

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

А. О. Мозговий, А. А. Бутенко, О. В. Гаврилюк

ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

(для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія)

Харків
ХНУМГ ім. О. М. Бекетова
2026

Мозговий А. О. Підземні споруди : конспект лекцій для здобувачів другого (магістерського) рівня вищої освіти денної та заочної форм навчання зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія / А. О. Мозговий, О. В. Гаврилюк, А. А. Бутенко ; Харків. нац. ун-т міськ. госп-ва ім. О. М. Бекетова. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026. – 194 с.

Автори:

д-р техн. наук, доц. А. О. Мозговий,
д-р філос. А. А. Бутенко,
ст. викл. О. В. Гаврилюк

Рецензенти:

Д. В. Кочкаръов, професор, доктор технічних наук, завідуючий кафедри міського будівництва та господарства (Національний університет водного господарства та природокористування);

О. В. Самородов, доктор технічних наук, 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 27.11.2025.

Конспект складений з метою допомогти студентам будівельних спеціальностей закладів вищої освіти під час підготовки до занять, заліків та іспитів з дисципліни «Підземні споруди».

© А. О. Мозговий, А. А. Бутенко, О. В. Гаврилюк, 2026
© ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2026

ЗМІСТ

Вступ.....	6
1 Сучасні тенденції використання підземного простору.....	7
1.1 Історичний огляд освоєння підземного простору.....	7
1.2 Сучасні напрямки та перспективи підземного будівництва.....	19
1.3 Класифікація, способи будівництва підземних споруд.....	21
1.4 Конструкції підземних споруд та вимоги до матеріалів.....	26
1.5 Проблеми освоєння підземного простору.....	28
1.6 Загальні положення навантаження та розрахунку конструкцій підземних споруд.....	29
2 Підземні споруди. Основні види.....	32
2.1 Споруди комунально-побутового призначення.....	32
2.2 Промислово-технологічні споруди.....	39
2.3 Споруди цивільної оборони.....	40
2.4 Транспортні та пішохідні тунелі.....	41
2.5 Тунелі міських комунальних мереж.....	45
2.6 Гідротехнічні підземні споруди.....	46
2.7 Виробки для видобутку корисних копалин.....	47
2.8 Підземні сховища рідких та газоподібних продуктів.....	48
2.9 Сховища промислових та побутових відходів.....	50
2.10 Огородження котлованів.....	51
3 Підземні споруди, що будуються способом опускного колодязя.....	52
3.1 Типи фундаментів глибокого закладання.....	52
3.2 Влаштування фундаментів та підземних споруд методом опускного колодязя.....	53
3.3 Занурення опускного колодязя в тиксотропній сорочці.....	60
3.4 Розрахунок опускного колодязя.....	63
3.5 Кесонні фундаменти. Конструкції та зведення кесонних фундаментів.....	69
3.6 Розрахунок кесонів.....	72
4 Підземні споруди глибокого закладання, що будують закритим способом.....	74
4.1 Тунелі. Загальні відомості.....	74
4.2 Буровибуховий спосіб будівництва.....	77
4.3 Комбайновий спосіб проходження.....	83
4.4 Проходження тунелів у сильнотріщинуватих і м'яких породах. Новоавстрійський спосіб проходження (НАТМ).....	89
4.5 Щитові методи проходження.....	94
4.6 Щити з привантаженням вибою.....	97
4.7 Проходження тунелів під захистом екрана з труб.....	100

4.8 Підземні споруди дериваційних гідроелектростанцій.....	102
4.8.1 Дериваційні схеми ГЕС.....	102
4.8.2 ГЕС з безнапірною деривацією.....	103
4.8.3 Головна схема з напірною і безнапірною дериваціями.....	106
4.8.4 Кінцева схема із напірною і безнапірною дериваціями.....	108
4.8.5 Проміжна схема з напірною і безнапірною дериваціями.....	109
4.9 Підземні та напівпідземні машинні зали гідроелектростанцій.....	110
5 Розрахунок та проектування підземних споруд глибокого закладання.....	118
5.1 Навантаження на підземні споруди. Гірський тиск.....	118
5.2 Типи кріплень та обробок підземних споруд.....	125
5.3 Розрахунок підземних споруд із використанням схем стрижневих конструкцій.....	128
5.4 Розрахунок обробок кругового обрису за схемою пружного кільця.....	131
5.5 Спосіб О. Є. Бугаєвої.....	132
6 Відкритий спосіб зведення підземних споруд.....	134
6.1 Транспортні тунелі, що зводяться відкритим способом.....	134
6.2 Пішохідні тунелі, що зводяться відкритим способом.....	138
6.3 Тунелі метрополітену дрібного закладення, що зводяться відкритим способом.....	140
6.4 Підземні споруди манежного типу. Автостоянки та гаражі.....	142
6.5 Станції метрополітену.....	148
6.6 Підземні споруди різного призначення та міські багатофункціональні комплекси.....	150
6.7 Колекторні тунелі міських інженерних мереж.....	154
7 Розрахунок та проектування підземних споруд, при відкритому способі зведення.....	157
7.1 Підземні споруди при відкритому способі зведення. Спосіб будівництва підземних споруд за допомогою котлованів.....	157
7.2 Будівництво підземних споруд методом «стіна в ґрунті».....	162
7.3 Розрахунок та проектування підземних споруд при відкритому способі зведення. Розрахунок та проектування кріплення котлованів...	166
7.4 Стіна в ґрунті, що вільно стоїть.....	168
7.5 Розрахунок шпунтового огородження.....	170
8 Підземні споруди, що будуються без розкриття поверхні.....	173
8.1 Підземні споруди, що будуються без розкриття поверхні. Загальні відомості.....	173
8.2 Мікротунелювання.....	174
8.3 Спрямоване буріння.....	178

8.4 Аварійні ситуації під час будівництва підземних споруд. Основні причини виникнення аварійних ситуацій.....	181
8.5 Природно-кліматичні фактори.....	182
8.6 Аварії, спричинені використанням у розрахунках неповних чи недостовірних матеріалів інженерно-геологічного вишукування.....	183
8.7 Аварії внаслідок принципових помилок під час проєктування.....	187
8.8 Аварії, пов'язані з грубими будівельними помилками та відступами від проєктних рішень.....	189
Список рекомендованих джерел.....	193

ВСТУП

Підземне будівництво є однією зі складових сучасної інженерної практики, особливо в умовах урбанізованих територій, де наземний простір обмежений, а вимоги до інфраструктури постійно зростають. У великих містах підземні споруди відіграють ключову роль у забезпеченні транспортної доступності, комунікацій, енергетики та безпеки. Сучасні тенденції розвитку підземного будівництва базуються на поєднанні історичного досвіду освоєння підземного простору з новітніми технологіями, матеріалами та методами проєктування [1].

Історичний аналіз показує, що підземні споруди використовувалися ще з античних часів, однак лише у XX–XXI століттях вони набули системного характеру. Сьогодні розвиток мегаполісів стимулює впровадження багаторівневих транспортних вузлів, підземних торговельних центрів, автостоянок, інженерних мереж та багатофункціональних комплексів. У цьому контексті важливим є класифікація підземних споруд за функціональним призначенням, глибиною закладання та способом будівництва [1].

Особливу увагу приділено опускним колодязям і кесонам, які застосовуються для спорудження фундаментів, шахт, камер та заглиблених об'єктів. Їх конструкції, методи занурення та розрахункові алгоритми потребують аналізу при роботі в тиксотропних сорочках, що забезпечують стабільність ґрунту під час занурення [2].

Розглядаються підземні споруди глибокого закладання, що зводяться закритим способом. Основою їх проєктування є визначення гірського тиску, класифікація ґрунтів, а також вибір типу кріплення – склепінного, кругового, обтиснутого. Важливим є розрахунок постійних і тимчасових навантажень, що діють на конструкції, а також вибір матеріалів і типу тюбінгів [2, 3]. Особливу увагу приділено підземним спорудам дериваційних гідроелектростанцій, зокрема машинним залам, які можуть бути повністю або частково заглибленими [1].

Приділено увагу відкритому способу зведення підземних споруд. Розглядаються збірні та збірно-монолітні залізобетонні конструкції транспортних і пішохідних тунелів, автостоянок, гаражів. Особливе місце займає технологія «стіна в ґрунті», яка дозволяє ефективно формувати котловани в складних геологічних умовах. Аналізуються способи розрахунку кріплення котлованів, гнучких підпірних стінок, поздовжніх поясів і розпірок, що регламентуються сучасними нормативними документами [4, 5].

Дисципліна охоплює широкий спектр питань – від історичних аспектів і класифікації до сучасних методів розрахунку та проєктування. Він формує системне уявлення про підземне будівництво як комплексну інженерну дисципліну, що поєднує геотехніку, конструктивну механіку, матеріалознавство та урбаністику.

1 СУЧАСНІ ТЕНДЕНЦІЇ ВИКОРИСТАННЯ ПІДЗЕМНОГО ПРОСТОРУ

План

1.1 Історичний огляд освоєння підземного простору.

1.2 Сучасні напрямки та перспективи підземного будівництва.

1.3 Класифікація, способи будівництва підземних споруд.

1.4 Конструкції підземних споруд та вимоги до матеріалів.

1.5 Проблеми освоєння підземного простору.

1.6 Загальні положення навантаження та розрахунку конструкцій підземних споруд.

1.1 Історичний огляд освоєння підземного простору

Освоєння людиною підземного простору почалося в давнину. Прототипом перших підземних споруд можна вважати природні печери та порожнечі у скельних породах, які використовуються нашими предками. Печера стала першим житлом людини, яка захищала його від негоди та хижаків. Приблизно водночас людина стала відривати підземним способом подібні споруди для проживання, зберігання продуктів, культових обрядів та ведення військових дій, а також використовувати виробки, що залишилися після видобутку різних корисних копалин.

Перші відомості про гірничі розробки належать до видобутку міді в Шумері (південь сучасного Іраку) і на Синайському півострові в XXXV–XXX ст. до н. е. Пізніше, у XXV–XX ст. до н. е., вели підземну розробку солі та срібла на території сучасних Австрії та Греції. Тоді ж проклали довгий вузький підземний хід до піраміди в Мемфісі (Єгипет).

У XXX ст. до н. е. у м. Мохенджо-Даро (Індія) було збудовано системи колодязів з підземними галереями для подачі води в житлові приміщення. У Єгипті у XXVI–XXV в. до н. е. були споруджені підземні галереї, якими подавалася вода. Приблизно в X ст. до н. е. у Вавилоні (100 км на південь від Багдада) під р. Євфрат за вказівкою цариці Ассирії Семіраміди збудовано пішохідний тунель, який з'єднав царський палац із храмом Юпітера на іншому березі річки. Довжина тунелю 920 м, висота 4 м та ширина 5 м. Для його будівництва тимчасово була відведена вода з річки. Тоді ж у Вавилоні починають створювати печерне місто. У Палестині в цей же час у скелі для проходу до підземного джерела прорубують тунель шириною 4 м та висотою 7 м.

У Римській імперії на озері Фусіно був побудований для водопостачання тунель довжиною 5,5 км і розмірами 2 м на 3 м. Роботи протягом 17 років вели

30 тис. осіб з 40 шахт глибиною 80–120 м. Тоді ж рабами Риму був побудований тунель для водопостачання Кельна. Цікаво помітити, що цей тунель був облицьовано матеріалом типу бетону на вапняному розчині міцністю 10 МПа.

При спорудженні всіх цих тунелів скелю довбали за допомогою клинів, а також застосовувався спосіб нагрівання її до високої температури з наступним різким охолодженням водою або оцтом. Це призводило до розтріскування скелі, що полегшувало її розробку (рис. 1.2).



Рисунок 1.1 – Підземні розробки у давнину

У період XI–XII ст. н. е. було збудовано грузинське печерне місто Вардзія поблизу м. Боржомі та поселення Дерінкую в районі стародавньої Каппадокії (нині Середня Туреччина).



Рисунок 1.2 – Загальний вигляд підземної зали з колонами у давній Каппадокії

Ці поселення, побудовані у X–XI ст. н. е. у м'якому вулканічному туфі, є найбільшим підземним житловим комплексом, у якому, за припущенням, могло проживати до 100 тис. осіб. Його заснували стародавні християни, які рятувалися від переслідувань. Проведені розкопки показали, що у місті можна знайти все приладдя людського поселення: житлові приміщення, склади, приміщення для утримання худоби, ємності для зберігання води, місця поховання та інше.

Старовинні підземні поселення виявлено у Північному Китаї, Угорщині, Греції та інших місцях. Багато народів, які будували житлові будинки на поверхні, приміщення релігійного та культового характеру розміщували під землею. Наприклад, індіанські племена на південному заході Північної Америки (нині штат Арізона) для проведення ритуальних обрядів викопували в землі так звані кива, тобто зали діаметром від 4 м до 25 м, які викладали зсередини каменем, постачали вентиляційні труби та спуск зі сходами. Ці будівлі створювали не тільки з культових причин, але також через те, що площа середньовічного міста була зазвичай обмежена стінами та потреба розвитку площ вирішувалася, як і нині, завдяки використанню підземного простору.

Велика кількість підземних споруд знайдено на території України.

Зокрема, на заході існують штольні з видобутку кремнієвої сірки, що належать до енеоліту (4–11 тис. років до нашої ери).

У Закарпатті знайдено стародавні підземні виробки для видобутку будівельних матеріалів (аналогічні відомим одеським катакомбам – див. рис.1.3) і корисні копалини, оборонні споруди, притулки, господарські будівлі, некрополі.



Рисунок 1.3 – Загальний вигляд підземних виробок

Унікальним проектом для досліджень є урочище Кам'яна Могила на території Запорізької області. Тут, під останком пісковика, в період з XIV тисячоліття до н. е. за XII ст. н. е. зводилися культові печери, взаємопов'язані з розташованими поблизу природними гротами та навісами.



Рисунок 1.4 – Загальний вигляд урочища Кам'яна Могила

Усі підземні приміщення урочища розписані малюнками та написами виняткової історичної цінності.



Рисунок 1.5 – Фрагменти написів

Найбільше підземних культових об'єктів характеризується територія Київської Русі. Тут існує безліч печерних храмів та монастирів, збудованих у крейдових відкладах. Характерною особливістю печерних монастирів є те, що, як таких, повністю печерних монастирів практично не існувало: підземна частина переважно входила до загального монастирського комплексу і була не надто великою – від кількох сотень метрів, до, зрідка, – кількох кілометрів.

Цікавість викликає Святогірська Успенська лавра (рис. 1.6). Перші ченці на берегах Сіверського Дінця оселилися у XIV чи XV століттях (за деякими даними, навіть у XI столітті).



Рисунок 1.6 – Святогірська Успенська лавра

Засновником Святогірської чернечої громади вважається преподобний Йоасаф. Перше письмове згадування місцевості «Святі гори» належить до 1526 року. Творці монастиря звели його біля крейдяного масиву берега Сіверського Дінця (рис. 1.7).



Рисунок 1.7 – Церква Святого Миколая

Завдяки властивостям крейдяного масиву підземні виробки зводилися без особливих ускладнень, були достатньо стійкими, не вимагали кріплення, додаткової обробки стін. У крейдяних горах було збудовано ходи, що з об'єднують келії ченців, підземні та наземні церкви, побутові приміщення.

Надзвичайно розвинену підземну систему має Київ. Вона включає сотні підземних споруд різного призначення, найдавніші з яких – Кирилівські печери – були створені ще у неоліті.

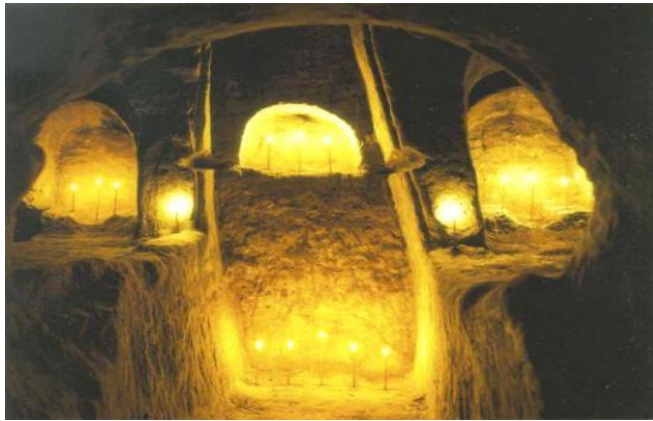
Варязькі печери Києво-Печерської Свято-Успенської лаври вперше згадуються у 1013 році. У Києві, ще доволі добре збереглися до наших днів, Далекі та Ближні печери Києво-Печерської Лаври на правому високому березі на р. Дніпро (рис. 1.8).

Вважається, що у 1051 р. за Ярослава Мудрого преподобний Антоній оселився в одній з Варязьких печер, що становлять частину теперішніх Далеких печер. Коли довкола нього зібралося 12 ченців, було влаштовано нові келії, почалася перебудова Далеких печер. У 1057 р. Антоній, який прагнув усамітнення, старшим серед братії поставивши преподобного Варлаама, який став першим Києво-Печерським ігуменом. Сам він переселився на інший схил, де відкрив підземну келію (нині Ближні печери).

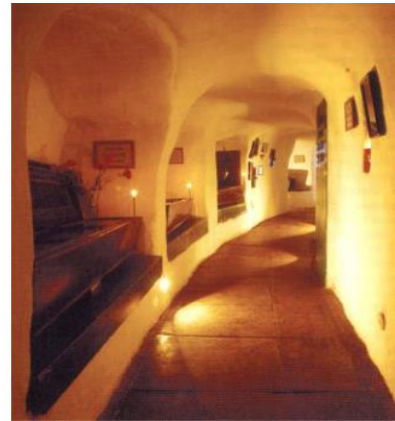
У 1060–1062 роках над Далекими печерами було збудовано дерев'яний монастир, куди й братія перейшла з печер. Чисельність її становила близько 100 чоловік, що було дуже багато навіть для грецьких монастирів.



а



б



в

Рисунок 1.8 – Києво-Печерська Лавра та її печери: *а* – сучасний вигляд Національного Києво-Печерського історично-культурного заповідника на поверхні землі; *б* і *в* – Далекі та Ближні печери Києво-Печерської Лаври

Після завершення зведення Успенського собору у середині 70-х років XI ст. центр Печерського монастиря умістився на територію верхньої Лаври. Печери стали місцем усамітнення подвижників та поховання померлої братії. У виробках, у нішах та камерах печер розташовано понад 70 поховань, серед них поховання літописця Нестора, билинного богатиря Іллі Муромця та ін.

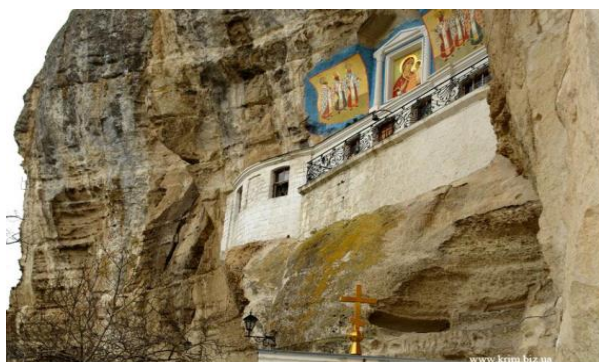
У 1240 р. орди хана Батия зруйнували Київ. Лаврські печери знову стали місцем проживання ченців, а також поховання захисників Києва.

З записок Є. Лясоті, який служив у імператора Рудольфа II і за його дорученням їздив у 1594 р. до запорізьких козаків, випливає, що печери мають багато ходів, «які бувають на зріст людини, а деколи такі низькі, що треба нагинатися, але вони такі широкі, що двоє можуть розминутися. Вхід обробітків майже так, як це буває при входах біля шахти». У Ближніх печерах О. Лясота звернувши увагу на дві підземні церкви, «у яких щосуботи служитиме обідня».

Відома насамперед підземними монастирями, оборонними об'єктами, транспортними тунелями, житловими та господарськими спорудами гірська частина Криму.

У 1895 р. караїмський духівник С. Шапшал, розповідаючи про можливість караїмів витримувати тривалу осаду, згадав про унікальну криницю: «біля Малих воріт Кірк-Йєра є хід під землею до джерела, що б'є біля підніжжя скелі». Маючи дані переказів та геологічних досліджень, археологи знайшли у Криму підземну гідрологічну систему: вертикальна підземна криниця протяжністю 45 м з розгалуженою системною галереєю. Оскільки воду в Чуфут-Калі цінували на вагу золота, галерею зі сходами було названо «Алтін Мердвен», у перекладі з караїмської «золотих сходів».

Легенди про зникаючих воїнів Чуфут-Кале отримали реальне пояснення: вони могли ховатися у колодязях (рис. 1.9). У 2001 р. підземна гідравлічна споруда була очищена від каміння, а у 2002 р. у районі підземного колодязя було виявлено скарб масою близько 5 кг старовинних золотих та срібних монет у керамічному горщику.



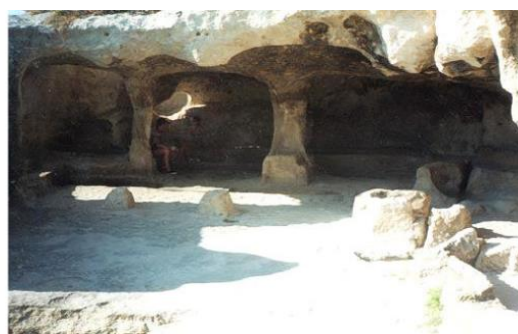
а



б



в



г

Рисунок 1.9 – Історичні підземні споруди Криму (близько м. Бахчисараю): а – монастир; б, в – підземна гідротехнічна система стародавнього караїмського міста Чуфут-Кале; г – зал суду цього міста

З розвитком міст на території Київської Русі широкого поширення набули фортечні підземні споруди оборонного характеру.

Здебільшого це були ходи різного призначення: водозабірні, чуткі, міні, контрміні, для здійснення вилазок. та ін. Значно рідше трапляються підземні сховища.

Давня Русь перейняла, освоїла та розвинула фортифікаційний досвід Візантії, тому протягом тисяч років жодний укріплений пункт, чи то місто, фортеця чи монастир, не обходилися без підземних оборонних споруд. На жаль, залишилося не так багато документального свідчення про їхнє місцезнаходження, внаслідок чого нині значна частина цих об'єктів мало доступна для дослідників: частина зруйнована чи похована при пізній перебудові міст, частина забута та втрачена. Лише зрідка, під час будівельних робіт, виявляють фрагменти давніх підземних ходів.

Великі підземні сховища було збудовано XVI–XVII ст. біля містечка Чигирин Черкаської області. Багато підземних монастирів розташовано на території нинішньої Черкащині: Мотронінський, Успенський, Ірдинський, Виноградський монастир, Жаботинський Онуфріївський монастир тощо. Сьогодні на державному обліку стоять 54 підземні споруди різного призначення. Найбільш відомими пам'ятками козацької доби на Черкащині є: підземні ходи у Смілі; гайдамацькі льохи біля с. Будище, система підземних ходів у м. Корсунь-Шевченківському, підземелля культового призначення у с. Чубівка; система підземних ходів у Буках, у селах Гордашівці, Мошурів, Івківці, Ляцівка, Кропивна, Сокирно, Жаботин, в Умані та ін.

Виділимо також кілька цікавих історичних об'єктів із практики підземного будівництва за кордоном ближче до нашого часу.

За часів, описаних у трилогії А. Дюма про мушкетерів, у Франції вже будували судноплавні тунелі. Це було викликано прагненням до скорочення торговельних шляхів у результаті з'єднання каналами суміжних річкових басейнів, під високими вододілами канали переходили в тунелі. Перший з них – Мальпаський був пущений в експлуатацію в 1681 р. Його довжина 164 м, висота 8,2 м, ширина 6,7 м. Тунель збудували в туфах, із застосуванням пороху та вибухових робіт. У XVIII–XX ст. у Франції було збудовано 40 судноплавних тунелів. Їх будували дуже інтенсивно, і до початку XX століття в Англії, Франції, Японії та США було збудовано понад 100 судноплавних тунелів. Наприклад, перший судноплавний тунель США завдовжки 137 м з поперечним перерізом 6,1 м × 5,5 м було збудовано 1818–1821 рр. на Шюйкільському каналі, а трохи згодом – у 1828 р. в Пенсільванії – тунель Лебанон завдовжки 223 м із поперечним перерізом 5,5 м × 4,6 м, відкритий для експлуатації у 1927 році.

Починаючи з першої половини ХХ ст., у багатьох країнах (Франція, Англія, Швейцарія, Італія, Німеччина, Швеція, США) велося будівництво залізниць та тунелів на них. Перші у світі залізничні тунелі збудовані у 1825–1830 рр. в Англії між містами Ліверпуль та Манчестер, Дарлінгтон та Стоктон, а також тунель Тер Нуар у Франції. Перший в Америці залізничний тунель збудований у 1831–1833 рр., а перший залізничний тунель на європейському континенті – у 1835 р. у Бельгії. Залізнична лінія Відень – Трієст, побудована в 1846–1853 рр., мала до 15 тунелів, найбільший з них – довжиною 1,4 км.

При будівництві тунелів вперше було застосовано прохідницький щит Брюнеля (1825 р.) (рис. 1.10), перфоратори (1851 р.), динаміт (1866 р.). Порох застосували значно раніше при підриві фортечних стін, а для проходження тунелів вперше він був використаний в 1679 році (тунель Лангедок у Франції). Бетон у тунельній справі почали застосовувати з 1889 року.

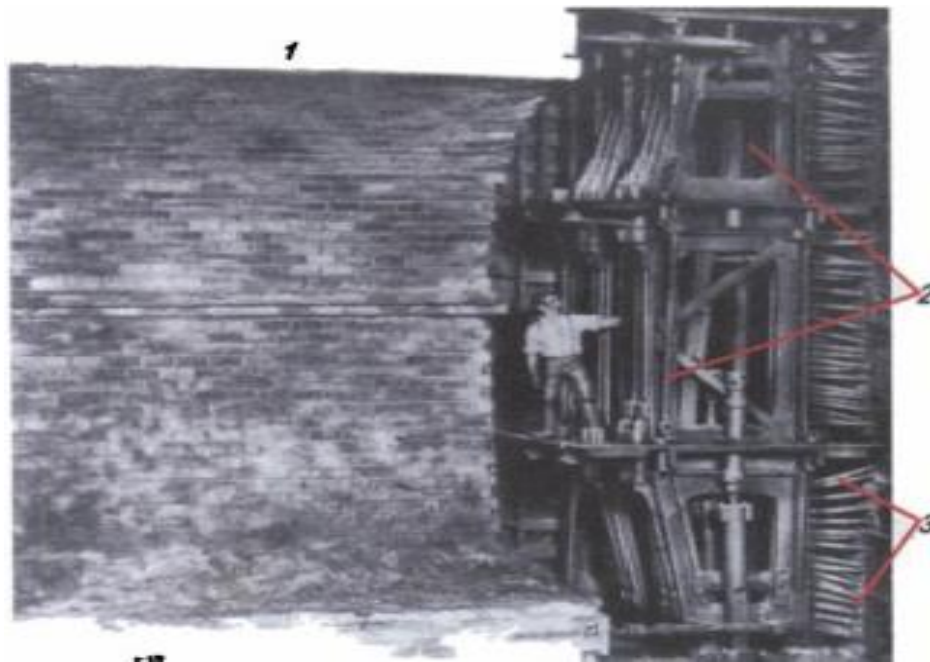


Рисунок 1.10 – Загальний вигляд щита Брюнеля у тунелі:

- 1 - цегляна обробка товщиною понад 3 м; 2 – металева конструкція щита;
3 – забій тунелю

Для сполучення під дном річки прокладали підводні тунелі, вони призначалися для залізниць, гужового транспорту та пішохідного руху. Перші підводні тунелі були побудовані в Англії під р. Темзою (1823–1842 р. р.) із застосуванням щита Брюнеля. Найбільші підводні тунелі під р. Гудзон в Америці (рис. 1.10) та під р. Мерсі в Англії (довжиною по 1,7–1,6 км) були побудовані в 1874–1886 р. р. Опускні колодязі вперше почали застосовувати в Індії багато століть тому для влаштування фундаментів храмів на берегах річок у місцях

заягання слабких ґрунтів. Кам'яні колодязі невеликих розмірів опускали з острівців, ґрунт розробляли вручну. У США опускні колодязі вперше застосували наприкінці ХІХ століття під час будівництва мостів через річки Гудзон та Міссурі. Опускні колодязі можна влаштовувати значно глибше, ніж кесонні фундаменти. Так було в 1888 р. під час зведення мосту через р. Гудзон колодязі були опущені на глибину 40,8 м нижче за рівень води. Колодязь однієї з опор, побудованої у 1934 р. Оклендського мосту, була опущена на глибину 72,6 м. З другої половини ХХ ст. у Лондоні, Глазго, Парижі та Берліні розпочали будівництво метрополітенів. Перший з них, у Лондоні, пущений в експлуатацію в 1863 р., потім у Чикаго (1892 р.), Нью-Йорку (1894 р.), Глазго (1897 р.), Парижі (1900 р.) та ін. ХХ ст. збудовано дев'ять метрополітенів, а на початку ХХ ст. у світі вже працювало 25 метрополітенів.

Перший проєкт підземного рейкового тунелю у Києві з'явився ще у 80-х роках ХІХ століття. Його планували збудувати від сучасного Річкового вокзалу, через Поштову площу та Бессарабку до Залізничного вокзалу. Однак тоді Міська дума відхилила проєкт. У Києві перша лінія метрополітену завдовжки 5,2 км відкрита для руху поїздів у 1960 році.



Рисунок 1.11 – Пасажири першого поїзда в день відкриття Київського метрополітену 6 листопада 1960 року

Будівництво автодорожніх тунелів розпочалося лише з ХХ ст. у зв'язку з розвитком до цього часу автомобільного транспорту та доріг. Піонером підземного містобудування став французький архітектор Е. Утуджян, який розробив у 30-х роках ХХ ст. концепцію будівництва підземних гаражів, мережі транспортних комунікацій, підземних кінотеатрів, очисних споруд та ін. Частина цих пропозицій згодом була реалізована у Франції та інших країнах. На підставі

його ідей було складено проєкт першого сучасного підземного міста Метрополіс для науковців стосовно умов м. Пітсбурга (США). Залізниці та автомагістралі міста розташовані на нижньому рівні, передбачено спорудження житлових квартир, наукових лабораторій, театрів.

Перший підземний гараж збудовано у 1939 р. у м. Кардіфорі (США) під однією з міських площ глибиною 10,7 м, відтоді підземне будівництво у містах, починаючи від окремих пішохідних переходів під залізницями та автомобільними дорогами, споруд для транспорту та комунально-побутове обслуговування населення, до сучасних найбільших багаторівневих споруд багатофункціонального призначення безперервно розвивається.

До початку Другої світової війни у Німеччині активно будувалися підземні заводи з використанням: існуючих підземних виробок; горизонтальних гірничих виробок усередині гір та інших природних заглибленнях.

Доволі окремо в ряді різних типів підземних споруд стояти споруди військового призначення та цивільної оборони. Інформація про такі споруди зазвичай достатньо мізерна для широкого загалу, оскільки це пов'язано з обороноздатністю країни і є державною таємницею. Однак після певного проміжку часу завіса таємниць відкривається. У цьому плані цікава історія проєкту 825 ГТС – «Підземний завод з ремонту підводних човнів «Балаклава». У період після Другої світової війни обидві наддержави – СРСР та США нарощували свій ядерний потенціал, загрожуючи один одному превентивними ударами та ударами відплати. Необхідно було знайти таке місце, де могли б базуватися підводні човни в разі війни і звідки могли нанести ядерний удар у відповідь. Після кількох років пошуків вибір припав на тихе містечко Балаклава (Україна, Крим).

Тут було задумано та збудовано величезний підземний завод із власною електростанцією, різнопрофільними цехами, системою шлюзування, сухим доком, арсеналом та іншим, де можна було б у разі ядерної війни не тільки сховатися, а й проводити ремонт підводних човнів. У разі загрози прямого ядерного удару, а проєкт міг витримати пряме попадання заряду потужністю до 100 кт (кілотон), товсті герметичні двері зачинялися, і завод здатний був автономно існувати 3 роки, вмістивши при цьому 3 000 осіб (рис. 1.12–1.13).

У 1993 р. надсекретна база була повністю покинута і залишилася без охорони. Об'єкт був безкарно пограбований. У 2000 р. проєкт було передано Військово-Морським силам Збройних Сил України. Відповідно до рішення президента та уряду України, комплекс належить Центральному музею Збройних сил України і є його філією. Відкриття філії відбулося 1 червня 2003 р.



Рисунок 1.12 – Вигляд на м. Балаклава (Україна, Крим): 1 – захід для підводних човнів у гору Таврос; 2 – вихід у Чорне море на північному боці гори



Рисунок 1.13 – Вхід в штольні ремонтного заводу підводних човнів

До огляду відкриті зони навколо штучного каналу, що проходить гору наскрізь, кілька цехів заводу та арсенал, де зберігалися торпеди та ядерні боєголовки.

1.2 Сучасні напрямки та перспективи підземного будівництва

Вже сьогодні у багатьох економічно розвинених країнах частка міського населення становить 75–80 %, і цей показник останнім часом є стабільним.

Україну за цим показником можна віднести до країн, які наближаються до зазначеного стану, у нас цей показник становить 69 %, а статус міста мають 454 населення пункти, п'ять з них міста-мільйонери (Київ, Харків, Дніпро, Одеса, Донецьк), ще чотири налічують від 0,5 до 1 млн мешканців (Запоріжжя, Львів, Кривий Ріг, Миколаїв), в 37 містах проживає від 100 до 500 тис. осіб. Населення Києва з навколишніми передмістями складає понад 4 млн мешканців. Майже половина населення України мешкає в агломераціях, яких у країні близько 20, найбільші – Київська, Донецька, Харківська, Дніпровська, Львівська, Одеська (загалом – понад 12 млн осіб).

Підземне будівництво надзвичайно багатогранне, воно включає міські транспортні тунелі, метрополітени, підземні автостоянки та гаражі, залізничні та автодорожні тунелі на шляхах сполучення, гідротехнічні підземні споруди, міські підземні інженерні мережі, багатофункціональні комплекси та цілі підземні міста, спеціальні споруди для навчальних та наукових цілей, а також медичного та спортивного призначення, різного типу сховища (нафти та нафтопродуктів, радіоактивних відходів), холодильники, склади, різного типу ємності, споруди оборонного призначення та ін. З'явився новий напрямок у науці в галузі підземного будівництва – будівельна геотехнологія. Це сукупність знань про міцність, стійкість і довговічність підземних споруд, а також закономірності, методи та засоби освоєння підземного простору. Закономірності, що становлять наукову базу будівельної геотехнології, відображають дві різні групи процесів: фізичні (механічні) та технологічні гірничо-будівельні, силу конкретних обставин щодо будівництва підземної інженерної споруди ми постійно стикаємося з цими закономірностями.

Зараз час у великих містах Японії, Китаю, Англії, Італії, Франції, Швеції, Норвегії, США та інших країнах підземний простір інтенсивно розвивається і вже накопичена значна практика будівництва підземних об'єктів. Зарубіжний досвід свідчить, що для забезпечення стійкого рівноваги та комфортного проживання у мегаполісі частка підземних споруд від загальної площі проєктів, що вводяться, повинні становити 20...25 %. Під землею можна розміщувати до 70 % усіх гаражів, 80 % складських приміщень, 50 % архівів та сховищ та 30 % об'єктів сфери послуг. Провідні фахівці відзначають, що інтенсивне освоєння підземного простору буде основною тенденцією у XXI сторіччі за перенаселення великих міст та необхідність створення нового середовища існування людей. З'явився навіть спеціальний термін, який підкреслює масштабність підземного будівництва – підземна урбаністика.

Геотехніки всього світу все активніше розробляють, проєктують та зводять підземні споруди різного призначення, які при цьому часто органічно повно

пов'язані між собою, а також з надземними будинками та спорудами та з геологічним та гідрогеологічним середовищем.

Під комплексним освоєнням підземного простору розуміють всебічний облік взаємозв'язку всіх структурних елементів, що визначають функціонування сучасного мегаполісу:

- наземної частини міста, що включає будівлі, інженерні споруди, наземні транспортні комунікації, водну та повітряним середовищем;
- підземної частини, до якої належать підвали будівель, транспортні системи, об'єкти різного призначення, інженерні мережі;
- геологічного та гідрогеологічного середовища.

До основних сучасних тенденцій та концепцій при комплексному освоєнні підземного простору можна віднести:

- перехід від плоского до об'ємного розвитку міського простору (у перспективі в ньому можна розміщувати більшість цивільних та виробничих об'єктів, комунікації, склади, гаражі та стоянки, спортивні та культурні споруди, готелі, торгові центри, підприємства побутового обслуговування та ін.);
- економію землі та кругообіг природних матеріалів з мінімумом трансформацій та можливим використанням енергії в природній формі (за Д. Беннетом);
- концепцію вертикальних міст, яка, зокрема, передбачає основну частину обсягу багатопверхового наземного будівництва перенести до передмість, а в центрі міста організувати зону з густим озелененням та розвиненою підземною інфраструктурою.

Разом із тим все більша увага приділяється не приватному, розрізненому зведенню споруд, що не пов'язані між собою, а комплексному використанню підземного простору, що дозволить створити принципово нове, комфортне середовище проживання людини у великих містах.

1.3 Класифікація, способи будівництва підземних споруд

Для забезпечення різноманітних потреб кожного людини та суспільства в цілому будується безліч будівель та споруд, що відрізняються одна від одної призначенням, матеріалами та конструкціями, поверховістю та заглибленням під землю, зовнішнім виглядом, іншими ознаками та якостями.

Щоб упорядкувати проектування, будівництво та технічну експлуатацію всіх різноманітних будівель, є багато їхніх класифікацій.

Відповідно до Державного класифікатора будівель та споруд ДК 018-2000 затвердженого та введеного в дію Наказом Держстандарту України від 17.08.2000 № 507 та чинного від 01.01.2001 р.

Споруди – це будівельні системи, пов’язані з землею, які створені з будівельних матеріалів, напівфабрикатів, обладнання в результаті виконання різних будівельно-монтажних робіт.

Будівлі – це споруди, що складаються з тримальних та огорожувальних або спільних (тримально-огорожувальних) конструкцій, які утворюють наземні або підземні приміщення, призначені для проживання або перебування людей, розміщення обладнання, тварин, рослин, а також предметів.

До будівель відносяться: житлові будинки, гуртожитки, готелі, ресторани, торговельні будівлі, промислові будівлі, вокзали, будівлі для громадських виступів, для медичних закладів та закладів освіти та інше.

Інженерні споруди – це об’ємні, плоскі або лінійні наземні, надземні або підземні будівельні системи, що складаються з тримальних та в окремих випадках огорожувальних конструкцій і призначені для виконання виробничих процесів різних видів, розміщення обладнання, матеріалів та виробів, для тимчасового перебування та пересування людей, транспортних засобів, вантажів, переміщення рідких та газоподібних продуктів та інше.

Заглиблені (підземні) споруди є особливим типом будівель, що різко відрізняються від наземних будівель. Підземна споруда заглиблена на всю висоту нижче ніж відмітка планування яка передає навантаження на навколишнє ґрунтове середовище (основу) та сприймає навантаження від природних та техногенних факторів. Головна їх особливість полягає в тому, що вони завжди виконуються з кам’яних матеріалів (частіше залізобетонних), мають суцільний фундамент та кругову гідроізоляцію; всі їх конструкції зазвичай рівно міцні та довговічні, виключаючи гідроізоляцію. Підземні будівлі та споруди можуть бути розділені на три великі групи: цивільного, виробничого та спеціального призначення. Тим не менш, величезна їх різноманітність (сьогодні відомо понад 40 напрямків використання підземного простору) та постійне удосконалення, що потребує більш детальної класифікації.

Відповідно до планувальної схеми розрізняють протяжні підземні споруди – тунелі, довжина яких у багато разів перевищує розміри поперечного перерізу та підземні споруди обмеженої довжини (рис. 1.14).

Тунелі залежно від призначення можуть бути транспортними: автодорожніми, залізничними для метрополітену, швидкісного трамвая, спеціальних видів транспорту (потяг монорейкової дороги, потяг на магнітний або повітряний подушці, засоби пневмотранспорту тощо), а також пішохідні або спільними для руху різних видів транспорту та пішохідні. Наприклад, по різних відсіках одного тунелю можуть переміщатися автомобілі, потяги метрополітену, потяги міської залізниці та пішоходи.

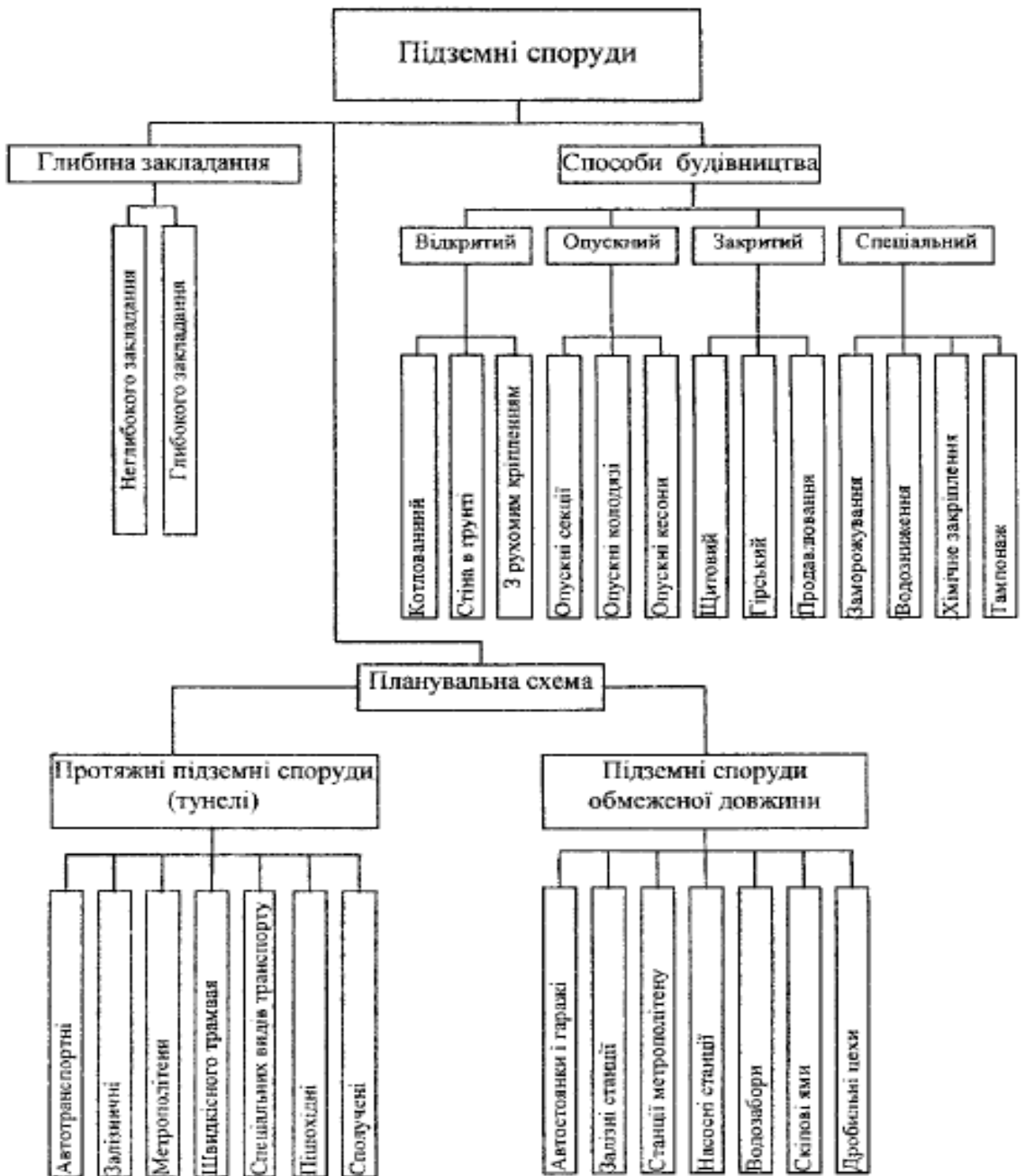


Рисунок 1.14 – Класифікація підземних споруд по О. М. Тетіору

Підземні транспортні споруди обмеженої довжини можуть бути призначені для збереження транспортних засобів (автостоянки та гаражі), та розміщення станій метрополітену, швидкісного трамвая або міської залізниці, окремих приміщень або вокзалів аеропортів, для створення пішохідних рівнів та багатоярусних транспортних комплексів.

