пісок. Після закінчення заряджання підричник з'єднує дроти в електричну мережу з урахуванням черговості підривання і переконавшись, що всю техніку та підмостки виведено з вибою, відходить сам на безпечну відстань і натисканням кнопки на вибуховій машині здійснює вибух.

Процес заряджання одного шпуру з улаштуванням забійки 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:

$$t_{\text{зар}} = \frac{(3...4) N_{\text{шп}}}{n}, \quad (88)$$

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

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

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 перебувають у тунелі, особливо під час здійснення буропідривних та зварювальних робіт. Тому склад повітря в підземних виробках повинен постійно підтримуватися з урахуванням оптимальної життєдіяльності людей, які там працюють

Безпосередньо за вибухом здійснюється провітрювання, вентиляція вибою виробки. Існує кілька схем провітрювання виробок, найбільш поширеними серед них є нагнітальна, витяжна та струменева за всією

¹ Забійка – 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.

довжиною (рис. 47).

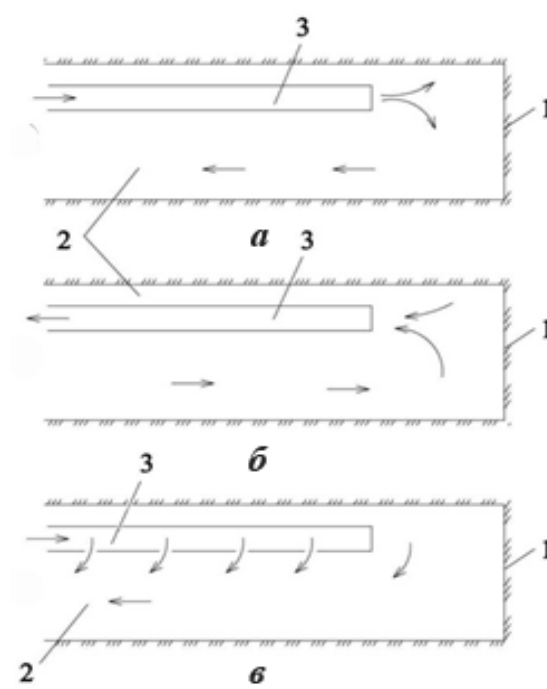


Рисунок 47 – Схеми провітрювання забою:

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 у забої:

$$Q_1 = \frac{q_n \cdot N}{60} \text{ м}^3 / \text{с}, \quad (89)$$

де N – максимальна кількість людей у забої;

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

За швидкістю руху повітряного струменя:

$$Q_2 = V_{\min} \cdot S, \text{ м}^3/\text{с}, \quad (90)$$

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

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 м² 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). Подача свіжого повітря в забій визначається за найбільшим 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 м² буде потрібно приблизно 15–20 хв, якщо діаметр трубопроводу становить 500–600 мм. Для провітрювання виробок перерізом 60 м² і більше потрібно приблизно 30–45 хв, якщо діаметр трубопроводу становить 800–1 000 мм.

За нагнітальної схеми кінцева ділянка трубопроводу, що складається з окремих ланок труб, забезпечена прогумованим рукавом, який підвішений до стіни виробки, у разі необхідності може переміщуватись.

Усі джерела пилоподавлення в підземних виробках можна умовно розділити на первинні і вторинні. Визначальними є основні операції гірничопрхідницького циклу (буріння шпурів, свердловин, погрузка підірваної породи, торкретні та набризк-бетонні роботи тощо). До вторинних відносяться джерела, що піднімають пилюку, яка раніше осіла (автотранспорт, бурильна техніка, вибухова хвиля тощо). Найявністю 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

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.

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

відносяться промивка в процесі буріння (гідрознеплення) і сухе пиловловлювання.

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

Як засоби 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 підшви, або з відвалу підірваного ґрунту. Прохідник, перебуваючи в межах закріпленого простору, починає оборку, простукуючи покрівлю та стіни за допомогою довгого порожнього брукту, 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 гідрооборника, на кінці стріли якого розміщений гідромолот полегшеної конструкції.

Будівельно-конструкторська компанія НОРМЕТ (NORMET) випускає оборники профілю на автоходу зі стрілою і мінігідромолотом, що дозволяє працювати у виробці висотою до 8 м (рис. 48).



Рисунок 48 – Загальний вигляд оборника компанії НОРМЕТ на пневмоходу зі стрілою та гідромолотом на кінці

Тривалість оборки покрівлі виробки багато в чому залежить від ступеня тріщинуватості скельного ґрунту, якості буропідричних робіт і коливається для

виробок з перетином до 20 м² у межах від 0,25 години до 0,45 години, у середніх і великих виробках – від 0,45 до 1 години. Після завершення обробки покрівлі починається прибирання підірваної породи.

Прибирання підіраного ґрунту. Процес прибирання підіраного ґрунту, одержаного в процесі підривання, є складовою частиною гірничопрорідницького 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 (у тому числі екскаватори) і машини безперервної дії.

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

У процесі спорудження гідротехнічних тунелів з використанням рейкового транспорту значного поширення набуло використання як 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, у 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 підіраного 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 – це 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 3 500 мм. Висота розвантаження досягає 3 200 мм і більше, що забезпечує безперешкодне розвантаження вмісту ківша в кузов автосамоскиду. Поверхня різальних крайок ківша 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 у будівництві набули фронтальні навантажувачі на пневмоході (рис. 49). Існують одноківшеві навантажувачі із жорсткою і шарнір-зчленованою рамою.

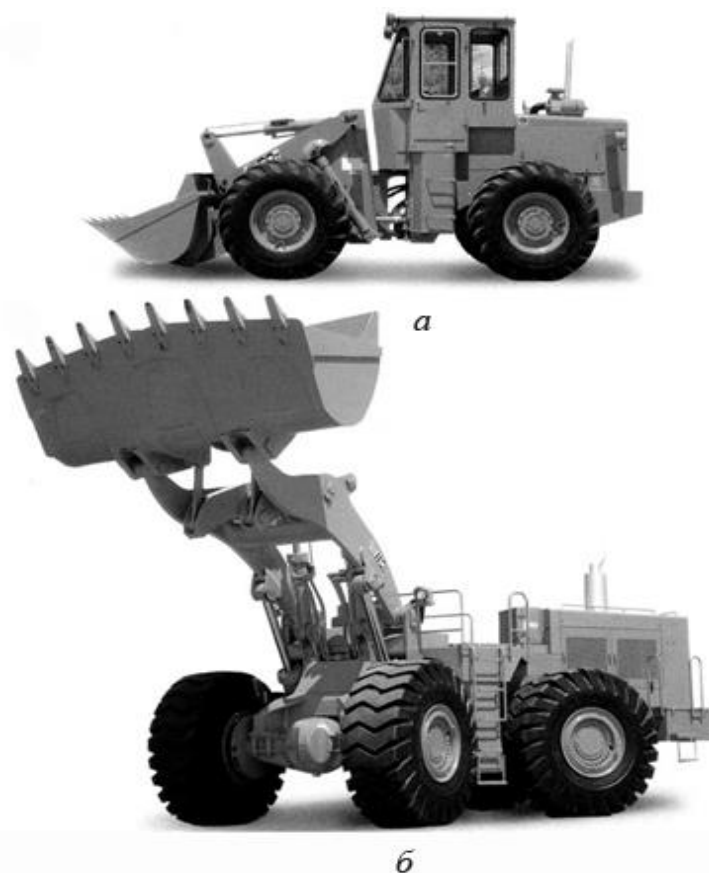


Рисунок 49 – Одноківшевий навантажувач на пневмоході:
a – для відкритих робіт; *б* – для підземних робіт

Основним робочим органом навантажувача є ківш, місткість якого коливається від 1,5 м³ 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 із 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.

У підземному будівництві, особливо в умовах обмеженого простору, застосовуються шарнірно-зчленовані одноківшеві навантажувачі з низькою посадкою кабіни, що дозволяє їм вписатися у 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, порододоставні машини (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. 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

$$P_{\text{тех}} = \frac{3600 \cdot q \cdot K_{\text{н}}}{T_{\text{ц}} \cdot K_{\text{р}}}, \quad (91)$$

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) $K_{\text{н}} = 1, -1,25$;

$K_{\text{р}}$ – 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

$$T_{\text{ц}} = t_{\text{н.р.}} + \frac{L}{V_{\text{зав}}} + \frac{L}{V_{\text{пор}}} \text{ с.} \quad (92)$$

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 полотна.

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

– для одноківшевого фронтального навантажувача на пневмоходу:

$$t_{\text{н.р.}} = 34,5 + 0,55g, \text{ с;} \quad (93)$$

– для одноківшевого фронтального навантажувача на гусеничному ходу:

$$t_{\text{н.р.}} = 40 + 0,55g, \text{ с;} \quad (94)$$

де g – вантажопідйомність одноківшевого навантажувача, т.

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

Експлуатаційну змінну продуктивності навантажувача можна визначити за формулою:

або

$$P_{\text{ек(зм)}} = \frac{3600 \cdot q \cdot K_{\text{н}} \cdot K_{\text{в}} \cdot T}{T_{\text{ц}} \cdot K_{\text{р}}}, \text{ м}^3/\text{см} \quad (95)$$
$$P_{\text{ек(зм)}} = P_{\text{тех}} \cdot K_{\text{в}} \cdot T, \text{ м}^3/\text{см},$$

де $K_{\text{в}}$ – коефіцієнт використання навантажувача в часі ($K_{\text{в}} = 0,75-0,8$);

$T_{\text{зм}}$ – 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) та низьку посадку кабіни.

Основними постачальниками одноківшевих навантажувачів, що працюють у 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 ковша 2 м³.



Рисунок 50 – Загальний вигляд одноківшевого навантажувача

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

$$P_{\text{екс}} = \frac{60 \cdot K_{\text{в}}}{\frac{60}{P_{\text{т}}} + \frac{t_1}{W_{\text{к}} \cdot K_3} + t_2} \text{ м}^3 / \text{год.}, \quad (96)$$

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. у щільному тілі.

$$P_{\text{т}} = \frac{60 \cdot q}{n \cdot K_{\text{р}}} \cdot K_{\text{н}}, \quad (97)$$

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

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

K_n – коефіцієнт наповнення ківша ($\approx 0,8-1,0$);

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

Як транспорт використовуються автосамоскиди вітчизняної марки КРАЗ, автосамоскиди білоруських марок МАЗ, БелАЗ і МоАЗ, російської марки КАМАЗ тощо.

Щодо закордонних фірм, то йдеться про автосамоскиди ВОЛЬВО (Швеція), Кіруна (Швеція), МЕРСЕДЕС (Німеччина) тощо.

Коротка характеристика вітчизняних і зарубіжних автосамоскидів наводиться в таблиці 6.

Таблиця 6 – 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 з 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.

15.3 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 певних заходів, то з часом, завалившись, вони можуть спричинити поломку прохідницької техніки, каліцтва прохідникам і навіть призвести до 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 загромождаючи її.

За конструкцією і принципом закріплення в скельному ґрунті розрізняються 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 розпірні, їх недоліком є корозія основного несучого стержня.

Залізобетонні анкери становлять арматурний стержень періодичного профілю, омоноличений цементним або піщано-цементним розчином. З боку виробки на анкер надівається планка, яка затягується після схоплення і твердіння розчину гайкою по різьбі. За способом заповнення шпуру розчином вони поділяються на набивні і 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, у 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. Такий 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 рис. 51.

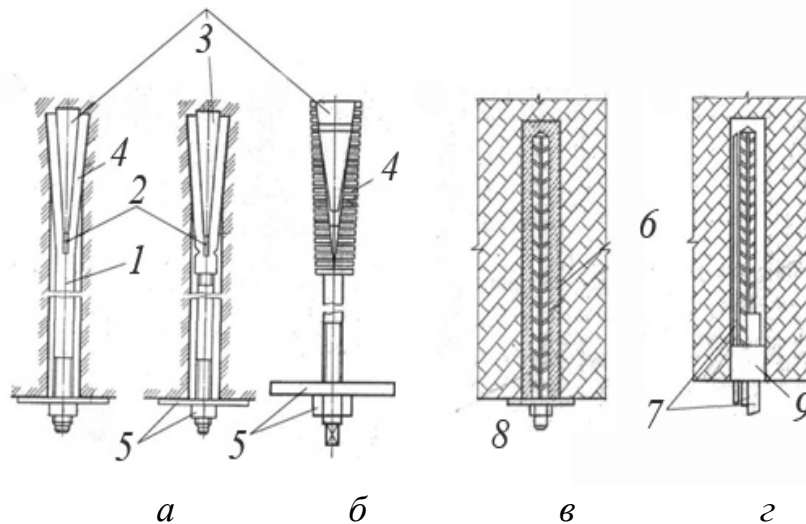


Рисунок 51 – Конструкції різних анкерів у шпурі:

- 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 стрижні; *3* – клин;
- 4* – замок розпирної конструкції; *5* – сталевий стрижень 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:

$$h_n = K_1 \cdot b_0, \quad (98)$$

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

Таким чином, довжину металевих анкерів можна визначити за формулою:

$$l_a = h_n + l_3 \quad (99)$$

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:

$$\frac{R_a \cdot d_a}{40 \cdot \tau_a} \geq 0,5 \text{ м}, \quad (100)$$

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 МПа до 4,5 МПа. У вічномерзлих скельних ґрунтах використовуються металеві розпірні 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:

$$a = l_a - \frac{K_b \cdot q}{c} \cdot (l_a + b_0), \text{ м}, \quad (101)$$

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/м²;

b_0 – проліт або діаметр кругової виробки, м;

c – величина зчеплення скельного ґрунту,

де $c = 3 \cdot f_{кр}$, кН/м²;

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

б) стійкості скельного ґрунту між анкерами, м;

в) міцності закріплення анкера, м.

$$a = \sqrt{\frac{P_a}{\rho_{\Pi} \cdot h_B}}, \quad (102)$$

де P_a – міцність закріплення замка анкера, кН;

ρ_{Π} – щільність скельного ґрунту; т/м³;

$h_{\Pi} = h_B$ – величина порушеної зони (висота вивалу ґрунту), м;

Мінімальне значення a приймається за розрахункове.

Міцність закріплення орієнтовно можна приймати такою, що приблизно дорівнює: для металевих клиноциліндричних анкерів – $P_a \approx 5,6$ кН, для розпірних – приблизно 8–10 кН, для залізобетонних, залежно від заглиблення анкера – 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.

Набрызк-бетонне кріплення застосовується як власний вид кріплення склепінь і стін підземної виробки, так і як обов'язковий захист скельних ґрунтів, схильних до вивітрювання (аргіліти, алеваліти тощо) та до втрати стійкості.

Набрызк-бетон наноситься шляхом набризування на скельну поверхню сухим або мокрим способами.

Сухий набрызк здійснюється за допомогою установки для набризування 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.



Рисунок 52 – Загальний вигляд установки для набрызк-бетону Normet

Основними виробниками установок для набризування бетону є Аліва (Італія), Торкрет (Німеччина) та інші. Продуктивність їх становить 6 м³/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 8–10 м³/хв.

З метою підвищення механізації робіт з нанесення набризк-бетону використовуються мобільні установки на пневмоходу 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».

Останнім часом у 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 сталевого 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 як тимчасове і навіть постійне кріплення виробок.

Пошуки більш ефективних і економічних видів дисперсного армування тривають.

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

$$h_{\text{н.б.}} = 0,35 \cdot a_1 \sqrt{\frac{q}{\sigma_{\text{п.н.б.}}}}, \quad (103)$$

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

$\sigma_p^{н.б.}$ – нормативний опір набризк-бетону осьовому розтягу, що дорівнює $1,25 \cdot \sigma_p$, де σ_p – 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) одна 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 і прибиральної техніки до забою. Буріння нижнього уступу, як правило, здійснюється бурильними верстатами, які застосовуються для буріння круто нахилених свердловин діаметром від 79 мм до 105 мм.

Найбільшого 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 рис. 53.

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:

$$L_{св} = \frac{H_y}{\sin \alpha} + l_{пер}, \quad (104)$$

де α – кут нахилу свердловини, град.;

H_y – висота уступу, м;

$l_{пер}$ – величина перебудування (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. Як вибухові матеріали 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.

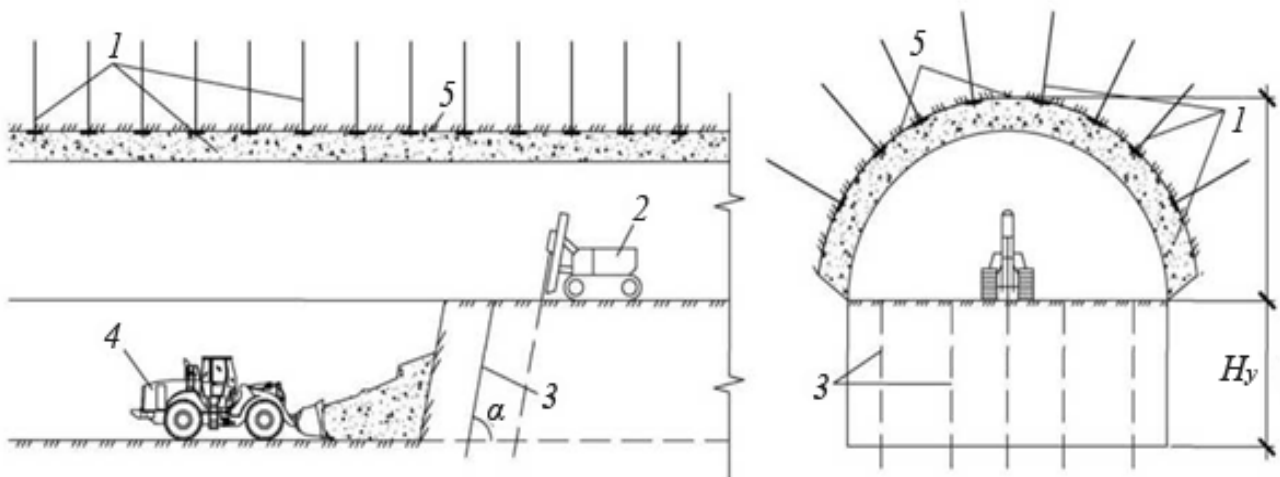


Рисунок 53 – Буріння круто нахилених свердловин верстатом на уступі:
1 – кріплення і бетон зведеної частини верхнього уступу; 2 – бурильний верстат СБУ-100; 3 – свердловини; 4 – автовантажувач; 5 – шар набризк-бетону

15.4 Механізований спосіб проходки з використанням прохідницьких комплексів

Механізована проходка з безперервною 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 забоем.

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

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

Загальний вигляд комбайна ПК-9р представлено на рисунку 54.

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

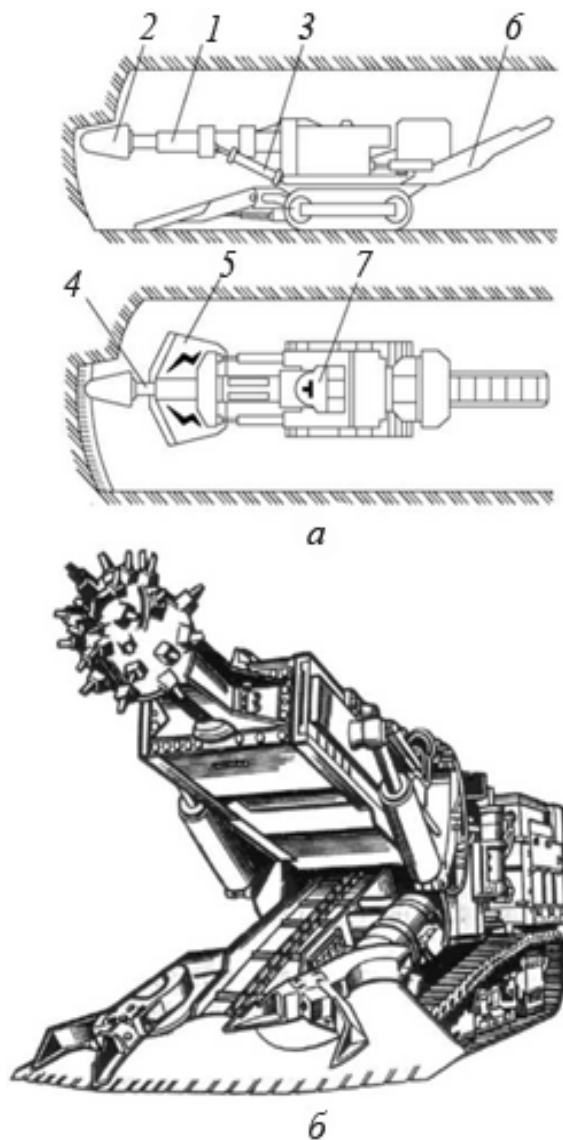


Рисунок 54 – Загальний вигляд і схема будови комбайну вибіркової дії на гусеничному ході:

- 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 найбільшого поширення набули машини таких фірм, як «Роббінс» (США), «Вірт» та «Демаг» (Німеччина). За загальними конструктивними ознаками вони дещо відрізняються одна від одної (рис. 55).