Інженерні споруди класифікуються переважно за інженерним задумом, що визначається цільовим призначенням об'єкта.

Сучасні підземні проекти можна класифікувати:

1. За призначенням:

– житлово-цивільні – житлові будівлі, підземні поверхи та фундаменти житлових та громадських будівель, що закладаються на глибину до 30 м, адміністративні будівлі та центри;

– підприємства торгівлі та громадського харчування – торговельні зали та підсобно-допоміжні приміщення кафе, їдальнь, ресторанів, торговельні кіоски, магазини, торговельні центри та ринки;

– культурно-розважальні та спортивні – кінотеатри, виставкові зали, музеї, клуби, спортзали, плавальні басейни, громадські центри;

– навчально-виховні споруди – школи, училища, вищі, навчальні та наукові центри;

– транспортні – підземні переходи під вулицями, станції та тунелі метрополітенів; підземні автомагістралі, гаражі та автостоянки, транспортні центри, вокзали та інші споруди, що закладаються на глибині до 25...30 м;

– проекти комунально-побутового обслуговування та зв'язку – майстерні, лазні, пральні, пошти, телефонні станції, ощадкаси, ательє, комбінати побутового обслуговування, торгово-побутові центри;

– промислові – підземні поверхи та фундаменти промислових будівель, скіпові ями, колодязі для дробильних цехів збагачувальних комбінатів, бункерні ями; технологічні галереї, тунелі та ін.;

– проекти складського господарства та сховища – холодильники, продуктові та промислові склади, овоче- та книгосховища, резервуари, архіви;

– проекти інженерного обладнання – трубопроводи (тунелі) водопостачання, каналізації, тепlopостачання, газопостачання, водозабори та насосні станції; підземні очисні споруди; дренажні колектори тощо.

По глибині закладення підземні споруди ділять на мілкого (глибиною не більше 10–15 м від поверхні землі, споруджувані зазвичай відкритим способом) або $H < (2 \div 3)B$ (де B – найбільший розмір (проліт або висота) поперечного перерізу виробітку) і глибокого (які прорізають шари ґрунтів, що залягають до глибини 30–40 м, або $H > (2 \div 3)$ зведені найчастіше гірським способом без уривки котловану з денної поверхні) закладання. Існують і на пів підземні споруди, верхнє перекриття яких піднімається над поверхнею землі.

2. За конфігурацією:

– лінійні, що складаються тільки з однієї протяжної стіни (підпирні стіни, стрічкові фундаменти глибокого закладання та ін.);

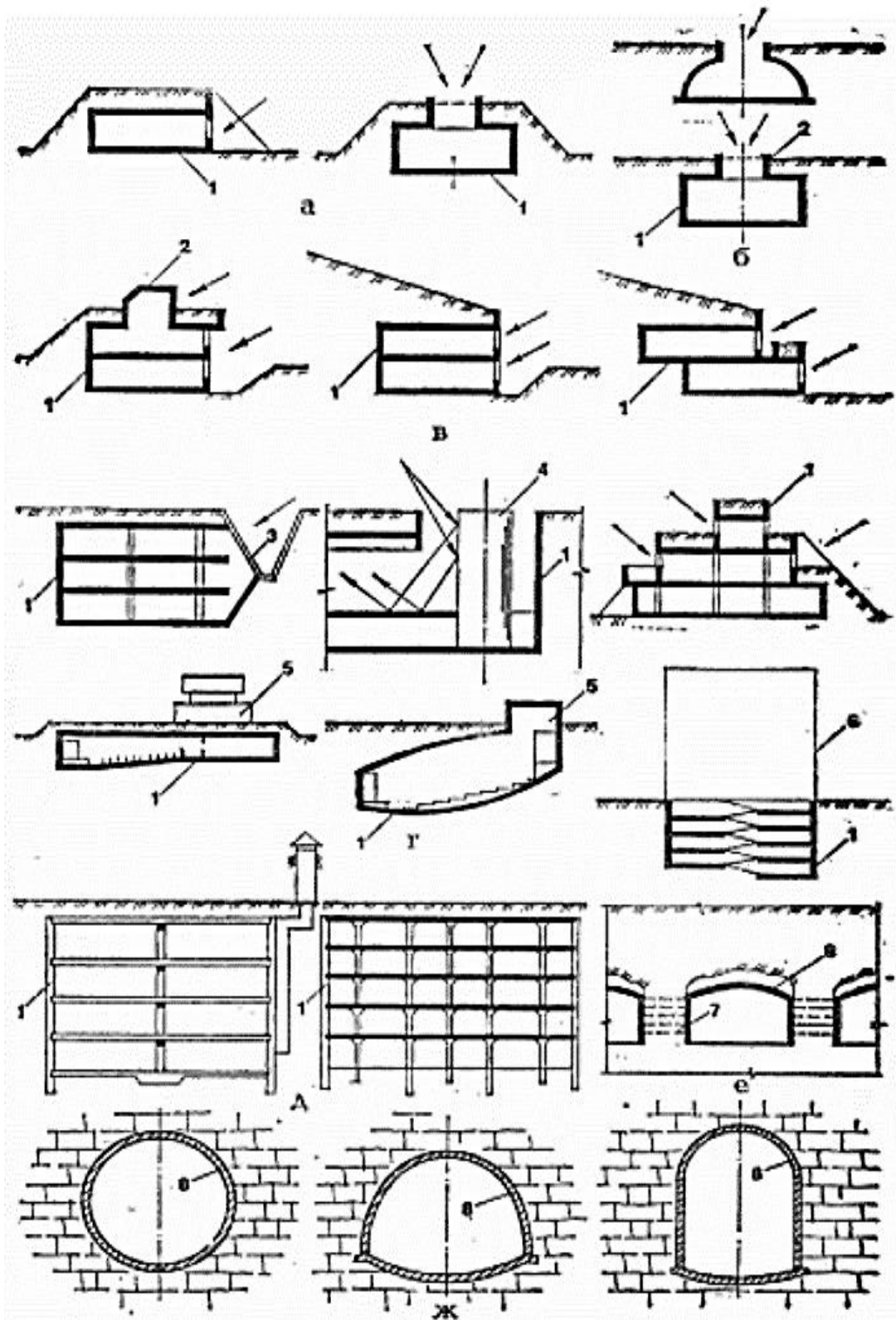


Рисунок 1.15 – Схеми житлових, громадських та виробничих будівель:
 а ... в – житлові, відповідно на пів заглиблені, дрібного закладання і на схилах;
 г – громадські; д – виробничі багатоповерхові; е, ж – ті ж, відповідно у гірничій
 виробці й глибокого закладання; 1 – будівля; 2 – шахта для введення
 освітлення; 3 – вікно; 4 – циліндр, що відображає денне світло; 5 – вхід біля
 кінотеатру; 6 – наземна частина будівлі; 7 – армування цілика породи;
 8 – обробка

– лінійно-протяжні, що мають дві протяжні огорожувальні стіни, зазвичай паралельні одна одній (галереї, колектори для суміщеної прокладки інженерних мереж, тунелі з вертикальними стінами та ін.);

– споруди колодезяного типу з вертикальними стінами – круглі, прямокутні та багатокутні в плані (підземні поверхи будівель, підвали, бункерні ями, насосні станції та станції метро та ін.).

Підземні споруди, що розташовані під забудованою територією, поділяють: на ізольовані від будівель; суміщені з підвальними поверхами; розташовані у плані поруч із будинками та з'єднані з ними підземними переходами; вбудовано-прибудовані.

За способом зведення геотехніки зазвичай виділяють підземні споруди, що зводяться з розкриттям земної поверхні (або відкритого типу) і без нього (тунелі, метрополітен та ін.).

Підземні споруди відкритого типу зводять:

– у попередньо відритому на всю глибину котловані (так званий спосіб будівництва підземних споруд за допомогою котлованів), стінки якого або мають укоси (нахил яких залежить від виду та стану ґрунту масиву), або їх тимчасово закріплюють (наприклад, заставним кріпленням, шпунтом, ґрунтовими анкерами тощо);

– методом опускного колодезя;

– кесонним методом;

– способом «стіна в ґрунті»;

– із дотичних (буросікучих) буронабивних паль;

– із дотичних ґрунтоцементних елементів, що виготовляються за струменевою (jet) або бурозмішувальною технологією;

– підвищенням стійкості масиву, безпосередньо прилеглого до котловану, методом армування ґрунту, наприклад, різними видами паль або ґрунтоцементних елементів, а також закріпленням чи заморожуванням ґрунту;

– за технологією «зверху – вниз» (метод top-Down).

Виходячи з рівня підземних вод, спорудження ведуть без водовідливу; з відкритим водовідливом; з водозниженням; з влаштуванням протифільтраційної завіси; комбінацією згаданих вище способів.

1.4 Конструкції підземних споруд та вимоги до матеріалів

Підземні споруди необхідно проектувати на основі застосування досягнень підземної архітектури з використанням різноманітних сучасних будівельних технологій та матеріалів.

При розміщенні підземних споруд, обґрунтуванні та виборі технічних рішень та технології виконання робіт повинен застосовуватися комплексний підхід, який полягає у спільному розгляді трьох складових: перша – наземна частина міста з будинками, дорогами, інженерною інфраструктурою, водним середовищем; друга – підземна частина міста, що включає тунелі та станції метрополітену, автотранспортні тунелі, підземні об'єкти будь-якого призначення, підземні комунікації та ін.; третя – інженерно-геологічне середовище.

Скористаємося прийнятою термінологією під час класифікації підземних поверхів будівель, хоча на побутовому рівні розуміння деякі з них розглядаються як синоніми. А саме:

- поверх надземний – поверх з відміткою підлоги приміщень не нижче від планувальної позначки землі;

- поверх підвальний – поверх з відміткою підлоги нижче планувальної позначки більш ніж на половину висоти розташованих у ньому приміщень;

- поверх підземний – поверх з відміткою верху перекриття не вище від планувальної позначки землі;

- поверх цокольний – поверх з відміткою підлоги нижче за планувальну позначку землі, але не більше ніж на половину висоти розташованих у ньому приміщень.

Основні технічні рішення, що приймаються при проєктуванні підземних споруд (розташування в плані та по глибині, тип і форма перерізу, конструктивні рішення тримальних конструкцій та фундаментів, спосіб захисту від підземних вод та ін.), повинні обґрунтовуватися шляхом порівняння техніко-економічних показників різних варіантів проєктних рішень з урахуванням витрат на будівництво та експлуатацію споруди.

Тримальні конструкції – підземні споруди призначені для сприйняття всіх діючих навантажень, а також для захисту споруд від підземних вод. Матеріали, з яких зводять підземні конструкції, повинні мати підвищену міцність, водонепроникність, не вивітрюваність, морозостійкість, вогнестійкість та стійкість до хімічної та електрохімічної агресії.

У зв'язку зі складністю реконструкції підземних споруд термін їхньої експлуатації повинен бути більшим, ніж наземних, а отже, матеріали для виготовлення таких конструкцій повинні бути більш довговічними.

Конструкції підземних споруд виконуються переважно із залізобетону. Однак можливе поєднання залізобетону з металевими конструкціями (сталевий прокат, чавун), з конструкціями з каміння (гірські виробки та розкриті скельні породи, кладка з природного каміння). Використовуються на практиці зазвичай такі конструктивні схеми:

- збірна (збірний залізобетонний каркас та збірне залізобетонне перекриття);
- збірно-монолітна (збірний залізобетонний каркас та монолітне залізобетонне перекриття, монолітний залізобетонний каркас та збірне залізобетонне перекриття);
- монолітна (монолітний залізобетонний каркас та монолітне залізобетонне перекриття).

Конфігурація підземних споруд у плані буває круглою, прямокутною, багатокутною, подібною до овалу. Конфігурація у розрізі – круглої, прямокутної, склепінчастої.

Усі конструкції підземних споруд необхідно проектувати з урахуванням вимог державних стандартів України на конструкції із відповідних матеріалів. Вимоги до матеріалів для підземних споруд визначаються типом конструкції, умовами її роботи та регламентовані відповідними главами державних стандартів України на проектування конкретної споруди.

Стіни підземних споруд класифікують: за призначенням (тримальні, огорожувальні, протифільтраційні); матеріалу (залізобетонні, бетонні, ґрунтоцементні, комбіновані); способу виготовлення (монолітні, збірні, збірно-монолітні).

Зовнішні стіни підземних споруд можуть бути тримальними та самотримальними. Самотримальні стіни сприймають лише бічне (горизонтальне) навантаження, а тримальні стіни, крім того, сприймають навантаження від перекриття покриття або надземної частини споруди.

Стіни підземних споруд поділяються на масивні та гнучкі. Масивні стіни з кам'яної кладки, бетону та бетонних блоків, мало армованого залізобетону працюють переважно на позацентрове стискання. Гнучкі стіни виконують із монолітного та збірного залізобетону. Вони сприймають згинальні моменти і розтягують сили. При застосуванні гнучких стін із збірних елементів стики можуть бути робочими та неробочими – конструктивними. Масивні стіни застосовують при будівництві споруд цивільної оборони, неглибоких (до 3 м) одноповерхових підземних споруд та підвалів та невеликому навантаженні (до 10 кПа) на прилеглий поверхні, при зведенні глибоких підземних споруд методом опускного колодязя, що занурюються без тиксотропної сорочки.

1.5 Проблеми освоєння підземного простору

До основних проблем освоєння підземного простору міст передусім відносять:

– необхідність забезпечення збереження вже існуючої забудови (іншими словами, геотехнік повинен оцінити її додаткові деформації, що проблематично вирішити у рамках суворих інженерних методів);

– необхідність збереження сформованих екологічних систем;

– умова мінімальності втручання у геоекологічне середовище.

Технічні проблеми зведення підземних споруд обумовлені переважно необхідністю створення та подальшої експлуатації внутрішнього простору. Наявність таких внутрішніх порожнин викликає ефект одностороннього горизонтального тиску ґрунту, що вимагає достатньої міцності стін підземних споруд.

Внаслідок високого рівня підземних вод та можливості його зміни геотехнік зобов'язаний забезпечити як водонепроникність його огорожувальних конструкцій та днища, так і стійкість споруди від спливу (адже днище зазнає гідростатичного тиску води).

При зведенні підземних споруд у відкритих глибоких (зазвичай при глибині понад 4–5 м) котлованах необхідно, з одного боку, забезпечити стійкість їх стінок, а з іншого – можливе нерівномірне розуцільнення ґрунту на дні котловану через його більший підйом у центральній частині. Це явище відповідно викликає великі осади основ фундаментів у середній частині споруди.

1.6 Загальні положення навантаження та розрахунку конструкцій підземних споруд

На конструкції підземних споруд діють різні зовнішні навантаження, характер розподілу та інтенсивність яких залежати від цілої низки факторів: глибини закладання, інженерно-геологічних умов, характеру забудови та руху наземного транспорту, технології проведення робіт та ін.

Всі види навантажень можна розділити на постійні, які діють на конструкцію постійно, тимчасові, що характеризуються періодичним тривалим чи короткочасним впливом. До постійних навантажень відносяться власна вага підземних конструкцій, вага дорожнього покриття та підземних комунікацій, тиск ґрунту і води, а також навантаження від маси будинків та споруд, розташованих над підземною виробкою, зусилля попереднього натягу арматури. Тимчасові навантаження виникають від руху по тунелю або підземному гаражу автомобілів, а також від різних транспортних засобів, що проїжджають над підземною спорудою. До тимчасових відносяться також деякі види навантажень, що виникають тільки на стадії будівництва підземної споруди. Тимчасовий характер мають вплив коливань температури морозного здимання ґрунтів, а

також особливі впливи (сейсмічні, ударні та інше), що виникають внаслідок якихось аварійних ситуацій.

Перераховані вище зовнішні навантаження можуть діяти на підземну конструкцію одночасно або у різні моменти години. У зв'язку з цим можливі різні сполучення навантажень, що викликають у конструкції різні напружені стани. Для розрахунку підземних конструкцій необхідно виявити найбільш не вигідні сполучення навантажень (основні й особливі), при дії яких у конструкції виникнуть найбільші внутрішні зусилля.

В основні сполучення включають постійні навантаження та тимчасові від впливу транспортних засобів, а також тимчасові будівельні та експлуатаційні навантаження.

Особливі сполучення складаються з деяких постійних та часових навантажень основного сполучення та особливих впливів. Включення тих чи інших навантажень в основні або особливі сполучення мають умовний характер і залежить від конкретної ситуації, причому ті самі навантаження можуть входити і до основних, і до особливих сполучення. У більшості випадків розрахунок роблять на основні сполучення навантажень, а на особливі виконують перевірку.

Підземні конструкції розраховують за граничними станами (за тримальною здатністю, деформаціями та тріщиностійкістю) відповідно до діючих норм. Конструкції протяжних підземних споруд (довжина яких значно перевищує розміри поперечного перерізу), закладених в однорідній ґрунтовій середовищі, розраховують в умовах плоскої деформації. Однак якщо розміри поперечного перерізу порівняні з довжиною споруди, зовнішні навантаження різко змінюються по довжині або виявляються нерівномірні осідання основи, то необхідно вирішувати просторове завдання, виявляючи характер розподілу зусиль по довжині і ширині поперечного перерізу підземного споруди.

На сьогодні під час проектування конструкцій підземних споруд застосовують доволі прості наближені методи розрахунку на завдання навантаження з використанням апарату будівельної механіки. При цьому спочатку визначають всі діючі на кріплення активні навантаження, а потім розраховують його як стрижневу систему з виглядом або без урахування пружного опору ґрунту. Основний недолік методів розрахунку на завдання навантаження полягає в тому, що вони не враховують повною мірою дійсних умов взаємодії кріплення з навколишнім ґрунтовим масивом.

Існують також методи розрахунку тунельних кріплень, які ґрунтуються на вирішенні контактної задачі теорії суцільного середовища з використанням апарату теорії пружності, чи пластичності чи граничної рівноваги. Напружений стан підземної конструкції і ґрунтового масиву знаходять за умови спільності

переміщень кріплення і контуру виробки. При цьому зусилля у кріпленні можуть бути отримані методами будівельної механіки. Такі методи розрахунку вимагають використання складного і громіздкого математичного апарату і використовуються переважно для вирішення обмеженого кола завдань.

Останнім часом при розрахунку підземних конструкцій дедалі ширше впроваджують обчислювальну техніку. Автоматизація обчислювальних процесів із застосуванням ЕОМ значно скорочує трудомісткість розрахункових робіт, дає можливість урахування чисельних факторів, що впливають на статичну роботу конструкцій, значного підвищення точності результатів прорахунку чисельних варіантів і застосовувати більш складні та точні розрахункові моделі, які найбільшою мірою відповідають дійсному.

Контрольні запитання

1. Які основні етапи історичного освоєння підземного простору можна виділити?
2. Які сучасні напрямки підземного будівництва мають найбільші перспективи розвитку?
3. Які проблеми виникають при використанні підземного простору в містах?

Завдання для самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Як класифікуються підземні споруди та які способи їхнього будівництва застосовуються?
2. Які конструктивні рішення та вимоги до матеріалів визначають надійність підземних споруд?
3. Які загальні положення враховуються при розрахунку навантажень на конструкції підземних споруд?

2 ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ. ОСНОВНІ ВИДИ

План

- 2.1 Споруди комунально-побутового призначення.**
- 2.2 Промислово-технологічні споруди.**
- 2.3 Споруди цивільної оборони.**
- 2.4 Транспортні та пішохідні тунелі.**
- 2.5 Тунелі міських комунальних мереж.**
- 2.6 Гідротехнічні підземні споруди.**
- 2.7 Виробки для видобутку корисних копалин.**
- 2.8 Підземні сховища рідких та газоподібних продуктів.**
- 2.9 Сховища промислових та побутових відходів.**
- 2.10 Огородження котлованів.**

Ухвалення рішення про розміщення тієї чи іншої підземної споруди приймається залежно від умов розвитку мережі конкретних видів обслуговування: функціонального зонування території поселення; структури транспортної мережі з урахуванням категорій вулиць та доріг – місць концентрації суспільних функцій; інженерно-геологічних та екологічних умов; характеру існуючої забудови; оснащення інженерними комунікаціями; нормативні радіуси обслуговування.

2.1 Споруди комунально-побутового призначення

Масова автомобілізація породила у всіх великих містах світу проблему розміщення автомобілів. Автомобіль потребує стаціонарного гаража поблизу місця проживання власника та тимчасової стоянки поблизу місця роботи.

Зазвичай стоянки влаштовують під проїжджою частиною міських вулиць, під тротуарами, майданами. Підземні гаражі влаштовують одно-, двух- або багатоярусними, при цьому найчастіше підземний гараж розміщується у поєднанні з надземними будинками, підземними інженерно-транспортними спорудами (рис. 2.1).

З нижніх поверхів багатопверхових будівель автомобілі піднімаються на поверхню похилим пандусом або за допомогою ліфта (рис. 2.2).

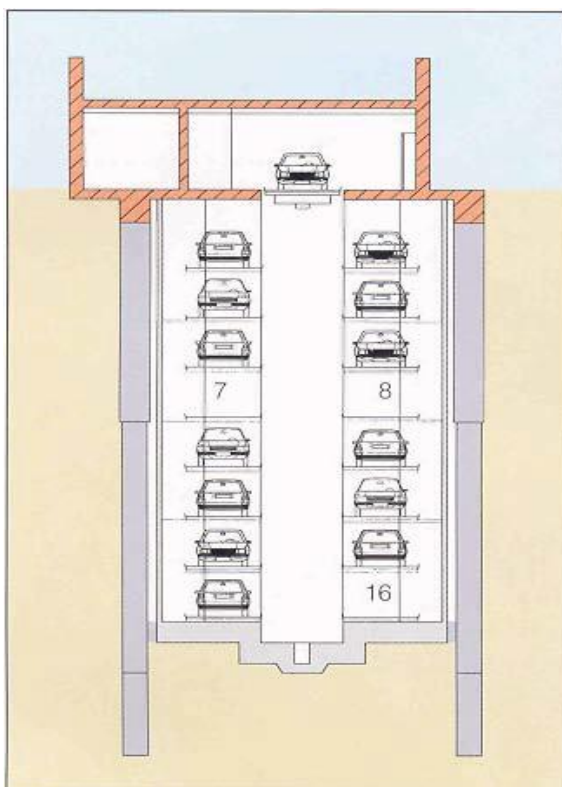


Рисунок 2.1– Влаштування підземного гаража



Рисунок 2.2 – Ліфт для паркування автомобілів проєктованих підземних стоянках-гаражах для зберігання автотранспорту прагнуть довести до 25 машиномісць на 1 тис. жителів

Кількість машиномісць підземної стоянки-гаража безпосередньо під житловим будинком або під прилеглою до нього територією та призначеною для обслуговування (тимчасового та постійного зберігання автомобілів) тільки певної будівлі, бажано відповідати кількості автомобілів мешканців цього будинку, їх кількість визначається за рівнем автомобілізації, якщо інше не передбачено містобудівною документацією.



Рисунок 2.3 – Підземний паркінг під оперною площею біля м. Мюнхен

Наприклад, на рисунку 1.3 наведено технічне рішення облаштування підземного паркінгу в історичному центрі м. Мюнхена (Німеччина) поряд із будинком знаменитої на весь світ Мюнхенської опери, спільного зі станцією метро та чисельними торговими центрами.

Підземні поверхи будівель використовуються як склади магазинів, друкарень тощо. У них можуть розміщуватись комунальні та культурні установи, не пов'язані з тривалим перебуванням людей, для яких відсутність денного освітлення не є суттєвим фактором: магазини, вечірні ресторани, лазні тощо. Наприклад, під землею розташовані зал для глядачів пражського театру Латерна Магіка, Музей сучасного мистецтва в Нью-Йорку. У Швеції є підземні басейни, спортивні майданчики.

Відомо, що на глибинах 5–30 м ґрунти мають постійну температуру, близьку до середньорічної температури місцевості (+8,8 °С у Харкові). Крім того, гірські породи мають низьку теплопровідність, завдяки чому витрати на підтримку потрібного температурного режиму у підземних приміщеннях значно нижчі, ніж у поверхневих складах. Вперше ідея енергетичних систем для опалення та кондиціонування будівлі, що використовують температуру ґрунтового масиву, розташованого безпосередньо під будівлею, була запропонована австрійським інженером Пітером Ріхтером вон Ріттенгером понад 140 років тому.

Широкий розвиток ідея набула у 1980-х роках у Європі, коли найбільш актуально стояла проблема енергозбереження у будівництві. Тільки останнім часом в Австрії було збудовано понад 100 000 таких будівель. Енергетичні системи застосовувалися як при будівництві котеджів (рис. 2.4), і громадських будинків.



Рисунок 2.4 – Дачний будинок у Ворарлберзі (Австрія), побудований на фундаментах з «енергетичних» паль

На сьогодні збудовано достатньо багато значущих громадських будівель на енергетичних фундаментах, одні з яких подані на рисунку 2.5. Це будинки житлового комплексу «Сохо» м. Сеулі (Південна Корея). Загальна площа будівель складає 43 000 м². Як фундаменти використовувалася енергетична «фундаментна» плита.



Рисунок 2.5 – Житловий комплекс у Сеулі (Південна Корея).

Принцип роботи «енергетичних фундаментів» ось у чому. У холодну пору року, коли потрібне опалення будівлі, енергетична система використовує температуру основи для нагріву, а в теплу пору – для кондиціювання. Таким чином, нагрівання та охолодження походять від температури ґрунтового масиву. Тепловий насос споживає 1 кВт електроенергії для отримання 3 кВт теплової енергії або розсіювання до 50 кВт охолоджуючої енергії.

Система складається з таких основних частин.

При монтажі нульового циклу в монолітних залізобетонних елементах, що безпосередньо контактують з ґрунтом основи (палі, залізобетонні плити, підпірні стінки тощо), прокладаються пакети пластикових труб усередині арматурних каркасів. Передбачаються випуски труб для створення надалі замкнутої системи (рис. 2.6).

При монтажі надземної частини будівлі використовуються збірні залізобетонні стінові панелі та штати перекриття з передбаченими усередині пластиковими трубами, що також створюють у результаті замкнуту систему. При монолітній будові система труб прокладається всередині арматурних каркасів.

У будівлі встановлюється тепловий насос, з'єднаний із системами пластикових труб надземної та підземної частини. Замкнена система заповнюється холодоагентом.



Рисунок 2.6 – Встановлення холодопровідних пластикових труб усередині каркасу фундаментів будівлі

Система використовує дві властивості бетону: по-перше, хорошу теплопровідність, по-друге, здатність зберігати температуру. Це робить бетон ідеальним середовищем для поглинання енергії.

Опалення або кондиціонування будівлі здійснюється через стінові панелі та плити перекриття без використання рефрижераторів. І тут досягається оптимальне використання теплової енергії (рис. 2.7).

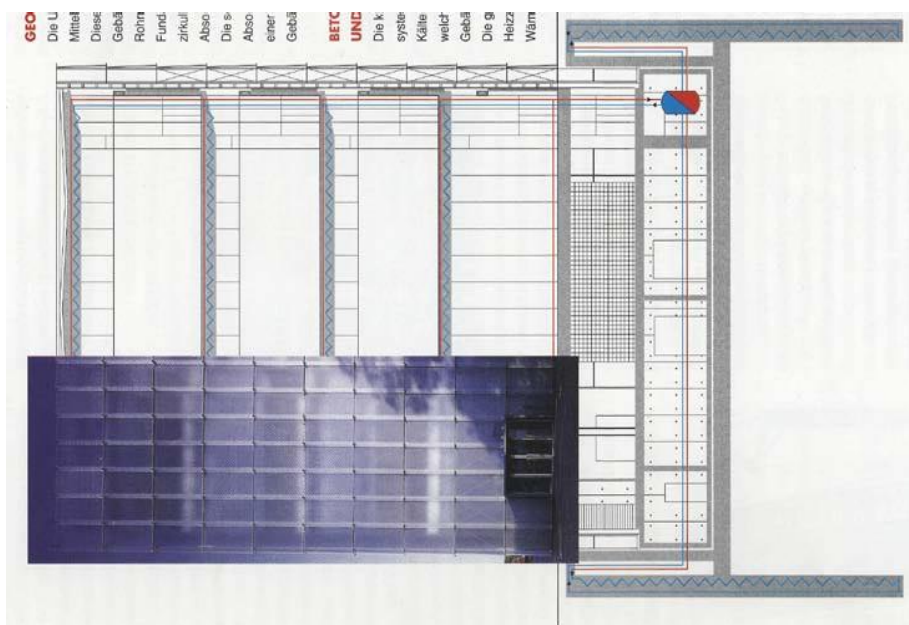


Рисунок 2.7 – Схема енергозберігаючої будівлі

Встановлено, що енергетичні системи мають низку значних переваг:

1. Зниження витрат на опалення будівлі на 60 %.
2. Автономну систему для опалення та кондиціонування будівлі.
3. Екологічно нешкідливу систему.

Іноді створення розвиненої підземної частини є єдиним можливим способом. На водо насичених ґрунтах, що сильно стискаються, зведення важкої будівлі на звичайних фундаментах призводить до великих опадів і пошкодження не тільки споруджуваного, але і сусідніх будівель. Якщо ж створити підземну частину такого обсягу, щоб вага видобутого ґрунту дорівнювала вазі споруди, що споруджується, то будівля взагалі не матиме осад навіть на найслабшому ґрунті. Такий фундамент називається плаваючим.

Широке поширення як в Україні, так і за кордоном набули підземні продовольчі склади та холодильники. На заводі шампанських вин «Нове світло» у Криму вже понад сто років існує підземний склад вин, розміщений у виробках перетином 5 м × 6 м у льосоподібних суглинках на глибині 10–15 м загальною довжиною 5 км. Виробки стійкі, незважаючи на відсутність будь-якого

кріплення. Заводи по виробництву вина Молдови використовують старі виробки з видобутку будівельного каменю для технологічних цілей. Підземний видобуток пиляного вапняку розширюється з метою подальшого використання виробок як складів.

У м. Лілехамері (Норвегія) для проведення змагань з хокею та фігурного катання під час Олімпійських ігор було збудовано льодовий стадіон. Унікальність цієї споруди полягала в тому, що стадіон був збудований у природній підземній печері. У цьому випадку будівельники використовували природні властивості скельного ґрунту щодо збереження внутрішнього температурного режиму стадіону та натуральні умови щодо забезпечення кондиціонування спортивно-масової споруди (рис. 2.8).

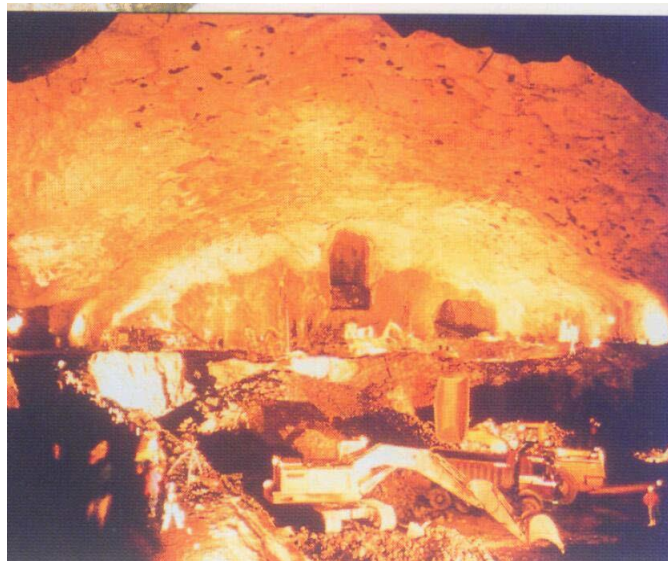


Рисунок 2.8 – Будівництво льодового стадіону у м. Лілехамері (Норвегія)

Поблизу м. Канзас-Сіті (США) у схилах каньйону для видобутку будівельного каменю пройдено мережу виробок шириною 10,5 м, заввишки 4–6 м на глибині близько 50 м. Фірма «Інгленд Андерграунд» обладнала холодильники, склади для зберігання різних продуктів, готової сукні та ін. загальною площею понад 900 га. Вартість зберігання у підземних складах становить 30–50 % вартості зберігання в поверхневих; продукти для заморожування та зберігання привозять до Канзасу із сусідніх штатів.

У районах вічної мерзлоти влаштовуються підземні холодильники без штучного охолодження: спеціальний режим вентиляції дозволяє накопичувати в зимовий сезон достатню кількість «холоду» для підтримки негативної температури на складі протягом літа. У мерзлих піщано-глинистих породах камери зсередини облицьовуються льодом, щоб уникнути висихання та осипання ґрунту.

2.2 Промислово-технологічні споруди

Розташування під землею частини технологічного обладнання раціонально у процесах металургійного циклу, у дробильно-сортувальних цехах збагачувальних фабрики, у деяких об'єктах теплових та атомних електростанцій; у переважно підземному виконанні проєктуються атомні котельні. До комплексів сучасних очисних споруд, водопровідних та каналізаційних мереж великих міст та промислових вузлів зазвичай входять великі підземні ємності та приміщення з технологічним обладнанням.

На острові Шпіцберген (Норвегія) організовано «Сховище судного дня» (Arctic Doomsday Seed Vault). Під кулею вічної мерзлоти всередині гори, у печері, влаштовано приміщення 5 м × 5 м × 15 м (рис. 2.9). За броньованими дверима та бетонними стінами завтовшки 1 м зберігатимуться до 4,5 млн насіння різних культур.



Рисунок 2.9 – Вхід та внутрішні приміщення «Сховища судного дня»

Сховище є безаварійним. Відстань від епіцентру можливих катастроф і постійно холодний клімат забезпечуватиме його безпеку на випадок кліматичних катаклізмів, епідемій і навіть ядерної війни. Проєкт коштував Норвегії 9,6 млн доларів.

У ході підготовки до війни та під час Другої світової війни фашистська Німеччина розмістила виробництво секретних видів озброєння на підземних заводах. До кінця війни їх було 143 із загальною площею приміщень 1,3 км², будувалося ще 5 км² підземних виробничих приміщень. Подібні заводи будувалися у стійких породах – доломітах, піщанику.

Розпочате під час війни будівництво підземних заводів у Швеції

продовжується у зростаючому темпі і зараз. Хоча вартість будівництва підземних приміщень (за Шведськими даними) приблизно на 10 % перевищує вартість поверхневих робіт, проте скорочення витрат на планування території, фарбування даху та зовнішніх стін, опалення; простота підтримки чистоти атмосфери, яка потрібна на прецизійного виробництва; підвищення продуктивності праці завдяки відсутності зовнішніх подразників – усе це робить вигідним підземне виробництво. Внутрішні камери цехів не мають кріплення. Під покрівлею камер підвішені на анкерах листи гофрованого заліза для запобігання краплі води і падіння дрібних каменів; стіни декоровані дерев'яними щитами.

2.3 Споруди цивільної оборони

Вражаючими чинниками ядерного вибуху є світлове випромінювання, проникаюча радіація, ударна хвиля та радіоактивне зараження місцевості.

Сховища цивільної оборони діляться кілька класів за рівнем захисту. Сховища вищого класу, забезпечені запасом продуктів та води, забезпечують захист в епіцентрі вибуху. Найпростіші притулки – укриття – забезпечують захист від перших трьох факторів, що вражають, на певній відстані від вибуху.

Притулки цивільної оборони є елементом промислових та житлових комплексів і розташовуються з таким розрахунком, щоб у них можна було потрапити протягом 10–15 хвилин після оголошення небезпеки ядерного нападу (рис. 2.10). Кожну підземну споруду прагнуть дообладнати так, щоб вона могла відігравати роль притулку, а кожний притулок так, щоб вона могла використовуватися у мирний час. Підземні станції метро, обладнані міцними герметичними воротами, при необхідності перетворюються на притулки високого класу.

Притулки цивільної оборони, що використовуються у мирний час, можуть мати необхідні технологічні отвори, які мають бути обладнані герметичними воротами.

У Швейцарії здійснено великомасштабний проєкт забезпечення всього населення країни бомбосховищами, які використовуються у мирний час для різних потреб. Пересічний притулок швейцарської системи ЦО розраховується на тиск у ударній хвилі 0,1 МПа, що відповідає тиску у відбитій хвилі 0,37 МПа. Найбільш відповідальні притулки, наприклад пункти управління та зв'язку, розраховуються на тиск 0,37 МПа (1,16 МПа у відбитій хвилі). Сховища швейцарської ГО розраховані на перебування в них населення протягом тижнів у кризові періоди у повній ізоляції від поверхні.

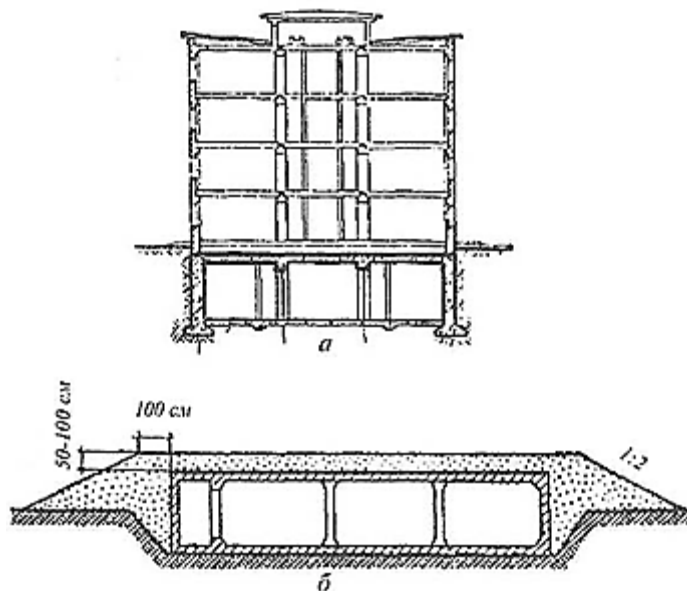


Рисунок 2.10 – Сховища цивільної оборони:
а) вбудоване; б) окремо стоїть

Притулки повинні мати два виходи, один із них – за межами зон можливих завалів від руйнувань будівель. До складу притулку, залежно від величини та класу, входить низка допоміжних приміщень: фільтровентиляційна камера, санвузли, медичні пункти та ін.

Підземними спорудами оборонного призначення є шахти для запуску балістичних ракет і приміщення їх зберігання, ангари для літаків, командні пункти тощо.

2.4 Транспортні та пішохідні тунелі

Розрізняють тунелі: гірські – подолання гірських перешкод; підводні – для подолання водних перешкод; міські автомобільні та залізничні тунелі, зокрема тунелі метро – для усунення перетинів транспортних потоків на одному рівні (рис. 2.11).

Найдовший гірський тунель – Сімплонський в Альпах – довжиною майже 20 км, а найдовший підводний тунель – Сейкан між островами Хонсю та Хоккайдо (Японія) – 53,85 км, зокрема 23,3 км під дном морської протоки.

Метрополітен – це міська поза вулична залізниця для масових швидкісних перевезень пасажирів із масою економії часу та найбільшим комфортом. Необхідність у метрополітені – швидкісному транспорті, який не захаращує вуличну дорожню мережу і не має перетинів на одному рівні, відчувається у більшості міст із чисельністю населення понад 1 млн осіб. Зазвичай усі світові столиці – Нью-Йорк, Лондон, Париж, Токіо, Рим, Брюссель, Берлін, Пекін, Сеул,

Торонто, Мадрид, Відень, Київ та інші великі мегаполіси в активі громадського транспорту мають розвинені лінії метрополітену.



Рисунок 2.11 – Будівництво автодорожнього тунелю на автотрасі Зальцбург – Мюнхен

Найглибша станція метро у світі «Арсенальна» розташована у Києві на глибині 105,5 метрів. Назва метро таке отримало завдяки розташованому поряд з заводом «Арсенал».



Рисунок 2.12 – Будівництво вестибюлю станції та метро «Арсенальна»

Через особливості ґрунту вестибюль побудували на поверхні і лише після повного складання його опустили на проєктну глибину. Діаметр вестибюлю сягнув 22,6 м, а висота – 18,7 м.



Рисунок 2.13 – Станція метро «Арсенальна» у м. Києві.

Особливе місце у списку міст, які мають метрополітен, посідає Харків, місто в якому знаходиться та працює Харківський національний університет міського господарства імені Олексія Миколайовича Бекетова.

Вже на початковому етапі проєктування харківського метрополітену були зрозумілі складності майбутньої роботи. Проєктувальники метро зазначили, що прокласти тунелі неглибокого закладення під унікальним будинком Південного вокзалу з двома десятками магістральних залізничних колій буде непросто, так само як і під річками Лопань та Харків, під історичним центром міста, «Харків-Пасажирський» взагалі розташовувався на слабких глинах та його збереження не гарантувалося. Вже 5 липня 1968 року на Слов'янській вулиці, неподалік Південного вокзалу було закладено перший ствол Харківського метрополітену, а вже 23 серпня 1975 р. Харківський метрополітен було введено в експлуатацію. Загальна експлуатаційна протяжність ліній становить – 40,97 км. На 2022 рік Харківське метро налічує 30 станцій, останньою введеною в експлуатацію у 2016 році на цей момент стала станція «Перемога».