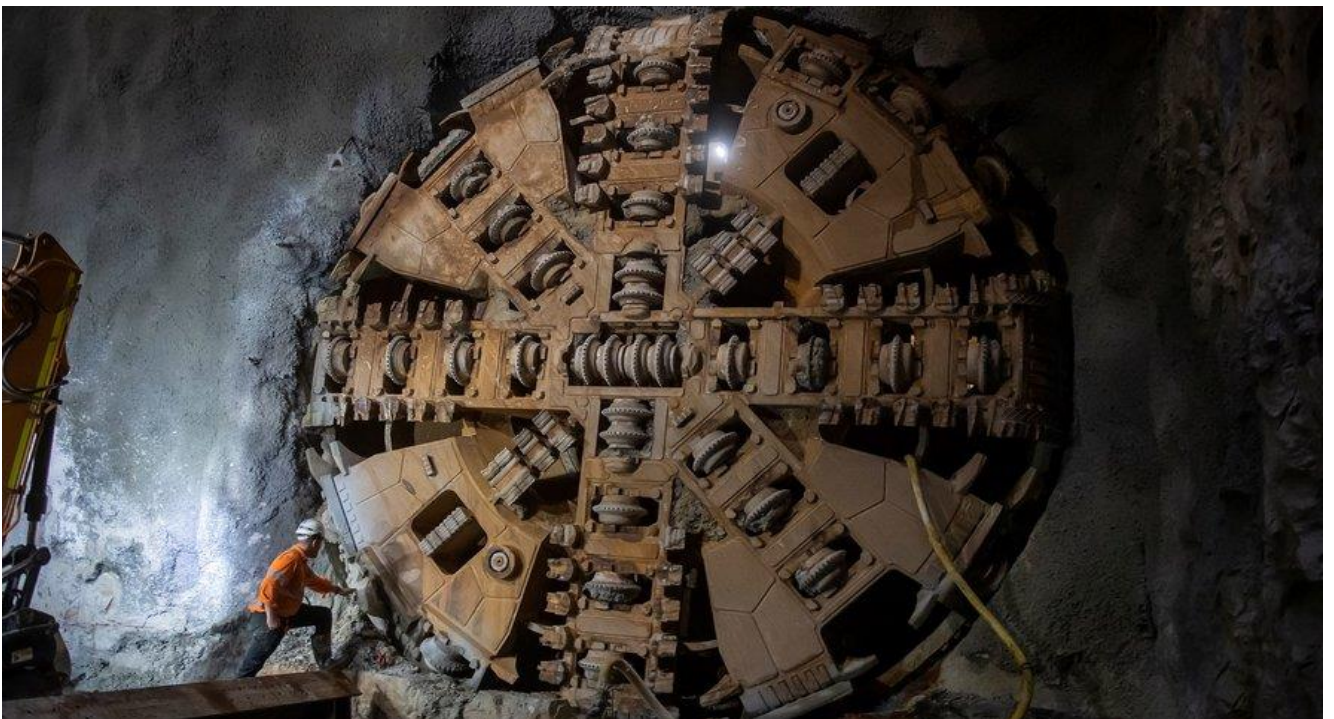


Рисунок 55 – Загальний вигляд тунелепрохідницької машини

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. 56).

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 розпірна система, яка розкріплена в стіні 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.

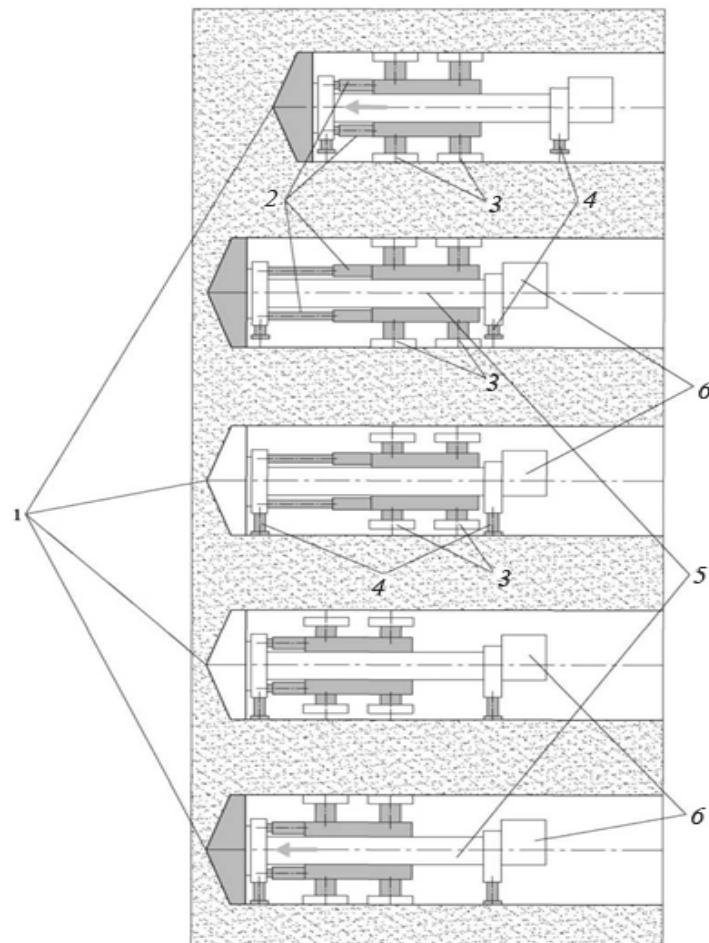


Рисунок 56 – Циклічна послідовність роботи тунелепрохідницької машини:
 1 – виконавчий орган з різцевим інструментом; 2 – напірні домкрати;
 3 – розпірні домкрати; 4 – установчі домкрати; 5 – рама (корпус) машини;
 6 – електродвигун

Як різцевий інструмент у тунелепрохідницьких машинах для врязання в скельний ґрунт використовуються диски, оснащені твердим сплавом, а для врязання в дуже міцні скельні ґрунти – штирові шарошки. Загальний вигляд різцевого інструменту наведено на рисунку 57.

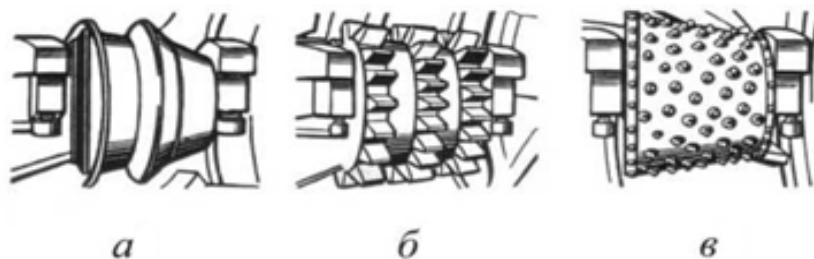


Рисунок 57 – Різні форми різцевого інструменту:
 а – багатозубчасті різці; б – штирові різці; в – дискові різці

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 цих 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 збірної 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.

Наразі, 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 у тунелепрохідницьких машинах. Найбільш поширеними на пострадянському просторі є механізовані комплекси типу «Ловат» (Канада), «Вірт», «Херренкнехт» (Німеччина) та інші (рис. 58). 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 58.

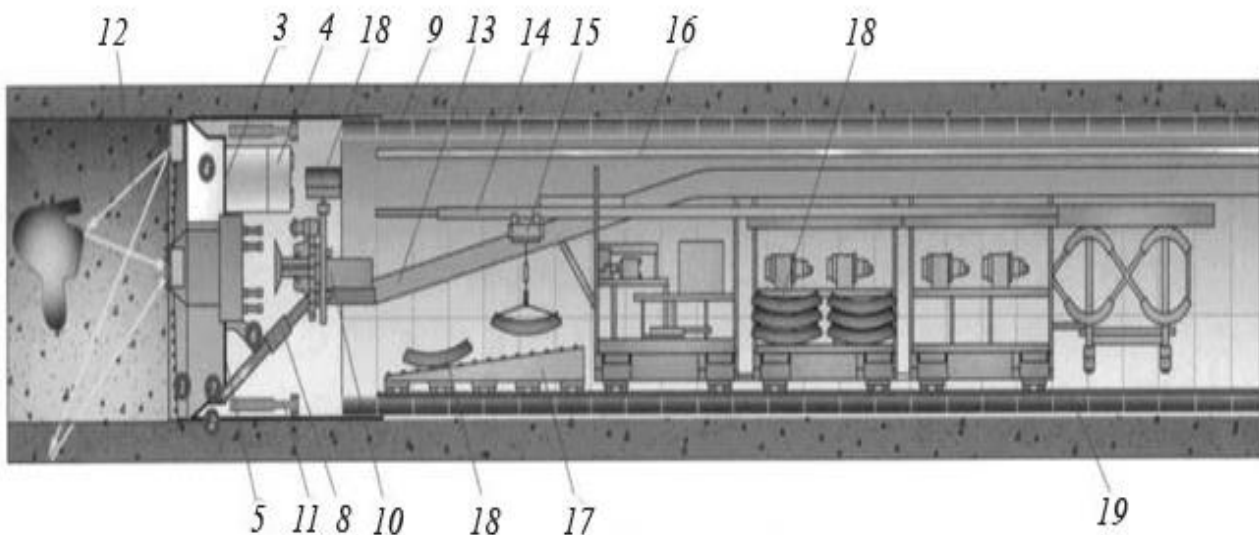


Рисунок 58 – Технологічна схема тунелепрохідницького механізованого комплексу HERRENKNECHT з діаметром 14,02 м:

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 зі 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

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:

$$V_{\text{теор}} = \frac{60 \cdot d_{\text{фр}} \cdot B \cdot \delta \cdot m}{S}, \quad (105)$$

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.