Рисунок 2.14 – Станція метро «Перемога». Вигляд на шлях

Мінімальна глибина закладання міських тунелів, що проходять підземним способом під забудованими територіями, становить 8–12 м.



Рисунок 2.15 – Будівництво тунелю у м. Копенгагені



Рисунок 2.16 – Будівництво тунелю в аеропорту «Стенстед» м. Лондона

На цій глибині тунель не зустрічає міських підземних комунікацій; при належних способах проходження вдається зберегти поверхневі будівлі. За такої глибини закладання тунелів метро станції виявляються неглибокими.

Однак сама по собі вартість проходження тунелів порівняно мало залежить від глибини та значно більше – від ґрунтових умов. Тому якщо верхній ґрунтовий шар несприятливий для проходження тунелів, то лінії метро прокладають у більш стійких ґрунтах на більшій глибині. Тунелі метро, пройдені підземним способом, зазвичай мають круглий поперечний переріз. Станції метрополітену є великими, відповідальними підземними спорудами обсягом 20–100 тис. куб. м.

Поєднання станцій підземного транспорту з іншими підземними спорудами спричиняє формування складних підземних комплексів.

Одним із нових напрямків підземної урбаністики є будівництво швидкісних автомобільних міських підземних тунелів. Подібні тунелі є у багатьох містах світу.

2.5 Тунелі міських комунальних мереж

У міські комунальні мережі входять: мережі зливової та побутової каналізації, водопроводу, тепlopостачання; газопроводи; силові, слабкострумові, телефонні кабелі.

Всі мережі, за винятком каналізаційних, в районах з помірним кліматом закладають на глибині, зазвичай лише не набагато перевищує глибину промерзання або навіть менше її (у не пучинистих ґрунтах). Укладання таких мереж зазвичай проводиться відкритим способом (траншейним). Прогресивним методом прокладання мереж є їхнє об'єднання у загальному каналі – колекторі; пошук несправності та ремонт при цьому сильно полегшуються (рис. 2.17).

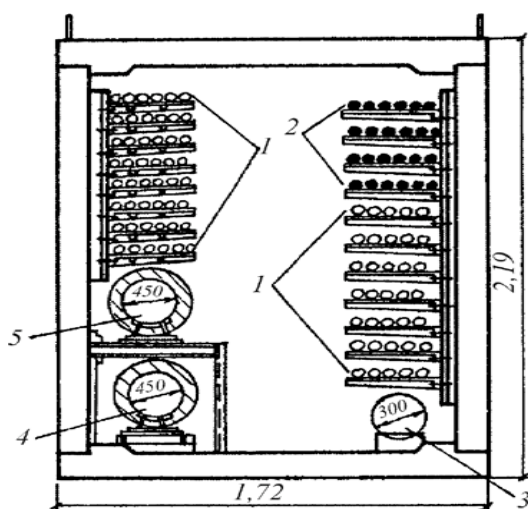


Рисунок 2.17 – Схема прохідного односекційного колектора:

- 1 – кабелі зв'язку; 2 – електричні кабелі; 3 – водопровід;
- 4, 5 – комунікації гарячого водопостачання

Мережі самопливної каналізації для забезпечення необхідного ухилу часом значно заглиблюють з пристроєм станцій, що перекачують. Каналізаційний канал великого перерізу, що збирає води з великого району і направляє їх до очисних споруд, називають каналізаційним колектором.



Рисунок 2.18 – Фрагмент пристрою опускного колодязя каналізаційної мережі у Хорватії

Діаметр каналізаційних колекторів досягає 2–3 м, а глибина закладення – десятки метрів. Такі колектори споруджуються підземним способом. Для доступу до підземних мереж із поверхні через певний інтервал влаштовують оглядові колодязі.

2.6 Гідротехнічні підземні споруди

Гідроенергетичні комплекси на гірських річках зазвичай мають складну мережу підземних виробок різного призначення. Все частіше у практиці гідротехнічного будівництва машинні зали електростанцій також прагнуть зводити у підземному виконанні.

На рисунку 2.19 зображено типову схему підземної гідроелектростанції. Вода з водосховища по тунелю напірного 14 направляєтся до турбін, розташованим в машинному залі 5. Відпрацьована вода самопливом відводиться

по безнапірному тунелю 9. Зрівняльний резервуар 4 слугує для гасіння гідравлічних ударів при раптовій зупинці турбіни. При підземному розташуванні ГЕС надає більш вільний вибір ділянки використання річки та компонування споруд, що особливо важливо у вузьких гірських ущелинах.

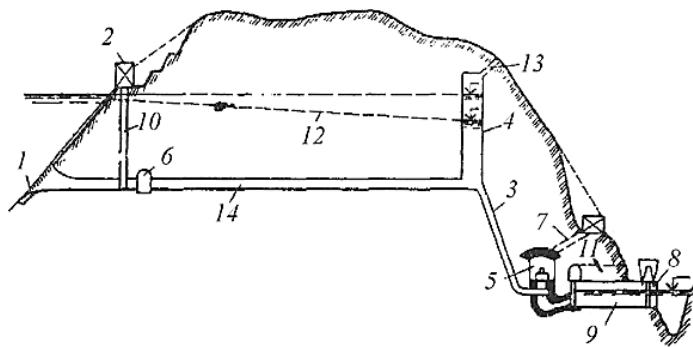


Рисунок 2.19 – Принципова схема компонування підземної ГЕС:

1 – водоприймач, 2 – підйомні механізми, 3 – енергетичні водоводи, 4 – верхній зрівняльний резервуар, 5 – машинний зал, 6 – приміщення затворів, 7 – виводи генераторної напруги, 8 – вихідний портал тунелю, 9 – низовий дериваційний водовід, 10 – шахта затворів, 11 – транспортний тунель, 12 – п'езометричний рівень, 13 – аераційна шахта, 14 – верхній дериваційний водовід

У міцних породах конструктивні елементи машинного залу (колони, балки підкранові, стіни) можуть бути полегшені завдяки використанню тримальної здатності масиву.

Будівельні роботи можна проводити цілий рік, незалежно від кліматичних умов.

Нині у світі налічується близько 200 підземних гідроелектростанцій. Однією з найбільших серед них є Інгурі ГЕС у Грузії.

Особливістю напірних гідротехнічних тунелів є необхідність розрахунку тунельних обробок не тільки на зовнішнє гірське, а й на внутрішній гідравлічний тиск. Машинні зали підземних ГЕС мають великі прольоти, зазвичай більше 16–18 м.

Однією з видатних гідротехнічних споруд є тунель Арпа – Севан у Вірменії завдовжки 56 км, що спрямовує частину стоку річки Арпа для живлення Севанського енергетичного та іригаційного каскаду.

2.7 Виробки для видобутку корисних копалин

Підземним способом в Україні видобуваються мільйони тон вугілля,

залізняку, руд кольорових металів, сировини для мінеральних добрив тощо.

Обсяг підземного будівництва гірничодобувної промисловості набагато більший, ніж у всіх інших галузях народного господарства.

Типову схему розробки родовища зображено на рисунку 2.20.

Верхня частина родовища відпрацьована відкритим способом у кар'єрі 1. Для відпрацювання глибинних частин проходить капітальна вертикальна виробка – ствол 2. Родовище по вертикалі ділиться на поверхи, зазвичай 40–60 м заввишки. На рівні кожного поверху проходять підготовчі виробки: від ствола до поклади в хрест простягання порід – квершлагги 3, а по тілу поклади вздовж її простягання – штреки 4. У тілі корисних копалин проходить система нарізних виробок 5, безпосередньо з яких ведеться відпрацювання родовища.

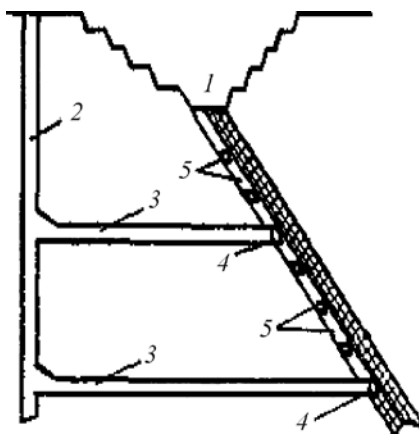


Рисунок 2.20 – Система гірничих виробок при розробці похилого поклади корисних копалин

Виробка, що утворюється на місці вилученої частини поклади, називається очисним. Породи, що налягають, обрушуються в очисну виробку, і якщо потужність невелика – кілька метрів, то на поверхні утворюється місцевий плавний прогин – мульда зрушення.

Якщо ж потужність поклади вимірюється десятком чи кількома десятками метрів, то поверхні утворюється вирва обвалення.

Для запобігання обвалення порід, що налягають, застосовують закладку – заповнення виробленого простору піском або піском з добавкою цементу. Якщо дозволяє рельєф, то доступ до поклади може бути здійснений через штольню – горизонтальну виробку, що виходить на поверхню.

2.8 Підземні сховища рідких та газоподібних продуктів

Широкого поширення набуло підземне зберігання нафти та нафтопродуктів,

вуглеводневих газів під високим тиском, зріджених газів, стиснутого повітря для промислового споживання, зокрема газоакмулюючими електростанціями.

Підземні сховища влаштовуються: у виробках, пройдених звичайними гірничопрохідними методами; у виробках, утворених безлюдними методами вилуговування чи камуфлетного вибуху; у пластах пористих порід.

Українська система підземного сховища газу займають перше місце за обсягом зберігання в Європі та третє у світі. Оператори газосховищ України мають 12 підземних сховищ газу та співпрацюють із понад 1 100 компаніями на трьох континентах світу. Загальна потужність усіх газосховищ на материковій частині України становить 30,95 млрд куб. м.

Більшість українських ПСГ створено на місці виснажених місцевостей. Два з них – Червонопартизанське та Олішівське (останнє – найстаріше на території України, засноване у 1964 році) – на базі водоносних структур.

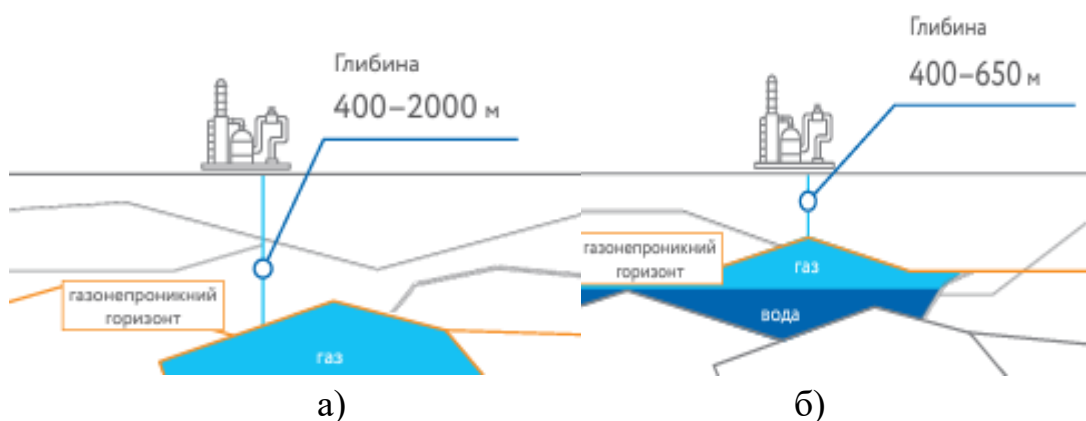


Рисунок 2.21 – Підземні сховища газу: а) створені на базі виснажених газових родовищ; б) створені на базі водоносних структур

Підземні сховища економічно вигідні за обсягів нафтопродуктів, що перевищують 25–40 тис. м³. У 1975 р. у Канаді та США було 41 млн м³ підземних сховищ. Ці сховища є пожежобезпечними, експлуатаційні витрати для їх утримання значно нижчі, ніж для поверхневих.

Відома конструкція сховищ так званого шведського типу (рис. 2.22). У таких конструкціях велика камера знаходиться у стійких малопроникних породах нижче за рівень ґрунтових вод. Оскільки тиск у камері нижчий, ніж напір ґрунтових вод, фільтрації нафтопродуктів із камери в навколишній масив немає. Приплив підземних вод у камеру зазвичай становить кілька кубометрів на добу, але може сягати кількох десятків кубометрів. Вода, маючи більшу густину, ніж нафта, збирається внизу і її періодично відкачують.

Будівництво підземних сховищ глибокого закладання має сенс за наявності

стійких непроникних порід на доступних глибинах. За відсутності таких порід влаштовуються сховища з герметичною обробкою шахтного типу або неглибокого закладання.

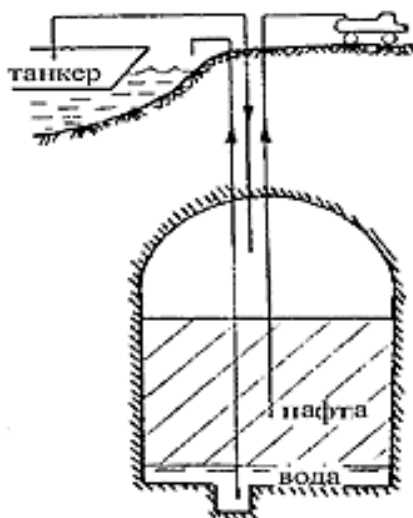


Рисунок 2.22 – Сховище нафтопродуктів шведського типу

Особливо сприятливі умови для влаштування підземних сховищ нафтопродуктів та газів є на родовищах кам'яної солі. Сама по собі кам'яна сіль непроникна для рідин та газів. Крім того, можливість існування покладу кам'яної солі у верхніх шарах земної кори обумовлена тим, що вона зверху перекривається непроникними шарами глинистих порід, що перешкоджають проникненню підземних вод до соляного шару.

2.9 Сховища промислових та побутових відходів

Сьогоднішні уявлення про процес поховання відходів виходять з того, що на «кінцевому складі зберігання» будь-які відходи не надають негативних екологічних впливів на навколишнє середовище, тому на «кінцевий склад зберігання» відправляються лише тверді матеріали, і більшість існуючих сьогодні поховань є лише видом «проміжного складу зберігання», середній термін їх використання 5–20 років.

У наведених вище визначеннях «кінцевого» і «проміжного» сховищ закладено також поняття «складувати» і «зберігати» незважаючи на те, що в побутовій мові вони вживаються як рівнозначні. Складування означає кінцевий стан, зберігання, навпаки, тимчасовий захід до подальшої обробки чи захоронення відходів.

Від виду відходів залежить конструкція сховищ: насипне; з покриттям чи без нього; відкрите чи закрите (залежно від ізоляції поверхні); кар'єрне,

відвальне тощо; контейнерне, камерне; окремо розташоване; засипне; надземне, підземне; штольне та тунельне; шахтне; печерне.

Практично кожне сховище має свою проєктну специфіку, і схематизація їх достатньо обмежена, розглянемо шахтні сховища.

2.10 Огородження котлованів

Котловани з природними укосами найпростіші, проте різко збільшується обсяг земляних робіт. Крім того, відривання котлованів із природними укосами не завжди можливе через обмеженість умов будівельної площадки, наприклад, при близько розташованих будівлях та спорудах (рис. 2.23).



Рисунок 2.23 – Розробка котловану нової сцени театру «Ла Скала» біля м. Мілану (Італія)

З вказаних причин у будівельній практиці часто вдаються до влаштування котлованів з вертикальними укосами, які зазвичай вимагають кріплення бічних стінок. Облаштування котлованів та траншей з вертикальними стінками без кріплень допускається тільки в мало вологих ґрунтах природного складання, якщо вони залишаються відкритими на нетривалий термін.

Контрольні запитання

1. Які особливості мають споруди комунально-побутового призначення та яку роль вони відіграють у міській інфраструктурі?
2. У чому полягає значення транспортних і пішохідних тунелів для розвитку міст та забезпечення мобільності населення?
3. Які функції виконують споруди цивільної оборони та які вимоги висуваються до їхнього проєктування?

Завдання для самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Які основні типи гідротехнічних підземних споруд можна виділити та які завдання вони вирішують?
2. Чим відрізняються виробки для видобутку корисних копалин від підземних сховищ рідких і газоподібних продуктів?
3. Які проблеми виникають при облаштуванні сховищ промислових і побутових відходів та огорожень котлованів?

3 ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ, ЩО БУДУЮТЬСЯ СПОСОБОМ ОПУСКНОГО КОЛОДЯЗЯ

План

- 3.1 Типи фундаментів глибокого закладання.**
- 3.2 Влаштування фундаментів та підземних споруд методом опускного колодязя.**
- 3.3 Занурення опускного колодязя в тиксотропній сорочці.**
- 3.4 Розрахунок опускного колодязя.**
- 3.5 Кесонні фундаменти. Конструкції та зведення кесонних фундаментів.**
- 3.6 Розрахунок кесонів.**

3.1 Типи фундаментів глибокого закладання

При великих зосереджених навантаженнях, коли пристрій фундаментів дрібного закладення в котловані нездійснений або не вигідний, а також при будівництві унікальних важких і чутливих до нерівномірних опадів споруд (масивні ковальські молоти, великі преси, висотних будівель і насосних станцій і водозаборів, споруди – станції метро, гаражі, склади, ємності, глибокі колодязі тощо) прагнуть передавати навантаження на скельні чи напівскельні підстави, тобто мало стисливі ґрунти (рис. 3.1).

У низці випадків при цьому доводиться прорізати значну (кілька десятків метрів) товщу слабких водонасичених ґрунтів.



Рисунок 3.1 – Пристрій опускного колодязя у місті Льєжі (Франція)

Для цього в сучасному будівництві вдаються до влаштування фундаментів глибокого закладання. Їх поділяють на такі види:

- опускні колодязі;
- кесони;
- тонкостінні оболонки;
- бурові опори та фундаменти, що зводяться методом «Стіна в ґрунті».

3.2 Влаштування фундаментів та підземних споруд методом опускного колодязя

Опускні колодязі є відкритою зверху і знизу порожньою конструкцією зазвичай круглого або прямокутного обрису в плані, що занурюється під дією власної ваги або додаткового привантаження в міру розробки та видалення ґрунту всередині неї (рис. 3.2).

Під час спорудження до основних елементів колодязя з монолітного залізобетону варто віднести власне конструкцію оболонки, а також ніж (консоль).

Про призначення опускні споруди можуть бути поділені на два типи: опускні колодязі для влаштування фундаментів відповідальних будівель та споруд та опускні підземні споруди для розміщення в них технологічного обладнання та службових приміщень (водозабірні та каналізаційні насосні станції; підземні гаражі; пересадочні станції метро; камери дроблення збагачувальних та металургійних комбінатів, скіпові ями доменних печей, склади та сховища різного призначення та інші підземні об'єкти). Занурення колодязя до проєктної позначки відбувається мимоволі під дією навантаження колодязя ярусами з блоків та розробки ґрунту під ножом колодязя.

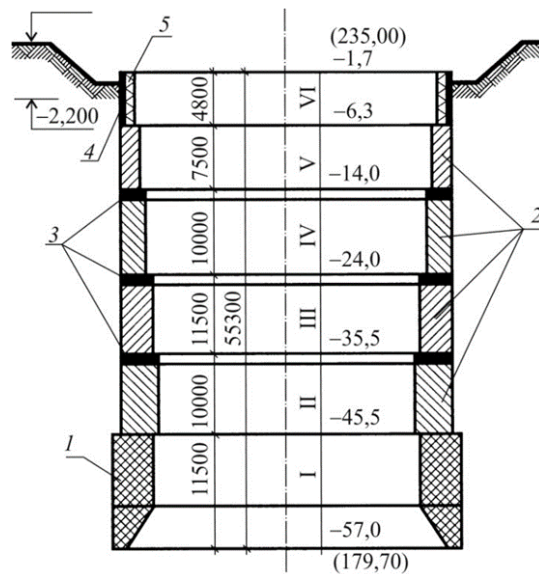


Рисунок 3.2 – Конструкція опускного колодязя:

- 1 – ніж (консоль); 2 – яруси опускання;
3 – монолітні пояси; 4, 5 – панелі та ферми

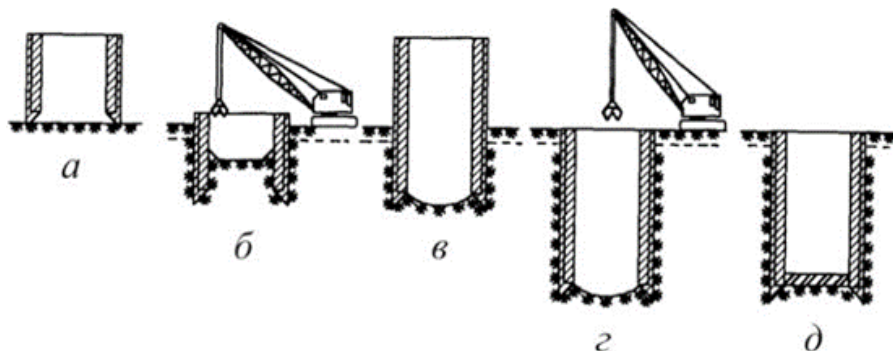


Рисунок 3.3 – Послідовність влаштування опускного колодязя:

- а – виготовлення першого ярусу опускного колодязя на поверхні ґрунту;
б – занурення першого ярусу опускного колодязя в ґрунт; в – нарощування нової секції; г – занурення колодязя на проєктну відмітку; д – заповнення бетоном та влаштування днища

Стіни колодязів або споруджують відразу на повну висоту, або нарощують у міру занурення колодязів у ґрунт. Занурення опускних колодязів у ґрунт роблять з відкачуванням або без відкачування води з їхньої порожнини.

Після досягнення опускним колодязем проектної глибини закладення фундаменту нижню порожнину колодязя повністю або частково заповнюють бетонною сумішшю спочатку підводним способом, а потім насухо. У верхній частині колодязя споруджують розподільну залізобетонну плиту, де згодом ведуть кладку над фундаментної частини споруди, у деяких випадках таку плиту не роблять.

Опускні колодязі застосовують у випадках розташування ґрунтів з достатньою тримальною здатністю на великих (більше 5–8 м) глибинах, коли спорудження фундаментів у відкритих котлованах через складність кріплення їх стін економічно недоцільно або технічно неможливе. Оскільки в подібних випадках окрім опускних колодязів можна застосовувати фундаменти із паль або оболонок, вибір типу фундаменту виробляють на основі техніко-економічного порівняння варіантів.

Перевагою фундаментів з опускних колодязів є можливість занурення їх без використання складного технологічного обладнання. Недоліками їх є великий обсяг кладки і значні труднощі, що виникають при зустрічі колодязів у водонасичених ґрунтах з перешкодами у вигляді великих валунів, скельних прошарків, топляків тощо. Труднощі, пов'язані з необхідністю осушення колодязя, виникають і при посадці його на скельний ґрунт, поверхня якого не буває строго горизонтальною і потребує планування для можливості спирання на нього колодязя по всьому периметру.

Обрис та габаритні розміри опускного колодязя в плані визначаються формою та розмірами поперечного перерізу над фундаментною частиною споруди на рівні обрізу фундаменту, а також тримальною здатністю ґрунту, на який планується оперти колодязь.

У плані опускні колодязі зазвичай мають форму кола або вписаного в нього багатокутника. Монолітні колодязі допускається проектувати прямокутну форму. При прямокутному контурі колодязя кути необхідно закруглювати.

Найбільш раціональною є кругла форма, оскільки стінка круглого колодязя працює тільки на стискування, і при заданій площі основи володіє найменшим зовнішнім периметром, що зменшує сили тертя по їхній бічній поверхні, що виникають при зануренні. Плоскі ж стінки опускних колодязів здебільшого працюватимуть на вигин (що далеко не вигідно), але, з іншого боку, прямокутна і квадратна форма дозволяє більш раціонально використовувати площу внутрішнього приміщення.

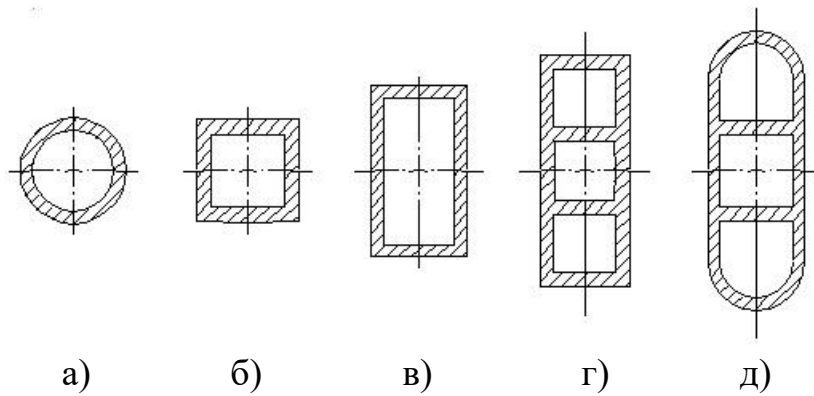


Рисунок 3.4 – Форми перерізів опускних колодязів у плані:
 а – кругла; б – квадратна; в – прямокутна; г – прямокутна з поперечними перегородками; д – із закругленими торцевими стінками

Від горизонтального тиску ґрунту в зовнішніх стінах колодязя виникають згинальні моменти. Зменшення цих моментів досягають пристроєм тримальних внутрішніх стін або тимчасових (на період опускання) розпірок. Відстань у світлі між стінами (розміри шахт) мають бути достатніми для нормальної роботи землерийних снарядів.

У будь-якому випадку обрис колодязя має бути в плані симетричним, тому що будь-яка асиметрія ускладнює його занурення (перекося, відхилення).

Зануренню колодязя в основу пручаються сили тертя стін колодязя об ґрунт. Для зменшення тертя колодязям надають конічну або циліндричну уступчасту форму з використанням тиксотропної суспензії (рис. 3.5).

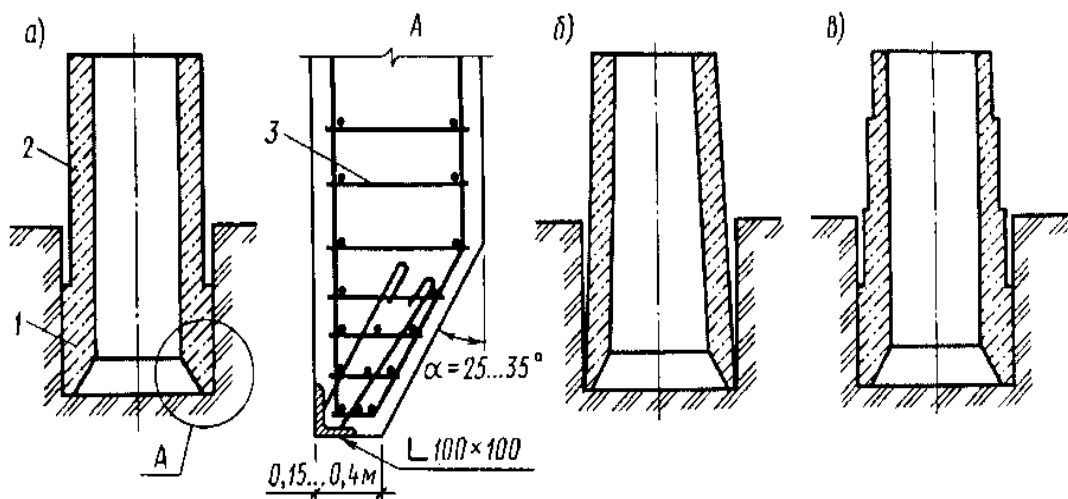


Рисунок 3.5 – Форма вертикальних перерізів монолітних опускних колодязів:
 а) циліндрична; б) конічна; в) циліндрична східчаста; 1 – ножова частина опускного колодязя; 2 – оболонка опускного колодязя; 3 – арматура ножа колодязя

Монолітні залізобетонні колодязі виготовляють безпосередньо над місцем їхнього занурення на спеціально виготовленому вирівняному майданчику. При висоті колодязя понад 10 м його бетонування проводиться окремими ярусами, послідовно. До опускання переступають лише за набором бетону 100 % міцності, що непродуктивно (втрата часу).

Переваги монолітних залізобетонних колодязів:

- простота виготовлення;
- можливість надання їм будь-якої форми;
- відсутність (зазвичай) небезпеки спливання.

До недоліків таких колодязів також необхідно зарахувати:

- велику витрату матеріалів, не виправдану вимогами міцності;
- значну трудомісткість через їхнє виготовлення повністю на будівельному майданчику.

Колодязі з пустотілих прямокутних елементів виконують з монолітною ножовою частиною, на якій монтується оболонка зі збірних блоків, що мають дві порожнечі (рис. 3.6), без перев'язування швів (один на інший). Блоки скріплюються між собою лише у вертикальних швах. В результаті утворюються вертикальні порожнечі в блоках на всю висоту колодязя, що заповнюються бетоном. Якщо криниця розбита по висоті, то у верхній частині кожного ярусу опускання влаштовують монолітний пояс.

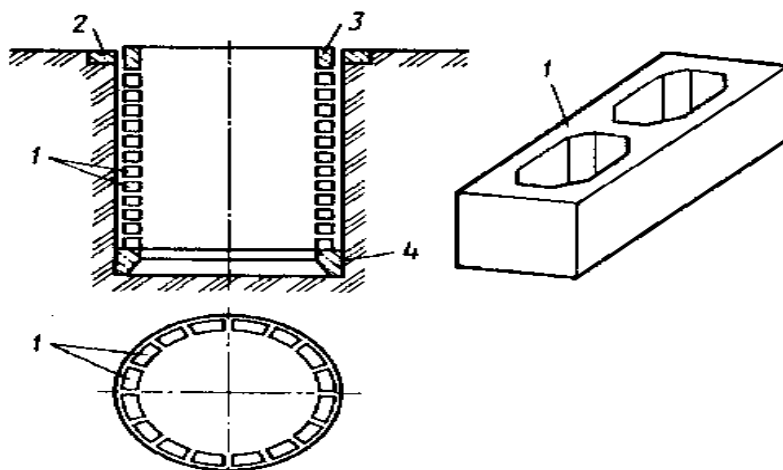


Рисунок 3.6 – Збірний опускний колодязь із пустотілих прямокутних блоків:
1 – блоки; 2 – форшахта; 3 – монолітний залізобетонний пояс; 4 – ніж із монолітного залізобетону

Зі збірних опускних колодязів широкого поширення набули колодязі з плоских вертикальних панелей (клепок) (рис. 3.7).

Кожна з плоских вертикальних панелей (клепок) є елементом стіни колодязя на всю його висоту. При необхідності зведення такого опускного

колодязя більшої висоти стіни його нарощують такими ж панелями, але без ножової частини. При цьому з'єднання панелі між собою з'єднуються за допомогою петльових стиків або накладками на зварюванні.

Основні типи ножів подані на рисунку 3.8.

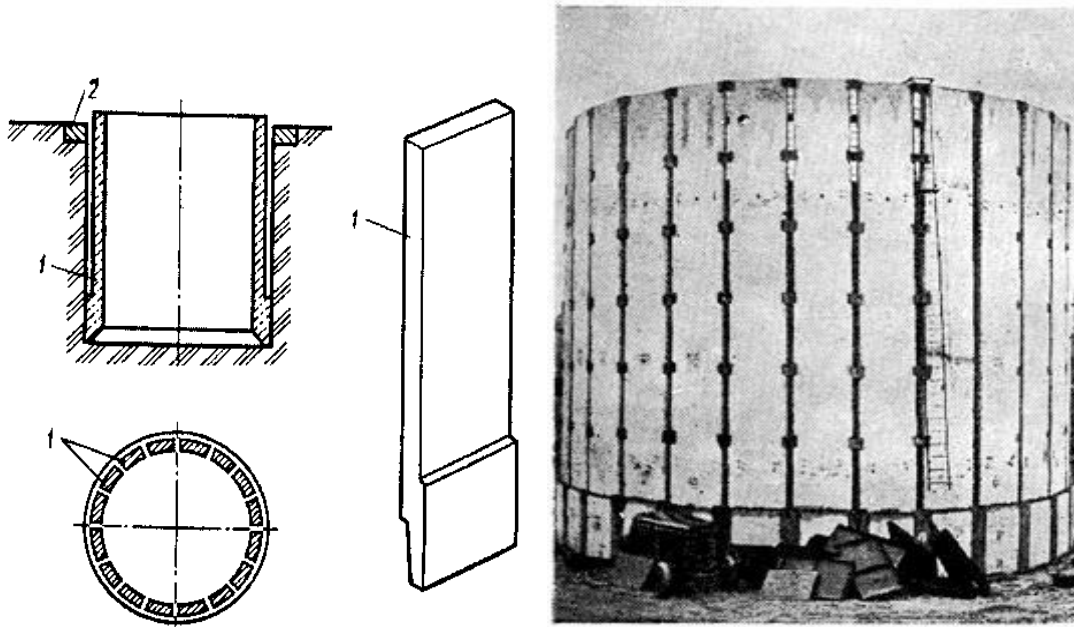


Рисунок 3.7 – Збірний опускний колодязь із плоских суцільних панелей з вертикальним розрізанням елементів конструкції: 1 – панелі; 2 – форшахта

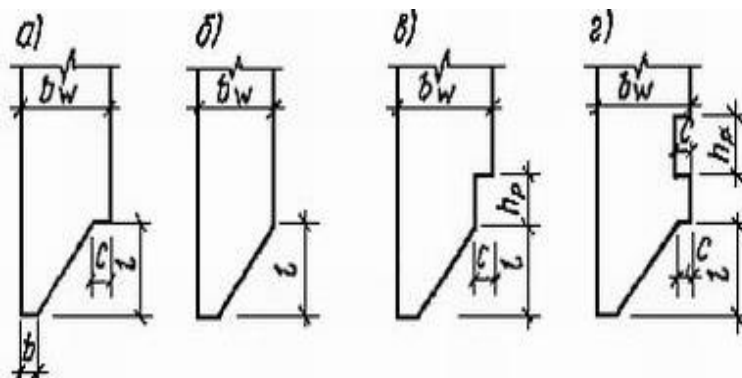


Рисунок 3.8 – Типи ножів опускних колодязів:

b_w – товщина ножової частини із банкеткою; b – ширина банкетки; l – висота скосу ножа; c – розмір полиці для спирання плити; h_p – розмір, що відповідає товщині залізобетонної плити днища

Ножову частину колодязя (ніж) краще виконувати з залізобетону, тому що металева конструкція або облицювання ножа металом не ефективна в ґрунтах з

твердими включеннями, при контакті з якими вона деформується і надалі утрудняється занурення опускання. Нижня частина ножа називається банкеткою.

Ґрунт у колодязі розробляється за двома схемами. Ці дві схеми занурення колодязів називаються:

- 1) насухо (за відсутності підземних вод або із застосуванням відкритого водовідливу чи водозниження);
- 2) з розробкою ґрунту під водою.

Вибір способу розробки ґрунту залежить від розмірів колодязя, геологічних умов будівельного майданчика та місцевих умов будівництва. Наприклад, грейфер застосовують для розробки пухких пісків, легких супісків тощо (рис. 3.9).

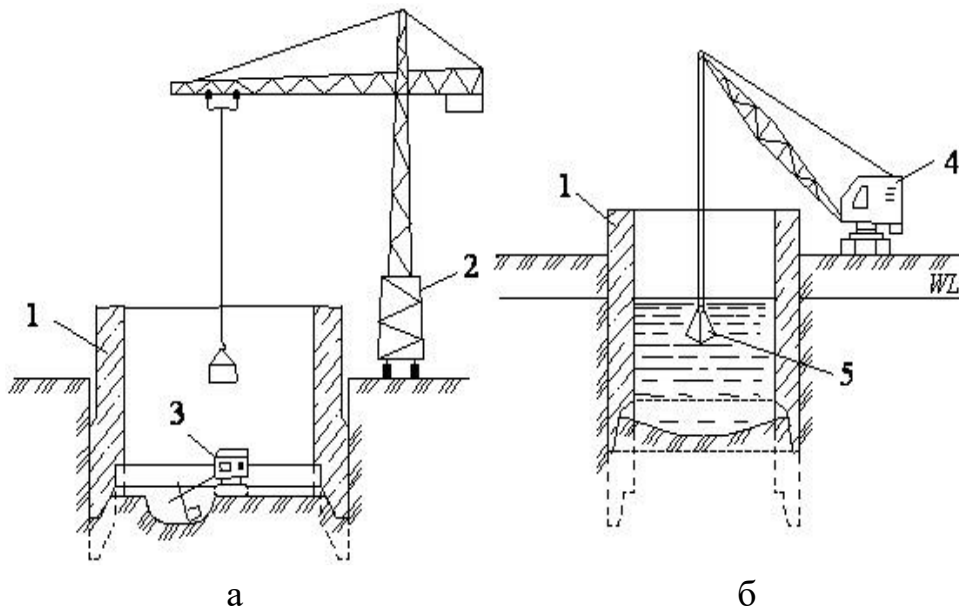


Рисунок 3.9 – Розробка ґрунту в опускному колодязі:

а – насухо за допомогою екскаватора; б – під водою з допомогою грейфера; 1 – колодязь; 2 – баштовий кран; 3 – екскаватор; 4 – кран-екскаватор; 5 – грейфер

Дно опускного колодязя виконується в монолітному залізобетоні незалежно від конструкції оболонки. При зануренні колодязів насухо основа днища вирівнюється матеріалом, що дренає, використовуючи щебінь, гравій, пісок. На рисунку 3.10 подані схеми конструктивних рішень основи днища колодязів.

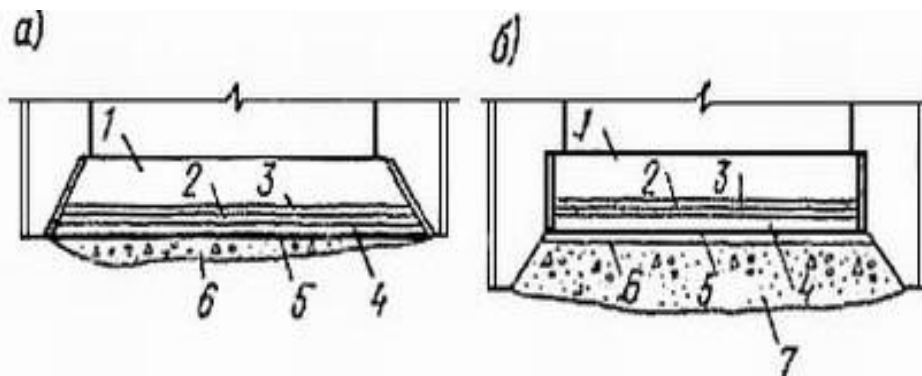


Рисунок 3.10 – Варіанти конструктивних рішень основи дна колодязя:
 а) розробки ґрунту з водозниженням; б) з виїмкою ґрунту з-під води; 1 – залізобетонне монолітне днище; 2 – гідроізоляція бітумними матеріалами; 3 – цементна стяжка; 4 – бетонна підготовка; 5 – толь або руберойд; 6 – дренажний шар; 7 – бетонна подушка

При опусканні колодязя з виїмкою ґрунту з-під води в основі укладають бетонну подушку виконують методом підводного бетонування. Товщина подушки визначається розрахунком на міцність від впливу гідростатичного навантаження під час улаштування днища.

Верхня межа гідроізоляції по зовнішній поверхні стін приймається на 0,5 м вище за прогнозований рівень підземних вод.

Для занурення колодязя (коли всередині нього передбачається влаштування приміщень) по зовнішній поверхні стін влаштовують гідроізоляцію з торкретбетону з нанесенням на неї додатково бітумної фарби. З появою сучасних гідроізолюючих матеріалів виконують просочувальну гідроізоляцію цими складами.

3.3 Занурення опускного колодязя в тиксотропній сорочці

Для подолання сил тертя, що перешкоджають зануренню колодязя, доводиться збільшувати його вагу, навіщо стіни роблять значно товщі, ніж потрібно умови міцності. Однак все-одно може виникнути ситуація, коли сили тертя зростають настільки, що подальше занурення припиняється через зависання ще до досягнення спорудженням проектної позначки.

Для зменшення сил тертя в 1945 році був запропонований інженером А. В. Озеровим метод занурення колодязів в тиксотропній сорочці.

Суть методу: завдяки уступу, що влаштовується у ножовій частині зовні колодязя, при зануренні навколо нього утворюється порожнина (рис. 3.11). Щоб забезпечити стійкість ґрунту стінок порожнини від обповзання або обвалення її заповнюють глинистим розчином з тиксотропними властивостями (бентонітові

глини – монтморилоніт), який утворює тиксотропну сорочку. В результаті контакт колодязя з ґрунтом при нормальному його опусканні відбувається тільки в межах його ножової частини, що має малу площу бічної поверхні, тобто сили тертя значно знижуються. Це практично виключає небезпеку зависання опускних колодязів і дозволяє різко зменшити їхню вагу.

Практика будівництва показує, що стійкість ґрунту при зануренні колодязів у тиксотропній сорочці забезпечується гідравлічним напором глиняної суспензії на 1 м за її щільності $1,05\text{--}1,07\text{ г/см}^3$. Для забезпечення стійкості ґрунтової стінки у верхній частині по периметру гирла сорочки влаштовують форшахту заввишки $0,8\text{--}1,2\text{ м}$ у вигляді залізобетонного поясу.

Тиксотропна сорочка вище за рівень зовнішнього уступу ножа виключає виникнення сил тертя по зовнішній поверхні оболонки колодязя.

Висота ножової частини (відстань від банкетки до зовнішнього уступу) приймається не менше $2\text{--}2,5\text{ м}$ незалежно від глибини занурення, ширина уступу $100\text{--}150\text{ мм}$.

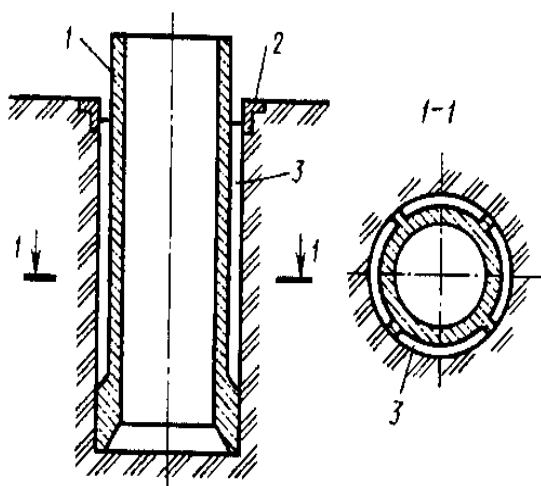


Рисунок 3.11 – Схема занурення опускного колодязя в тиксотропній сорочці:
1 – опускний колодязь; 2 – форшахта; 3 – тиксотропна сорочка

Для запобігання витoku глиняного розчину по периметру вздовж зовнішньої стінки ножової частини колодязя, на його уступі влаштовують ущільнювач. Варіант конструкції ущільнювача поданий на рисунку 3.12.

Після досягнення колодязем проєктної позначки глинистий розчин порожнини тиксотропної сорочки замінюється цементно-піщаним розчином, галечником або гравієм.

При навантаженні опускних колодязів у ґрунт можуть виникнути такі ускладнення:

- перекося;
- зависання;

- мимовільне опускання;
- поява тріщини у стінах.

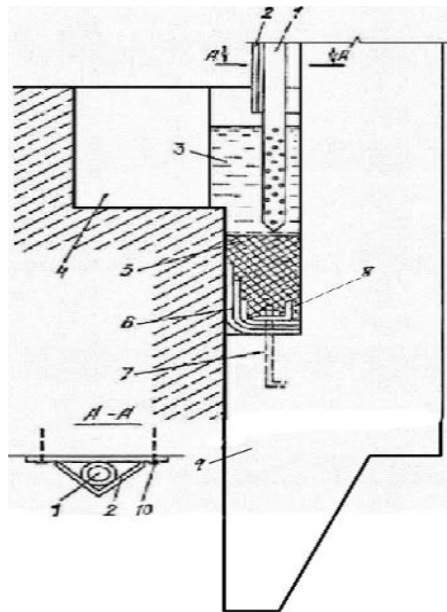


Рисунок 3.12 – Манжет тиксотропної сорочки:

- 1 – ін’єкційна труба; 2 – захисний куточок; 3 – тиксотропна глиняста суспензія;
 4 – форшахта; 5 – глиняний замок; 6 – ущільнювач із транспортерної стрічки; 7 –
 анкерний болт; 8 – притискний куточок; 9 – ножова частина стінки колодязя;
 10 – кріпильна планка

Для запобігання перекосам – через кожен метр занурення колодязя перевіряють його вертикальність геодезичними інструментами (теодоліт тощо). Виявлені перекося (крени) виправляють:

- випереджальною та більш інтенсивною розробкою ґрунту під менш навантаженою ножовою частиною;
- додатковим привантаженням цієї ж ділянки;
- зменшенням локального тертя ґрунту цієї ділянки об зовнішню поверхню стіни (відкопування ґрунту, його розмив гідроолкою або віброруйнування).

Зависання усувають збільшенням ваги колодязя (нарощування ярусу, додаткове привантаження каменем або бетонними блоками тощо) або зменшенням тертя за допомогою різних промивних пристроїв.

Мимовільне опускання відбувається у тих випадках, коли основа складена слабкими ґрунтами і не витримує навантажень від колодязя. Його зупиняють шляхом підведення під ножову частину (під похилій її частину) спеціальних залізобетонних блоків, що збільшують площу його спирання на ґрунт.

У тому випадку, коли довільне опускання передбачається заздалегідь, із зовнішнього боку потроюють кільцеву залізобетонну консоль, яка, спираючись на попередньо підготовлений майданчик землі, затримує подальше занурення.

3.4 Розрахунок опускного колодязя

Опускні колодязі належать до фундаментів глибокого закладення і розраховуються відповідно до ДБН В.2.1-10:2018 «Основи та фундаменти будівель та споруд. Основні положення».

Для проектування опускних колодязів необхідні відомості про інженерно-геологічні умови будівельного майданчика, фізико-механічні характеристики ґрунтів, призначення колодязів і навантаження, що діють на них у період експлуатації. Відповідно до цих даних призначаються форма і габарити опускного колодязя, приймається його конструкція (збірний, монолітний, бетонний або залізобетонний), визначаються зовнішні і внутрішні розміри, вибирається спосіб занурення тощо. Обриси ножа опускного колодязя призначають залежно від ґрунтів, що прорізаються, і конструкції колодязя.

Товщину стін колодязів призначають із розрахунку подолання власною вагою сил опору по бічній поверхні колодязя, що виникають під час його занурення. При цьому навантаження і впливи на колодязь у процесі будівництва та експлуатації різні, тому розрахунки опускних колодязів повинні проводитися на найбільш несприятливі поєднання навантажень та впливів для умов будівництва та експлуатації споруди.

Для умов будівництва виконуються розрахунки на:

- міцність опускних колодязів за наявності тільки зовнішніх стін;
- міцність опускних колодязів чи першого ярусу при знятті з тимчасової основи, зануренні опускного колодязя;
- міцність опускних колодязів при розрахунках за схемами, які враховують наявність зовнішніх стін та днища;
- міцність ножа з урахуванням можливих перекосів при опусканні, спливанні опускного колодязя;
- стійкість опускних колодязів на зсув, перекидання опускних колодязів (при розробці одnobічних виробок);
- визначення необхідної ваги для подолання сил тренування ґрунту на поверхні стіни опускного колодязя при його зануренні, спливанні;
- можливість виникнення розтягувальних зусиль у стінах опускного колодязя при перекосі чи зависанні.

Для умов експлуатації споруди, влаштовані способом опускного колодязя, повинні розраховуватися на:

- спливання споруди;
- стійкість на зсув споруд, що розташовуються на схилі;
- міцність конструкцій стін, внутрішніх перегородок, днища (залізобетонної плити чи бетонної підлоги);

– стійкість на зсув по підшві на перекидання та загальну стійкість разом з основою – при значних однобічних навантаженнях.

Основним розрахунковим фактором при проектуванні опускних колодязів є опір зануренню колодязя, що виникає від дії сил тертя по бічній поверхні оболонки та ножа, які також виникають від тиску ґрунту.

Тиск ґрунту на стіни опускних колодязів визначається з рішення В. Г. Березанцева, який розглядав у 1952 р. асиметричне завдання взаємодії циліндричної споруди з призмою обвалення ґрунту під постійним кутом $\theta = \text{const}$.



Рисунок 3.13 – Вчений в галузі будівельної механіки
Березанцев Всеволод Глібович

Кути нахилу призми обвалення θ_a (у разі активного тиску ґрунту) і призми випирання θ_p (у разі пасивного тиску ґрунту) дорівнюватимуть:

$$\theta_a = 45^\circ + \frac{\varphi}{2}; \quad (3.1)$$

$$\theta_p = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}, \quad (3.2)$$

де φ – кут внутрішнього тертя ґрунту.

При цьому тиск ґрунту \bar{p}_h по глибині колодязя з урахуванням навантаження на поверхні q дорівнюватиме:

$$\bar{p}_h = \gamma \times r \times k_1 + q \times k_2 - c \times k \times k_3; \quad (3.3)$$

де

$$k_1 = \frac{\sqrt{\lambda_a}}{\lambda - 1} \left[1 - \left(\frac{r}{r_b} \right)^{\lambda - 1} \right]; \quad (3.4)$$

$$k_2 = \left(\frac{r}{r_b} \right)^\lambda \lambda_a; \quad (3.5)$$

$$k_3 = ctg\varphi \left[\left(\frac{r}{r_b} \right)^\lambda \lambda_a - 1 \right]; \quad (3.6)$$

$$\lambda = 2tg\varphi \cdot \sqrt{\lambda_p}; \quad (3.7)$$

$$r_b = r + z\sqrt{\lambda_a}; \quad (3.8)$$

$$\lambda_a = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (3.9)$$

$$\lambda_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad (3.10)$$

де γ – питома вага ґрунту;

k – коефіцієнт, що враховує зменшення тертя (зчеплення) ґрунту в результаті зсуву і призначається залежно від консистенції ґрунту за таблицею 3.1;

k_1, k_2, k_3 – коефіцієнти, що залежать від кута внутрішнього тертя ґрунту φ і відношення та зумовлені за таблицею 4.2 або $\frac{z}{r}$ в БНіП для практичного використання;

c – питоме зчеплення ґрунту;

λ_a – коефіцієнт активного тиску ґрунту;

λ_p – коефіцієнт пасивного тиску ґрунту;

λ – коефіцієнт тиску ґрунту;

z – відстань від поверхні ґрунту до аналізованого перерізу;

q – суцільне вертикальне рівномірно розподілене навантаження;

δ – товщина стінки колодязя;

r_b – радіус внутрішнього кола колодязя;

r_n – радіус зовнішнього кола колодязя;

r_o – відстань від середини стінки колодязя до центральної осі колодязя.

Інші позначення згідно з рисунком 3.14.

Таблиця 3.1 – Значення коефіцієнта, що враховує зменшення зчеплення ґрунту в результаті зсуву

Ґрунти		Значення коефіцієнта k у розрахунках за	
		1 групою граничних станів	2 групою граничних станів
Ґлина	тверда	0,22	0,33
	напівтверда	0,25	0,38
	туго пластична	0,29	0,43
	м'яко пластична	0,65	1,0
пісок		0,5	1,0

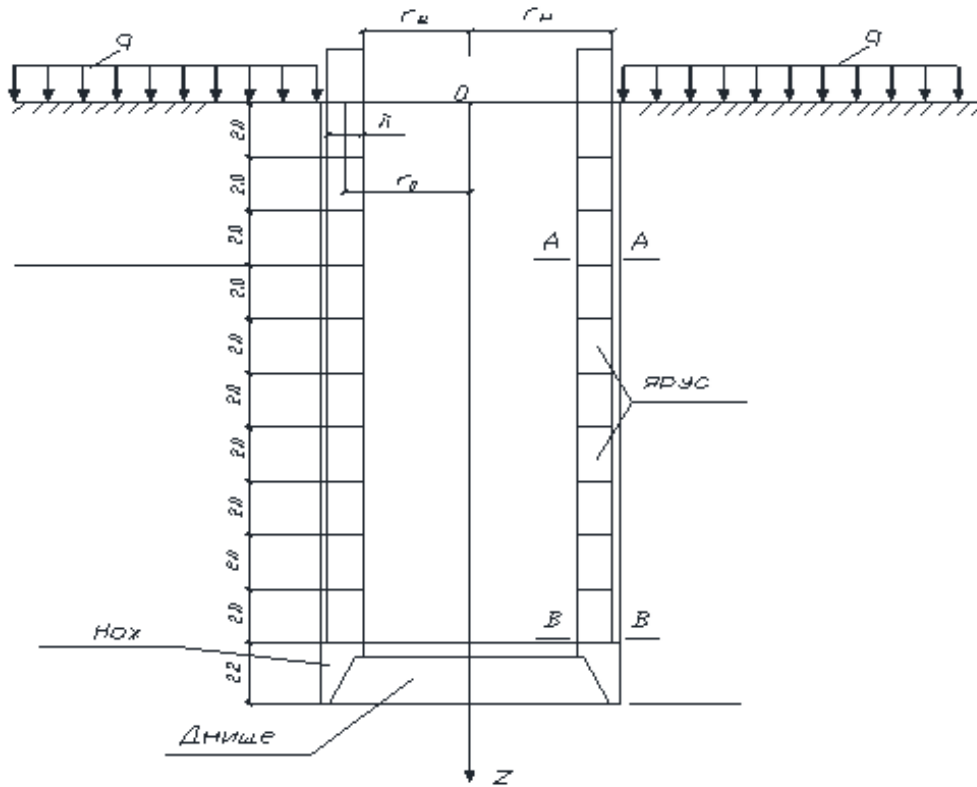


Рисунок 3.14 – Схема до розрахунку опускного колодезя

Під час проектування опускних колодезів варто відрізнити тиск ґрунту на різних стадіях: занурення, спливання та експлуатації.

Горизонтальні тиски ґрунту на різних стадіях дорівнюватимуть:

у стадії занурення
$$p_h = \frac{\bar{p}_h + c_0 \sqrt{\lambda_a}}{1 - \operatorname{tg} \varphi_0 \sqrt{\lambda_a}}; \quad (3.11)$$

у стадії спливання
$$p_{h1} = \frac{\bar{p}_h - c_0 \sqrt{\lambda_a}}{1 + \operatorname{tg} \varphi_0 \sqrt{\lambda_a}} \geq 0; \quad (3.12)$$

у стадії експлуатації
$$p_{h0} = (\gamma z + q) \lambda_0; \quad (3.13)$$

де c_0 , φ_0 – питоме зчеплення та кут внутрішнього тертя ґрунту, що приймаються за відсутності покриттів стін та електроосмосу рівними:

$$\left. \begin{aligned} c_0 &= ck \\ \varphi_0 &= \varphi \end{aligned} \right\}; \quad (3.14)$$

де λ_0 – коефіцієнт бічного тиску ґрунту в стані спокою, приймається рівним:

$$\lambda_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}, \quad (3.15)$$

де ν – коефіцієнт Пуассона, що приймається за таблицею 3.3.

Таблиця 3.2 – Визначення коефіцієнтів k_1, k_2, k_3

$\frac{z}{r}$	Значення k_1, k_2, k_3 при φ , град							k
	10	15	20	25	30	35	40	
0	0	0	0	0	0	0	0	k_1
0,50	0,32	0,26	0,20	0,16	0,13	0,10	0,08	
1,00	0,62	0,49	0,36	0,28	0,21	0,16	0,11	
1,50	0,92	0,71	0,50	0,37	0,27	0,20	0,13	
2,00	1,15	0,90	0,62	0,42	0,30	0,23	0,15	
2,50	1,30	1,00	0,72	0,47	0,32	0,25	0,16	
3,00	1,45	1,10	0,80	0,52	0,34	0,26	0,17	
3,50	1,60	1,20	0,85	0,56	0,36	0,27	0,17	
4,00	1,70	1,30	0,90	0,60	0,38	0,27	0,17	
4,50	1,79	1,38	0,95	0,64	0,40	0,27	0,17	
5,00	1,38	1,45	1,00	0,68	0,42	0,27	0,17	
0	0,81	0,60	0,49	0,40	0,33	0,27	0,22	k_2
0,50	0,64	0,46	0,37	0,28	0,21	0,15	0,11	
1,00	0,58	0,38	0,29	0,20	0,14	0,08	0,06	
1,50	0,50	0,33	0,23	0,15	0,10	0,05	0,04	
2,00	0,46	0,30	0,20	0,12	0,07	0,04	0,02	
2,50	0,43	0,27	0,17	0,09	0,05	0,03	0,01	
3,00	0,41	0,25	0,15	0,08	0,04	0,02	0	
3,50	0,39	0,24	0,14	0,07	0,04	0,02	0	
4,00	0,38	0,23	0,13	0,06	0,03	0,01	0	
4,50	0,36	0,21	0,12	0,05	0,03	0,01	0	
5,00	0,35	0,20	0,11	0,04	0,02	0,01	0	
0	1,70	1,50	1,40	1,25	1,05	1,00	0,90	k_3
0,50	2,25	2,00	1,75	1,55	1,30	1,15	1,05	
1,00	2,60	2,30	1,95	1,70	1,45	1,30	1,13	
1,50	2,90	2,50	2,10	1,85	1,52	1,38	1,18	
2,00	3,05	2,65	2,25	1,90	1,58	1,40	1,20	
2,50	3,15	2,75	2,30	1,95	1,60	1,40	1,20	
3,00	3,30	2,83	2,35	1,97	1,65	1,40	1,20	
3,50	3,45	2,90	2,40	2,00	1,66	1,40	1,20	
4,00	3,55	2,95	2,45	2,00	1,68	1,40	1,20	
4,50	3,63	3,00	2,47	2,05	1,70	1,40	1,20	
5,00	3,80	3,05	2,50	2,10	1,70	1,40	1,20	

Розрахунок занурення колодязя варто проводити за умови:

$$\frac{G}{F + Nu} \geq \gamma_{f1}; \quad (3.16)$$

де G – вага колодязя та привантаження з урахуванням коефіцієнта надійності за навантаженням – $\gamma_f = 0,9$;

F – сила тертя стін колодязя по ґрунту при зануренні колодязя;

N_u – вертикальна складова сили граничного опору основи під ножом, кН;

γ_{f1} – коефіцієнт надійності занурення: $\gamma_{f1} > 1$ в момент руху колодязя та $\gamma_{f1} = 1$ у момент зупинки колодязя або ярусу на проектній позначці.

Таблиця 3.3 – Розрахункові характеристики піщаних та глинистих ґрунтів

Ч. ч.	Ґрунт	Розрахункові характеристики	
		ν	λ_0
1.	Піски гравелисті та великі	0,23	0,30
2.	Піски середньої крупності	0,26	0,35
3.	Піски дрібні	0,28	0,38
4.	Піски пилюваті та супіски $I_L \leq 0,25$	0,30	0,43
5.	Супіски при $0,25 \leq I_L \leq 0,75$, суглинки при $I_L \leq 0,5$	0,33	0,49
6.	Суглинки при $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	0,35	0,54
7.	Глини при $I_L \leq 0,5$	0,39	0,64
8.	Глини при $0,5 \leq I_L \leq 0,75$	0,42	0,72

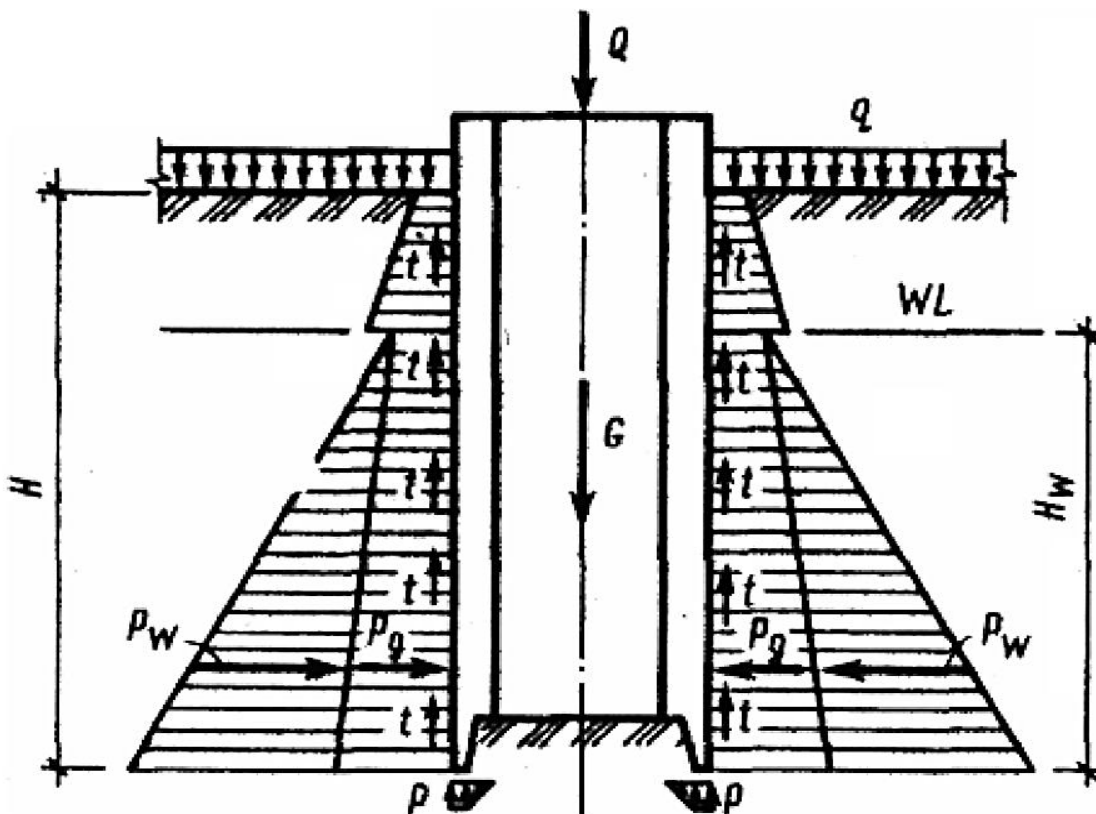


Рисунок 3.15 – Схема навантажень, що діють на опускний колодезь під час його занурення

Всі розрахунки опускних колодезів необхідно проводити за граничними станами першої групи, за винятком розрахунків основ по деформаціях та розкриття тріщини елементів конструкції, які виконуються за граничними станами другої групи.

3.5 Кесонні фундаменти. Конструкції та зведення кесонних фундаментів

Кесон є залізобетонною не проникливою для повітря відкритою знизу конструкцією, що складається з стелі та бічних стін.

Кесон (від фр. Caisson – «ящик») – конструкція для утворення під водою або у насиченому водою ґрунті робочої камери, вільної від води. У кесон безперервно подається стиснуте повітря по трубах із компресорної станції. Тиск залежить від товщини водоносної кулі, яка відлічується від ножової частини. Таким чином, проникнення в порожнину кесону води неможливе, а в його робочій камері утворюється робочий простір, де, власне, і виконуються роботи.

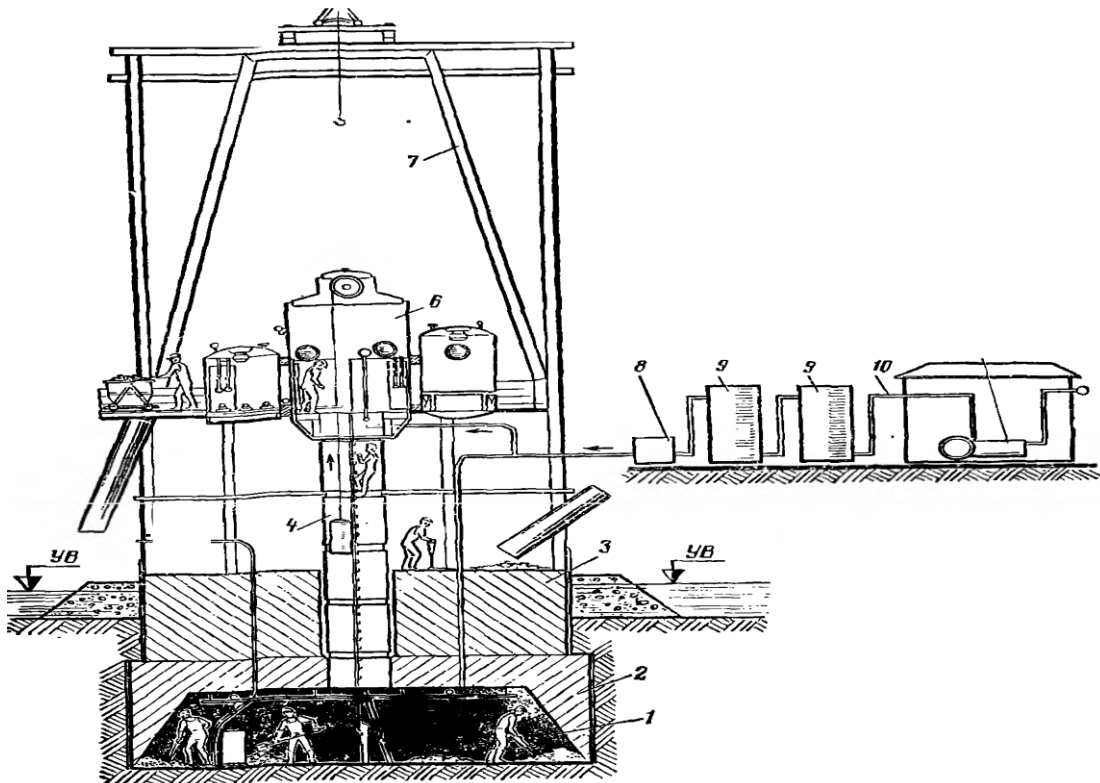


Рисунок 3.16 – Схема зведення кесонного фундаменту:

- 1 – робоча камера кесона; 2 – кесон; 3 – надкесонна кладка; 4 – шахтні труби; 5 – сифонна труба; 6 – шлюзовий апарат; 7 – надстельовий кран; 8 – очищувач повітря; 9 – повітрозбірник; 10 – повітряні труби; 11 – компресор

Кесонний спосіб проходження ґрунтів застосовують у різних галузях будівництва (шахто будуванні, тунелебудуванні та ін.), коли необхідно за допомогою стисненого повітря віджати воду та осушити робоче місце для виробництва земляних робіт.

Переваги кесонної проходження ґрунтів – вони дозволяють зводити фундаменти глибокого закладання в будь-яких геологічних та гідрогеологічних умовах, дають можливість подолання будь-яких перешкод та надійного спирання

підшви фундаменту на тримальні породи, а також можливість детального обстеження та найбільш достовірного визначення тримальної здатності ґрунтів шляхом випробувань ґрунтів, основи, що залягають в основі фундаменту.

До недоліків кесонного способу насамперед відносяться шкідливі умови робіт під стисненим повітрям, що викликають серйозні порушення нормальної діяльності організму (так звана кесонна хвороба). Крім цього, кесонні фундаменти трудомісткі вимагають великого об'єму монолітного бетону, а для опускання кесона необхідне складне обладнання. За обсягами робіт і вартістю кесонні фундаменти виявляються дорожчими за фундаменти інших видів.

Кесон зазвичай споруджується на поверхні і занурюється в ґрунт під дією власної ваги та ваги над кесонною будовою по мірі виїмки ґрунту. Кесон складається зі стелі та стін, званих консолями (рис. 3.17).

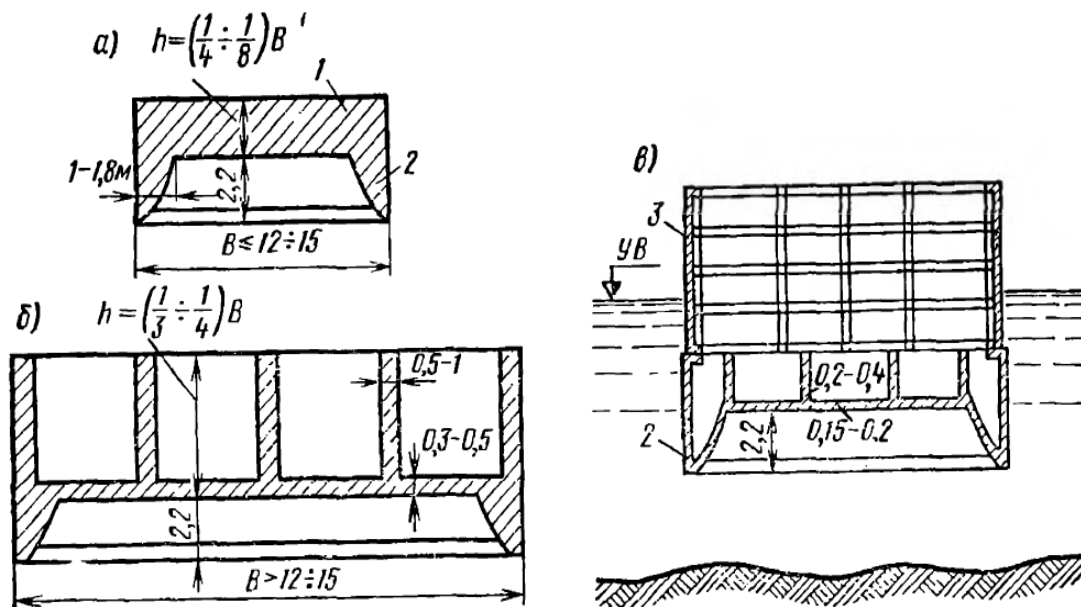


Рисунок 3.17 – Схеми кесонів:

1 – стеля; 2 – консоль; 3 – перемичка

У плані форма кесонів зазвичай прямокутна (рідше з напівкруглими торцями), із ставленням сторін до 1 : 4. Кесони невеликої площі іноді виконують круглими.

Нині кесони роблять лише із залізобетону. Раніше їх виготовляли із сталі, дерева, кам'яної кладки, бетону, армованого брусами або рейками (деревобетон).

За санітарними нормами найменша висота робочої камери кесона дорівнює 2,2 м. Товщина консолей у місці примикання до стелі зазвичай становить 1,5–2 м. Консоль закінчується банкеткою шириною 25 см, посиленою ножом із листової та профільної сталі. Конструкцію ножів, як і в опускних колодязях, призначають залежно від щільності прохідних ґрунтів.

Для сполучення робочої камери із зовнішнім простором використовують спеціальне шлюзове обладнання, яке складається з шлюзового апарату та шахтних труб і виготовлене з листової сталі. Шлюзовий апарат також має центральну камеру і дві камери – пасажирську та вантажну.

Для опускання людей на робочу камеру в пасажирській прикамерці знижується тиск до атмосферного, туди люди заходять, і двері зачиняються. Далі в прикамерці повільно підвищується тиск до того рівня, який є в робочій камері кесону. Коли вони зрівнюються, відчиняються двері до центральної камери та люди через шахтну трубу по драбині або ліфтом опускаються до робочої камери. Весь процес переходу від атмосферного тиску до підвищеного, залежно від різниці між ними, триває 5–60 хвилин. Тиск у робочій камері кесону, коли там працюють люди, не повинен перевищувати 0,35–0,4 МПа, що відповідає висоті стовпа води над робочим місцем 35–40 м. У таких умовах людина може перебувати не більше 2 годин, з яких лише одну годину можна займатися фізичним трудом. Послідовність кесонних робіт подана на рисунку 3.18.

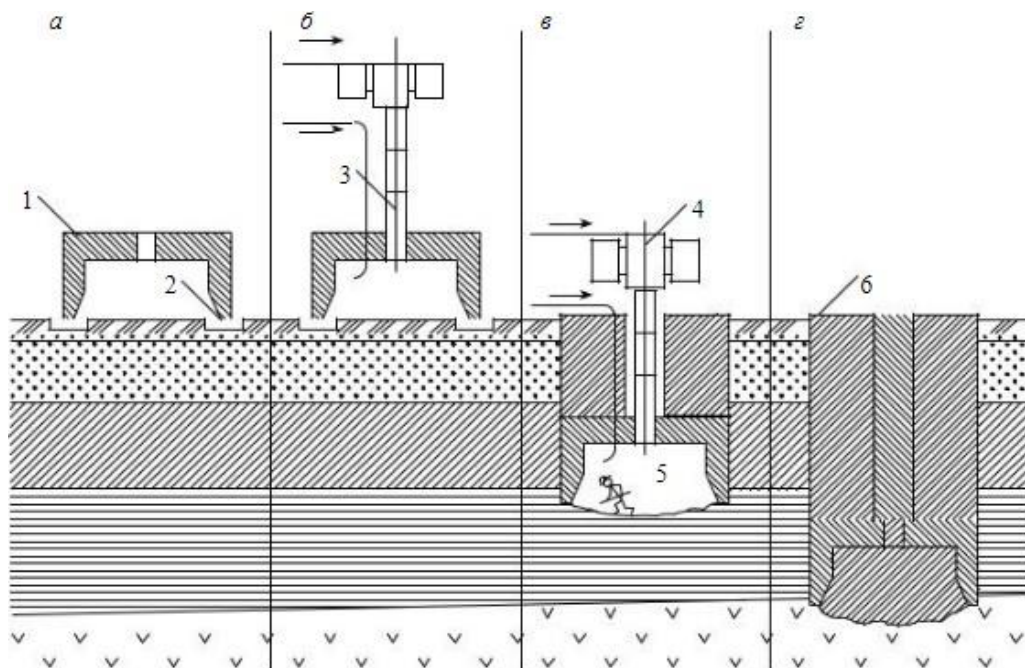


Рисунок 3.18 – Етапи занурення кесону: *а* – виготовлення власне кесону; *б* – встановлення шахтної труби та шлюзового апарату; *в* – мурування над кесонною частиною після часткового занурення; *г* – заповнення внутрішнього простору кесону

Породу в робочій камері розробляють механізованим інструментом, іноді із застосуванням вибухів, коли, наприклад, під ніж потрапляє валун. Нагору добутий ґрунт піднімають через вантажний прикамерок баддями. Часто розроблення ґрунту виконують гідромоніторами від середини до ножа.

Незадовго до Другої світової війни під час будівництва мосту через Дніпро у Києві було здійснено так зване «сліпе» занурення кесону в піщаному ґрунті. Все управління засобами гідромеханізації було зосереджено за межами робочої камери, а розроблення ґрунту та його видалення виконували без присутності робітників у камері. Тут було досягнуто рекордної швидкості занурювання – до 7 м за день замість звичайних 1–1,5 м.

Після досягнення кесоном проектної позначки досліджують ґрунт на дні контрольним бурінням або випробуванням штампом, а потім камеру кесону заповнюють бутобетоном або бетоном, починаючи від ножа до середини, щільно підбиваючи її під стелю кесону. Потім розбирають шахтні труби та шлюзовий апарат та порожнину заповнюють бетоном або піском. У зв'язку з великою шкідливістю для людини робіт в умовах підвищеного тиску, кесони звичайно замінюють буровими глибокими опорами, тонкостінними оболонками та іншими типами фундаментів.

3.6 Розрахунок кесонів

Розміри кесона у плані визначають розрахунком фундаменту на дію зовнішніх експлуатаційних навантажень.

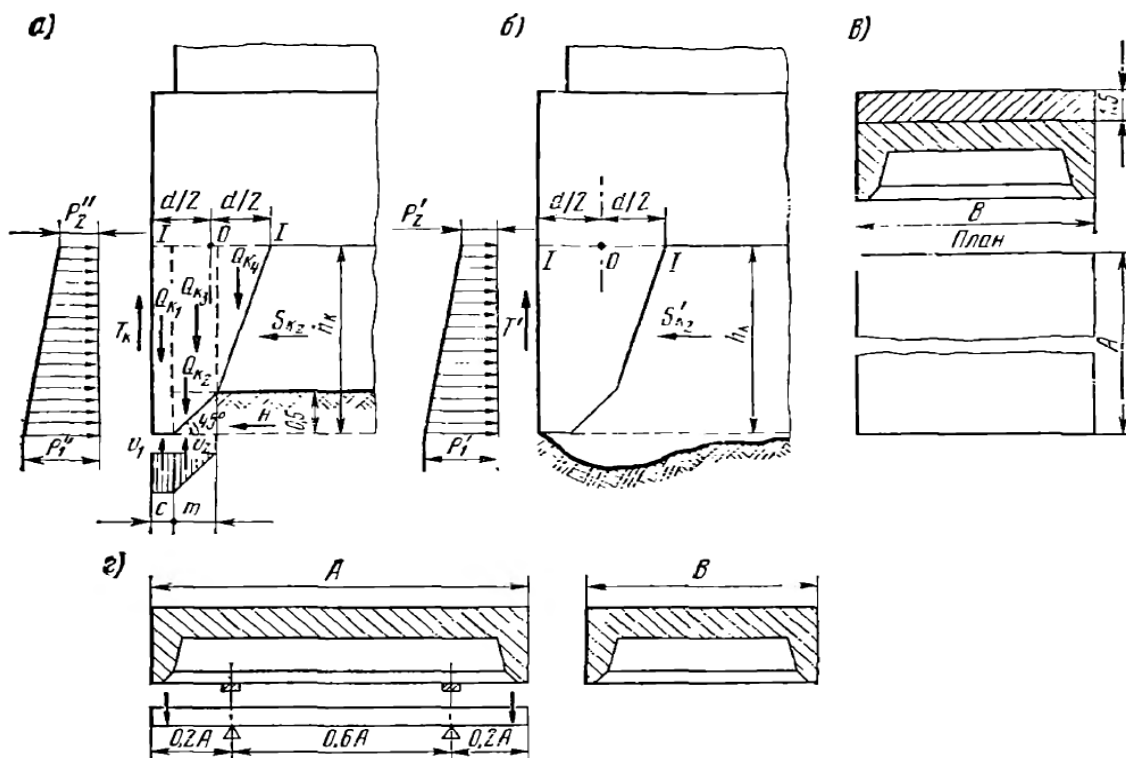


Рисунок 3.19 – Схеми для розрахунку кесона

У процесі занурення кесон зазнає значних навантажень короткочасної дії, на які повинні бути перевірені його міцність і тріщиностійкість. Перевірки виробляють на розрахункові навантаження; при цьому розрахункові опори матеріалів підвищують на десять процентів.

Кесон розраховують на такі чотири випадки:

1. Кесон опущений до проєктної позначки, ніж занурений у ґрунт на 0,5 м, тиск у камері дорівнює гідростатичному на рівні ножа.
2. Кесон опущений до проєктної позначки, ґрунт з-під ножа обраний і тиск у камері знижено на 50 % (форсована посадка).
3. Кесон спирається на ґрунт по периметру ножа, стеля на завантажений шаром кладки заввишки 1,5 м.
4. Кесон стоїть на чотирьох фіксованих підкладках.

За першими двома розрахунковими випадками перевіряють міцність консолі в місці примикання до стелі, за третім випадком – міцності стелі, за четвертим – міцність кесона на вигин (перелом).

Контрольні запитання

1. Які основні типи фундаментів глибокого закладання застосовуються у сучасному будівництві та які їхні переваги?
2. У чому полягає технологія влаштування фундаментів і підземних споруд методом опускного колодязя?
3. Як здійснюється розрахунок опускного колодязя та які фактори при цьому враховуються?

Завдання до самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Які особливості має занурення опускного колодязя в тиксотропній сорочці та чому цей метод застосовують?
2. Чим кесонні фундаменти відрізняються від опускних колодязів за конструкцією та умовами зведення?
3. Які основні положення враховуються при розрахунку кесонів для забезпечення їхньої надійності?

4 ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ, ЩО БУДУЮТЬ ЗАКРИТИМ СПОСОБОМ

План

- 4.1 Тунелі. Загальні відомості.**
- 4.2 Буровибуховий спосіб будівництва.**
- 4.3 Комбайновий спосіб проходження.**
- 4.4 Проходження тунелів у сильнотріщинуватих і м'яких породах.
Новоавстрійський спосіб проходження (НАТМ).**
- 4.5 Щитові методи проходження.**
- 4.6 Щити з привантаженням вибою.**
- 4.7 Проходження тунелів під захистом екрана з труб.**
- 4.8 Підземні споруди дериваційних гідроелектростанцій.**
 - 4.8.1 Дериваційні схеми ГЕС.**
 - 4.8.2 ГЕС з безнапірною деривацією.**
 - 4.8.3 Головна схема з напірною і безнапірною дериваціями.**
 - 4.8.4 Кінцева схема із напірною і безнапірною дериваціями.**
 - 4.8.5 Проміжна схема з напірною і безнапірною дериваціями.**
- 4.9 Підземні та напівпідземні машинні зали гідроелектростанцій.**

4.1 Тунелі. Загальні відомості

Бурхливе зростання великих міст, що супроводжується зростанням населення, зростанням обсягів промислово-цивільного будівництва та різким збільшенням транспортних засобів, призводить до дефіциту вільних територій, особливо в центральній частині міст, і вимагає організації руху транспорту. Будівництво в таких умовах автодорожніх тунелів глибокого закладання дозволяє без порушення забудови розділити автомобільні та пішохідні потоки, підвищуючи зручність населення та безпеку руху. Воно застосовується при будівництві підземних споруд, розташованих на значній глибині від поверхні землі, без розтину денної поверхні та в особливих випадках, коли пристрій відкритих котлованів неможливий з низки технологічних, природоохоронних, соціальних чи інших причин.

Тунелі (фр. *tonnelle* від фр. *Tonneau* – «бочка»; вар.: тунель) – горизонтальна або похила підземна споруда, один з вимірів якої (довжина) значно перевершує за розмірами два інших (ширину та висоту).

Тунелем прийнято називати підземна інженерна споруда, що знаходиться на відомій глибині від поверхні землі та слугує для пропуску транспорту або для

інших цілей.

Тунель є горизонтальною або похилою виробкою і має дві частини: верхню, звану калоттою, і нижню, звану штросою (рис. 4.1).

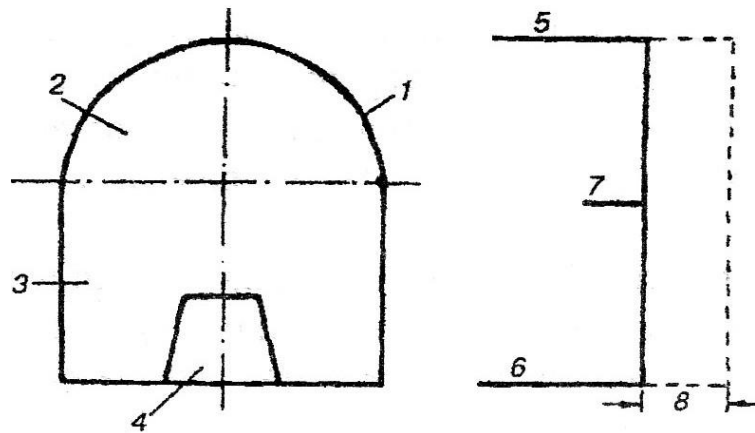


Рисунок 4.1 – Горизонтальна виробка:

1 – тунель; 2 – калотта; 3 – штроса; 4 – штольня; 5 – покрівля;
6 – підшва; 7 – забій; 8 – заходка

Виробка меншого поперечного перерізу, що слугує для допоміжних цілей при будівництві тунелю, називається штольнею. Горизонтальні виробки мають покрівлю, стіни та підшву. Торець виробки, в якому розробляють породу, називається вибоєм.

Постійна тримальна конструкція гірничої виробки, що слугує для підтримки її в безпечному стані і виконується з бетону, монолітного або збірного залізобетону, а також з чавунних тьюбінгів, називається обробкою або постійним кріпленням і складається зі склепіння, стін, зворотного склепіння або лотка (рис. 4.2).

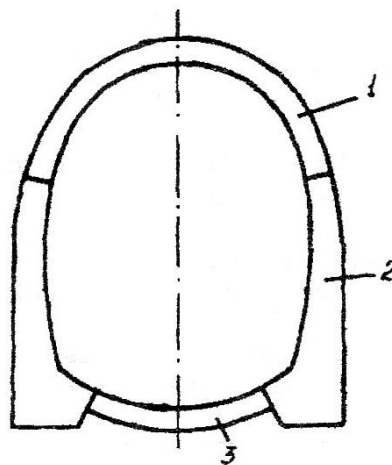


Рисунок 4.2 – Елементи тунельної обробки:

1 – склепіння; 2 – стіна; 3 – зворотний звід (лоток)

Одночасно обробка утворює внутрішню поверхню підземної споруди.

Вигляд та конструкція тунелі залежать від його призначення.

Часто цим визначається і глибина закладання тунелю під рівнем природної поверхні землі. За цією ознакою тунелі поділяються на 2 типи:

1) тунелі глибокого закладання (розташовані на великій глибині в товщі гірських порід);

2) тунелі дрібного закладення.

(влаштовуються на незначній глибині або так, що їхнє верхнє перекриття розташовується безпосередньо під природною поверхнею ґрунту або вище проїзду).

До тунелів I типу (глибокого закладання) зазвичай належать такі міські тунелі:

1) гірські тунелі;

2) тунелі метрополітену;

3) підводні тунелі.

Тунель може бути пішохідним або велосипедним, для руху автомобілів або поїздів, трамваїв, переміщення води (дериваційні тунелі гідроелектростанцій, каналізаційні колектори), прокладки мереж міського господарства тощо. Існують також так звані екологічні тунелі, що прокладаються під автомобільними або залізницями служать у тому, щоб звірі могли безпечно переміщатися.