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

$$V_{\text{теор}} = 60 \cdot \delta \cdot m, \text{ м/год.} \quad (106)$$

Максимальну товщину шару породи δ , що зрізається за один оборот, можна визначити за таблицею 7.

Таблиця 7 – Вихідні дані для визначення максимальної товщини шару породи δ , що зрізається за один оборот

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

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

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

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

$$V_{\text{експ}} = V_{\text{техн}} \cdot K_{\text{безпер}} \cdot N \cdot n \cdot K_{\text{експ}}, \text{ м/добу}, \quad (107)$$

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:

$$V_{\text{міс}} = V_{\text{експ}} \cdot N \cdot K_{\text{нер}}, \quad (108)$$

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.

15.5 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.

Для кріплення слабких ґрунтів до недавнього часу обмежувалися встановленням металевих арок через рівні проміжки, відстань між якими залежно від стану ґрунтів коливалася в межах від 0,5 м 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.

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

Новоавстрійський 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. Новоавстрійський спосіб може також застосовуватися в умовах різноманітних і неоднорідних гірничо-геологічних середовищ.

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

За даного способу проходка ведеться суцільним забоєм (у виробках до 30 м²) або з розбивкою на дві або декілька частин, з розтягненням проходки по довжині тунелю і різким обмежуванням обсягів буропідривних робіт лише за розробки центральної частини виробки. Головна відмінність новоавстрійського способу від інших – це максимальне використання несучої здатності оточуючого виробку масиву і залучення його до спільної роботи як захисної конструкції. При цьому використовуються сучасні види кріплення, черговість їх установки і постійний контроль за переміщенням і деформацією контура 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 59.

Здебільшого розробка ґрунту виконується з використанням стрілових комбайнів, а їх навантаження й транспортування виконуються одноківшевіми навантажувачами.

Процес взаємодії кріплення з ґрунтовим масивом зображено на рисунку 60.

Із графіка випливає, що на початковій ділянці *AB* модель масиву поводить себе пружно, потім в роботу включається пластичний елемент – і ґрунтовий масив на контурі виробки на ділянці *BC* стає істотно нелінійним. У точці *C* 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 *BC* обмежує собою зруйновану частину, позначену штрихуванням.

Якщо б удалося встановити кріплення в момент, коли ордината кривої досягла мінімального значення *C* (до моменту обвалення ґрунту), то тиск на

постійне кріплення P виявився б найменшим (P_{min}).

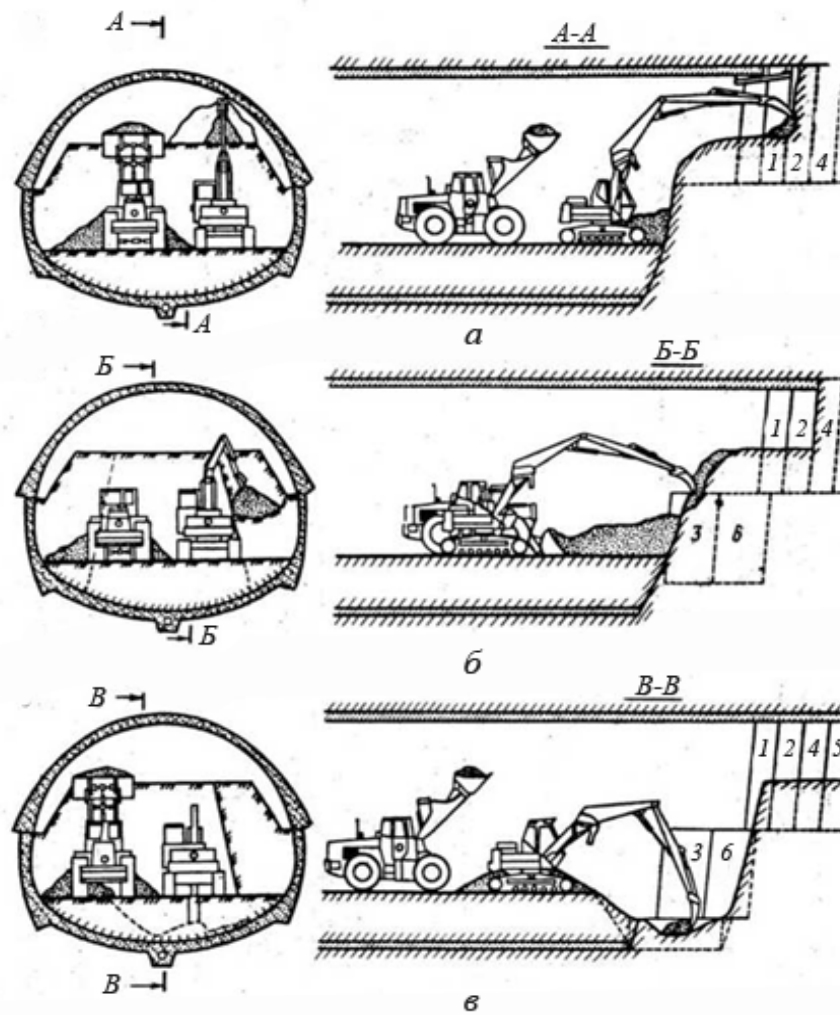


Рисунок 59 – Загальна схема розробки тунелю ново-австрійським способом

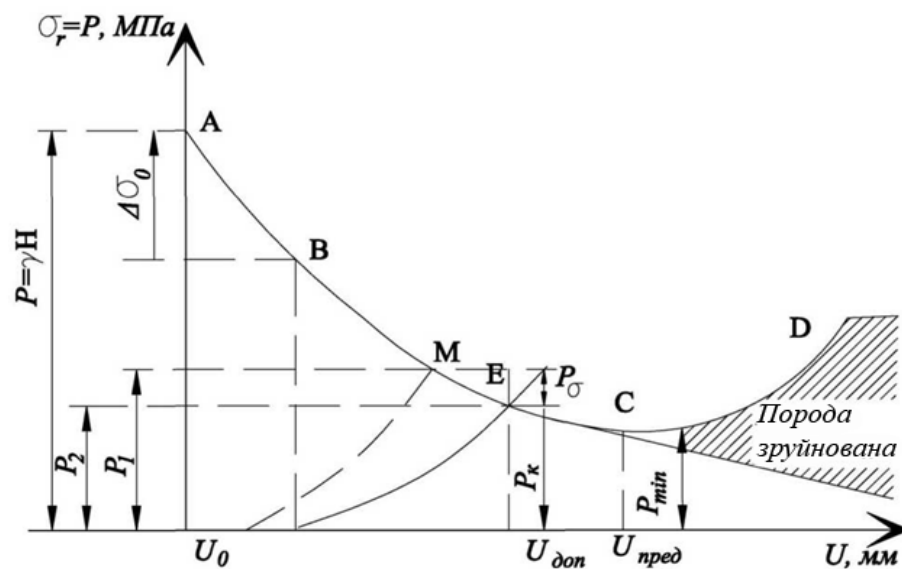


Рисунок 60 – Процес взаємодії кріплення з ґрунтовим масивом

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. У цьому 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 залежно від параметрів перерізу та стійкості порід наведено на рисунку 59.

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

Розробка ґрунтів стріловидними комбайнами, екскаваторами і гідромолотами: останнім часом нерідко для уникнення вкрай небажаного сейсмічного впливу на навколишній гірський масив за буропідривного способу розробки виробки використовуються стрілові комбайни, здатні розробляти ґрунти, у 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. Останнім часом під час 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 набризк-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.

15.6 Кріплення виробок, пройдених у слабких ґрунтах

Наявність слабких ґрунтів вимагає посиленних видів кріплення або їх поєднання.

Наприклад, 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 рихтовання. На рисунку 61 зображено ділянку дериваційного тунелю Інгурської ГЕС, закріплену арочним кріпленням.

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

Як приклад на рисунку 62 зображено елементи просторової решітчастої арки.



Рисунок 61 – Металеве арочне кріплення в дериваційному тунелі Інгурської ГЕС (Грузія)

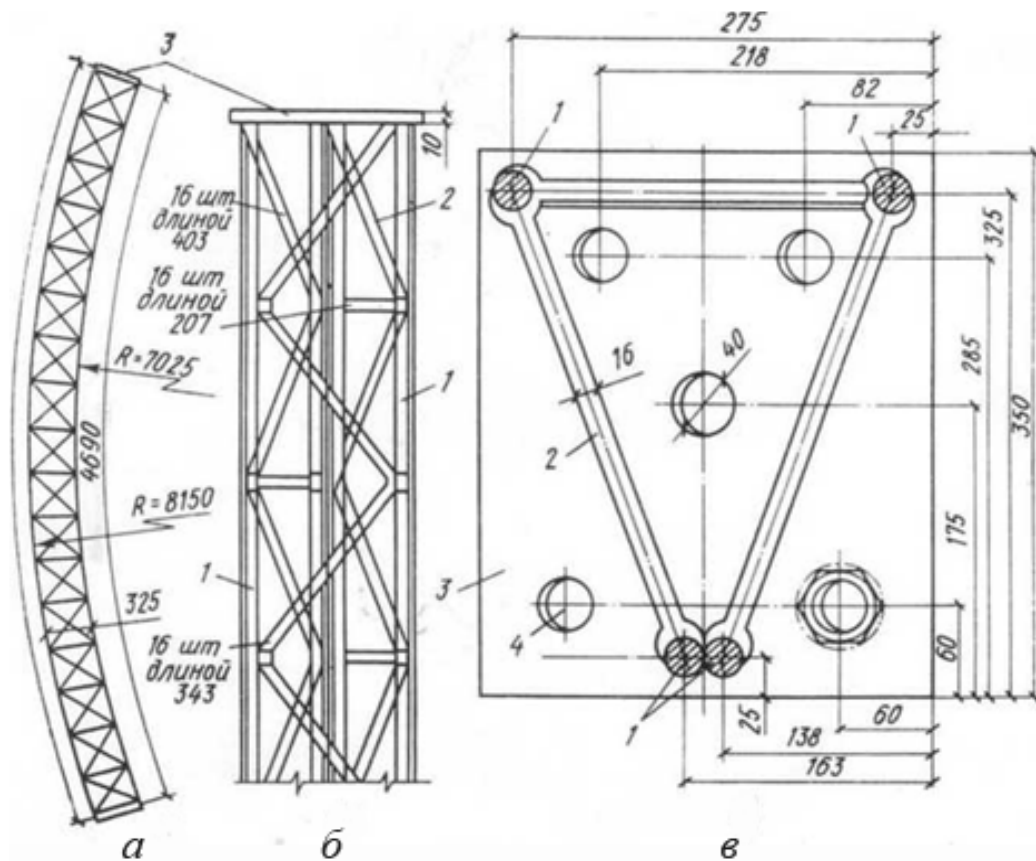


Рисунок 62 – Елементи просторової решітчастої арки:
а – загальний вигляд; *б* – просторова схема решітки; *в* – опорна планка з отвором для збирання

Доставка готових елементів решітчастої арки до місця їх установки в виробках шириною більше 8 м здійснюється автосамоскидами. На рисунку 63 зображено ділянку виробки, закріплену решітчастими арками, які було омонолічено набризк-бетоном. У 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.