Основну частину метро також прокладено у вигляді тунелів. Щоб уникнути перетинів, лінії метро прокладають на різній глибині (рівні).

Тунелі будують для подолання природних перешкод (наприклад, тунелі під горами), скорочення шляху (тунель через гору замість дороги навколо), скорочення часу руху (тунель замість поромної переправи). Тунелі під водними перешкодами часто будують замість мостів там, де мости могли б перешкодити проходу суден. Також тунелі будують, щоб уникнути перетину різних транспортних потоків на одному рівні (підземні переходи, тунелі замість залізничних переїздів, тунелі).

У практиці підземного будівництва, залежно від фізико-механічних характеристик ґрунтів, розмірів і форми поперечного перерізу виробітку, а також його призначення переважно застосовуються три способи проходження: щитовий, буровибуховий і механізований (комбайновий). У м'яких ґрунтах з коефіцієнтом міцності по Протодьяконовому $2 < f_m < 4$ переважно застосовують щити, що продавлюють установки та комбайни. У ґрунтах середньої міцності ($4 < f_m < 6$) і міцних ($f_m > 6$) донедавна застосовувалися буровибуховий та комбайновий способи проходження. Проте в останнє десятиліття для проходження тунелів у міцних та середній міцності скельних ґрунтах були

розроблені та використані (фірма «Роббінс») щити діаметром до 14,0 м.

Конкретну технологічну схему ведення прохідницьких робіт вибирають залежності від методу розробки перерізу, з урахуванням його розмірів та технологічного зв'язку між процесами руйнування ґрунтового масиву, навантаження розробленого ґрунту, його транспортування та зведення оправи.

4.2 Буровибуховий спосіб будівництва

При буровибуховому способі будівництва тунелів і камерних виробок використовується п'ять основних способів розкриття перерізу:

– метод суцільного вибою, що передбачає розробку поперечного перерізу тунелю за один прийом, з установкою тимчасового кріплення та подальшим зведенням постійної обробки;

– уступний метод (рис. 4.3) – використовується при будівництві протяжних тунелів площею поперечного перерізу понад 100 м² та висотою понад 10 м, що залягають у доволі сприятливих інженерно-геологічних умовах.

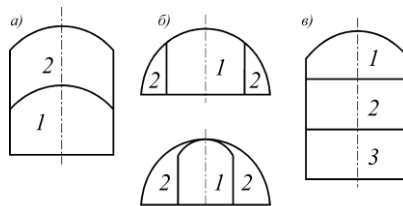


Рисунок 4.3 – Послідовність розкриття перерізу тунелю при уступному методі проходження: а – спосіб верхнього уступу; б – спосіб бічного уступу; в – спосіб нижнього уступу

При використанні уступного методу поперечний переріз виробітку поділяється на окремі елементи з послідовною прохідкою цих елементів на повний переріз;

– метод опертого склепіння. Існує кілька модифікацій цього способу: одноштовльнева і двоштовльнева схеми, з випереджаючою калоттою та ін. бетонування лотка.

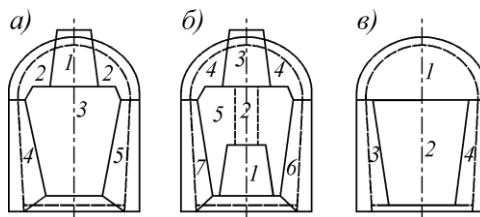


Рисунок 4.4 – Послідовність розкриття виробітку методом опорного ядра: а) одноштовльнева схема; б) двоштовльнева схема; в) з випереджальною калоттою

За схемою з випереджальною калоттою проходить верхня частина, бетонується склепіння, розробляється центральне ядро, бетонують стіни та лоток;

– метод опорного ядра (рис. 4.5, а) передбачає почергову розробку бічних штолень, бетонування стін, прохідку верхньої частини, бетонування склепіння, розробку основного масиву та бетонування лотка;

– метод розкриття на повний профіль частинами (рис. 4.5, б). У цьому випадку розробка проводиться в такій послідовності: нижня та верхня штольні, мала та велика калотти, центральна ділянка, бічні штроси та лоток.

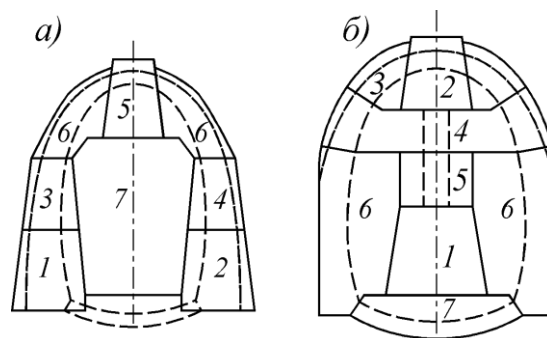


Рисунок 4.5 – Послідовність розробки за методом опорного ядра (а) та при розкритті на повний профіль (б)

Бетонування проводиться після повного розкриття перерізу виробітку. Сфера застосування кожного з наведених методів наводиться в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Области застосування основних методів будівництва горизонтальних підземних споруд буропідричним способом

Спосіб виконання робіт	Розміри поперечного перерізу	Рекомендуєма довжина тунелю	Інженерно-геологічна характеристика порід
Суцільноговибою	$h > 10$ м	Не обмежена	Скельні ґрунти, $f_M \geq 4$
Поступний	$h > 10$ м	Не обмежена	Скельні ґрунти, $f_M \geq 4$
Опертого склепіння	$H > 5$ м $B > 5$ м	Не більше 300 м	Нескельні та скельні ґрунти, здатні сприйняти тиск від склепіння обробки: $f_M = 1-4$
Опорного ядра	$H > 8$ м $B > 8$ м	Не більше 300 м	Нескельні та скельні ґрунти, не здатні сприйняти тиск від склепіння обробки
Розкриття на повний профіль по частинах	$H > 5$ м $B > 5$ м	Тунелі невеликої протяжності (10–30 м)	Глини та супіски за наявності бічного тиску, коли не можна застосувати спосіб опертого склепіння

У породах міцних та середньої фортеці найчастіше використовуються два способи проходження – суцільним вибоєм та нижнім уступом.

Метод суцільного вибою застосовується у породах, що зберігають стійкість вибою протягом часу, необхідного для встановлення тимчасового кріплення. Якщо стійкість породи не забезпечується, використовується випереджаюче кріплення з труб або будівництво ведеться під захистом прохідницького щита.

Особливістю технологічного процесу при будівництві горизонтальних виробок методом суцільного вибою є суміщена схема проходження, при якій розробка ґрунту поєднується з установкою тимчасового кріплення в вибої та зведенням обробки на певній відстані від вибою, визначеному проектом.

Бурові роботи виконуються самохідними буровими порталними рамами чи буровими каретками; навантаження породи здійснюється у вагонетки або автосамоскиди з використанням машин з лапами або ківшами, що нагрібають. Для виробок великого поперечного перерізу використовуються одноковшові навантажувачі та екскаватори. Вивіз ґрунту здійснюється автосамоскидами.

Для тимчасового кріплення виробок здебільшого використовуються скельні анкери у поєднанні з набризк- і фібробризг-бетоном.

Обробка здебільшого зводиться із застосуванням самохідних механізованих багатосекційних опалубок порталного типу довжиною 10–12 м. Укладання бетону проводиться бетононасосами або пневмонагнітачами на автомобільному або рейковому ході.

Основними перевагами методу суцільного вибою є:

- комплексна механізація робіт із застосуванням високопродуктивного обладнання;
- чітка організація робіт за суміщеною схемою, що забезпечує високі швидкості проходження.

Спосіб нижнього уступу (рис. 4.6) має низку переваг порівняно з описаним вище способом суцільного вибою. Найбільшого поширення набула послідовна проходка верхньої частини перерізу та уступу, внаслідок:

- застосування малогабаритних бурових установок;
- високої швидкості проходження нижнього уступу (при обурюванні уступу вертикальними свердловинами);
- відносно низька вартість буропідривних робіт у уступі завдяки наявності у вибої другої площини оголення;
- безпеки робіт у уступі, що виконуються під захистом закріпленого склепіння виробітку.



Рисунок 4.6 – Проходження верхньої частини перетину транспортного тунелю El Fabar (Іспанія)

Основним недоліком способу, викликаним послідовним виконанням операцій з проходження верхньої частини та нижнього уступу, є зниження швидкості будівництва тунелю в цілому приблизно на 30 % порівняно з методом суцільного вибою.

Таблиця 4.2 – Приклади застосування способів суцільного вибою та нижнього уступу

Тунель, країна	Розміри перерізу, м	Довжина, км	Спосіб проходження	Основне обладнання	Швидкість проходження, м/міс
Фреджюс-2, автодорожний, Франція – Італія	11,5 × 8,5	12,8 (2 вибою)	Те саме	3-ярусна бурова рама (6 машин). Гідравлічний екскаватор. Самоскид 20 т	Середні 114 та 128
Любуга, гідротехнічний, Китай	Ø8,4	9,4 (3 вибою)	Те саме	2 самохідні бурові установки по 3 машини. Колісний навантажувач. Самоскид 12 т	Середня 231 з одного вибою
Дітерхан, Ландрюке, залізничні, Німеччина	14,5 × 12,5	7,3 (2 вибою) 10,7 (2 вибою)	Ступінчастий забій	Самохідна бурова установка на 2 машини. Навантажувач САТ -973	Середня 170 з кожного вибою

В останні роки уступний метод використовується в нескельних ґрунтах, а також при подоланні зон порушень суцільності трасою тунелю. На цих ділянках застосовуються «екрани з труб», метод подвійного набризку, арочно-бетонне кріплення, що випереджають бетонне та анкерне кріплення та ін.

Для будівництва підземних споруд у інженерно-геологічних умовах, що змінюються, компанією «Atlas Copco» розроблена система попереднього анкерного кріплення склепіння та вибою вироблення (рис. 4.7).

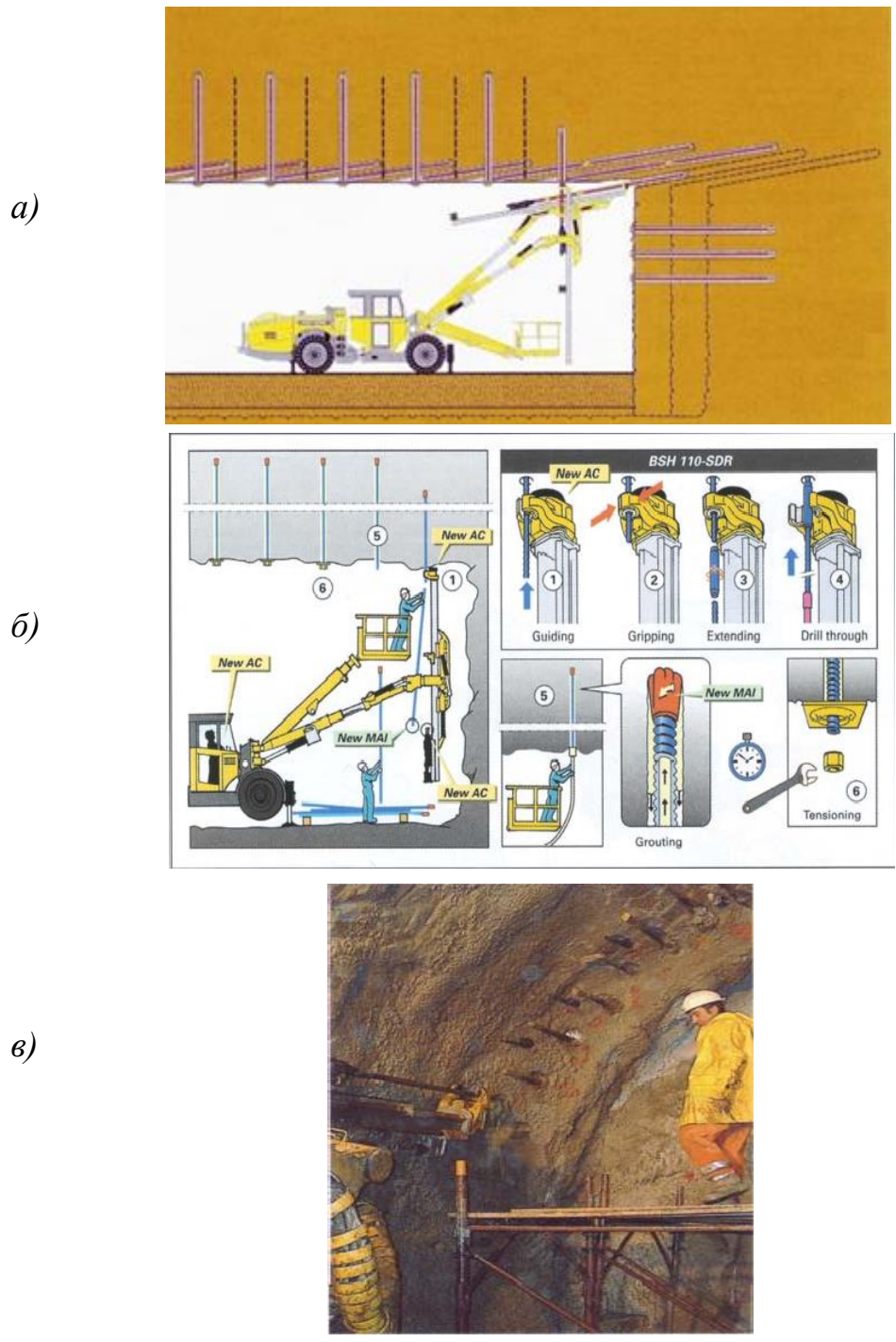


Рисунок 4.7 – Система попереднього анкерного кріплення склепіння та вибою виробітку: а) буріння шпурів; б) монтаж анкерів у склепінні; в) монтаж анкерів у вибої

Випереджаюче кріплення покрівлі та вибою з металевих труб і фібергласових анкерів (рис. 4.8) зводиться так:

– виготовлення кріплення чола вибою у вигляді системи фібергласових анкерів довжиною 14 м, що заповнюються цементно-піщаним розчином;

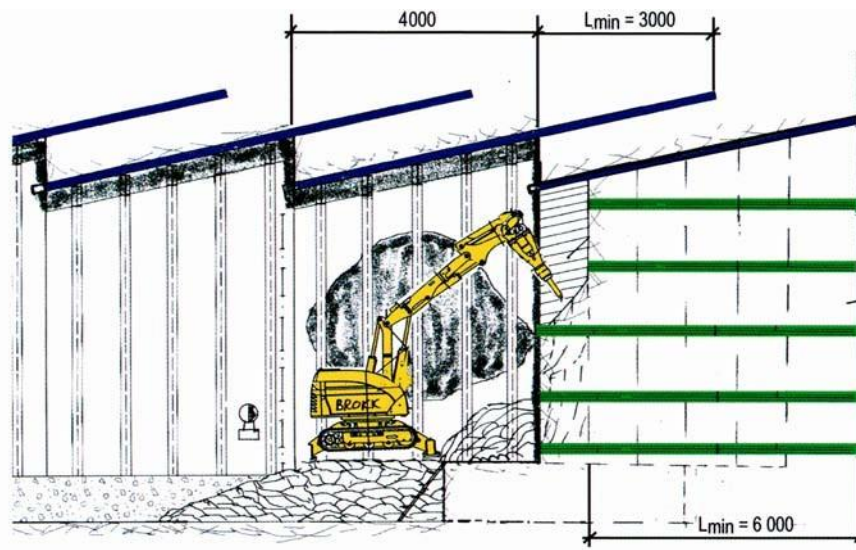


Рисунок 4.8 – Проходження ґрунту калотти перед пристроєм випереджуючого кріплення вибою

– кріплення покрівлі вироблення за допомогою екрана з металевих труб $d105$ мм і довжиною 7 м під кутом 11° до осі тунелю. Труби та затрубний простір заповнювалися безсадковим цементно-піщаним розчином.

Вироблення відкривається ділянками по 4 м, заходками по 0,8 м з установкою аروحного кріплення. Зведення обробки ведеться з відставанням на 50 м.

Сучасні швидкості проходження тунелів буропідричним способом у породах міцних та середньої міцності можуть досягати високих величин. Отже, швидкість будівництва автодорожнього тунелю прольотом 11,6 м та висотою 7,6 м під протокою Хітра в Норвегії склала 96 м/тиждень з одного вибою. У автодорожньому тунелі Манхеллер, що будується, – 80 м/тиждень.

Досягнення подібних швидкостей проходження забезпечується застосуванням бурового обладнання нового покоління з автоматизованою системою занепокоєння. У проєктне положення бурова установка встановлюється за допомогою лазерного орієнтиру або гіртеодоліту. Маніпулятори управляються бортової ЕОМ за заданою програмою, що розробляється індивідуально для кожної заходки, з урахуванням паспорта буровибухових робіт (БВР) та даних контрольної зйомки профілю фотометодом після кожного вибуху в вибої.

Бурильні машини нового покоління передбачають можливість зміни енергії удару, довжини ходу та швидкості обертання, тобто. створюють оптимальні режими буріння, залежно від фізико-механічних характеристик породи. Стріли-маніпулятори з автоподатчиками забезпечують точність та швидкість переміщення маніпулятора між шпурами, буріння шпурів під анкери у склепінні та стінах виробітку.

Подібні бурові установки розроблені фірмами «Атлас Копко» («Робот Бумер 185»), «Інгерсолл-Ренд», США (серія MP 300), «Тамрок» («Датаматік»), «Фурукава», «МонтаБер» та ін.

Комп'ютерна система тристрілової установки «Робот Бумер 185» фірми «Атлас Копко» (рис. 4.9) дозволяє виконувати налаштування та визначення напрямку стріли-маніпулятора при забурюванні шпуру, автоматично керує рухом стріли, контролює процес буріння шпуру, фіксуючи всі параметри технологічно. Весь процес збурення вибою ведеться за заданою програмою відповідно до паспорту БВР. Швидкість буріння однією машиною у міцних гранітах становить 2,4–3 м/хв.



Рисунок 4.9 – Бурова установка «Робот Бумер 185»

Аналогічно працює автоматизована бурова установка «Датаматік» фірми «Тамрок». Ця машина нового покоління, що має комп'ютерне керування та лазерне наведення, оснащена трьома маніпуляторами для буріння 5-метрових шпурів. Роботу встановлення контролює один оператор. Відмінність даної установки від попередньої полягає в тому, що, крім буріння шпурів, нею виконується зарядка патронів вибухових речовин.

4.3 Комбайновий спосіб проходження

Для будівництва тунелів у міцних стійких ґрунтах замість буропідривного

способу для розробки породи у вибої нерідко застосовуються спеціалізовані прохідницькі машини – комбайни, що дозволяють здійснювати механізовану розробку та навантаження ґрунту. Технологія будівництва підземної споруди комбайновим способом включає механічне руйнування, навантаження та транспортування породи, що поєднуються в одному прохідницькому циклі зі зведенням обробки. З циклу виключаються процеси буріння шпурів, заряджання та підривання зарядів ВР, провітрювання та приведення забою в безпечний стан.

Основні переваги способу:

- основні процеси прохідницького циклу повністю механізовані та поєднані у часі;
- швидкість будівництва та продуктивність праці збільшуються приблизно в 2–3 рази, в порівнянні з буропідричним способом;
- порода розробляється в межах проектного контуру виробітку, що мінімізує перебори та порушення суцільності масиву;
- підвищується безпека та покращуються санітарно-гігієнічні умови праці.

Залежно від типу робочого органу комбайни, що використовуються при будівництві тунелів, поділяються на:

- 1) виборчої дії;
- 2) роторної дії.

До першого типу відносяться комбайни, що мають стріловий робочий орган з однією або двома головками на кінці стріли, оснащеними різцями для різання ґрунту (рис. 4.10). Такий робочий орган здатний обробляти забій різної площі та форми поперечного перерізу, за винятком кругової, використовуючи селективну розробку породи. Перевагами таких машин є: можливість встановлювати кріплення в безпосередній близькості від вибою, висока маневреність, відносно мала маса, мобільність та конструктивна простота порівняно з комбайнами, що розробляють вироблення на повний профіль.



Рисунок 4.10 – Прохідницький комбайн AM-75
«Alpine miner» компанії «Тамрок»

До недоліків таких машин відносять: циклічну дію при розробці породи у вибої, що знижує продуктивність комбайна; неврівноваженість у поздовжньому та поперечному напрямках; конструктивна складність виконавчого органу, пов'язана із виникненням динамічних навантажень; Найбільш складна конструкція вантажних пристроїв. Подібні машини, зокрема, застосовуються при будівництві станційних та пересадочних вузлів, а також перегінних тунелів метрополітену. Підбір розчинобетонних сумішей для набризків-бетону здійснюється в лабораторних умовах. Набрызк-бетон наноситься установкою «Sika-Putzmeister» на пневмоході (рис. 4.11). Максимальна висота подачі сопла при нахилі телескопічної стріли становить 14,8 м, дальність подачі по горизонтах 13,3 м. Управління соплом може здійснюватися з постійного пульта управління, так і дистанційно з кабельного або радіопульта. Використання цієї установки виключає перебування робітників у небезпечному привибійному просторі.



Рисунок 4.11 – Установка для нанесення набрызк-бетону «Sika-Putzmeister»

Для тимчасового кріплення виробітку використовуються анкери довжиною від 4 м до 6 м, які встановлюються за допомогою обладнання «Atlas Copco Boltex LB» (рис. 4.12), здатного виконувати такі операції: буріння шпурів, нагнітання розчину, встановлення анкерних болтів.



Рисунок 4.12 – Устаткування «Atlas Copco Boltex LB» для встановлення анкерів

Після встановлення анкерів виконується монтаж ґратчастих арматурних рам і каркасів тимчасового кріплення, на які наноситься набризк бетон заданої проектом товщини.

Зведення обробки ведеться із застосуванням пересувної металевої опалубки СМН-90 заходками по 9 м.

Для забезпечення безпеки та якості робіт розроблена система моніторингу деформацій кріплення компанії «Geodata» (Австрія), що включає програмне EUPANOS для тривимірного оптичного спостереження за деформаціями та датчики інструментального контролю за станом породного масиву та напругою у кріпленні вироблення.

До другого типу належать прохідницькі комбайни з робочим органом роторного типу, оснащеним різцями або шарошками. Ці комбайни здатні проходити суцільним вибоєм тунелі кругової форми поперечного перерізу.

При будівництві перегінних та станційних тунелів метрополітенів застосовуються прохідницькі комбайни зі стрілоподібним робочим органом (1ГПКС, 4ПП-2М, 4ПП-5). Подібні машини призначені для проходження виробок з площею поперечного перерізу від 4 м² до 35 м² у породах з коефіцієнтом фортеці за Протодьяконовим 4–6 та абразивністю до 15 мГ. Використання комбайнового методу дозволяє збільшити швидкість проходження в 2–2,5 рази та підвищити продуктивність праці в 1,2–1,5 рази в порівнянні з буропідривним методом будівництва. Комбайни з робочим органом роторного типу широко застосовуються у зарубіжній практиці підземного будівництва (рис. 4.13).



Рисунок 4.13 – Складання ТБМ «Robbins»

За кордоном створюються машини із встановленою потужністю до 3 000 кВт та діаметром понад 10 м, здатні працювати при гідростатичному тиску підземних вод до 1,2 МПа. Фірмою «Роббінс» було виготовлено кілька дослідних зразків комбайна для проходження виробок підковоподібного обрису з

горизонтальною підшвою площею поперечного перерізу від 50 м² до 80 м². Фірмою «Вірт» створено універсальний комбайн, який розробляє центральну врубову порожнину кругового обрису, а потім розширює її (за допомогою керованих стріл із шарошечними робочими органами) до вироблення обрису підковоподібного з плоским лотком (рис. 4.14). Робочий орган комбайна становить чотири радіально-поворотні стріли з дисковими шарошками, що підрізають. Центральна частина вибою розробляється різальною стрілою 1, що переміщається від боків до центру. У цей час три інші ріжучі стріли 2 розробляють частину вибою від центру до периферії. Після того як ці три диски досягнуть максимального кругового профілю поперечного перерізу вироблення, вони починають формувати кути відповідно до вимог проєкту. Для цього кожна зовнішня стріла може переміщатися відповідно до заданої програми. Процес розробки перерізу управляється та контролюється бортовим комп'ютером.

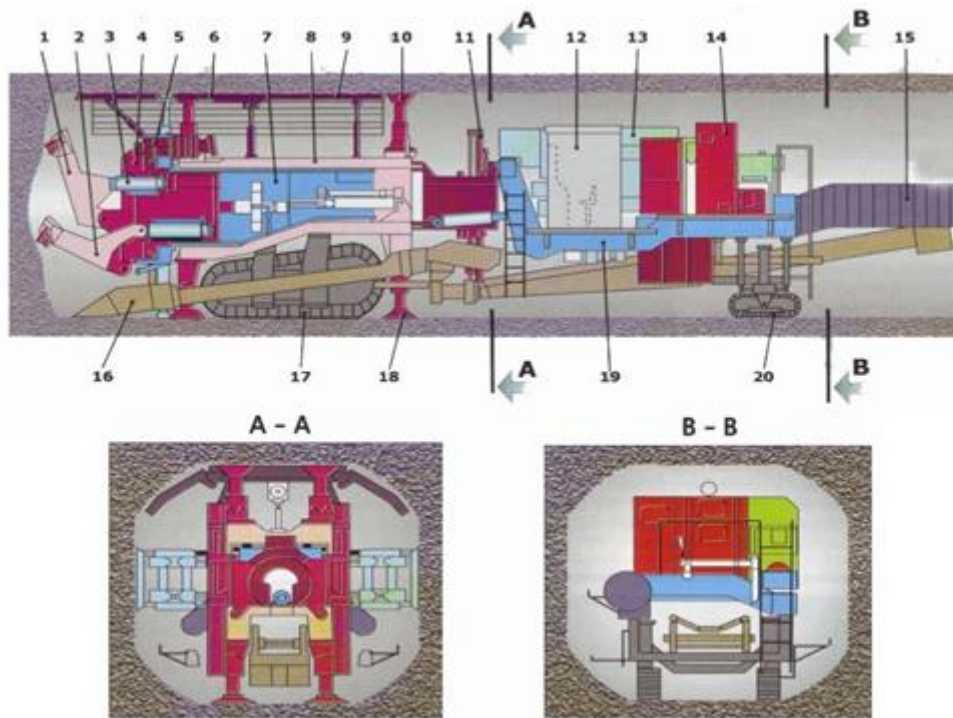


Рисунок 4.14 – Принципова схема універсального самохідного комбайна «Wirth»: А-А) улаштування центральної частини та прилади фіксації в тунелі; В-В) компоновка хвостової частини та системи вивантаження; 1 – центральна ріжуча стріла; 2 – бічні ріжучі стріли; 3 – циліндр ріжучої стріли; 4 – ходовий механізм ріжучої стріли; 5 – привід ріжучої головки; 6 – передній козирок; 7 – внутрішня металоконструкція; 8 – зовнішня металоконструкція; 9 – захисна покрівля для оболонки щита; 10 – упор; 11 – обладнання для виконання анкерного кріплення; 12 – пульт керування; 13 – гідравлічне обладнання; 14 – електрообладнання; 15 – трубопровід для вилучення пилу; 16 – система видалення розробленого ґрунту; 17, 20 – гусеничний хід; 18 – захоплювальний пристрій; 19 – рама трейлера

Використання прохідницьких комбайнів призвело до корінної зміни технології проходження та кріплення виробок, сприяло впровадженню багатооборотного інвентарного та металевого арочного кріплення та багато в чому дозволило відмовитися від буропідривного способу будівництва в умовах міської забудови.

До недоліків комбайнового проходження тунелів відносяться переважно висока вартість самого комбайна та ріжучого інструменту, а також складності, що виникають при проходженні порушених порід. При цьому можливе заклинювання робочого органу комбайна та руйнування породи у місцях упору домкратів у скельний масив. Крім того, робота комбайнів вимагає забезпечення під час проходження високої встановлену потужність. Як показує практика, їх застосування є доцільним при довжині тунелю не менше 1,5–1,7 км.

Деякі найбільш цікавих прикладів застосування комбайнового проходження тунелів наведено в таблиці 4.3.

Таблиця 4.3 – Приклади комбайнового проходження тунелів

Тунель, країна	Діаметр комбайна, м	Довжина тунелю, км	Геологічні умови	Комбайн	Швидкість проходження
Каналізаційний м. Бостон (США)	8,0	15	Аргіліти	Фірма «Роббінс» – роторного типу	Середня 550 м/міс, макс. 42 м/добу.
Залізничний під протокою Ла-Манш (Англія – Франція), 2 основних, 1 службовий	8,4–8,7 основних тунелів, 5,4–5,8 службовий тунель	Біля 50 – кожен із трьох тунелів	Нижнькрейдяні мергелі	Фірми «Хонден», «Роббінс», «Маркхем» – роторного типу, всього 11 комбайнів	622–767 м/міс. (середня за весь період), максимальна з I вибою – 1–1,9 км/міс.
Прискорювач Суперколлайдер (США)	4,7	24	Крейдяні відкладення	Фірма «Роббінс» – роторного типу (2 комбайни)	В середньому 632 м/тиж.
Гідротехнічний, Лесото (Південна Африка)	5,2–5,4	5–6 – на кожен комбайн	–	Фірми «Роббінс», «Атлас-Копко», «Вірт» (Усього 5 комбайнів)	Максимальна 1–1,3 км/міс.

4.4 Проходження тунелів в сильнотріщинуватих і м'яких породах. Новоавстрійський спосіб проходження (НАТМ)

Традиційно використовувані для проходження виробок у тріщинуватих скельних ґрунтах з коефіцієнтом міцності по Протоджонову від 2 до 5 способи опертого склепіння і опорного ядра не відповідають сучасним вимогам будівництва через підвищену трудомісткість і малі швидкості проходження, приведених до повного перетину 1/міс).

Нині у складних інженерно-геологічних умовах дедалі ширше застосування знаходить Новоавстрійський тунельний метод (НАТМ). Цей спосіб має найширший спектр застосування: від тріщинуватих скельних ґрунтів до полу скальних ґрунтів, що зберігають стійкість на період, необхідний закріплення хоча б однієї заходки. У водо насичених ґрунтах перед нанесенням набризк-бетону організують водовідвідну систему, а також використовують поєднання НАТМ з ін'єкційними методами закріплення ґрунтів. Як показує практика, НАТМ найбільш доцільно використовувати при проходженні тунелів на ділянках зі змінними трасою гідрогеологічними умовами, при зміні поперечного перерізу тунелів по довжині, а також у виробках невеликої протяжності, коли застосування механізованого щитового проходження економічно недоцільне.

Основний принцип НАТМ – це максимальне використання тримальної здатності породного масиву, що вміщає, і залучення його в роботу в якості опорної конструкції, що оберігає вироблення від обвалення. Як кріплення, що забезпечує участь породи в роботі, використовуються скельні анкери, металеві арки і набризк-бетон, що при необхідності армується сталевною фіброю. Оскільки НАТМ допускає значні переміщення контуру виробітку, відбуваються перерозподіл напруг у породному масиві та розвантаження скального ґрунту поблизу контуру виробітку. Зведення обробки починається в той момент, коли тримальна здатність породно-анкерного склепіння вже майже вичерпана. В результаті зміни напружено деформованого стану вміщує масиву гірський тиск на обробку істотно менше, ніж при класичних способах будівництва, коли обробка зводиться відразу після розробки вибою.

Необхідно відзначити, що застосування НАТМ можливе лише при організації системи моніторингу за ПДВ породного масиву в зоні навколо тунелю, кріплення та оброблення, а також напруги на контакті породи та конструкції. Вимірювання проводять у перерізах через кожні 20–30 м. Однією з головних умов безаварійного ведення робіт є висока культура виробництва, застосування сучасного обладнання та надійних засобів вимірювання.

Прикладом використання цього методу є будівництво двох автодорожніх тунелів протяжністю 15,3 та 12,5 км в Австрії. Перший тунель, розташований у

слабких напівскельних ґрунтах, проводився поступовим способом із розробкою ґрунту буропідривним способом. Кріплення калотти з набризк-бетону товщиною 20-30 см у комбінації з анкерами довжиною 4-6 м і арматурними арками зводиться відразу після розкриття перерізу вироблення. Кріп спроектований таким чином, що контур вироблення може зазнавати деформації до 60 мм без розшарування навколишнього породного масиву. Час циклу на двометрову заходку складає 6–7 год. / міс.

На будівництві другого тунелю ґрунт (щільні суглинки) поетапно розробляють екскаватором, починаючи з проходження бічних штросів коробового перерізу. Деформації у склепінні повністю розкритої виробки перед пристроєм обробки досягали 180 мм.

У тунелях ведеться інструментальне спостереження за деформаціями кріплення та породного масиву за допомогою комплексу приладів, що включає: електронний тахеометр, відбивачі спеціальної конструкції та програмний комплекс, що дозволяє видавати дані у вигляді графіків деформацій контуру виробітку в режимі реального часу. З урахуванням величин допустимих деформацій податливого кріплення, прогнозованих за результатами моніторингу, у процесі проходження відповідно до зміни товщини набризк-бетону змінюють розміри перерізу вироблення.

НАТМ успішно використовувався при будівництві двоколійного залізничного тунелю North Downs у Великобританії. Тунель завдовжки 3,2 км та перетином 166 м² проходить у крейдяних формаціях із міцністю на одновісне стиск від 2 МПа до 9 МПа. Проходження велось одночасно з двох порталів. При цьому використовувалися такі комплекси обладнання:

- прохідницький комбайн виборчої дії Paurat E242 із телескопічною планшайбою;
- двоколісні навантажувачі Liebherr 564;
- тунельний екскаватор Liebherr 932;
- бурова каретка Atlas Copco H352;
- система транспортування породи із стрічковим конвеєром;
- робот для набризку бетону Normet Robojet;
- підйомна платформа Normet;
- додаткова самохідна підйомна платформа;
- автобетонозмішувачі;
- установка для змішування набризків-бетону продуктивністю 55 м³/год.

Прохідницькі комбайни використовувалися розробки «твердої» крейди. Довжина заходок при цьому перевищувала 1,5 м. Через високу продуктивність комбайнів Paurat E242 для транспортування ґрунту використано конвеєрний транспорт (рис. 4.15).

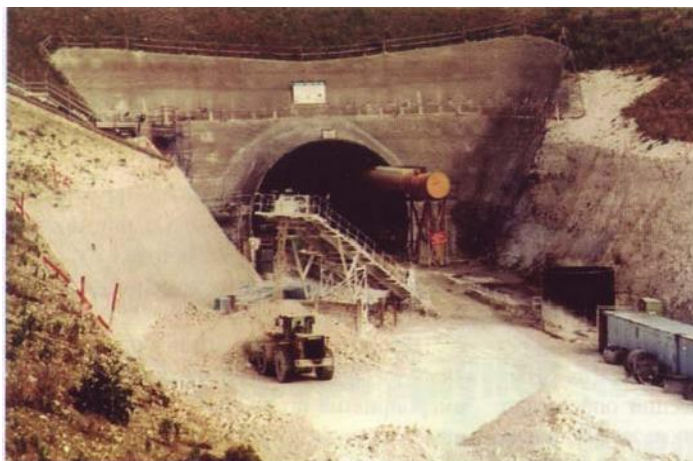


Рисунок 4.15 – Вивантаження розробленого ґрунту із стрічкового конвеєра

Стрічковий перевантажувач на машину не встановлювався, оскільки це обмежувало її маневреність. Переваги конвеєрного транспортування породи:

- висока продуктивність;
- менше працюючих (2 ос. у зміні, проти 5 ос. у зміні під час використання автотранспорту);
- відсутність шуму та вихлопних газів від автотранспорту, що, з одного боку, покращує умови праці, а з іншого боку – висуває менш жорсткі вимоги до системи вентиляції;
- захист ґрунту на підставі вироблення, чутливого до зовнішніх впливів;
- підвищення безпеки виконання робіт.

Конвеєрний транспорт найбільш ефективний під час виконання робіт в умовах щільної міської забудови.

Поряд із системою розробки та транспортування породи, ще одним елементом на будівництві тунелю «North Downs» були заходи щодо кріплення виробітку. Роботи для набризку-бетону продуктивністю 17 м³/год та електрогідравлічні бурові верстати нового покоління для забивання анкерів (рис. 4.16) дозволяли виконувати роботу циклами по 4–5 годин (5 захід) при довжині заходження від 1,25 м до 2,75 м. Товщина шару набризк-бетону становила 30–35 см з одним або двома шарами арматурної сітки, ґратчастими опорами та анкерами. Продуктивність під час проходження калотти становила близько 9 м/день.

Технологія зведення вироблення НАТМ характеризується максимальною автоматизацією та механізацією трудомістких процесів розробки породного масиву та пристрою кріплення, що також значно підвищує безпеку виконання робіт та скорочує час перебування вибою у незакріпленому стані.

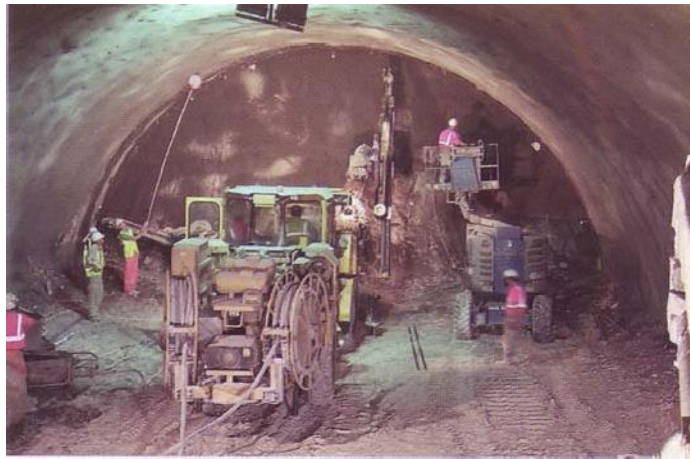


Рисунок 4.16 – Влаштування анкерів

В останні роки у багатьох країнах широкого поширення набув мокрий спосіб нанесення набризк-бетону, армованого сталевими фібрами з високоміцного профільованого дроту. Наприклад, при будівництві автодорожніх тунелів в Австрії для нанесення набризок-бетону використовуються повністю механізовані самохідні установки «MEYCO Sprints mobil» (рис. 4.17), до складу яких входять: ємність для бетонної суміші, бетононасос, компресор, ємність з насосом для подачі прискорювача схоплювання, гідравлічний маніпулятор із соплом, що має автоматичне регулювання положення, на кінці. Установкою управляє оператор із виносного пульта. Продуктивність установки 18 м³/год, відскок бетонної суміші не перевищує 10 %. Набризк-бетонне кріплення товщиною 250 мм і більше формується за один прогін установки.

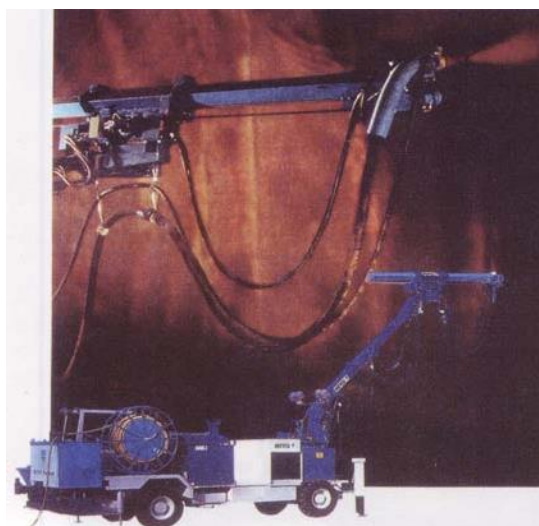


Рисунок 4.17 – Загальний вигляд механізованої самохідної установки для набризк-бетонування «MEYCO Sprints mobil»

Для армування набризок-бетону використовується фібра, що є січкою

сталевому дроту діаметром 1 мм і довжиною 40–50 мм з розрахунку 20–25 кг/м³. Міцність готового матеріалу на стиск становить 55 МПа (в особливо відповідальних випадках вона може бути доведена до 100 МПа).

Аналогічна пересувна роботизована установка з дистанційним керуванням створена фірмою «Швінг». Її застосування на будівництві тунелю Амберг (ФРН) дозволило досягти змінної продуктивності 700 м²/год при нанесенні покриття товщиною 10 см, а при ручному управлінні – 170 м²/год. Відскок відповідно не перевищував 10–15 % проти 15–25 % при сухому способі, рівень запиленості значно нижчий.

Швейцарською фірмою «Аліва» випускаються універсальні машини для нанесення набризків-бетону при мокрому та сухому способах (AL-262 продуктивністю 5 м³/год та AL-285 продуктивністю від 9 м³/год до 21 м³/год). При цьому за допомогою спеціальних датчиків здійснюється контроль по 9 точках вимірів для забезпечення щільності струменя набризку-бетону.

У таблиці 4.4 наводиться кілька сучасних зарубіжних прикладів проходження тунелів Новоавстрійським способом.

Таблиця 4.4 – Приклади проходження тунелів новоавстрійським методом за кордоном

Тунель (країна)	Розміри перерізу, b × h, м	Довжина тунелю, км	Геологічні умови	Кріп	Швидкість проходження
Автодорожній Бьюфорд (Норвегія)	Площа 75 м ²	5,8 (2 вибою)	Слабкі філіти	Фібронабриз-бетон 25 см, анкери, армо-каркаси, бетонна обробка	140–150 м/міс. з кожного вибою
Залізничний Айн Мальберг (ФРН)	Площа 105–117 м ²	1,1 (1 забій)	Піщаники	Набризк-бетон 10-30 см, анкери 2–6 м, бетонна права 30 см	Середня 140 м/міс
Два перегінні тунелі метро, м. Пітсбург (США)	4,8 × 5,4	0,75 (кожний)	Вапняки	Набризк-бетон, анкери або арки, залізобетонна оправа 30 см	Середня 90–120 м/міс
Автодорожній Кентуккі (США) – 2 тунелі	12,1 × 9,6 11,4 × 7,8	1,25 (ка-кожний)	Піщаники	Фібронабризк-бетон 8 см	–
Залізничний Сірасака – 2 (Японія)	11 × 10,2	1,76	Алевролі -ти	Набризк-бетон 15–20 см, анкери 4,5–6 м	Середня 4,8 м/добу

Новоавстрійський метод проходження тунелів ефективний, але висуває дуже високі вимоги до постійно ведеться, визначення переміщень точок контуру вироблення і прилеглих до неї, зон породного масиву. Помилки при визначенні цих переміщень можуть призвести до переоцінки здатності породного масиву виконувати функції тримального елемента конструкції кріплення. Підбір параметрів кріплення виконується на підставі емпіричних даних, що призвело до кількох серйозних аварій.

Удосконалення НАТМ ведеться у напрямі розвитку теоретичної бази методу, створення нових матеріалів, полегшення конструкції кріплення, підвищення рівня автоматизації виробничих процесів, а також розробки систем автоматизованого моніторингу та методики математичного моделювання спільної роботи системи «вміщувальний масив – кріплення – обробка».

4.5 Щитові методи проходження

Сутність щитового способу полягає в тому, що всі основні операції з розробки та навантаження породи та зведення обробляють під захистом конструкції щита, що виконує роль металевого кріплення. Щит розташовується у вибої виробки і пересувається у міру проходження.

За способом розробки ґрунту щити поділяються на:

–немеханізовані, у яких відсутні будь-які спеціальні органи на забій для руйнування масиву. При немеханізованому способі розробка ґрунту проводиться ручними інструментами, відбійними молотками, пневматичними лопатами, буровибуховим способом або шляхом вдавлення в породу ножового кільця;

–механізовані щити, в яких руйнування породи в вибої проводиться за допомогою спеціального робочого органу. У цьому випадку всі процеси, пов'язані з розробкою та навантаженням породи, її транспортуванням, та процес зведення обробки механізовані.

При розробці породи у вибої використовуються робочі органи таких типів: роторний, планетарний, вибіркової дії, коливальний, екскаваторний і у вигляді комбінованих майданчиків.

Найбільш універсальними прийнято вважати виконавчі органи роторного типу. Оснащені ними щити дозволяють проходити тунелі у різних інженерно-геологічних умовах. Такі виконавчі органи бувають: з плоскою планшайбою (дисками) із щілинами для виходу породи, з гвинтовою поверхнею з боку вибою, з радіальними променями, на яких закріплюються різці, та комбіновані.

У нашій країні розроблено та успішно експлуатуються механізовані щити роторного типу КТ1-5,6 (рис. 4.18) та ЩМР-1 діаметром 5,6–5,7 м. Ці машини, призначені для однорідних сухих м'яких, але стійких порід з коефіцієнтом

міцності 1,5–2. Швидкість проходження цими щитами може досягати доволі значних величин Основним недоліком є: різке зниження темпів проходження за наявності в породному масиві доволі твердих прошарків, а також неможливість їх використання в слабких, нестійких або обводнених м'яких ґрунтах.

У слабких ґрунтах із твердими включеннями використовуються механізовані щити КТ-5,6Д2 діаметром 5,6 м та КТ-8,5Д2 діаметром 8,7 м. Ці щити обладнані стрілоподібним робочим органом виборчої дії різцово-фрезерного типу, який при необхідності може бути переобладнаний на робочий орган екскаваторного типу

Виконавчі органи виборчої дії руйнують породний масив рахунок обертання різцевої коронки, закріпленої на стрілі, що переміщається у вертикальному і горизонтальному напрямках. Такі виконавчі органи можуть бути одно барабанными, двобарабанными, дисковими, комбінованими.



Рисунок 4.18 – Робочий орган механізованого щита роторного типу КТ1-5,6 під час будівництва станції метро

Виконавчий орган екскаваторного типу працює за таким принципом: порода руйнується і перевантажується в транспортний засіб ковшем, що працює за принципом прямої або зворотної лопати. Основа системи важелів, на якій укріплено ківш, може переміщатися по висоті. Такі щити використовуються для проходження тунелів у слабостійких ґрунтах природної вологості (рис. 4.19).

Оздоблення, що зводяться при будівництві тунелів щитовим способом, поділяються на збірні та монолітно-пресовані.



Рисунок 4.19 – Щит із робочим органом екскаваторного типу

За кордоном монолітно-пресовані обробки у поєднанні зі щитовою проходкою набули доволі великого поширення. Таку обробку отримують шляхом обтиснення в осьовому напрямку, завдяки реактивним зусиллям щитових домкратів, бетонної суміші, покладеної в спеціальну опалубку. Обтиснуті монолітні обробки характеризуються відсутністю швів, високою щільністю, міцністю та водонепроникністю. Застосування такої обробки забезпечує щільний контакт конструкції з масивом, що виключає необхідність тампонажу, гідроізоляційних робіт, запобігає осадкам денної поверхні.

На сьогодні переважно використовуються три схеми пресування бетону:

1) бетонна суміш подається в кільцевий простір між оболонкою щита та опалубкою і пресується за допомогою щитових домкратів та розподільного пресуючого кільця. При пересуванні щита бетонна суміш виходить за межі оболонки щита і відбувається додаткове обтиснення обробки та її ущільнення з навколишнім породним масивом.

2) бетонна суміш пресується за межами оболонки щита за допомогою щитових домкратів та розподільного пресуючого кільця. Роботи виконують у такій послідовності: розробляють породу механізованим робочим органом та переміщують корпус щита вперед. Потім встановлюють секцію опалубки та роблять бетонування.

3) розробку породи та зведення обробки ведуть незалежно один від одного. Оздоблення зводять на деякому віддалення від вибою. Пресування бетонної суміші проводиться гідродомкратами за допомогою пресуючого та розпірного кільця.

Роботи з удосконалення методу ведуться у двох напрямках – безперервне пресування дисперсно-армированої обробки (західнонімецький спосіб) і автоматизоване посекційне пресування залізобетонної обробки в оптимальному режимі (японський спосіб).

4.6 Щити з привантаженням вибою

До відносно недавнього часу при будівництві тунелів у нестійких обводнених ґрунтах використовувалися щити та тунелепрохідницькі комплекси (ТПМК) із попереднім водозниженням та (або) закріплення ґрунту перед вибоєм. Разом із тим переважно використовуються методи ін'єкційного закріплення ґрунтів та заморожування.

Прикладом такого технічного рішення є будівництво гідротехнічних тунелів Ерроухед у Південній Каліфорнії (США). Тунелі діаметром 3,7 м загальною протяжністю 31 км переважно проходять у скельних ґрунтах: гранітах і гнейсах, зі скидними зонами та розломами, заповненими водонасиченими вивітрілими породами зі швидкістю припливу підземних вод через забій до 31 л/с.

Будівництво тунелів велося двома тунелями прохідницькими комплексами Herrenknecht (рис. 4.20) з безнапірною привибійною камерою. Для зниження припливу підземних вод через забій виробітку використовувалася попередня цементація ґрунтів, що виконується за допомогою вбудованих бурових агрегатів (рис. 4.21). Це технічне рішення дозволило не тільки здійснити проходження скидних зон в умовах високого гідростатичного тиску підземних вод, а й запобігти суффозії в кільцевому просторі за машиною.

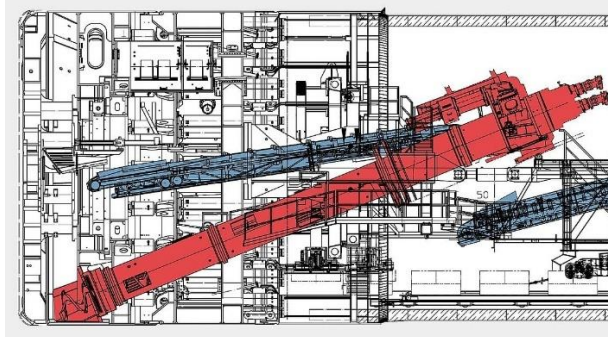


Рисунок 4.20 – Принципова схема ТПМК «Herrenknecht» з безнапірною привибійною камерою

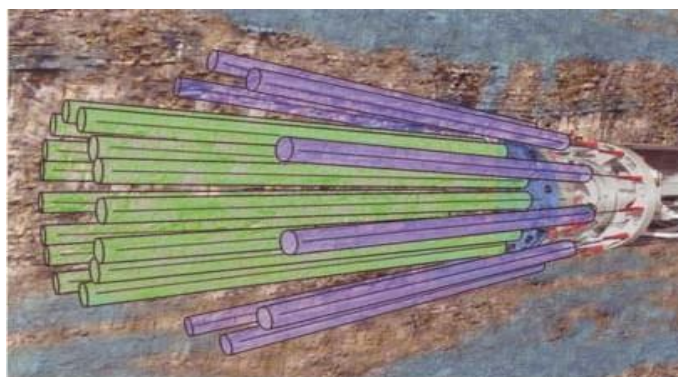


Рисунок 4.21 – Схема щита з випереджальним бурінням

Іншим підходом до проведення тунелів у нестійких ґрунтах із використанням сучасних «високих технологій», є використання щитів із привантаженням вибою. Вид привантаження визначається конкретними інженерно-геологічними умовами та поділяється на: повітряний (аераційний), механічний, суспензійний (гідравлічний, бентонітовий), піноґрунтовий та комбінований. Цей спосіб дозволяє здійснювати швидкісну (до 300 м/міс) проходку тунелю з одночасним зведенням обробки з чавунних та залізобетонних блоків, без використання спеціальних способів проходження (заморожування, водозниження, прохід під стисненим повітрям та ін.).

Принцип роботи щита із суспензійним привантаженням вибою полягає у заповненні герметичної привибійної камери тиксотропним (бентонітовим) розчином, що знаходиться під тиском (рис. 4.22). Цей розчин, з одного боку, забезпечує підтримку вибою, а з іншого – слугує пульпоутворюючим середовищем для винесення розробленого ґрунту трубопроводом на поверхню. Стійкість вибою досягається шляхом регулювання тиску бентонітового розчину двома способами – об'ємним та повітряним.

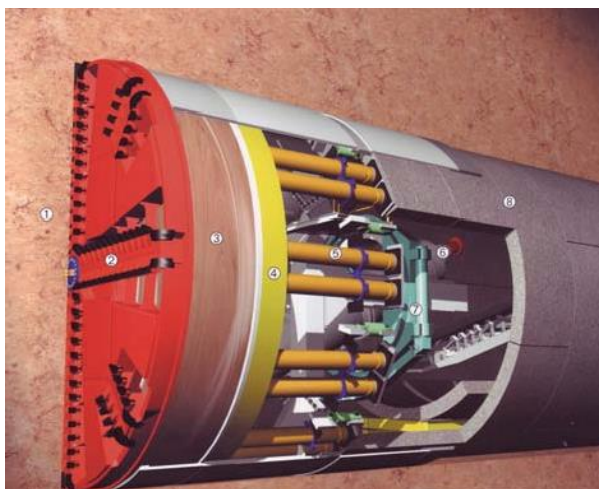


Рисунок 4.22 – Принципова схема ТПМК «Herrenknecht» із привантаженням вибою:

- 1 – забій; 2 – робочий орган; 3 – привантажувальна камера; 4 – опорне кільце; 5 – щитові домкрати; 6 – шнековий конвеєр; 7 – блокоукладач;
8 – збірна обробка

У першому випадку тиск привантаження в привибійній камері регулюється подачею бентонітової суспензії і видачею шламу. Такі щити найбільш успішно використовуються в середньо- та крупнозернистих пісках та дрібному гравії. З підвищенням вмісту в ґрунті середніх та великих фракцій гравію необхідно застосовувати додаткові заходи проти втрат бентонітового розчину, враховуючи його інтенсивну фільтрацію породного масиву.

У другому випадку тиск привантаження бентонітової суспензії і шламу, що утворюється, регулюється тиском повітря в компресійній камері. Тиск повітряного привантаження суворо контролюється, що дозволяє компенсувати перебої у подачі бентоніту.

Розроблений ґрунт перемішується з бентонітовою суспензією, що подається через кругову сепараційну установку. Для запобігання блокуванню сепараційної установки та гарантії безвідмовної роботи розвантажувального пристрою на вході до неї встановлено сито, що відсіює великі брили та грудки ґрунту.

Застосування щитів з використанням активного привантаження забою, своєю чергою, вимагало створення високоточних водонепроникних збірних залізобетонних обробок. Розробка породи з використанням привантаження зажадала також якісного виконання тампонажу заобробного простору із застосуванням нових технологій та матеріалів.

Нові конструкції збірної тунельної обробки забезпечують повну водонепроникність тунелю при негайному її зведенні в хвостовій частині щитової машини, дозволяючи отримувати в процесі проходження повністю готову тунельну конструкцію.

Сферою ефективного застосування ТПМК з гідропривантаженням є водонасичені незв'язні та мало зв'язні піщані та піщано-гравелісті ґрунти. Обладнання для таких робіт здебільшого виробляє німецька фірма «Herrenknecht» (рис. 4.23).

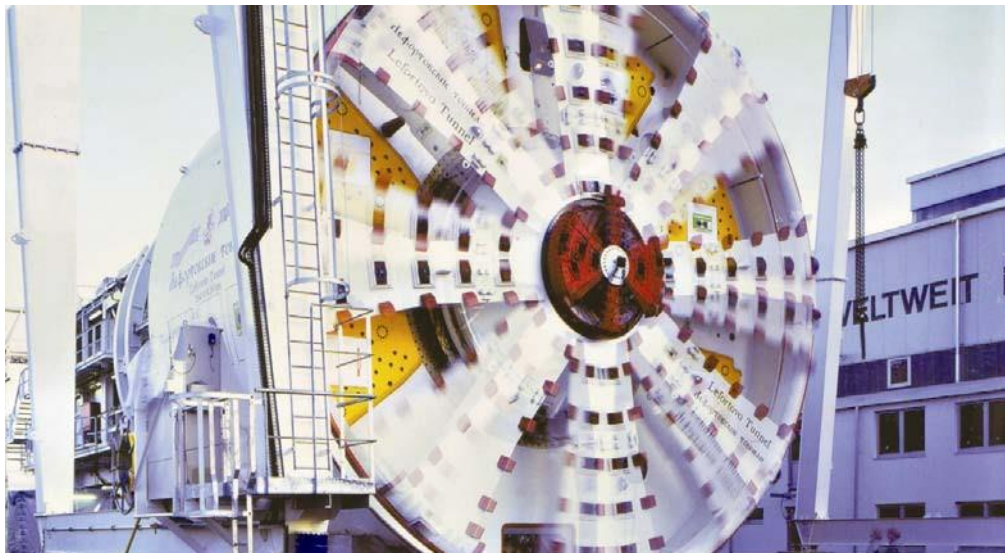


Рисунок 4.23 – ТПМК «Herrenknecht» діаметром 14,2 м з бентонітовим привантаженням вибою

Під час ведення робіт у глинах, мулах та дрібнозернистих пісках більш оптимально застосування щитів із ґрунтовим привантаженням вибою (рис. 4.24).

Щити цього типу обладнані герметичною привибійною камерою, щільно заповненою розробленим ґрунтом. Тиск ґрунту на вибій регулюється шляхом зміни швидкості подачі щита та видалення розробленого ґрунту із привибійної камери.

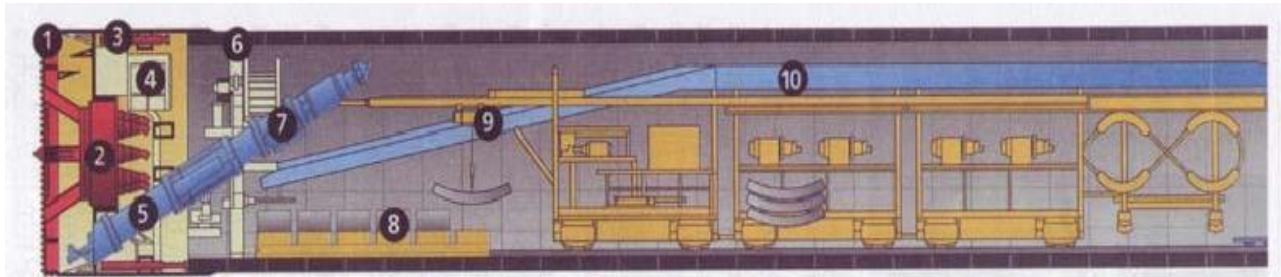


Рисунок 4.24 – Принципова схема ТПМК із ґрунтовим привантаженням вибою:

1 – роторний робочий орган; 2 – привід; 3 – герметична перегородка; 4 – кесонна камера; 5 – шнековий транспортер; 6 – блокоукладач; 7 – шнекова засувка; 8 – транспортер блоків; 9 – кран для блоків; 10 – стрічка транспортера

Правильний підбір режиму ґрунтового привантаження забезпечує пластично-плинний стан розробленого ґрунту та його стабільне проходження через шнековий транспортер при рівномірному тиску привантаження по площині вибою.

4.7 Проходження тунелів під захистом екрана з труб

Екрани з труб застосовують як випереджаюче кріплення, що розташовується по контуру майбутнього тунелю. При необхідності через ці труби виконується цементация ґрунтового масиву. Під захистом екрана проводять вироблення та зводять обробку.

Використання випереджальних захисних екранів дозволяє запобігти вивали й обвалення ґрунту всередину виробітку в процесі проходження, стабілізувати навколишній ґрунтовий масив, значно знизити його деформації в процесі будівництва і, тим самим, забезпечити збереження існуючих будівель, інженерних і транспортних споруд та ін.

Ця технологія застосовується при будівництві:

- коротких ділянок тунелів глибокого закладання в сильнотріщуватих і слабостійких ґрунтах з коефіцієнтом міцності менше 2, зокрема зон розломів та скидів;
- порталних ділянок тунелів у сильнотріщуватих ґрунтах і на зсувнонебезпечних ділянках;

- тунелів під насипами залізниць та автомобільних доріг, широкими вулицями, великими інженерними спорудами.

Сутність технології полягає в тому, що металеві, залізобетонні або азбоцементні труби діаметром від 85 мм до 2,5 м і довжиною близько 30–40 м задавлюють у ґрунт або занурюють у попередньо пробурені горизонтальні або слабопохилі свердловини. У міру задавлювання з труби витягується ґрунт. Після занурення труб у них встановлюють арматурні каркаси та бетонують. У деяких випадках для збільшення конструктивної жорсткості екрану в труби заводять збірні залізобетонні балки, стикуючи окремі ланки по довжині зварюванням закладних деталей.

Таким чином створюється плоский або склепінний екран над майбутнім тунелем або за зовнішнім контуром, під захистом якого розробляють ґрунтове ядро і зводять тримальну конструкцію (рис. 4.25).

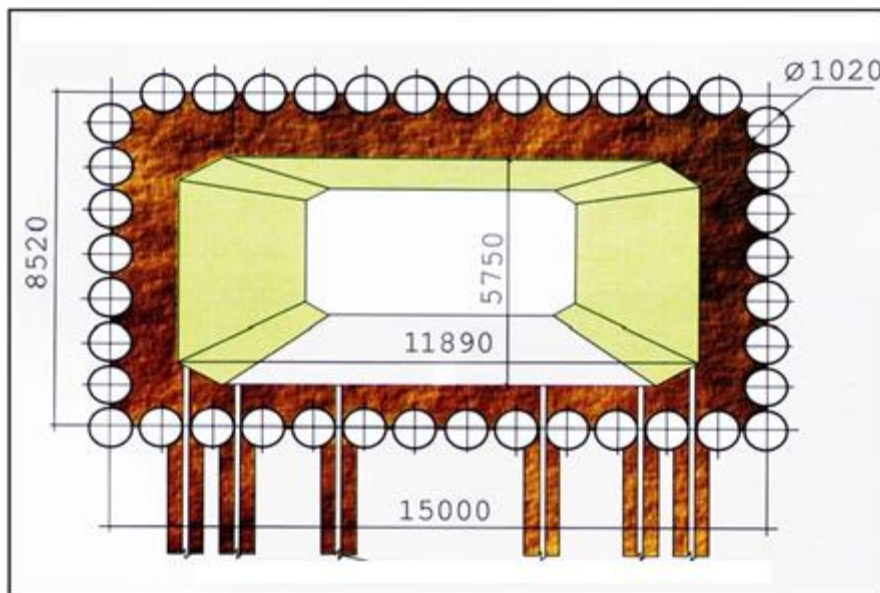


Рисунок 4.25 – Екран з металевих труб $d1020$ мм та зміцнення ґрунту в основі лотка тунелю ґрунтоцементними палями

Екран із труб може не тільки виконувати роль кріплення, але й входити до складу постійної конструкції тунелю, що несе.

Існує достатньо велика кількість варіантів цього способу, що відрізняються один від одного матеріалом труб, їх діаметром, формою поперечного перерізу, напрямом продавлювання, місцем продавлювання (з котлованів, шахтних стволів або з вибою тунелю), способом видалення ґрунту з труб та ін.

Розробку ґрунтового ядра під захистом екрана з труб проводять суцільним вибоєм або частинами заходками по 5–10 м із застосуванням тунелепрохідних машин виборчої дії або тунельних екскаваторів. Ґрунт видаляють за допомогою

конвеєрів, вагонеток та автосамоскидів. Після розробки ґрунту в межах чергової заходки екран додатково закріплюють металевими підпірками, а потім зводять обробку підземної споруди. За цією технологією було побудовано низку пішохідних та автодорожніх тунелів (рис. 4.26).



Рисунок 4.26 – Захисний екран із труб діаметром 325 мм

Важливою умовою ефективності розробленої технології робіт у тріщинуватих, роздроблених і вивітрілих ґрунтах при розкритті вибою на повний переріз під захистом випереджуючого екрану є виконання низки вимог. До цих вимог відносяться: суворе дотримання величини заходки при буропідривному способі, встановлення аратно-бетонного кріплення впритул до вибою та залишення випереджуючого екрану в ґрунті під час останньої заходки на відстані не менше 3–4 м.

4.8 Підземні споруди дериваційних гідроелектростанцій

4.8.1 Дериваційні схеми ГЕС

Дериваційні схеми гідроелектростанцій застосовуються в достатньо широких діапазонах напорів: від декількох метрів до 1 500–2 000 м. На відміну від руслових і пригребельних ГЕС до їх складу входить більша номенклатура споруд різних типів і призначення. Споруди дериваційних ГЕС за розташуванням і призначенням розділяються на головні вузли, деривацію і станційні вузли.

Головний вузол поєднує споруди, призначені для утворення підпору в річці і спрямування потоку в деривацію, очищення води від сміття, наносів,

льоду, шуги, а саме: гребля, водозливні споруди, відстійник, промивні пристрої, шугоскидні і льодоскидні пристрої. Варто зазначити, що такі споруди, як відстійник, басейни добового регулювання, холості водоскиди, шугоскиди можуть розташовуватись в різних місцях деривації.

Деривація і споруди на ній призначені для підводу напору із найменшими втратами об'єму води до станційного вузла. Дериваційні водоводи можуть бути напірними – тунелі, трубопроводи, або безнапірними – канали, тунелі, лотки. На трасі безнапірної деривації улаштовують зливоспуски, акведуки, дюкери, бокові водоскиди, пороги для промиву від наносів, захисні пристрої від каменепадів, селей.

Станційний вузол поєднує споруди, призначені для з'єднання деривації з турбінними водоводами, споруди призначені для захисту інших споруд у разі аварій, споруди в яких розміщено основне і допоміжне технологічне обладнання, пристрої виробітку і розподілення електроенергії, а саме: напірний басейн, басейн добового регулювання, аварійний водоскид, сорозахисні, льодозахисні, шугозахисні пристрої – при безнапірній деривації і зрівнювальний резервуар – при напірній деривації. Незалежно від типу деривації до станційного вузла входять турбінні водоводи, будівля ГЕС, розподільний пристрій, відвідний водовід.

4.8.2 ГЕС з безнапірною деривацією

Гідроелектростанція з безнапірною деривацією зображена на рис. 4.27-4.30. У варіанті **А** використано порівняно невелику ділянку річки. Гребля утворює підпір, необхідний для спрямування води в дериваційний канал. Канал проходить по берегу річки вздовж горизонталі з меншим ухилом, ніж русло річки. В кінці канал розширюється і утворює напірний басейн перед будівлею ГЕС.

Варіант **Б** передбачає енергетичне використання більшої ділянки річки, ніж у варіанті **А**. Дериваційний канал прокладений вздовж горизонталей (варіант **В**), що значно збільшує його довжину. Крім того, траса каналу на де-яких ділянках може бути спрямлена. Доцільність варіантів устанавлюється їх техніко-економічною оцінкою. Доцільним може бути і спорудження безнапірного дериваційного тунелю (варіант **Г**), який переходить в канал і напірний басейн. Холостий водоскид у варіанті **Б** виконано у вигляді бокового водозливу, який переходить у швидкоток. Можливі також інші конструктивні рішення.

У варіанті **Д** використовується ще більше падіння русла річки, що дає при тих самих величинах витрат води отримати більшу потужність і виробіток. До напірного басейну вода підводиться аналогічно варіанту **Б**, але при більшій величині деривації. Від напірного басейну бере початок дериваційний напірний

трубопровід, прокладений по поверхні схилу. Для зниження величини гідравлічного удару споруджено зрівнювальний резервуар у вигляді башти. Від резервуару відходять турбінні водоводи по кількості агрегатів, встановлених у будівлі ГЕС. Для розглянутої схеми характерною є наявність безнапірної і напірної деривацій.

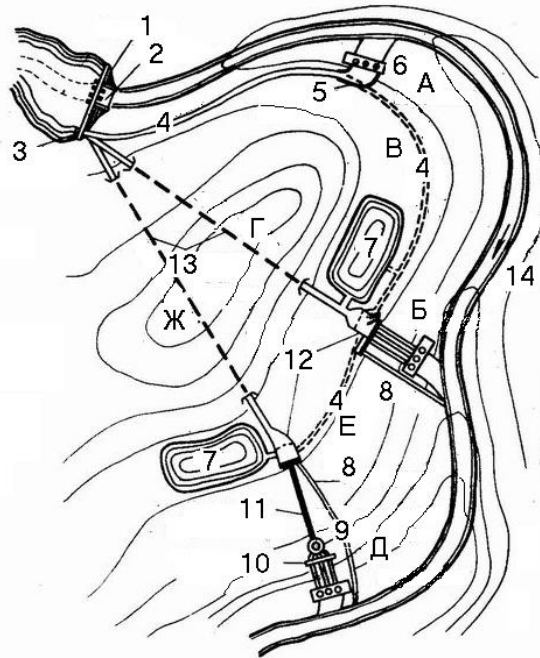


Рисунок 4.27 – План гідровузла: 1 – гребля; 2 – водоскид; 3 – водосприймач, 4 – канал; 5 – напірний басейн; 6 – будівля ГЕС (варіант А); 7 – БДР; 8 – водоскид; 9 – водоскид; 10 – приміщення затворів; 11 – напірний трубопровід; 12 – напірний басейн; 13 – безнапірний тунель; 14 – русло річки



Рисунок 4.28 – Варіант А

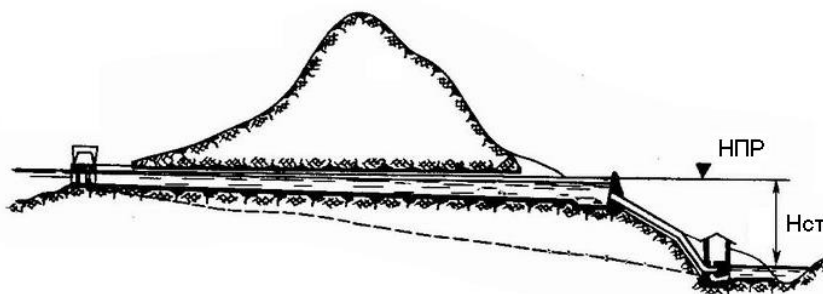
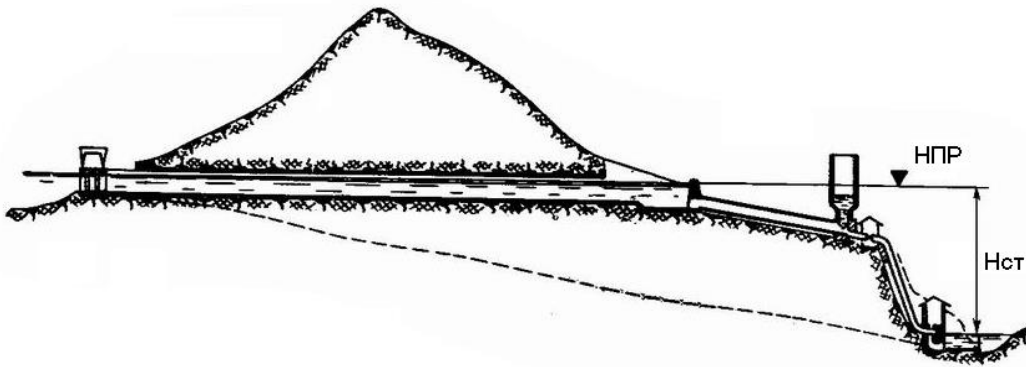


Рисунок 4.29 – Варіант Г



Рисунок

4.30 – Варіант Ж

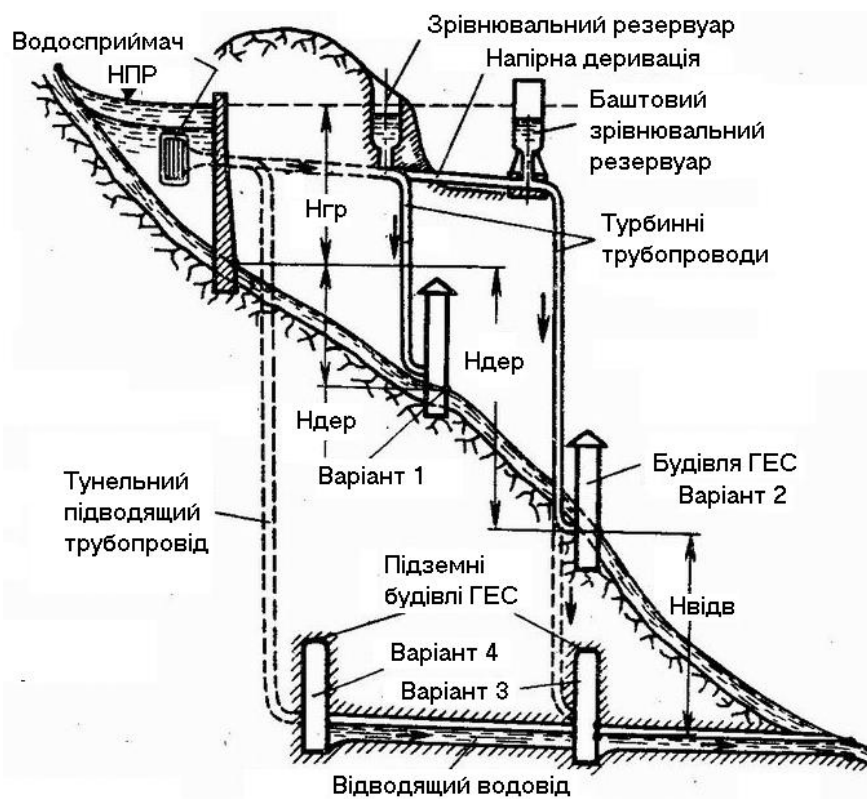


Рисунок 4.31 – Принципова схема ГЕС

Будівельні роботи виконуються за будь-яких умов, у будь-яку пору року, зменшуються витрати на експлуатацію і ремонт ГЕС. Вартість підземних ГЕС на сьогодні конкурує з вартістю наземних ГЕС.

Компоновка підземних споруд визначається місцем розташування будівлі ГЕС, при цьому існує три схеми: головна, кінцева (рис. 4.32– 4.33), проміжна.

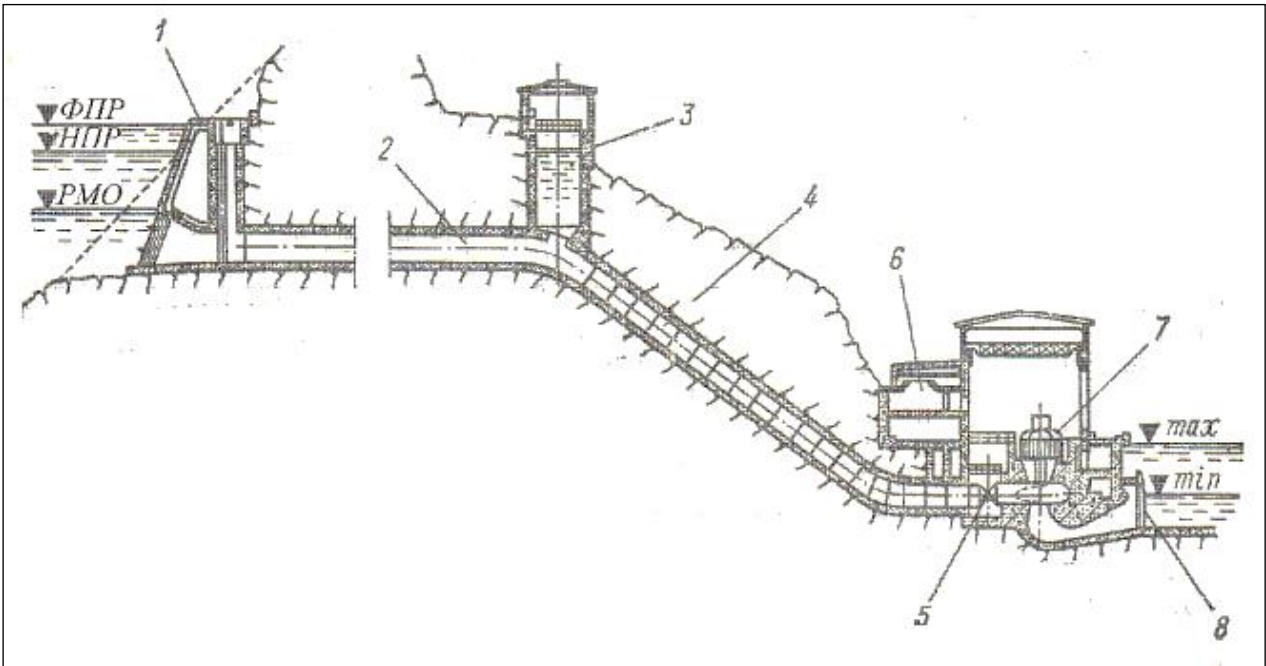


Рисунок 4.32 – Середньонапірна дериваційна ГЕС з РО турбінами і підводом води напірними штольнями: 1 – водоприймач тунельного типу із шахтою; 2 – напірний тунель; 3 – зрівнювальний резервуар; 4 – напірні штольні; 5 – турбінний затвор; 6 – приміщення електричних пристроїв; 7 – гідрогенератор із збуджувачем; 8 – ремонтна загорожа відсмоктувальних труб



Рисунок 4.33 – Загальний вигляд дериваційної ГЕС

4.8.3 Головна схема з напірною і безнапірною дериваціями

Головна схема із напірною і безнапірною деривацією зображена на рисунку 4.34–4.35.

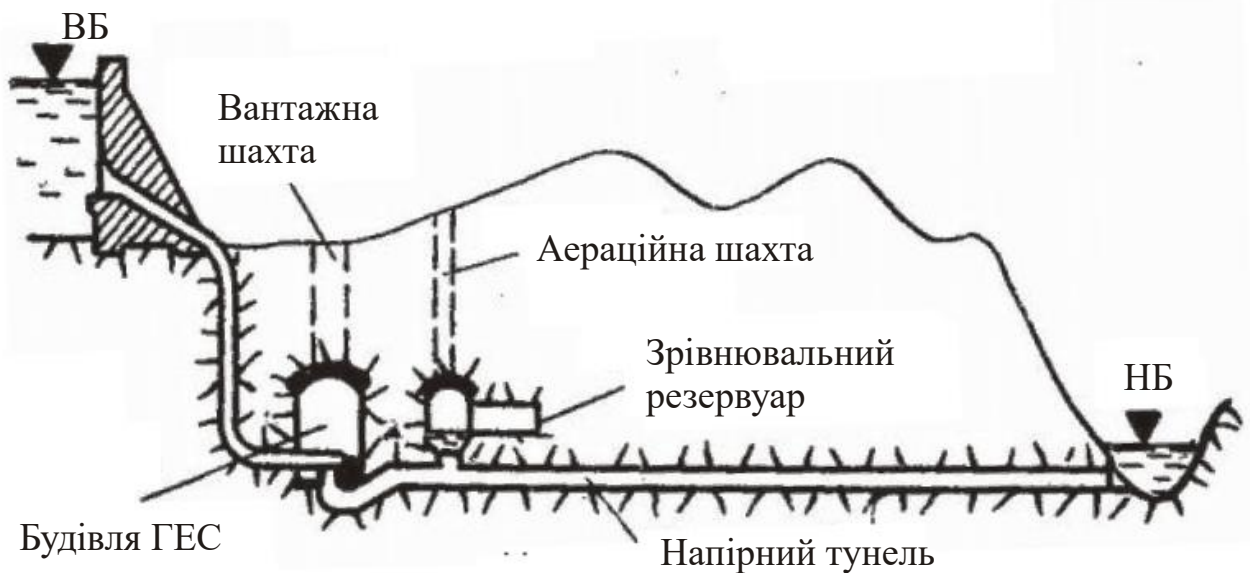


Рисунок 4.34 – Головна схема з напірною деривацією

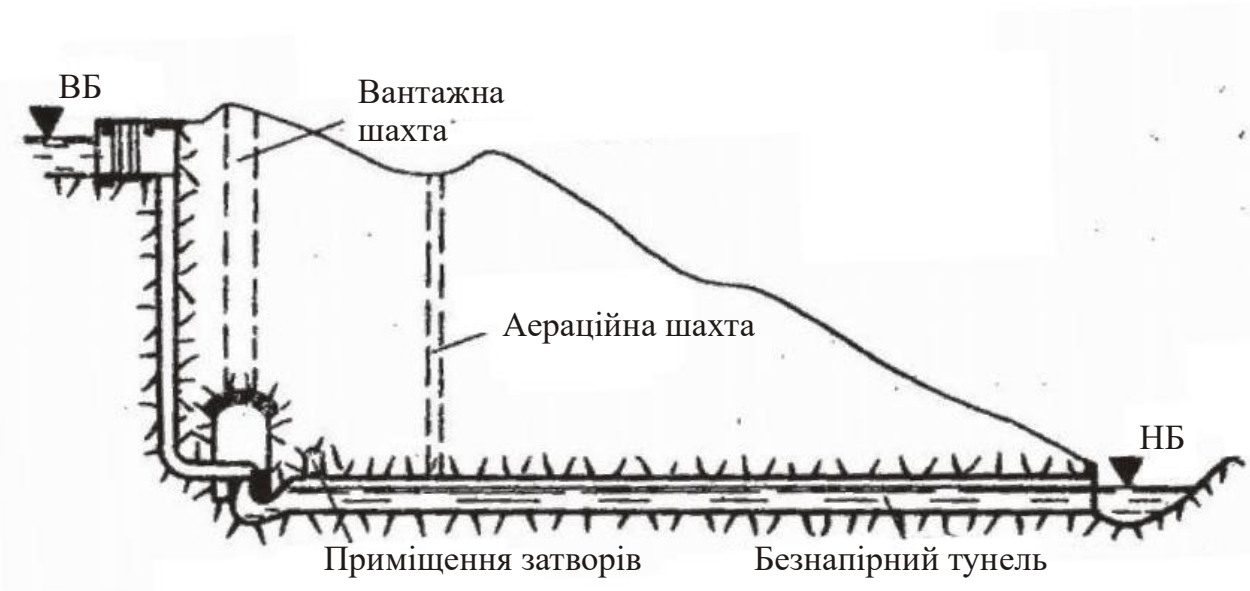


Рисунок 4.35 – Головна схема з безнапірною деривацією

Будівля ГЕС розташована поблизу водоприймача, турбінні водоводи виконані у вигляді вертикальних шахт, у деяких випадках – нахилених тунелів. Довжина підвідних водоводів є відносно невеликою, тому зрівнювальні резервуари зазвичай не потрібні. Характерною є наявність довгих відвідних напірних або безнапірних тунелів. Безнапірні тунелі дешевші за напірні, але за значних коливань рівня нижнього б'єфа може знадобитись достатньо велика довжина відвідного тунелю. В цьому випадку буде доцільним улаштування напірної відвідної деривації із зрівнювальним резервуаром.

Підходи обслуговуючого персоналу, подачі обладнання до будівлі ГЕС виконуються у вигляді вертикальних або нахилених шахт. Шахти для доступу людей і подачі вантажів оснащуються ліфтами, підйомниками, сходами. Для поєднань підземних споруд із денною поверхнею повинно бути не менше двох шахт (на випадок аварійних ситуацій). Необхідно передбачати надходження повітря у відповідний безнапірний тунель і зрівнювальний резервуар на напірній відвідній деривації. Відомі випадки, коли глибина шахт становила 100 м, а довжина деривації сягала 10 км.

4.8.4 Кінцева схема із напірною і безнапірною дериваціями

Кінцева схема із напірною і безнапірною деривацією зображена на рисунках 4.36–4.37.

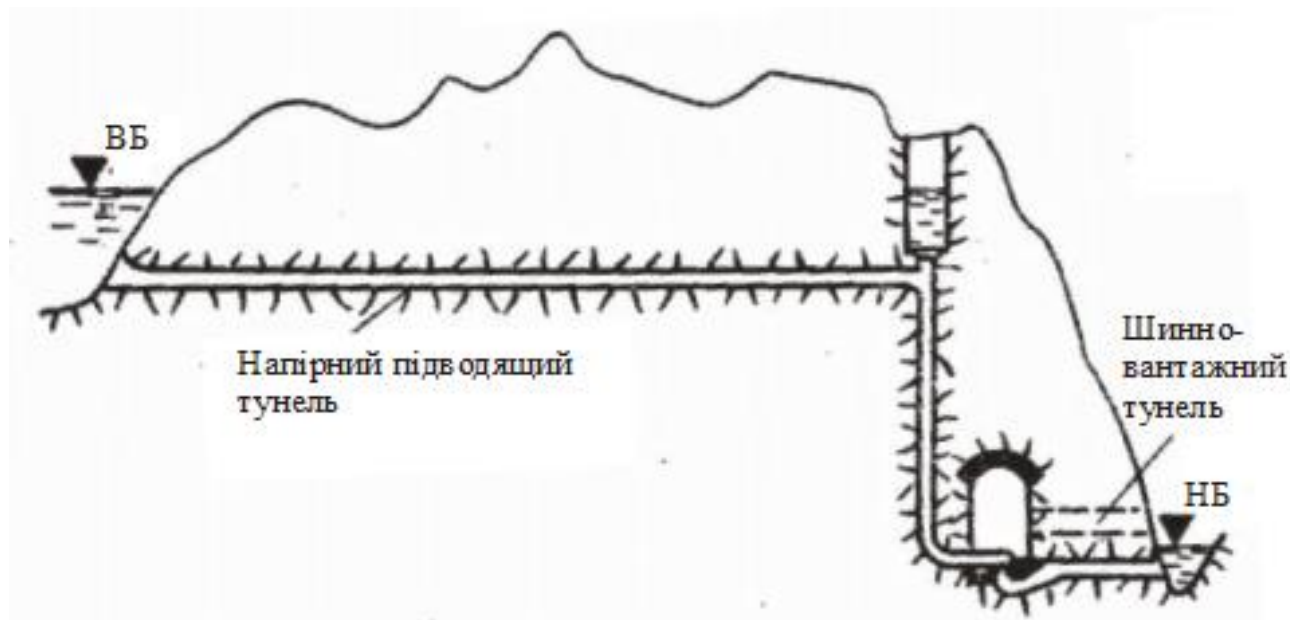


Рисунок 4.36 – Кінцева схема з напірною деривацією

Вона характеризується наявністю довгої підвідної деривації, розташуванням будівлі ГЕС на невеликій відстані від нижнього б'єфу гідроелектростанції. Це дає змогу виконати будівельні й експлуатаційні підходи у вигляді горизонтальних тунелів. Це спрощує виробництво будівельних робіт і експлуатацію ГЕС. Відвідний тунель є відносно коротким. Він може бути напірним або безнапірним, але без зрівнювального резервуара.