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 становлять 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. 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.

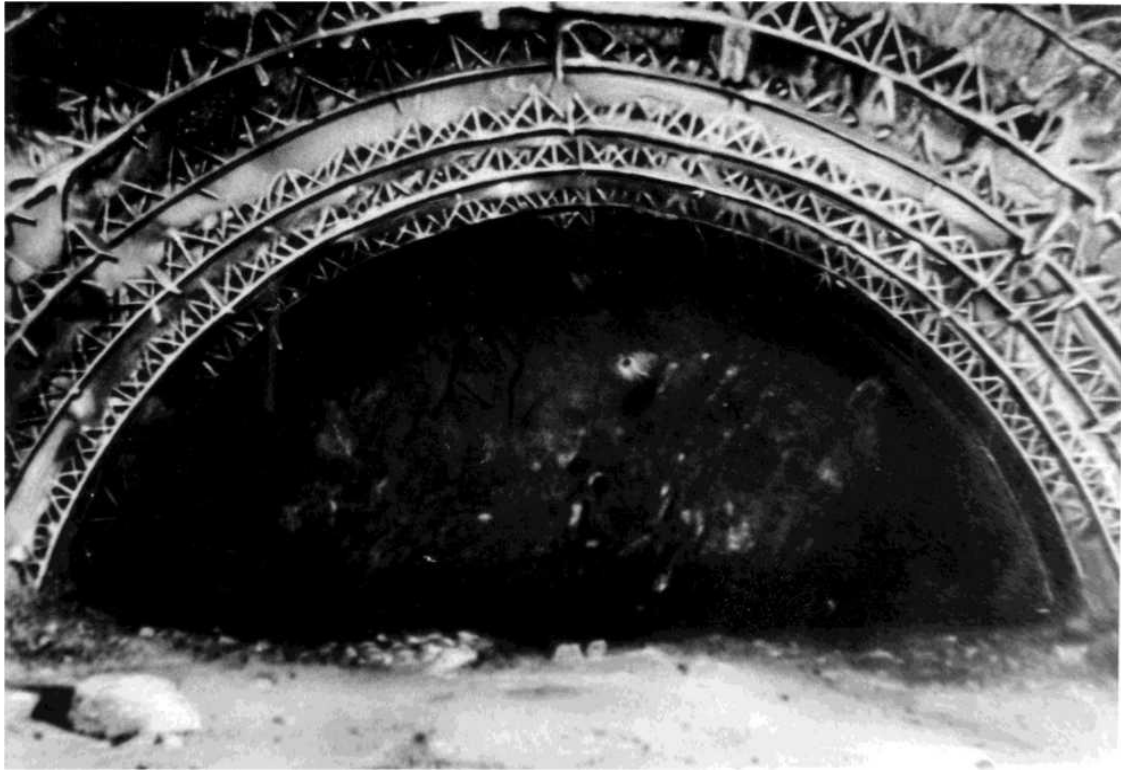


Рисунок 63 – Виробка, закріплена решітчастими арками, омоноліченими набризк-бетоном

Довжина анкерів коливалася від 8 м до 12 м. Анкер такого типу становить 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 – із 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 таких цілей у склепінній частині 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 зі шпурів, а також свердловин з урахуванням інженерно-геологічних умов підтримується знизу за допомогою арочного кріплення або решітчастих арок.

Наприклад, під час проходки одного з підземних тунелів діаметром 5,5 м для формування захисного зонтичного склепіння під кутом 5° встановлювалися 24 самозабурювальних анкери. Відстань між анкером становила 0,3 м, а довжина горизонтальних складових самозабурювальних анкерів становила 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. 64).

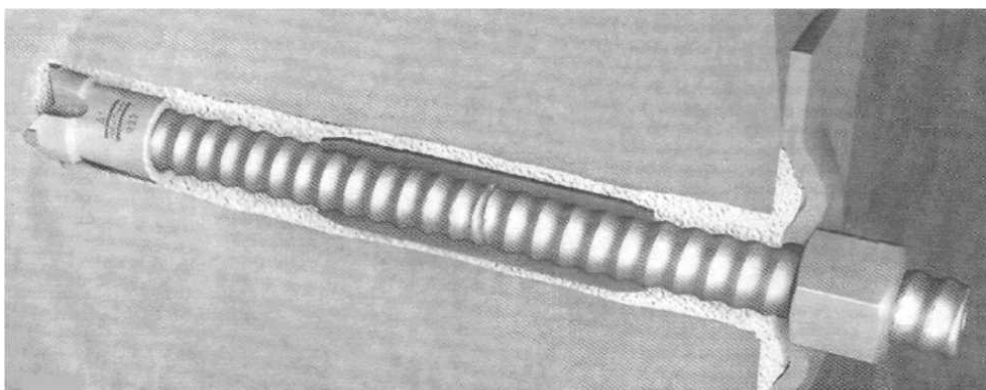


Рисунок 64 – Самозабурювальний анкер

Цементацийні роботи щодо заповнення простору між анкером і шпурами здійснювалися за допомогою цементацийного 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.

Останнім часом у практиці підземного будівництва в нестійких ґрунтах почалось застосування способу струминної цементації. Метою застосування такого 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 м 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, у 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 проходження 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.

Як цемент рекомендується вводити портландцемент, пуцолановий портландцемент з витратою 350–380 кг на 1 м³ суміші.

Заповнювач і вода попередньо підігріваються до температури 20–25 °С, 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 запитання

1. Описати буропідривний 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.

16 ЗВЕДЕННЯ ОБЛИЦЮВАНЬ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

16.1 Конструкції облицювань, матеріали для їх виготовлення та бетоноукладальне обладнання

Слідом за проходкою підземних гідротехнічних споруд, виробка яких за 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 (у 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, у тому числі з укріплювальною цементациєю 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, за винятком особливих умов. Для напірних тунелів нетріщиностійке облицювання повинне застосовуватись у 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 наразі 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 мм до 40 мм.

Перелік конструкцій постійних облицювань наведено на рисунку 65.

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 із зерен (фракцій) розміром від 0,14 мм 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 тощо.

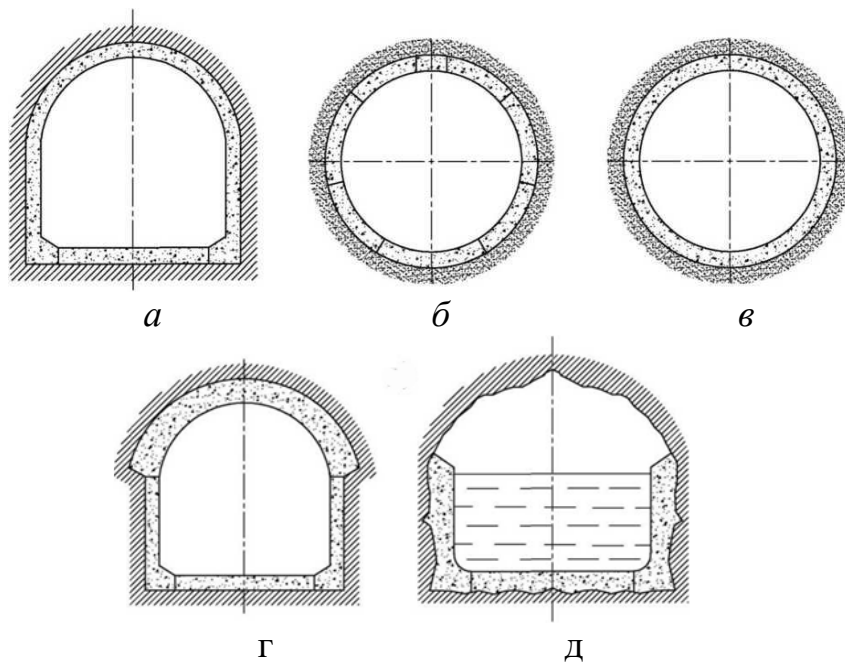


Рисунок 65 – Види постійних облицювань:

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 металевих облицювання; *г* – залізобетонне облицювання склепіння та стін великопрогонових тунелів, виконаних уступним методом; *д* – безнапірні будівельні тунелі (рідше короткі дериваційні тунелі), пройдені в досить міцних, нетріщинуватих скельних ґрунтах.

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.

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

Перед початком проведення 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.

Як бетоноукладальне обладнання використовуються

пневмобетонуукладальник або бетононасоси: стаціонарні, причіпні та на базі автомобіля.

Пневмобетонуукладальник становить 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 ($\text{м}^3/\text{год}$) визначається за формулою:

$$P_m = W_p \cdot n, \quad (109)$$

де W_p – корисний об’єм резервуара, м^3 ;

n – кількість циклів за годину.

На сьогодні як у вітчизняній, так в зарубіжній практиці використовуються бетононасоси: причіпні і на базі автомобілів (рис. 66), які мають 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. Їхня продуктивність досягає 80–100 $\text{м}^3/\text{год}$. 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 66 – Автобетононасос:

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

Існують 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).

16.2 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.

Останнім часом найбільшого поширення набули пересувні механізовані опалубки, які можуть складатись за допомогою шарнірів.