Підводний напірний дериваційний тунель прокладається за можливістю на якнайвищих відмітках з метою зменшення внутрішнього тиску води на облицювання і тим самим здешевлення його.

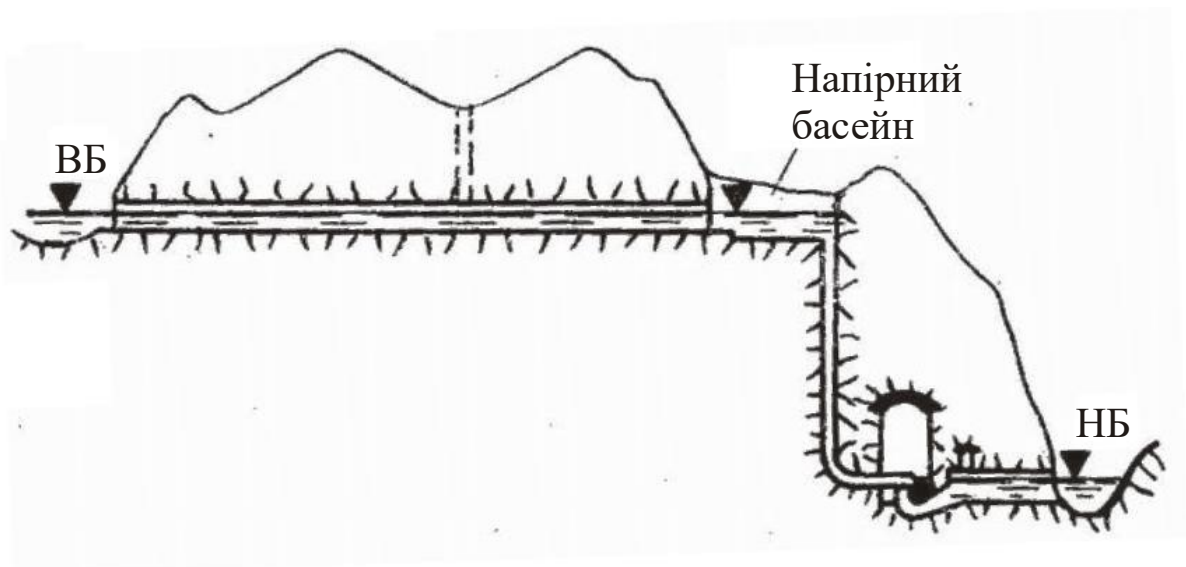


Рисунок 4.37 – Кінцева схема з безнапірною деривацією

4.8.5 Проміжна схема з напірною і безнапірною дериваціями

Проміжна схема із напірною і безнапірною деривацією зображена на рисунках 4.38–4.39.

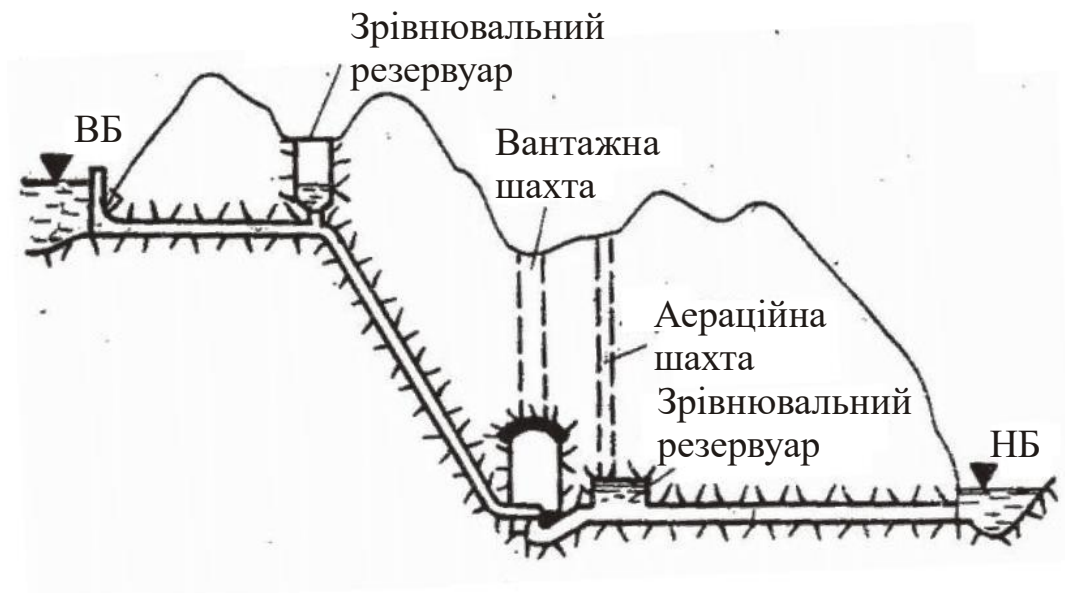


Рисунок 4.38 – Проміжна схема з напірною деривацією

Проміжні схеми характеризуються наявністю підвідної і відвідної деривації значної довжини. У випадку напірної деривації часто виникає необхідність улаштування зрівнювальних резервуарів на підвідній і відвідній ділянках деривації. Поєднання будівлі ГЕС з денною поверхнею здійснюється за допомогою вертикальних або похилих шахт.

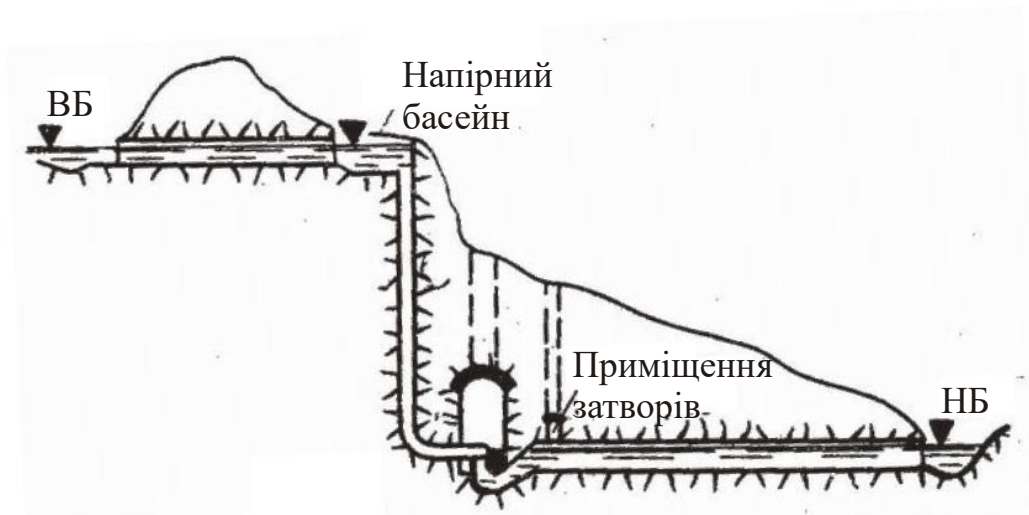


Рисунок 4.39 – Проміжна схема з безнапірною деривацією

Із досвіду практики проектування випливає, що головні схеми доцільні при середніх величинах напору. Із збільшенням напору переважними є кінцеві схеми. За сприятливих топографічних і геологічних умов іноді доцільні проміжні схеми.

4.9 Підземні та напівпідземні машинні зали гідроелектростанцій

4.9.1 Підземні машинні зали ГЕС. За останні роки кількість підземних установок збільшилося майже в 10 разів, і в багатьох країнах вони стали найбільшimi серед інших ГЕС. Інтервал використовуваних на них напорів становить від 20 м до 1 400 м і більше. При порівняно невеликих напорах потужних підземних ГЕС сумарні витрати турбін становлять 1 500–2 000 м³/с.

Підземні ГЕС будуються в Канаді. Найбільше їх поєднання в таких європейських країнах, як Швеція, Норвегія, Італія, Швейцарія.

Встановлена потужність підземних установок на ГЕС Черчілл Фоллс в Канаді сягає 475 МВт.

Встановлення великих агрегатів передбачає скельні виломки більших розмірів (див. рис. 4.40). Збільшення прольотів склепінь особливо характерно для установок з напором, що перевищують 200–300 м, коли безпосередньо перед турбінами встановлюється затвор, часто шарового типу. Цей затвор спрямований на розміщення в зоні дії мостового крана машинної зали, що й вимагає збільшення прольотів склепіння. Іноді вважають за краще розміщувати затвори в окремій галереї, особливо при дуже високих напорах та необхідності їх дублювати.

При порівняно міцних, але тріщинуватих породах застосовують еліптичну форму виломки для машинної зали з співвідношенням осей близько 3 : 2 (см. рис. 4.40). Така форма вважається доцільною для сприйняття гірського тиску і

дозволяє обмежитись тонким облицюванням (20–30 см), за загальною формою контуру машинної зали; одночасно потрібна посилена анкерівка скельного масиву на глибину 4–6 м з установкою одного анкера, приблизно на 1 м² поверхні.

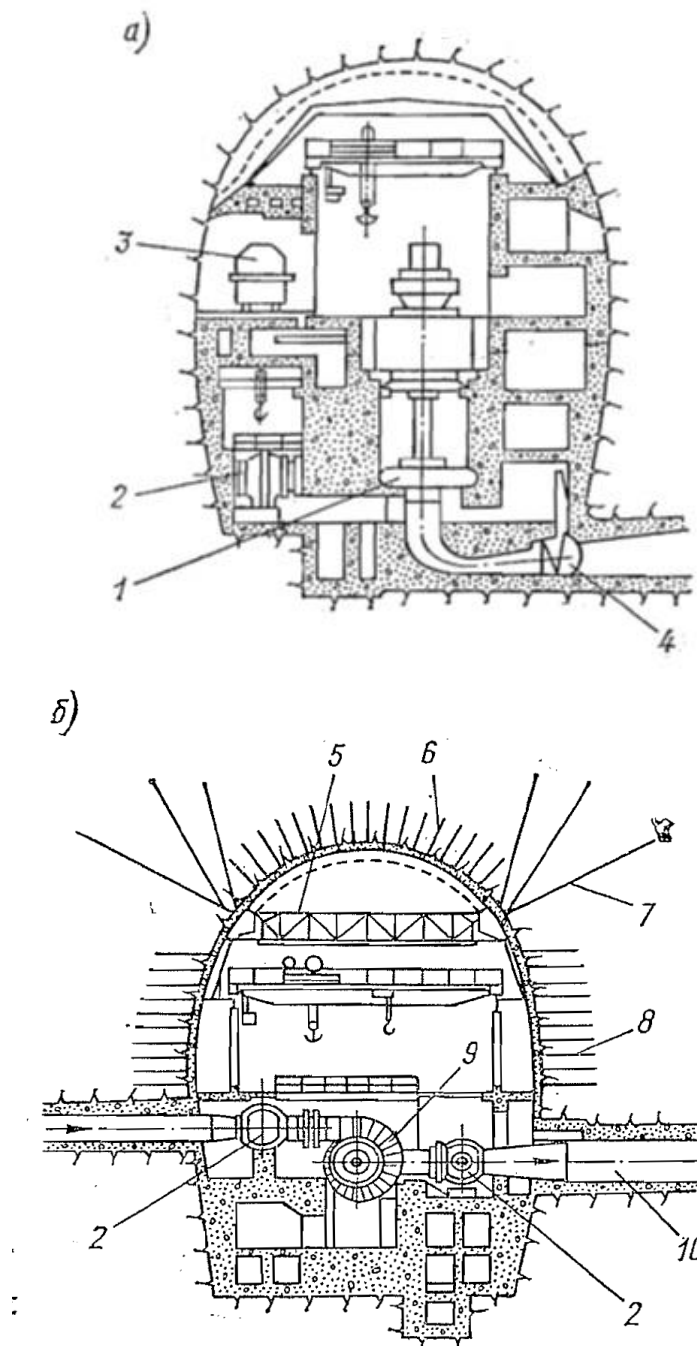
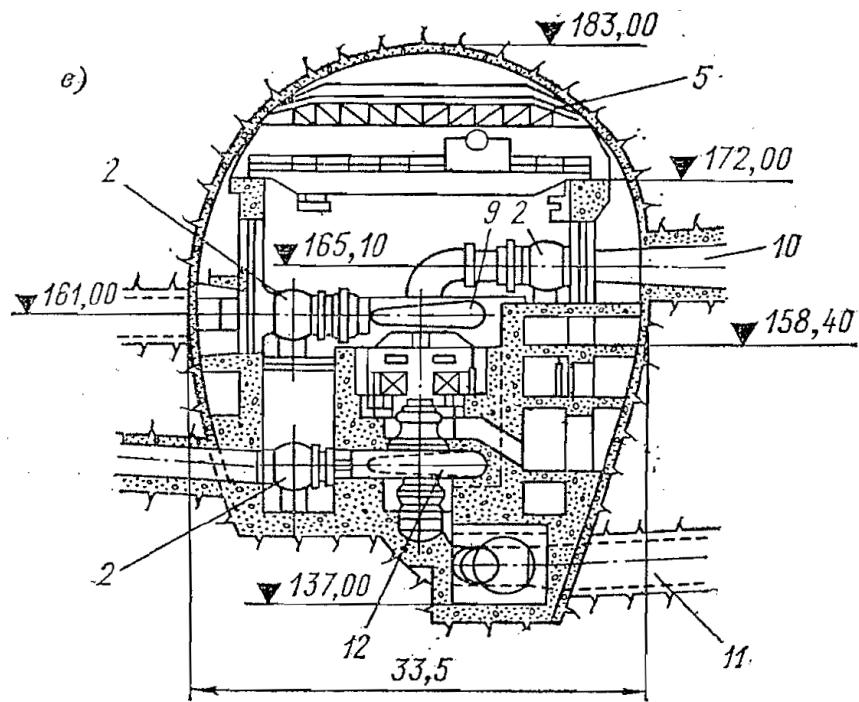


Рисунок 4.40 – Підземні машинні зали ГАЕС овальної форми з тонким облицюванням: а – Торло Хілл; б – Зеккінген; в – Вальдек II:
 1 – обернений (ОРО) гідроагрегат; 2 – шаровий затвор; 3 – підвищувальний трансформатор; 4 – клапанний затвор всмоктувальної труби; 5 – розпірна мостова ферма; 6 – перфоровані та двоконтурні анкери; 7 – попередньо напружені залізобетонні анкери; 8 – перфоровані анкери; 9 – тримашинний агрегат з РО турбіною та електромашиною посередині; 10 – відсмоктувальна труба; 11 – всмоктувальна труба; 12 – насос



Продовження рисунка 4.40

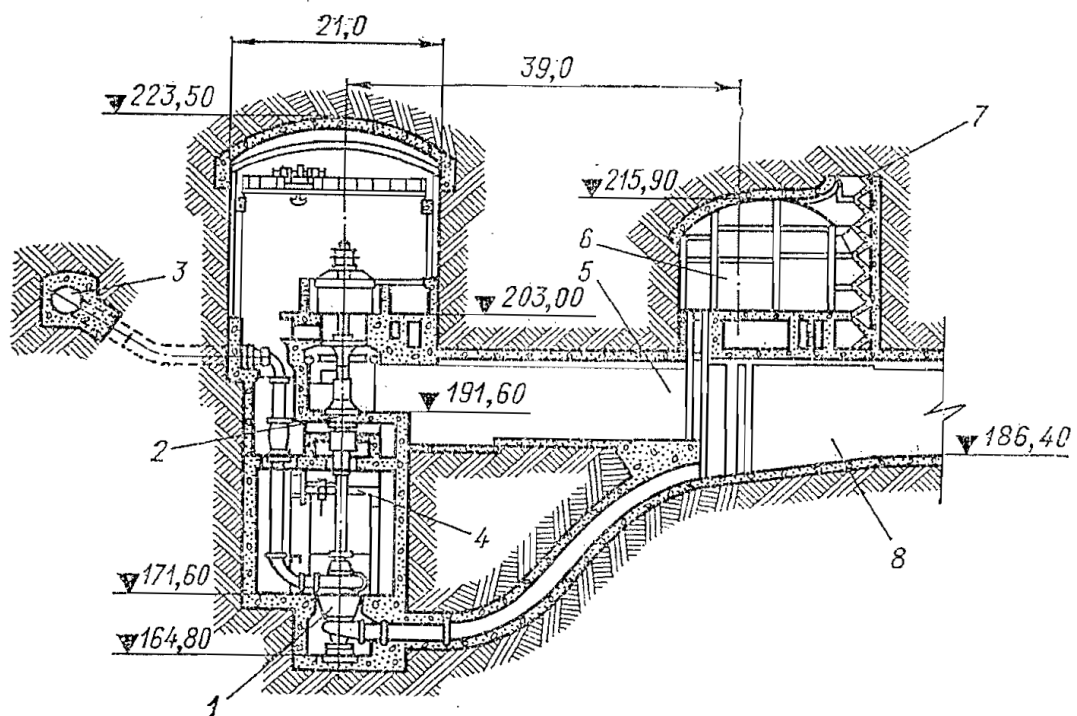


Рисунок 4.41 – Підземна ГАЕС Лаго-Деліо (Італія) з тримашинними агрегатами та ковшовими турбінами: 1 – багатоступінчастий насос; 2 – напрямний підшипник; 3 – колектор напірного водопроводу; 4 – мостовий кран; 5 – відвідний лоток; 6 – приміщення трансформаторів; 7 – транспортна та кабельна шахти; 8 – тунельний водовід

Овальна форма підземної виломки для машинного залу, як найбільш досконала у відношенні сприйняття гірського тиску набуває все більше поширення. На рисунках 4.40, 4.41 показана ГАЕС Торло Хілл в Ірландії зі оберненими агрегатами. На відміну від ГАЕС Маркерсбах, прийнята форма виломки дозволила всередині машинної зали встановити підвищуючі трансформатори. На напірних трубопроводах усіх останніх ГАЕС всередині машинної зали встановлені шарові затвори.

ГАЕС Кош відрізняється раціональною компоновкою і невеликими габаритами як агрегат в цілому, так і всього будівлі станції (рис. 4.42).

Відмінною особливістю ГАЕС Кош є те, що з верхньої сторони паралельно машинному залу виконана спеціальна галерея шириною близько 7 м, в якій розміщені шарові затвори на напірних трубопроводах. Це дозволило істотно зменшити ширину машинної зали і проліт мостового крана. У цьому випадку, з метою надійності, як і взагалі при напорах, що перевищують 800–1 000 м, встановлюють по два затвори на кожній гілці трубопроводу.

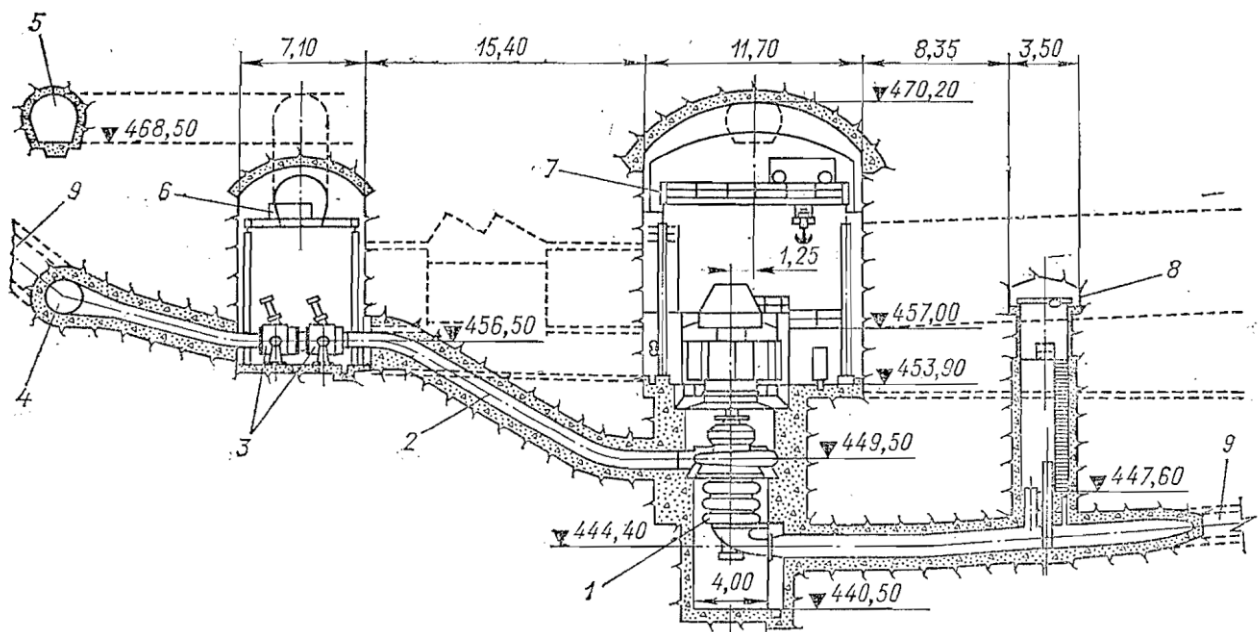


Рисунок 4.42 – Підземна ГАЕС Кош (Франція) з оборотними агрегатами: 1 – п'ятиступінчаста насос-турбіна; 2 – напірний водовід $D = 1,0$ м з облицюванням 0,6 м; 3 – шарова засувка; 4 – колектор на два агрегати; 5 – піонерна галерея (забій); 6 – мостовий кран вантажопідйомністю 40 т; 7 – два мостових крани по 65/15 т; 8 – галерея ремонтної засувки; 9 – напірні штольні

Монтажний майданчик може розташовуватися в одному з торців машинної зали або в його середині. В останньому варіанті виключається перенос

монтованих частин над усіма агрегатами, які були змонтовані раніше, що зручно, зокрема, при введенні агрегатів в експлуатацію у дві черги.

Зв'язок монтажного майданчика з поверхнею землі може бути повністю герметичним за допомогою пристрою транспортного тунелю, який у випадку необхідності виконуються з більшими кутами, що дорівнюють 1 : 7. У відповідних випадках переважають пристрої вертикальної транспортної шахти. Крім цього, роблять шахти для виведення шин високої або генераторної напруги, аераційні шахти тощо. Для безпеки експлуатаційного персоналу засоби сполучення з денною поверхнею повинні бути надійними, обов'язково дублюватися та знаходитися в різних місцях машинної зали. У якості запасних засобів евакуації персоналу можуть бути використані штольні та шахти, виконані в період будівництва.

Основними пропозиціями для вибору підземного варіанту компоновки є: 1) більш сприятливі геологічні умови в глибині масиву скельних порід, що не потребують використання бетонних конструкцій для зменшення вартості; 2) незалежність місця розташування машинної зали від рельєфу місцевості на поверхні землі, що може в деяких випадках помітно зменшити довжину деривації; 3) практично повний захист машинної зали, без додаткових витрат, від ливневих та сільових потоків, снігових лавин, кам'яних падінь, обвалів, а також інших несприятливих для експлуатації та будівництва природних явищ, характерних для гірських районів, в яких найчастіше будуються підземні установки; 4) можливість з мінімальними додатковими витратами забезпечити більше заглиблення агрегатів під рівнем НБ, що дозволяє застосовувати більш швидкохідні гідромашини.

У визначених природних умовах підземне розміщення машинної зали є не лише найбільш економічним, але й єдино прийнятним рішенням.

Підземні установки будуються як у міцних, так і в порівняно слабких скельних породах, що визначає наявність різних форм виломки для створення машинних залів, а також різноманітних форм кріплень. По-перше, найбільш поширеною є прямокутна форма з верхнім склепінням, яке у міцних породах не кріпиться, так само як і бокові стіни. У більш слабких породах робиться бетонне склепіння, а стіни залишаються незакріпленими (рис. 4.43) або застосовується посилене анкерування їх.

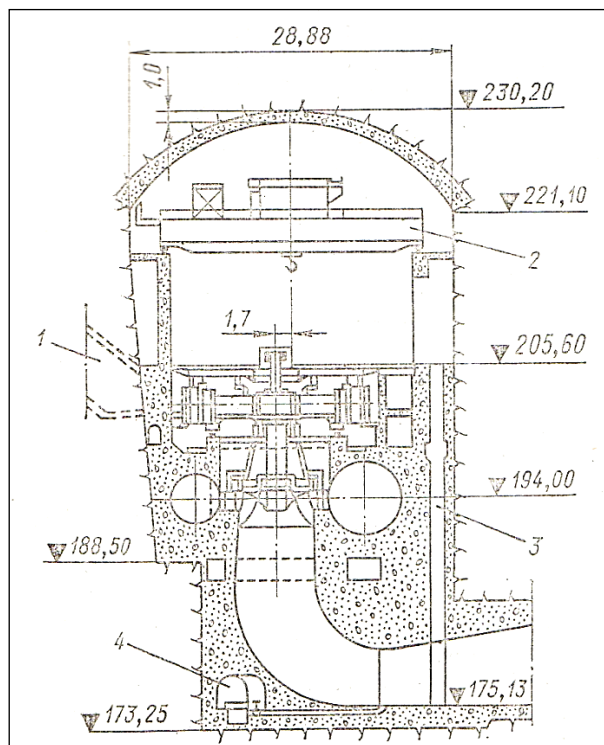


Рисунок 4.43 – Підземна ГЕС Кабора Басса (Мозамбік) з РО турбінами і втопленим генератором ($H_p = 103$ м; $N_{\Gamma} = 5 \times 415 = 2\,075$ МВт; $D_1 = 7,12$ м; $Q_{\Gamma} = 450$ м³/с): 1 – штольня виводів генераторного напруження; 2 – мостовий кран; 3 – паз ремонтної загорожі; 4 – галерея для дренажу і системи осушення проточної частини

Разом з тим для експлуатаційного персоналу розміщення машинної зали під землею викликає ряд незручностей. Як і на деяких інших установках спеціальних типів робота відбувається в приміщеннях з примусовою вентиляцією та при штучному освітленні. При розміщенні машинної зали на великих глибинах, що досягають кількох сотень метрів, особлива увага повинна приділятися надійності засобів сполучення з поверхнею землі, наприклад, їх дублюванням.

У порівняльно міцних, але тріщинуватих породах використовують еліптичну форму виломки для машинної зали з коефіцієнтом осі близько 3 : 2 (див. рис. 4.40). Така форма вважається дуже цілісною для схрещування гірського тиску та дозволяє обмежувати тонкою (20–30 см), але плоскою облицюванням контуру машинної зали; одночасно потрібна посилене анкерування склепіння масиву на глибину 4–6 м з встановленням одного анкера на 1 м².

В останній час виконується склепіння разом з підкрановими балками мостових кранів, а нижче попередньо улаштовується облицювання стіни (рис. 4.44).

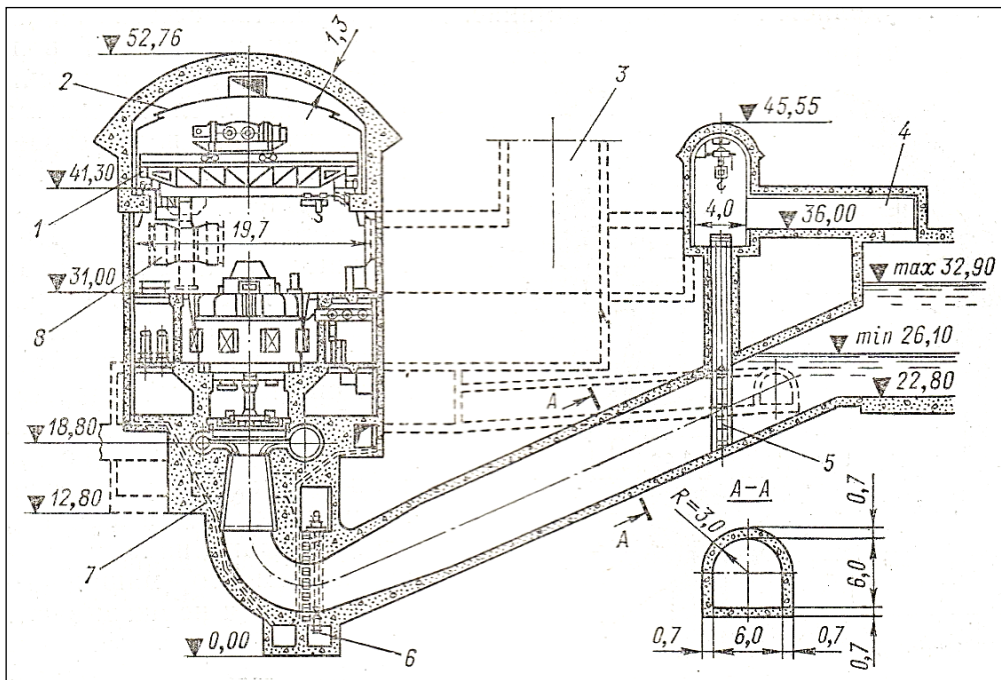


Рисунок 4.44 – Підземна Інгурська ГЕС з РО турбінами і відсмоктувальною трубою збільшеної висоти і довжини ($H_p = 325$ м; $N_{\Gamma} = 5 \times 260 = 1\,300$ МВт; $D_1 = 4,5$ м; $Q_{\Gamma} = 90$ м³/с; $n = 250$ об/хв): 1 – два мостових крана в. п. 250/50 т; 2 – декоративна стеля; 3 – шахта шинних виводів; 4 – вентиляційна галерея; 5 – ремонтний затвор; 6 – насос системи осушення проточної частини; 7 – дренаж; 8 – пронос ротора

Архітектурному оформленню підземної машинної зали та її освітленню приділяється значна увага. Для пристроїв світлових плафонів іноді роблять підвісний стельовий світильник, а стіни підсвічують спеціальними рефлекторами або улаштовують зашклені екрани денного освітлення. При міцних скельних породах на ряді ГЕС стіни збережені в природному стані без кріплення, що створює оригінальний інтер'єр (рис. 4.45, 4.46, 4.47).



Рисунок 4.45 – Машинна зала підземної гідроелектростанції Манапоурі (Manapoouri Power Station) у Новій Зеландії



Рисунок 4.46 – Машинна зала підземної гідроакумулюючої електростанції Nant de Drance, Швейцарія

В усіх прикладах трансформатори встановлені на поверхні землі та на компоненти підземної машинної зали не впливають. Однак на багатьох сучасних підземних ГЕС, завдяки освоєнню техніки з виготовлення високовольних кабелів потужністю до 500 кВ, здійснюється встановлення підвищувальних трансформаторів під землею. Поширення установки трансформаторів на відмітці підлоги машинної зали вздовж однієї з поздовжніх стін, через що виломки значно збільшуються (див. рис. 4.40, а).

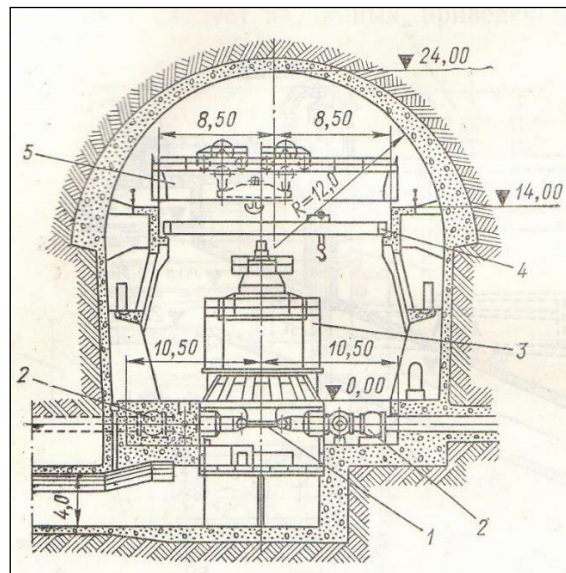


Рисунок 4.47 – Підземна ГЕС Венаус (Італія) високого напору з ковшовими турбінами й острівним компонуванням генератора ($H_p = 1\,360$ м; $N_{Г} = 2 \times 112$ МВт; $Q_{Г} = 10,6$ м³/с; $n = 428$ об/хв): 1 – ковшова турбіна; 2 – шаровий затвор; 3 – гідрогенератор на металевих опорах; 4 – допоміжний кран; 5 – основний кран з двома візками

Бажано, щоб відмітки підлоги цієї галереї і машинної зали були однаковими, що дозволяє просто здійснити транспортування трансформаторів на монтажний майданчик і в зворотному напрямку.

Контрольні запитання

1. Які переваги та недоліки буровибухового способу будівництва тунелів?
2. У чому полягає принцип Новоавстрійського способу проходження (НАТМ) і для яких умов він найбільш ефективний?
3. Які особливості конструкції та застосування щитів з привантаженням вибою?

Завдання до самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Порівняйте комбайновий спосіб проходження тунелів із буровибуховим: у чому їхні ключові відмінності?
2. Які схеми дериваційних гідроелектростанцій ви знаєте, і чим відрізняється безнапірна деривація від напірної?
3. Які фактори визначають вибір між підземними та напівпідземними машинними залами ГЕС?

5 РОЗРАХУНОК ТА ПРОЄКТУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ГЛИБОКОГО ЗАКЛАДАННЯ

План

- 5.1 Навантаження на підземні споруди. Гірський тиск.**
- 5.2 Типи кріплень та обробок підземних споруд.**
- 5.3 Розрахунок підземних споруд із використанням схем стрижневих конструкцій.**
- 5.4 Розрахунок обробок кругового обрису за схемою пружного кільця.**
- 5.5 Спосіб О. Є. Бугасвої.**

5.1 Навантаження на підземні споруди. Гірський тиск

Визначення навантажень на підземні споруди, які зводяться закритим способом, завжди є складним завданням. Це відбувається тому, що процес

будівництва підземного виробітку пов'язаний з порушенням природного напружено-деформованого стану (ПДВ) породного масиву, внаслідок чого відбувається перерозподіл напруги та деформацій навколо підземних виробок. Як наслідок, у масиві виникають механічні процеси, що призводять до формування у ньому нового рівноважного напружено деформованого стану. Напруги, що виникають у масиві гірських порід, що оточують виробку, під дією сили власної ваги породи (гравітаційних сил), тектонічних сил та зміни температури верхніх шарів земної кори називають гірським тиском.

Породи навколишнього вироблення масиву характеризуються граничними значеннями міцності, тому при формуванні нового поля напруги в навколишньому виробництві породному масиві можуть початися процеси руйнування, що характеризуються частковою або повною втратою тримальної здатності гірської породи. У цьому випадку навколо виробки утворюються області пограничного стану, які можуть охоплювати частину або весь контур виробітку.

Для запобігання надмірному зміщенню контуру виробки, що ініціює утворення вивалів у покрівлі та стінах підземної споруди, проводять спеціальні інженерні заходи. На сьогодні є 2 підходи під час їхньої реалізації:

1) пристрій 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 виробітку. Це досягається шляхом штучного зміцнення навколишніх порід, установкою анкерів, торкретуванням тощо.

Під час використання кріплень основною метою є зменшення деформування контуру виробки. Кріплення, встановлене поза породного масиву, частково сприймає їх тиск. Саме по собі кріплення не покращує механічні властивості масиву. Воно, підтримуючи масив, лише змінює граничні умови вздовж контакту кріплення з породою, роблячи їх сприятливішими.

Установкою анкерів і різними способами зміцнення збільшують міцності і деформаційні характеристики породного масиву, підвищуючи його тримальну здатність. Зміцненням порід зменшують навантаження на кріплення, оскільки розвиток переміщень точок контуру виробки і можливість руйнування прилеглого до кріплення масиву в цьому випадку штучно обмежується. Саме тому в масивах, складених міцними однорідними породами, виробки можуть експлуатуватися без кріплення.

У разі, якщо величина концентрації напруги перевищить межу міцності порід у прилеглих до виробки областях масиву, у породі виникнуть непружні деформації, що супроводжуються її руйнуванням, що може спричинити втрату

стійкості склепіння і стінок вироблення. При втраті стійкості переміщення породи у виробки стає інтенсивнішим, що призводить до формування зон утворення вивалів. Таким чином, у виробки після початку проходження при встановленні кріплення порода відразу починає активно на неї впливати, що і вважається проявом гірського тиску.

Гірничий тиск, визначаючи навантаження на кріплення, є основним фактором, що істотно впливає не тільки на технологію проходження виробок різного призначення, але також на спосіб зміцнення порід та вибір постійних обробок, що визначають роботу підземних споруд у період їх експлуатації. Враховуючи цю обставину, варто особливу увагу приділяти вивченню причин та характеру прояву гірського тиску, який залежить від фізико-механічних властивостей гірських порід, глибини розташування виробок, кута падіння напластунів порід, наявності тектонічних порушень та інших геологічних факторів.

При статичних розрахунках підземних споруд навантаження на кріплення визначається гірським тиском, що необхідно оцінити кількісно, тобто. встановити форму та обсяг вивалу породи у виробку. Для цього використовуються запропоновані різними дослідниками гіпотези, засновані на вивченні явищ, що відбуваються в породному масиві. Усі вони є емпіричними, оскільки ґрунтуються на результатах спостережень за поведінкою масиву при проведенні виробок і використовують прийняті на підставі цього передумови та припущення.

Детально з гіпотезами, що дозволяють кількісно оцінити гірничий тиск, можна ознайомитись у спеціальній літературі. Як приклад розглянемо найпоширенішу у вітчизняній проектно-виробничій практиці гіпотезу професора М. М. Протодьяконова. Вона заснована на припущенні, відповідно до якого скельні масиви, внаслідок властивої їм тріщинуватості, розглядаються у вигляді дискретного середовища. Для опису поведінки такого середовища можна використовувати теорію сипких тіл. Відповідно до зазначеної теорії реальний скельний масив замінюється еквівалентним дискретним скельним середовищем, яка характеризується «удаваним» коефіцієнтом тертя, званим коефіцієнтом міцності f . Коефіцієнт міцності дорівнює відношенню дотичного і нормальної напруги на контактні між окремими частинами скельної породи в момент граничної рівноваги і враховує зчеплення з між ними. Підраховується коефіцієнт міцності за формулою:

$$f = \frac{\sigma \cdot \tan \varphi + c}{\sigma}, \quad (5.1)$$

де φ – кут внутрішнього тертя по контакту між окремосями скельної породи;
 σ і c – нормальне напруження та зчеплення на контакті між скельними окремосями.

Згідно з гіпотезою М. М. Протодьяконова на покрівлю виробки порода чинить тиск своєю вагою в обсязі так званого склепіння тиску, в межах якого можливе обвалення скельної породи. Склепіння тиску має такі розміри: висоту h_1 і ширину $2b_1$ (рис. 5.1, а).

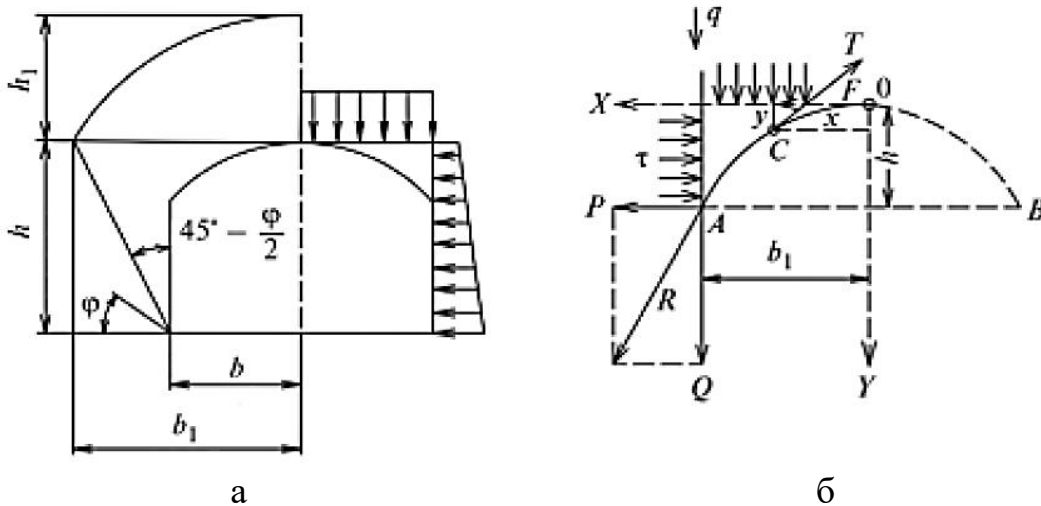


Рисунок 5.1 – Схема тиску породи за М. М. Протодьяконовим

При проходці виробки спочатку відбувається формування вивалу породи в покрівлі, а потім у стінах виробки. У міру подальшого руйнування породи над покрівлю утворюється склепіння, а в боках – похилі площини, що утворюють форму вивалу. Величину розрахункового прольоту склепіння визначають на основі теорії сипучого тіла, відповідно до якої початок і кінець кривої склепіння тиску визначаються точками перетину кривої з площинами обвалення в стінах виробки. Значення кутів нахилу цих площин до вертикалі відповідно до теорії сипучого тіла становлять:

$$45^\circ - \frac{\varphi}{2} \quad (5.2)$$

Зважаючи на це, розрахунковий проліт склепіння визначають з виразу

$$2b_1 = 2b + 2h \tan\left(45 - \frac{\varphi}{2}\right). \quad (5.3)$$

За умови рівноваги склепіння прольотом $2b_1$ (рис. 5.1, б), що утворився над виробкою, після нескладних перетворень можна отримати рівняння кривої склепіння у вигляді параболи:

$$y = \frac{x^2}{b_1 f}. \quad (5.4)$$

При цьому з умови найбільшої стійкості склепіння його висота h_1 визначиться за формулою:

$$|h_1| = \frac{b_1}{f}. \quad (5.5)$$

Застосування аналізованої гіпотези гірничого тиску обмежується умовою, відповідно до якої висота склепіння не повинна перевищувати величини

$$2h_1 < H, \quad (5.6)$$

де H – глибина закладання виробки.

Оскільки форма склепіння перебуває з умов його рівноваги, на кріплення передає навантаження тільки об'єм породи, що знаходиться всередині склепіння, тиск вище розміщених порід сприймається самим склепінням. Зважаючи на це, навантаження на кріплення можна визначити як вагу об'єму вивалу, обмеженого параболою склепіння тиску (обвалення):

$$P = \frac{2}{3} \gamma 2b_1 h_1 = \frac{4}{3} \gamma \frac{b_1^2}{f}, \quad (5.7)$$

де γ – об'ємна вага породи.