Облицювання з монолітного бетону протяжних споруд зводиться з використанням механізованої опалубки. На рисунку 67,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 67,б,в. Пересування опалубки також здійснюється по рейках. Механізована опалубка складається з трьох секцій, довжина кожної з яких становить 6–8 м, що переміщуються за допомогою пересувної монтажної (портальної) рами.

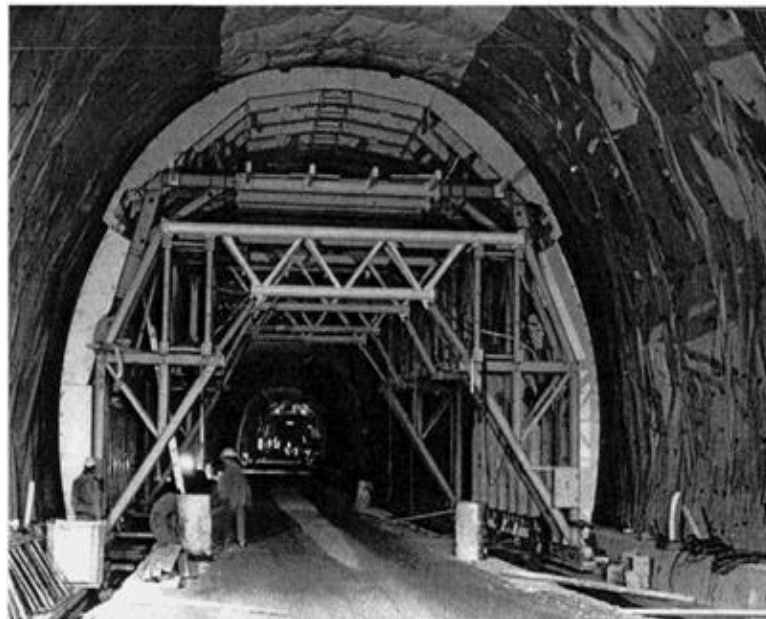
Портальна рама здійснює прохід транспортних засобів. Довжина ділянки бетонування становить 18–24 м.

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 монтується 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, що може складатись, змонтованій на автомобілі, за допомогою якої легко здійснюється подача бетонної суміші за межі опалубки.



a

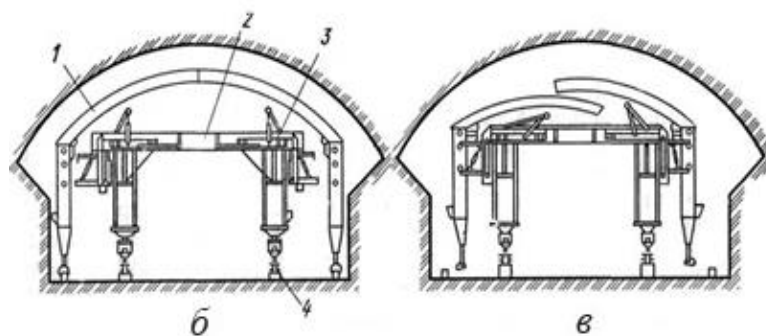


Рисунок 67 – Механізовані опалубки:

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

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 68.

Для бетонування стін у великих тунелях після підготовки й промивання ділянки під бетонування використовується стінна опалубка, яку зображено на рисунку 69.

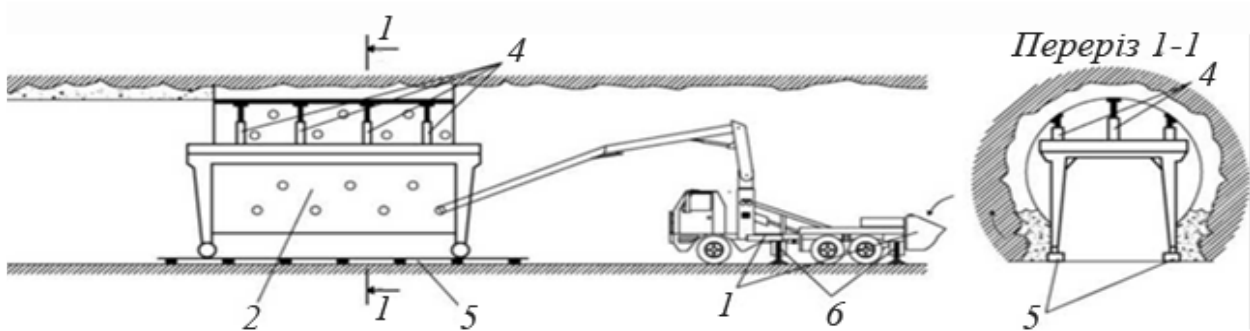


Рисунок 68 – Загальний вигляд бетононасоса, змонтованого на базі автомобіля, і процес бетонування за межами опалубки:

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)

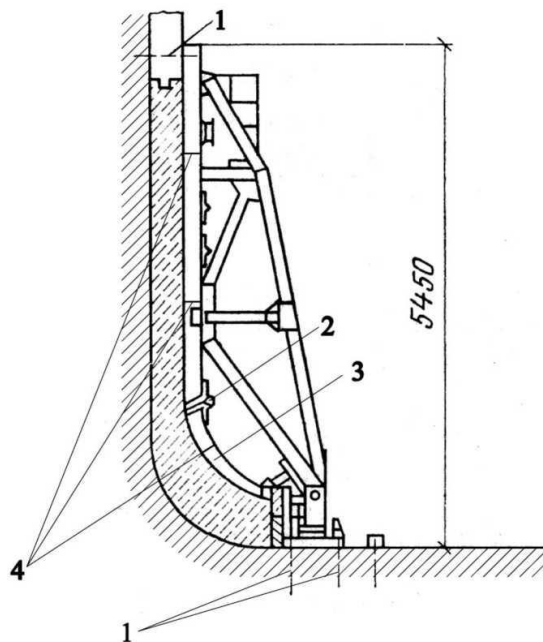


Рисунок 69 – Опалубка для бетонування стін:

1 – монтажний анкер; 2 – шарнір; 3 – відкидна консоль; 4 – вікна для подачі бетонної суміші

За торцеву опалубку 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.

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 останньою чергою, 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. У 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.

16.3 Заповнююча цементация і металеві облицювання

Однак, незважаючи на підвищення якісних показників бетону, у склепінній частині залишається зазор між скельною поверхнею виробки та бетонним облицюванням, що згодом може призвести 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 інтервалом 2,5–3,5 м у 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, у 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. Цей процес проводиться послідовно доти, доки не буде отримано відмову у верхніх шпурах.

Через кілька днів після закінчення процесу цементації 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 залежно від діаметра тунелю, гідравлічного 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 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 можливості, 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 у надійності їх установаження, у відсутності переломів у монтажних швах тощо. 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 метод застосування литої бетонної суміші було істотно вдосконалено і з успіхом використано під час будівництва Нурекської (Таджикистан), Інгурської (Грузія) та інших ГЕС.

Контрольні запитання

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.

17 БУДІВНИЦТВО ШАХТ, ПІДЗЕМНИХ ВОДОВОДІВ І ВЕЛИКИХ КАМЕРНИХ ПРИМІЩЕНЬ

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 низки специфічних особливостей.

17.1 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 тощо.

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° .

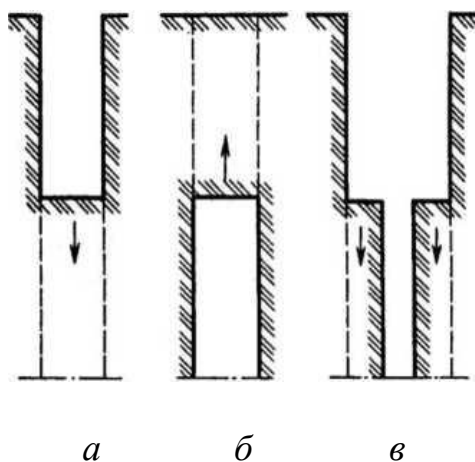


Рисунок 70 – Способи проходки вертикальних та крутопохилих шахт

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. 70). 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, у 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 гірничопрхідницького устаткування. Проходка направляючої виробки знизу вгору необхідної висоти здійснюється із застосуванням прохідницьких полок. Самохідний прохідницький полок (типу АМІМАК) зображено на рисунку 71.

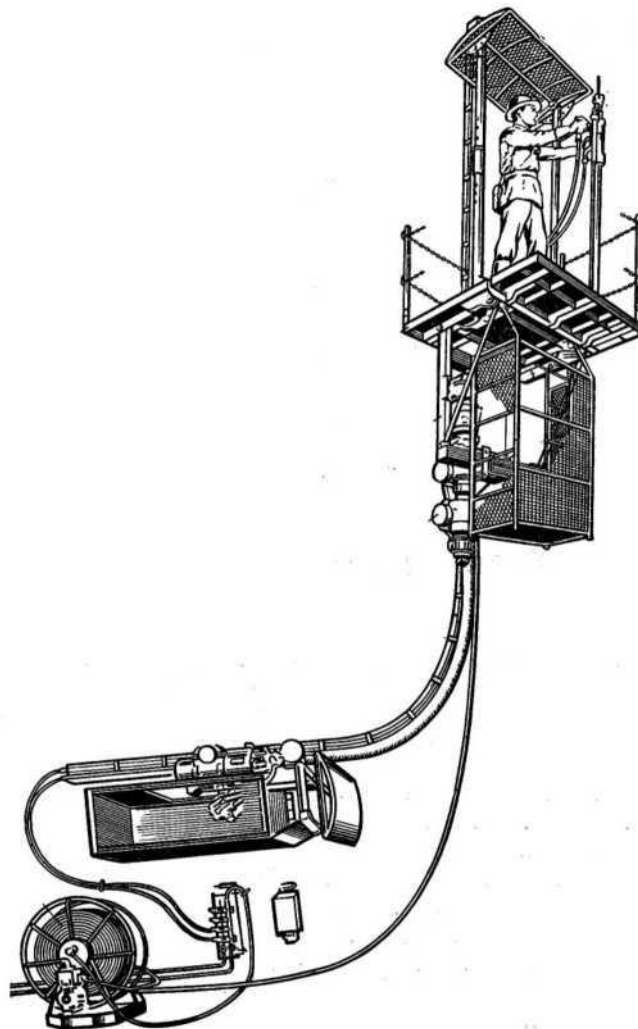


Рисунок 71 – Самохідний прохідницький полок типу АМІМАК

Переріз вертикальних і крутопохилих виробок, проходка яких здійснюється із застосуванням самохідних полок, 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 72.

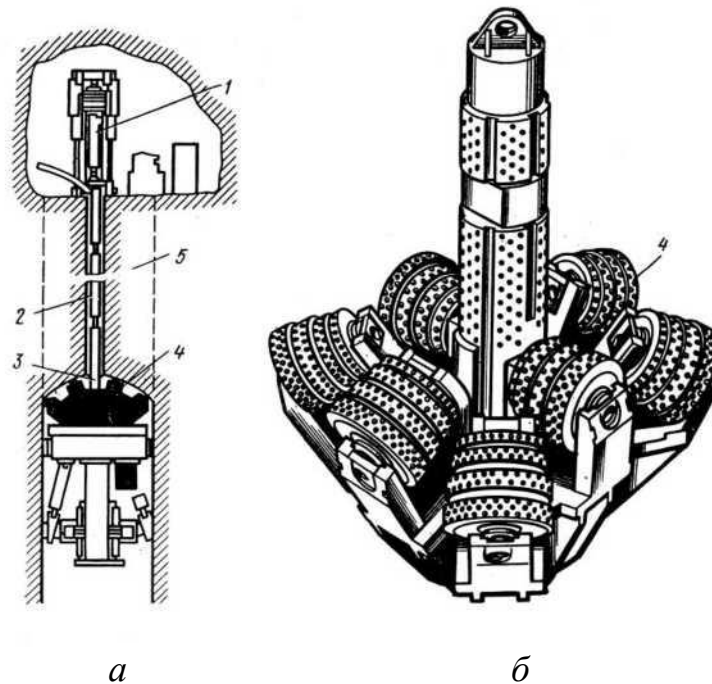


Рисунок 72 – Схема проходки (а) і агрегата-розширювача (б)

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 такого 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 проєктувальникам доводиться влаштовувати навіть коротку деривацію

напірною. Наприклад, проєктувальники змушені були влаштувати невеликий низовий зрівнювальний резервуар на Худонській ГЕС (Грузія).

Зрівнювальні резервуари зазвичай розширюють з денної поверхні, де як породоспуск, 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 віброхобота в проходку або в бадях. Шахтні водоводи розробляються аналогічним чином. Після закінчення прохідницьких робіт приступають до монтажу металевих облицювання і почергового заповнення затрубного простору бетонною сумішшю.

Монтаж металевих ланок похилих водоводів. Під час проєктування 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 гірничопрохідницького устаткування залежать від кута нахилу виробки до горизонту. З метою скорочення термінів будівництва довгих похилих водоводів використовуються механізовані способи проходки знизу вгору за допомогою тунелепрохідних 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 має бути покладено рейкові колії та забетоновано нижнє коліно трубопроводу для сприйняття осьового навантаження від маси (ваги) розташованих вище 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 і гальмівними поліспастами, які зазвичай розташовуються у 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 73.

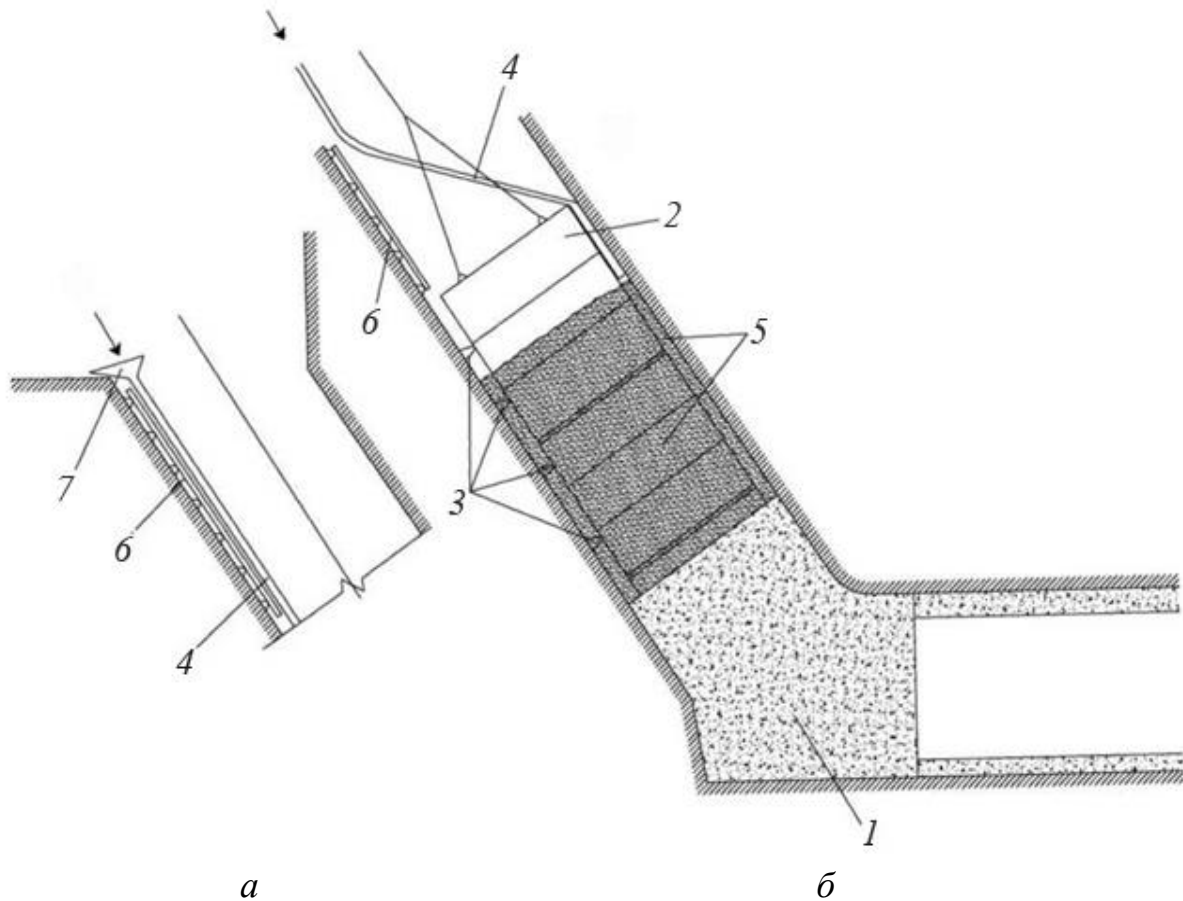


Рисунок 73 – Технологічна схема заповнення позатрубного простору литим бетоном:

- 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

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

Проходка подібного роду виробок найчастіше 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 становить до $18\text{--}20^\circ$, то для транспортування підірваного ґрунту можуть бути рекомендовані конвеєрні лінії. Подальше розширення виробки до проєктного профілю здійснюється в напрямку зверху вниз.

Подібна технологія спорудження відсмоктувальних труб застосовувалася під час будівництва цілої низки підземних ГЕС.

Бетонування відсмоктувальних труб з огляду на їх незначну довжину і переріз, 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 як додаткові пластифікуючі добавки для них використовується бентонітова глина або кремнегель.

17.2 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. м^3 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 далі – до нижніх відміток рівня відсмоктувальних труб. Принципову схему черговості розробки та кріплення камерних виробок зображено на рисунку 74.

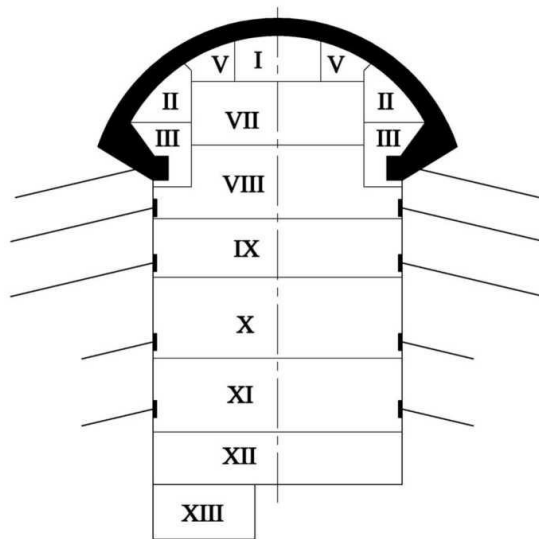


Рисунок 74 – Принципова схема розробки та кріплення великих камерних виробок (римськими цифрами позначено черговість робіт)

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 має призначатись з розрахунку на двоколіїний рух транспорту, а її підлогу 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 як підходи до підсклепінного простору використовувати вантажні тунелі (на рівні монтажного майданчика) і короткі відсмоктувальні 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 підсклепінного простору. Потім під захистом бетонного склепіння ведуть пошарову розробку основного масиву до рівня монтажного майданчика. На той час відвідний тунель та відсмоктувальні труби має 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 запроктованому 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 як 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 °С до 2 °С. 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, у тому числі за необхідності глибокими попередньо-напруженими анкерами, пов'язуючи їх з подальшим бетонуванням частин 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 відсмоктувальних 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 довжиною понад 100 м, наведено на рисунку 75.

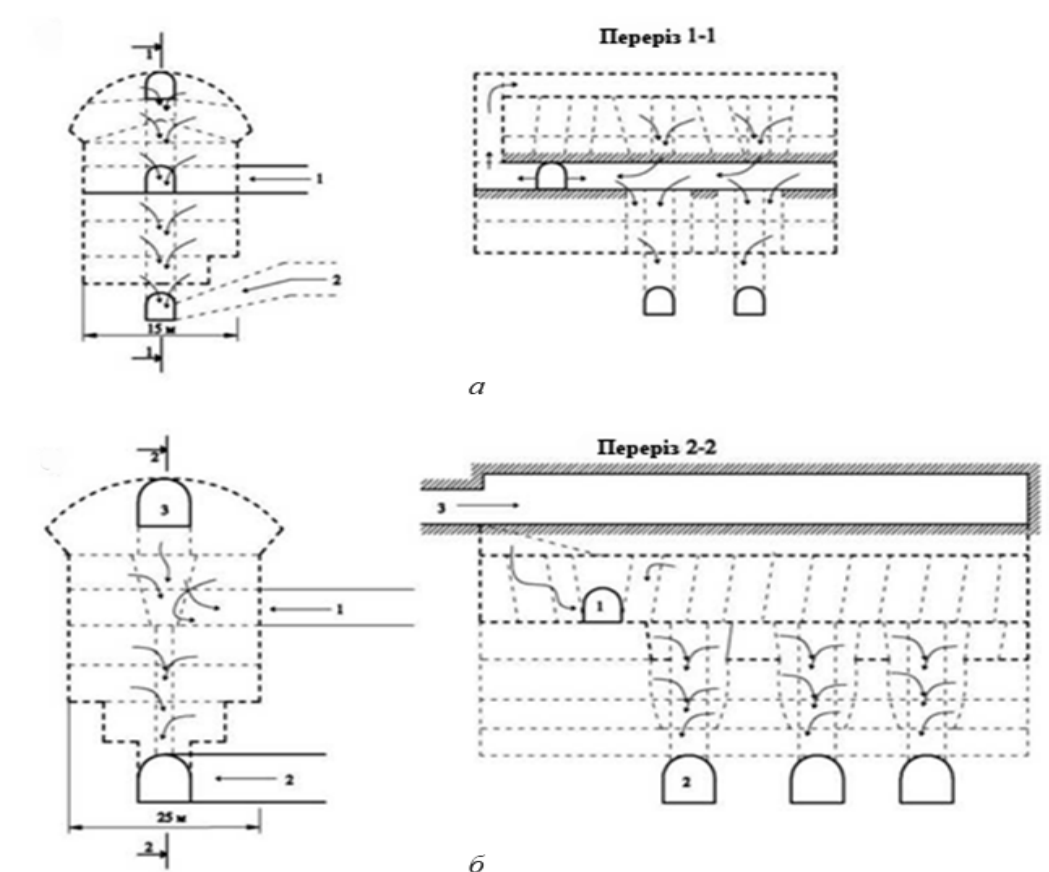


Рисунок 75 – Черговість робіт під час розробки великих машинних залів ГЕС

Здебільшого під час розробки підземних машзалів у слабких породах використовувалися елементи ново-австрійського способу.

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

⁵ Калота – верхня частина тунельної виробки, призначена для зведення склепінного облицювання.

грунту, 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, у результаті чого після вибуху створювалася попередньо щілина, як це зображено на рисунку 76.



Рисунок 76 – Загальний вигляд підсклепінного простору 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 77 зображено вивал, який стався в підземному машзалі Колимської ГЕС 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 77 – Вивал у стіні машинної зали

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 м до 4 м по висоті.

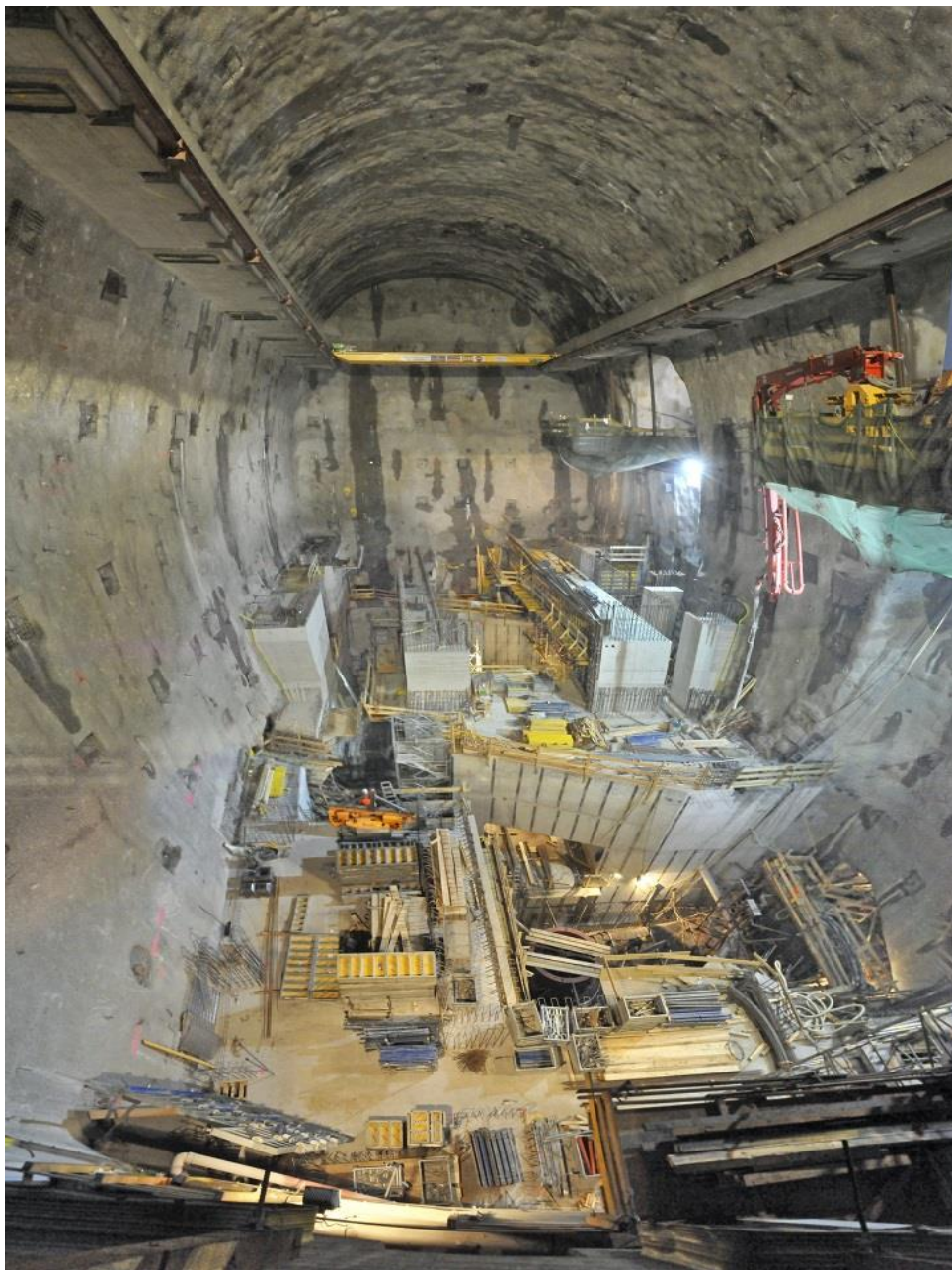


Рисунок 78 – Підземна машзала ГАЕС перед закінченням будівництва (стіни закріплено попередньо-напруженими анкерами та омоноліченим набризк-бетоном)

На попередніх стадіях проєктування довжина анкерів зазвичай призначається залежно від прольоту B і висоти виробки H , а саме:

$$l_a = (0,4 \pm 0,2) B \quad \text{або} \quad l_a = (0,3 \pm 0,2) H. \quad (110)$$

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.

Контрольні запитання

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 РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.4-3:2010. Гідротехнічні споруди. Основні положення. – [Чинний від 2011–01–01]. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2010. – 37 с.
2. ДБН В.1.2-2:2006 Навантаження і впливи. – [Чинний від 2007–01–01]. – Київ: МІНБУД України, 2006. – 75 с.
3. ДБН В.1.2-14:2018. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд. Зі зміною № 1. – [Чинний від 2022–09–01]. – Київ: Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2018. – 30 с.
4. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України. – [Чинний від 2014–10–01]. – Київ : Мінрегіон України, Державне підприємство «Укрархбудінформ», 2014. – 110 с.
5. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. – [Чинний від 2017–01–01]. – Київ : Мінрегіонроз. буд-ва та житл.-комун. госп. України, 2016. – 46 с.
6. НПАОП 0.00-1.15-07. Правила охорони праці під час виконання робіт на висоті. – [Чинний від 2007–06–15]. – Київ : Державний комітет України з промислової безпеки, охорони праці та гірничого нагляду. – 125 с.
7. НПАОП 0.00-1.80-18. Правила охорони праці під час експлуатації вантажопідіймальних кранів, підіймальних пристроїв і відповідного обладнання. – [Чинний від 2018–04–10]. – Київ : Міністерство соціальної політики України. – 202 с.
8. НАПБ А.01.001-2014. Правила пожежної безпеки в Україні. – [Чинний від 2023–07–04]. – Київ : Міністерство внутрішніх справ (МВС). – 96 с.
9. ДСТУ 9208:2022. Бетони важкі. Технічні умови. – [Чинний від 2023–09–01]. – Київ : Державне підприємство «УкрНДНЦ». – 122 с.
10. ДСТУ 3760:2019. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. – [Чинний від 2019–08–01]. – Київ : Державне підприємство «УкрНДНЦ». – 104 с.
11. ДСТУ 8773:2018. Склад та зміст розділу інженерно-технічних заходів цивільного захисту в складі проектної документації на будівництво об'єктів. Основні положення. – [Чинний від 2019–07–01]. – Київ : Державне підприємство «УкрНДНЦ». – 18 с.
12. ДСТУ Б В.2.8-43:2011. Огородження інвентарні будівельних майданчиків та ділянок виконання будівельно-монтажних робіт. Технічні умови (ГОСТ 23407-78, MOD). – [Чинний від 2012–12–01]. Київ : Мінрегіон України, 2012. – 12 с.
13. ДСТУ Б В.2.6-200:2014. Конструкції металеві будівельні. Вимоги до монтажу. – [Чинний від 2015–07–01]. – Київ : Мінрегіонроз. буд-ва та житл.-комун. госп. України, 2016. – 74 с.

Електронне навчальне видання

ПАЛЬЧЕНКО Олег Леонідович

ВОДНІ ШЛЯХИ, ПОРТИ ТА ПІДЗЕМНІ ГІДРОТЕХНІЧНІ СПОРУДИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів другого (магістерського)
рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання
зі спеціальності 194 – Гідротехнічне будівництво,
водна інженерія та водні технології)*

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
Редактор *М. О. Гаман*
Комп'ютерне верстання *О. Л. Пальченко*

План 2024, поз. 6Л

Підп. до друку 01.03.2024. Формат 60 × 84/16.

Ум.-друк. арк. 8,1

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Маршала Бажанова, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 5328 від 11.04.2017.