Горизонтальне навантаження на кріплення для сипких тіл у цьому випадку розраховується виходячи з величини бічного активного тиску, що визначається за формулою:

$$P_a = \gamma y \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right). \quad (5.8)$$

У практичних розрахунках коефіцієнт міцності f для нескільких ґрунтів, як сипких, так і зв'язних, приймається рівним коефіцієнту внутрішнього тертя ґрунту:

$$f = \tan \varphi. \quad (5.9)$$

Для непорушених скельних порід, у яких величина зчеплення визначається міцністю жорстких зв'язків між мінеральними частинками, коефіцієнт міцності підраховується за формулою:

$$f \approx 0,1R, \quad (5.10)$$

де R – міцність на одновісне стискання скельної породи. Розмірність міцності приймається в МПа.

Розрахункові значення коефіцієнта міцності порід f наведені в таблиці 5.1.

Таблиця 5.1 – Розрахункові значення коефіцієнта міцності порід

Категорія гірських порід	Ступінь міцності	Породи	Коефіцієнт міцності, f
I	Найвищою мірою міцні породи	Найбільш міцні, щільні та в'язкі кварцити та базальти. Виняткові за міцністю інші породи	>20
II	Дуже міцні породи	Дуже міцні гранітові породи. Кварцовий порфір, дуже міцний граніт, крем'янистий сланець, менш міцні, ніж зазначені вище, кварцити. Найміцніші пісковики та вапняки	15
III	Міцні породи	Граніт (щільний) та гранітові породи. Дуже міцні пісковики та вапняки. Кварцові рудні жили. Міцний конгломерат. Дуже міцні залізні руди	10
IIIa	Те саме	Вапняки (міцні). Неміцний граніт. Міцні пісковики. Міцний мрамур, доломіт. Колчедани	8
IV	Доволі міцні породи	Звичайний пісковик. Залізні руди	6
IVa	Те саме	Піщані сланці. Сланцеві пісковики	5
V	Середні породи	Міцний глинистий сланець. Неміцний піщаник та вапняк, м'який конгломерат	4
Va	Те саме	Різноманітні сланці (неміцні). Щільний мергель	3
VI	Доволі м'які породи	М'який сланець, м'який вапняк, крейда, кам'яна сіль, гіпс. Мерзлий ґрунт, антрацит. Простий мергель. Зруйнований піщаник, зцементована галька та хрящ, кам'яний ґрунт	2
VIa	Те саме	Щебневий ґрунт. Зруйнований сланець, галька і щебінь, що злежалася, міцне кам'яне вугілля, затверділа глина	1,5
VII	М'які породи	Глина (щільна). М'яке кам'яне вугілля, міцний нанос – глинистий ґрунт	1,0
VIIa	Те саме	Легка піщаниста глина, лес, гравій	0,8
VIII	Землясті породи	Рослинна земля. Торф. Легкий суглинок, сирий пісок	0,6
IX	Сипучі породи	Пісок, осипи, дрібний гравій, насипна земля, видобуте вугілля	0,5
X	Пливучі породи	Пливуни, болотистий ґрунт, розріджений льос та інші розріджені ґрунти	0,3

Якщо тунель оточують слабкі та нестійкі ґрунти, що не володіють достатніми пружними властивостями, то його обробку прийнято розраховувати тільки на активні навантаження (вертикальний та бічний тиск ґрунту, гідростатичний тиск). У щільних і стійких ґрунтах крім вертикального гірського тиску зазвичай враховують також дію його пружної відсічі по бічній і нижній (для кільцевої) поверхонь обробки.

Конструкції підземних транспортних споруд схильні до дії різних зовнішніх навантажень, характер розподілу та інтенсивність яких залежить від цілого ряду факторів: глибини закладення, інженерно-геологічних умов, характеру міської забудови та руху наземного транспорту, технології виконання робіт тощо.

Всі види навантажень прийнято розділяти на постійні, які надають на конструкцію регулярний вплив та тимчасові, що характеризуються періодичним тривалим чи короткочасним впливом. До постійних навантажень відносяться власна вага, вага дорожнього покриття та підземних комунікацій, тиск ґрунту та води, а також навантаження від маси будівель та споруд, розташованих над підземними виробками, зусилля попереднього натягу арматури. Тимчасові навантаження виникають від рухомих тунелем або підземного гаража автомобілів, а також різних транспортних засобів, які проїжджають над підземною спорудою. До тимчасових належать також деякі види навантажень, які виникають лише на стадії будівництва підземної споруди. Тимчасовий характер мають впливи коливання температури, морозного пучення ґрунтів, а також особливі впливи (сейсмічні, ударні тощо), що виникають внаслідок яких-небудь аварійних ситуацій.

Усі перелічені вище зовнішні навантаження можуть діяти на підземну конструкцію одночасно чи різні моменти часу. У зв'язку з цим можливі різні поєднання навантажень, що викликають конструкції різні напружені стани. Тому при розрахунку підземних конструкцій необхідно виявити найбільш не вигідні поєднання навантажень (основні та особливі), при дії яких у конструкції виникнуть максимальні внутрішні зусилля.

В основні поєднання включають постійні навантаження та тимчасові дії від транспортних засобів, пересування людей, а також тимчасові будівельні та експлуатаційні навантаження.

Особливі поєднання складаються з деяких постійних та тимчасових навантажень основного поєднання, і навіть особливих впливів. Розрахунок роблять зазвичай на основні поєднання навантажень, а на особливі виконують перевірку.

Гірський тиск визначає нормативне вертикальне навантаження на склепіння кріплення. Нормативна горизонтальна навантаження, що діє її стіни,

може бути визначена двома способами: або, як показано вище, з теорії сипучого тіла, тобто від активного тиску ґрунту, або з реакції пружної основи, враховуючи пасивну відсіч порід. Останній спосіб використовується також щодо навантаження, що діє на лоток споруди.

5.2 Типи кріплень та обробок підземних споруд

Кріплення (обробка) – це будівельна конструкція, що зводиться в підземних спорудах та гірничих виробках для збереження їх заданих розмірів та форми та захисту від обвалів та надмірних зсувів навколишніх порід.

Кріплення повинно задовольняти таким основним вимогам – бути міцним, стійким, надійним і довговічним при мінімальній витраті матеріалів. Під міцністю та стійкістю розуміється здатність сприймати тиск гірських порід та інші види впливів без руйнування.

Відмінність кріплень та обробок підземних споруд визначається їх функціональним призначенням. Кріплення є тимчасовими конструкціями, які, при необхідності, встановлюють у процесі проходження для сприйняття гірського тиску та забезпечення безпеки під час гірничих робіт або будівництва підземних об'єктів. Обробка, виконуючи ту ж функцію, є постійними конструкціями підземних споруд, що забезпечують їхню безпеку в період експлуатації. Від призначення кріплень та обробок, способів їх зведення залежать також характерні особливості згаданих конструкцій, їх розміри та форма.

Кріплення виробок при веденні гірських робіт зазвичай мають порівняно невеликі розміри і часто включають елементи, що забезпечують податливість конструкції. На рисунку 5.2 показано розрахункові схеми кріплень, що найчастіше трапляються під час проходження гірничих виробок.

У розрахункових схемах розпірних конструкцій у вузлах з'являються додаткові зв'язки з породним масивом (рис. 5.2).

Обробки автодорожніх тунелів, тунелів метрополітену, міських підземних переходів поділяються на монолітні та збірні. Вибір основних конструкцій та відповідних їм розрахункових схем багато в чому залежить від фізико-механічних характеристик породного масиву. Транспортні тунелі в міцних не вивітрілих породах за відсутності ґрунтових вод в більшості випадків не кріпляться, і тільки в межах тріщинуватих і вивітріюваних ділянок траси, в яких можливі окремі випадки утворення вивалів, порода зміцнюється або торкретуванням, або установкою анкерного кріплення. В інших випадках необхідно зводити монолітну або збірну обробку, що сприймає гірський тиск. Під час проєктування підземних транспортних споруд використовуються такі

розрахункові схеми.

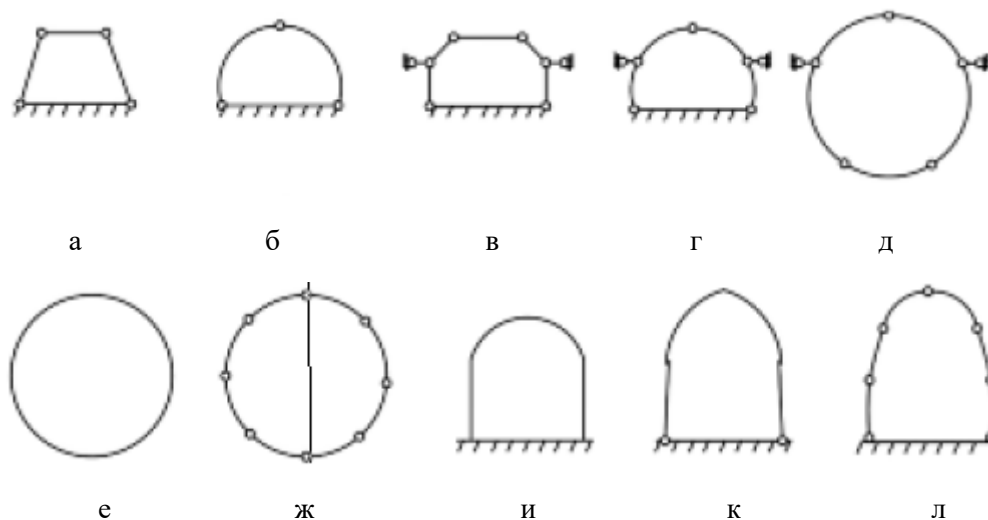


Рисунок 5.2 – Розрахункові схеми кріплень підземних виробок:

а – трапецієподібна рамна безрозпірна; б – арочна тришарнірна безрозпірна; в – полігональна рамна розпірна; г – арочна п'ятишарнірна розпірна; д – кільцева багат шарнірна розпірна; е – кільцева суцільна монолітна; ж – кільцева суцільна з елементів, що жорстко з'єднані або мають часткову податливість; и – склепінчаста суцільна монолітна; к – арочна двошарнірна податлива; л – арочна двошарнірна панельна з елементів, що жорстко з'єднані або мають часткову податливість

При закритому способі зведення транспортних тунелів монолітні обробки характеризуються склепіннями різного контуру, що мають постійну або змінну товщину. Умови спирання склепіння визначаються його формою. Склепіння зазвичай сприймається як пружно деформоване тіло, взаємодіє або з елементами конструкції обробки, або з масивом. П'яти склепіння в залежності від умов спирання можуть мати жорстке або пружне затискання. Різні варіанти подібного обпирання подано на рисунку 5.3: полого склепіння з п'ятами, защемленими в стіни виробки (рис. 5.3, а); підйомне пружне склепіння з п'ятами, защемленими в основу виробки (рис. 5.3, б); полого пружне склепіння, що має абсолютно жорстке затискання п'яти у стіни виробки (рис. 5.3, в); підйомне пружне склепіння, п'яти якого защемлено в зворотній склепіння, що лежить на пружній основі (рис. 5.3, г).

При спорудженні транспортних тунелів закритим способом з використанням збірних обробок зазвичай застосовують конструкції кругової або склепінчастої форми. Зводяться вони з чавунних тубінгів або із залізобетонних

елементів. Розрахункові схеми для обробок кругового та склепінного обрисів аналогічні розрахунковим схемам, показаним відповідно на рисунку 5. 2, г, д, ж, к.

Для розрахунку споруд метрополітену, обробка яких збирається з набагато більшої кількості елементів, у багатьох випадках використовуються розрахункові схеми, подано на рисунку 5. 3.

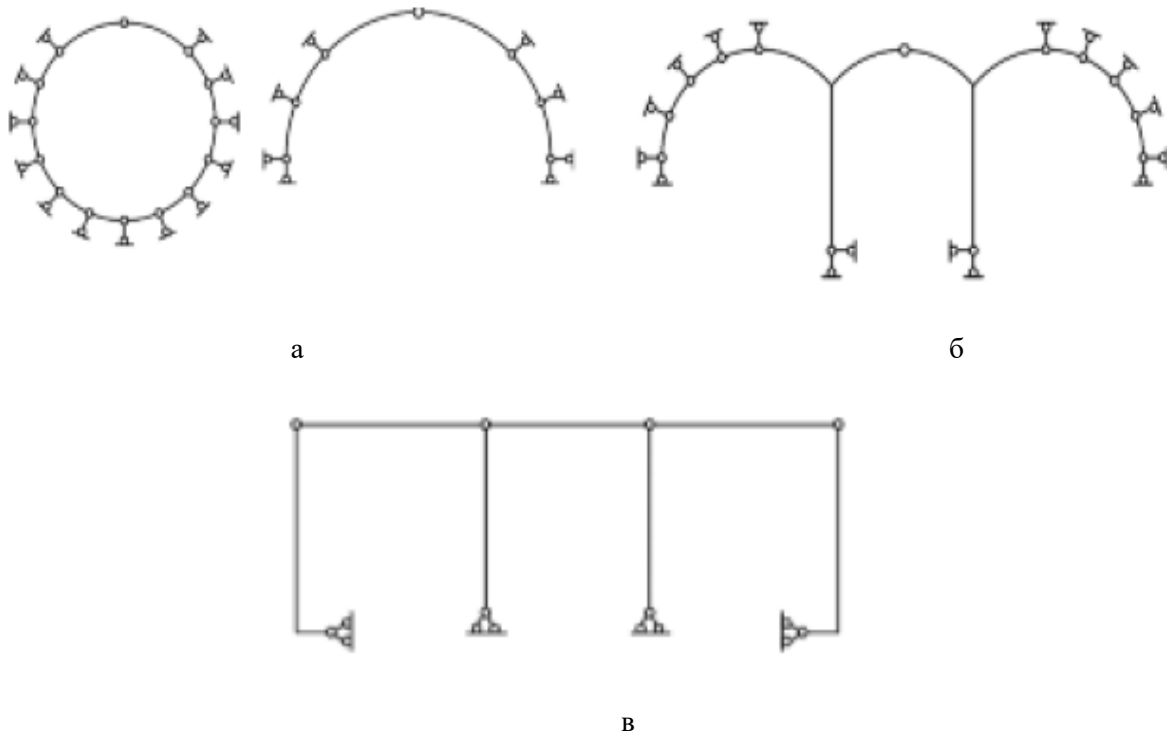


Рисунок. 5.3 – Розрахункові схеми обробок перегінних тунелів і станцій метрополітену: а – багато шарнірне кільце, у шарнірах, що має пружні зв’язки з вміщувальним породним масивом; б – багато шарнірні арки і багатошарнірні системи, відповідно застосовувані під час проектування склепінних однопрогонових споруд; в – для станцій колонного типу

При відкритому способі будівництва транспортних тунелів використовуються як монолітні, так і збірні обробки.

Схеми для розрахунку обробок монолітних рамних конструкцій також показано на рисунку 5.4: однопрогонова рама на пружній основі з верхнім елементом склепінчастої форми (рис. 5.4, а–д); одно- і двопрогонові рами прямокутного обрису на пружній основі (рис. 5.4, е, ж).

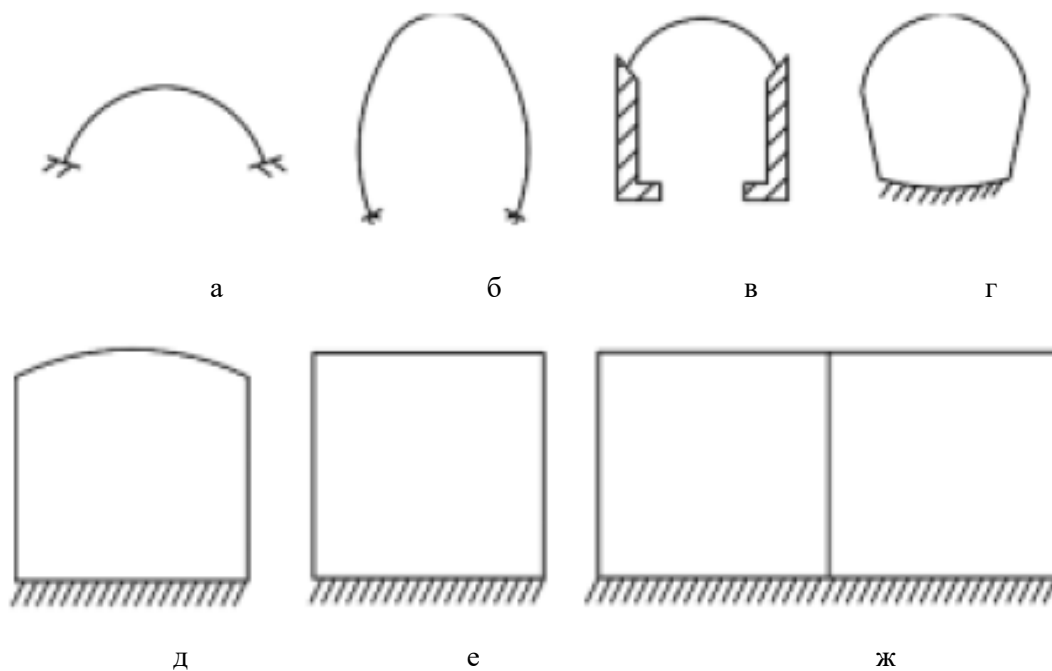


Рисунок 5.4 – Розрахункові схеми обробок транспортних тунелів

Збірні залізобетонні обробки транспортних споруд, що зводяться відкритим способом, зазвичай мають форму рамних конструкцій, що складаються з окремих секцій. Прикладом може бути розрахункова схема три пролітної станції метрополітену дрібного закладення.

5.3 Розрахунок підземних споруд із використанням схем стрижневих конструкцій

Розрахунки підземних споруд методами будівельної механіки необхідно виконувати з урахуванням відсічі породи, що дозволяє моделювати їхню взаємодію з породним масивом, що вміщає. В окремих випадках у слабких породах з коефіцієнтом міцності $f < 1,0$ як кріплення, так і обробку розраховують без урахування відсічі породи. Зокрема, так чинять при розрахунку тимчасового металевих кріплення або обробок, якщо лоток споруджується після передачі на склепіння та стіни основних навантажень. На рисунку 5.5 показано розрахункову схему та навантаження, що використовуються в подібних випадках.

На сьогодні під час розрахунку підземних споруд методами будівельної механіки здебільшого використовуються схеми стрижневих конструкцій, що взаємодіють із пружним середовищем. Подібна методика базується на трьох основних припущеннях:

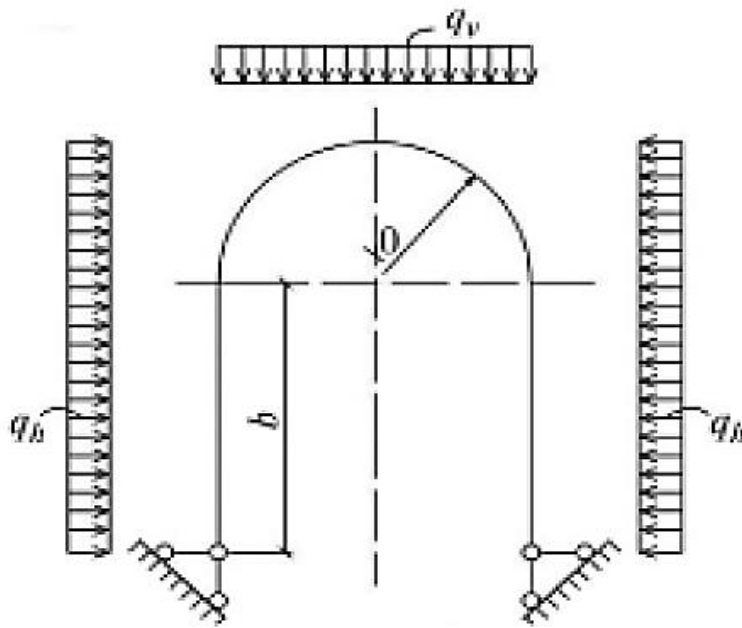


Рисунок 5.5 – Розрахункова схема та навантаження у разі відсутності відсічі породи

1) обробка представляється у вигляді плоскої стрижневої конструкції, що повторює форму поперечного перерізу споруди;

2) взаємодія з породним масивом, що вміщає, моделюється окремими пружними опорними стрижнями, не пов'язаними між собою. Стрижні перпендикулярні до обробки, цим враховується відсіч породи. Для обліку сил тертя між обробкою та породою встановлюються стрижні, що стосуються обробки;

3) стрижні опор, перпендикулярні до обробки, сприймають лише стискаючі зусилля, тобто розглядається система із односторонніми зв'язками.

Крім того, можливі й додаткові спрощення, які мало впливають на точність результатів: криволінійна вісь замінюється ламаною лінією, розподілене навантаження — декількома зосередженими силами тощо.

Число опорних стрижнів уздовж осі обробки приймається 12...15. Параметри опорних стрижнів визначають, використовуючи характеристики породного масиву:

– коефіцієнт питомої відсічі K_0 , який, своєю чергою визначається або за даними натурних досліджень, або попередніх розрахунків, у разі тріщинуватих порід, за графіком (рис. 5.6).

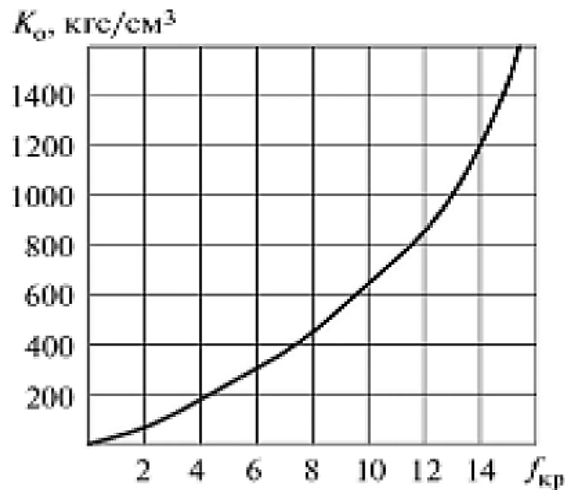


Рисунок 5.6 – Графік залежності коефіцієнта питомої відсічі K_0 від коефіцієнта міцності f для тріщинуватих порід

У слабо тріщинуватих породах з коефіцієнтом міцності $f > 10$ значення коефіцієнта питомої відсічі необхідно збільшити на 30 %;

- модуль деформації E ;
- коефіцієнт Пуассона;
- параметри опору зсуву на контактні обробка – порода: i s_0 .

Якщо породний масив можна розглядати як умовно-суцільне ізотропне середовище, у якого відомі модуль пружності E та коефіцієнт Пуассона ν , то коефіцієнт питомої відсічі визначається за формулою:

- для виробок кругового контуру:

$$K_0 = \frac{E}{100 - (1 + \nu)}. \quad (5.11)$$

Перехід від коефіцієнтів питомої відсічі K , до коефіцієнта K , що враховує відсіч породи для конкретного виробітку, здійснюється за формулами:

- для виробки некругового обрису:

$$K = \frac{100K_0}{0,5B_0}, \text{ кгс/см}^3, \quad (5.12)$$

де $B_0 = B + 2h_{об}$ – проліт виробітку, см; B – проліт тунелю в світлі; $h_{об}$ – товщина обробки тунелю;

- під п'ятами розімкнутої обробки:

$$k_{п} = \frac{100K_0}{1,34(1 - \nu)h_{п}}, \text{ кгс/см}^3, \quad (5.13)$$

де h_n – ширина п'яти.

Жорсткість стрижнів, що моделюють відсіч породи, обчислюється за формулою:

$$\frac{E_{ст}F_{ст}}{l_{ст}} = F_{о.п}K, \quad (5.14)$$

де $E_{ст}$ – модуль пружності стрижня, який можна прийняти рівним модулю пружності обробки $E_{об}$; $F_{ст}$ – площа поперечного перерізу стрижня; $l_{ст}$ – довжина стрижня (приймається рівною 1 м); $F_{о.п} = 0,5(c_i + c_{i+1})$ – опорна площа контакту обробка – породний масив, що відповідає відповідному стрижню; c_i, c_{i+1} – відстані до сусідніх точок кріплення стрижнів до обробки, м; b – розрахункова довжина ділянки тунелю вздовж траси (якщо інженерно-геологічні умови та геометричні параметри трасою тунелю не змінюються, тому $b = 1$ м).

У розрахунках кріплень і обробок, що подаються стрижневими конструкціями, навантаження, що діє, приводяться до зосереджених сил, прикладених до вузлових точок.

5.4 Розрахунок обробок кругового обрису за схемою пружного кільця

Обробка з монолітного бетону та залізобетону, а також збірні металеві або залізобетонні обробки з постійними зв'язками розтягування між елементами розраховують за схемою кільця в пружному або податливому середовищі. Оскільки в більшості випадків обробки кругового обрису є тонкостінними конструкціями і мають співвідношення $R_{вн}/R_з > 0,75-0,80$ (де $R_{вн}$ – внутрішній, а $R_з$ – зовнішній радіус обробки), їх розраховують за схемою пружного кільця, приймаючи лінійний розподіл напруги висоті перерізу.

Якщо обробка розташовується у стійких ґрунтах, що мають достатні пружні властивості, її розраховують як кільце в пружному середовищі. Якщо ж оточуючі тунель ґрунти не здатні чинити опір переміщенням обробки, розрахунок її виробляють за схемою «кільце в податливому середовищі» (кільце, що деформується вільно).

При розрахунку обробки як кільця в пружному середовищі розглядають систему ґрунт – обробка, враховуючи спільну роботу конструкції з навколишнім ґрунтовим масивом. При цьому пружні властивості ґрунту можуть бути виражені через коефіцієнт пружного відсічі k (гіпотеза місцевих деформацій) або через модуль деформації E_0 і коефіцієнт Пуассона μ (гіпотеза загальних деформацій).

Оскільки положення без відпорної зони заздалегідь невідоме, завдання стає нелінійним стосовно навантажень і тому важко розв'язувати. У зв'язку з цим

існуючі методи розрахунку кругових обробок в пружному середовищі містять різні передумови, що спрощують. У проектній практиці широко використовують наближені методи розрахунку кругових обробок на основі гіпотези місцевих деформацій.

5.5 Спосіб О. Є. Бугаєвої

У способі О. Є. Бугаєвої ґрунтове середовище, що оточує споруду, характеризується коефіцієнтом пружної відсічі k . Відсіч приймається радіальним та діє на нижню частину споруди з центральним кутом 270° . Протягом верхньої дуги із центральним кутом 90° приймається без відпорна зона (рис. 5.7).

Пружна лінія відсіку ґрунту апроксимується рівняннями:

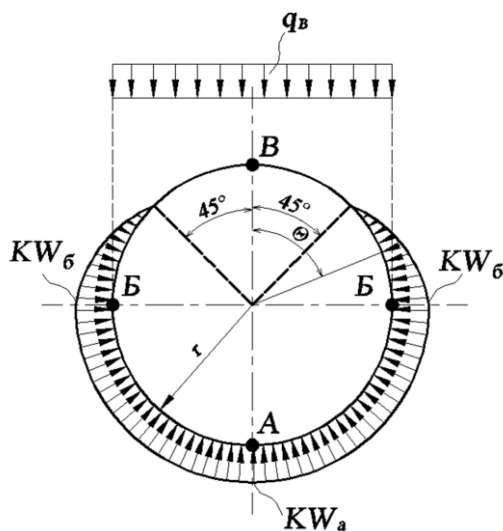


Рисунок 5.7 – Розрахункова схема вертикального та відпорного тиску ґрунту по О. Є. Бугаєвій

$$\text{при } 45^\circ \leq \theta \leq 90^\circ \quad W = W_B \cos 2\theta;$$

$$\text{при } 90^\circ \leq \theta \leq 180^\circ \quad W = W_A \cos^2\theta + W_B \sin^2\theta,$$

где θ – кут нахилу перерізу до вертикалі;

W_A и W_B – ординати пружної лінії в перерізах А і Б.

Згинальні моменти та окружні нормальні сили в характерних перерізах кільця визначаються за такими формулами:

– від власної ваги споруди

$$M_A = 0,070 R r (1 - 0,059 n); \quad (5.15)$$

$$N_A = 0,0273 R (1 - 0,040 n); \quad (5.16)$$

$$M_B = 0,063 R r (1 - 0,066 n); \quad (5.17)$$

$$N_B = 0,250 R (1 + 0,011 n); \quad (5.18)$$

$$M_B = 0,055 R r (1 - 0,064 n); \quad (5.19)$$

$$N_B = 0,027 R (1 - 0,040 n); \quad (5.20)$$

– від вертикального рівномірного навантаження

$$M_A = 0,125 R r (1 - 0,067 n); \quad (5.21)$$

$$N_A = 0,09 R n; \quad (5.22)$$

$$M_B = -0,125 R r (1 - 0,066 n); \quad (5.23)$$

$$N_B = -0,500 R (1 + 0,012 n); \quad (5.24)$$

$$M_B = 0,125 R r (1 - 0,56 n); \quad (5.25)$$

$$N_B = -0,021 R n, \quad (5.26)$$

де R – рівнодіюча відповідного навантаження;

$$n = \frac{1}{0,06416 + \frac{EI}{kr^4}} = \frac{1}{0,06416 + \frac{E}{12kr} \left(\frac{\delta}{r}\right)^3}, \quad (5.27)$$

де E – модуль пружності матеріалу споруди;

I – момент інерції поздовжнього перерізу стінки на одиницю довжини споруди.

При $EI = \infty$ або при $k = 0$, $n = 0$ формули від власної ваги споруди та від вертикального рівномірного навантаження переходять у відповідні формули, що не враховують відсіч ґрунту.

За наявності без відпорної зони небезпечним перерізом споруди є шелиг (перетин В), тому що тут відсутня відсіч ґрунту.

Контрольні запитання

1. Що таке гірський тиск і які основні фактори впливають на його величину?
2. Які типи кріплень застосовуються для підземних споруд глибокого закладання та в чому їхні особливості?
3. У чому полягає принцип розрахунку обробок кругового обрису за схемою пружного кільця?

Завдання до самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Порівняйте розрахунок підземних споруд за схемою стрижневих конструкцій із розрахунком за схемою пружного кільця: які переваги та обмеження кожного методу?

2. Які інженерні умови визначають вибір конкретного типу кріплення для підземної споруди?

3. У чому полягає метод О. Є. Бугаєвої та які його переваги порівняно з традиційними методами розрахунку?

6 ВІДКРИТИЙ СПОСІБ ЗВЕДЕННЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД

План

6.1 Транспортні тунелі, що зводяться відкритим способом.

6.2 Пішохідні тунелі, що зводяться відкритим способом.

6.3 Тунелі метрополітену дрібного закладення, що зводяться відкритим способом.

6.4 Підземні споруди манежного типу. Автостоянки та гаражі.

6.5 Станції метрополітену.

6.6 Підземні споруди різного призначення та міські багатофункціональні комплекси.

6.7 Колекторні тунелі міських інженерних мереж.

6.1 Транспортні тунелі, що зводяться відкритим способом

Транспортні тунелі, що будуються в умовах міста, призначаються для переміщення під землею засобів міського транспорту: легкових та вантажних автомобілів, автобусів, тролейбусів та трамваїв (автодорожні тунелі); а також в окремих випадках для пересування під землею залізничного транспорту. Крім того, до транспортних належать пішохідні тунелі, призначені для руху людських потоків при перетині автомагістралей, на підходах до видовищних підприємств, підземних автостоянок, торгових центрів, станцій метрополітенів і залізниць.

Транспортні тунелі дрібного закладення призначені для розв'язки руху на різних рівнях, збільшення пропускної спроможності доріг, створення під'їзних шляхів до підземних автостоянок, гаражів тощо. Зазвичай транспортними тунелями дрібного закладення пропускають усі види безрейкового транспорту.

Будівництво таких тунелів у великих містах набуло дуже широкого поширення. Будівництво тунелів ведеться зазвичай відкритим способом у котлованах з природними, вертикальними та комбінованими укосами. Незалежно від типу котловану для тунелів дрібного закладення приймається переважно прямокутна форма поперечного перерізу як найпростіша у виконанні. Тунелі неглибокого закладання зазвичай проектуються для пропуску руху на

одному рівні. Кількість смуг руху може змінюватися від двох до шести. Разом з тим прагнення більш ефективно використовувати підземний простір призводить до того, що останнім часом проєктуються та будуються багаторівневі тунелі, що поєднують автомобільний та рейковий транспорт (метрополітен). На перехрестях магістралей влаштовуються розв'язки транспортних потоків у двох, трьох та більше рівнях. Для цього використовуються виїмки, тунелі та естакади. Планування автотранспортних розв'язок може бути представлене різними схемами, що визначаються багатьма факторами: міською забудовою в районі будівництва, інтенсивністю руху, наявністю збудованих підземних споруд та прокладених інженерних комунікацій та інше.

Тунелі, які споруджуються відкритим способом, складаються із закритої тунельної частини та відкритих рампових ділянок. Ділянки від рампи до тунелю проєктують таким чином, щоб задовольнялася вимога безперешкодного руху транспорту як магістралю, під якою прокладено тунель, так і всіма прилеглими магістралями. При цьому передбачається простір для розвороту автомобілів над тунелем.

Тунелі захищаються від неорганізованого проникнення в них підземних та поверхневих вод та обладнані водовідвідними, а при необхідності та дренажними пристроями. Гідроізоляція тунелів повинна забезпечувати відсутність протікання по периметру споруд, стікання води по стінах та унеможливити утворення льоду.

Основні технічні параметри проєктованих тунелів: вибір траси та глибини закладення, типу, форми поперечного перерізу та конструкції обробки; способи її захисту від ґрунтових вод тощо, призначаються після порівняння техніко-економічних показників варіантів з урахуванням наведених витрат на будівництво та експлуатацію споруди.

Технічні рішення, конструкції та матеріали, що приймаються, повинні забезпечувати термін експлуатації тунельних обробок не менше 100 років. Міжремонтні терміни будівельних конструкцій постійних пристроїв повинні становити не менше ніж 50 років.

Будівництво тунелів, що зводяться відкритим способом, здійснюється зазвичай у котлованах з використанням збірних конструкцій із типових готових залізобетонних елементів, що складаються зі стінових та фундаментних блоків, розпірок, підколонників, колон, прогонів та блоків перекриття.

Приклад такого рішення наведено на рисунку 6.1. Стінові блоки в цьому випадку жорстко загорнуті в фундаментні блоки, що утворюють суцільний стрічковий фундамент з пазом для встановлення зовнішніх стін.

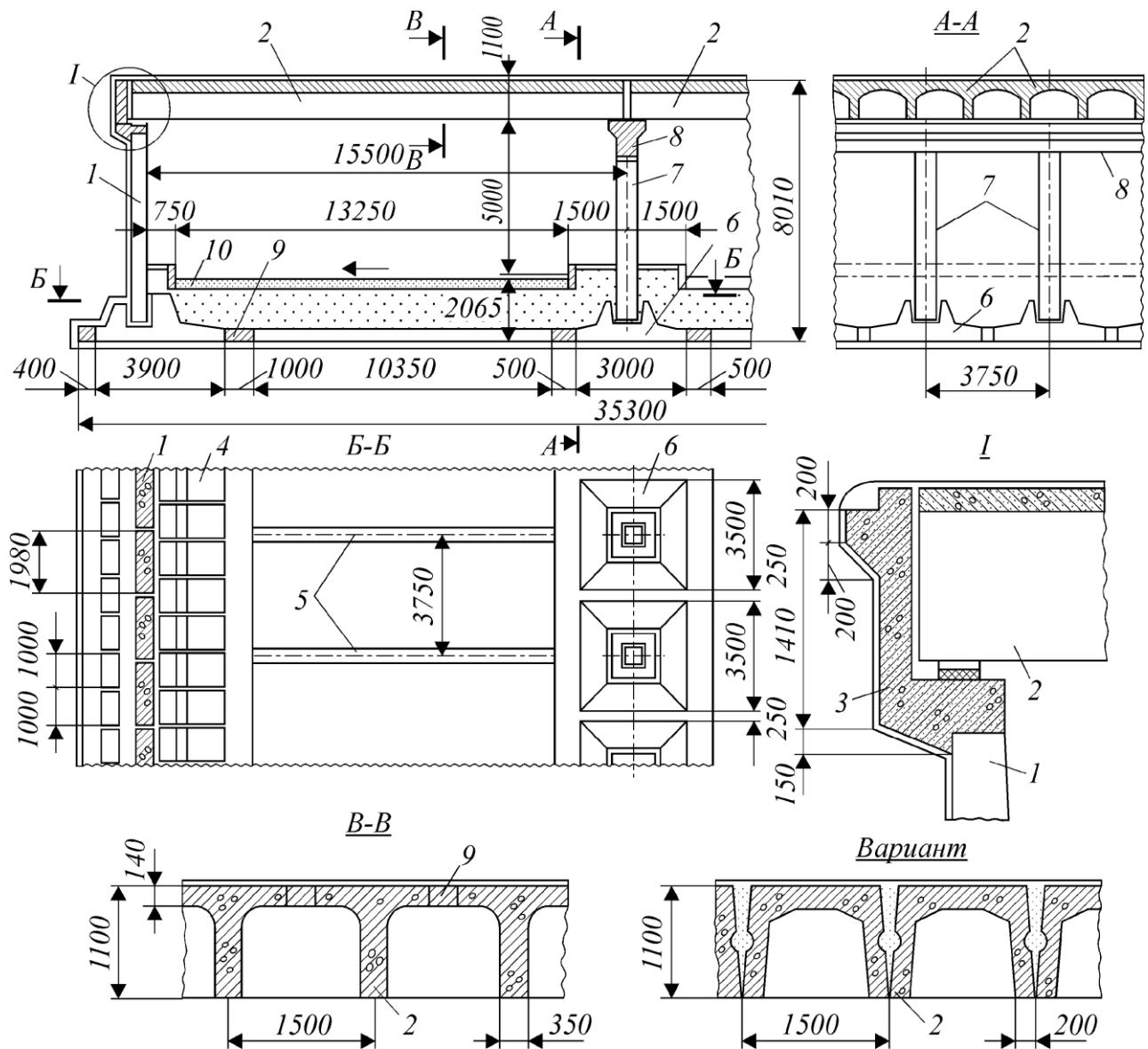


Рисунок 6.1 – Конструкція транспортного тунелю із типових збірних залізобетонних елементів: 1– стіновий блок; 2 – блок перекриття; 3 – шафна стінка; 4 – фундаментний блок; 5 – балкова розпірка; 6 – підколонник; 7 – колона; 8 – прогін; 9 – ділянка омонолічування; 10 – проїжджа частина

Для зведення стіни, що розділяє прольоти в двопролітних тунелях, встановлюють опорні блоки – підколонники гнізда яких розміщуються з відривом 3,75 м друг від друга по довжині тунелю. У гнізда встановлюються колони, на які укладаються поздовжні прогони таврового поперечного перерізу, виготовлені у вигляді двоконсольних одно пролітних балок.

Збірні блоки поєднуються в рамну конструкцію шляхом зварювання закладних деталей та арматурних випусків, бетонування стиків, заливання швів цементним розчином.

За наявності ґрунтових вод часто використовується технологія «стіна в ґрунті». При цьому стіна заглиблюється на 3–5 м у водотривкі шари ґрунту, що дозволяє відмовитися від штучного водозниження.

Стіни споруджують у траншеях захватками під захистом бентонітового розчину та виготовляють із монолітного, збірного, а також збірно-монолітного залізобетону. Захватки готових стін довжиною 3–6 м з'єднують один з одним пристроєм робочих чи неробочих стиків.

Крім стін, що бетонуються в траншеях, також споруджуються стіни з буронабивних паль, що взаємно перетинаються або стосуються. Їхнє армування здійснюється каркасами зі спіральною розподільчою арматурою. У ряді випадків за довжиною тунелю буронабивні палі споруджуються з кроком 3–4 м із зведенням між ними суцільних стін на висоту тунелю.

Дуже часто «стіна в ґрунті» зводиться з окремих залізобетонних панелей. Панелі в процесі монтажу стикаються один з одним у поздовжньому напрямку та по висоті. Конструктивно з'єднання відбувається за схемою «паз-гребінь» з наступним омонолічуванням стиків. Простір між панелями та ґрунтом заповнюється із зовнішнього боку цементно-глинистим розчином. Панелі можуть бути як суцільними, так і пустотілими. Застосовуються також контрфорсні блоки, що встановлюються через 2–3 м. Між ними розміщують залізобетонні плити.

В окремих випадках тунелі частково споруджуються із збірно-монолітних конструкцій. Наприклад, при глибокому заляганні щільних та міцних ґрунтів нижню частину стіни до рівня підшви тунелю виконують із монолітного бетону, на який спирають збірні залізобетонні панелі. Можливе влаштування двошарових конструкцій, що складаються зі збірних залізобетонних панелей з випусками арматури, які опускають у траншею, а потім бетонують зовнішню частину стіни.

Тунелі, які споруджуються способом «стіна в ґрунті», перекриваються збірними залізобетонними блоками, які спираються на монолітну обв'язку, що об'єднує верхні торці стінових блоків. Стіна, що розділяє прольоти двопрогонових тунелів, у ряді випадків виконується у вигляді суцільної стіни в ґрунті, в якій передбачаються проходи з одного прольоту тунелю в інший. Можливий варіант споруди такої стіни з буронабивних паль, що з'єднуються поверху поздовжнім прогоном, на який спираються блоки перекриття.

Лоток тунелю, після розробки ґрунтового ядра, з'єднується зі стінами шляхом зварювання передбачених у стінових блоках випусків арматури з арматурними каркасами лотка.

6.2 Пішохідні тунелі, що зводяться відкритим способом

Пішохідні тунелі споруджуються для безпечного переміщення пішоходів у місцях перетину магістралей з інтенсивним рухом транспорту та на нерегульованих перехрестях. Будівництво пішохідних тунелів також необхідне у місцях з'єднання та концентрації пішохідних потоків: біля вокзалів, стадіонів, транспортних пересадочних вузлів, великих транспортних розв'язок у кількох рівнях тощо. У цих випадках пішохідні тунелі проєктують таким чином, щоб було передбачено простір для розміщення торгових та побутових підприємств, призначених для обслуговування пасажирів, які користуються переходами.

На відміну від надземних естакадних переходів (мостів) підземні пішохідні переходи не обмежують проїзну частину та прилеглу територію та захищають пішоходів від впливу зовнішніх факторів. У той же час вони о 1,5–2,0 рази дорожче пішохідних мостів і в середньому в 10 разів дорожче наземного переходу, що регулюється світлофором. Зважаючи на це, при перетині транспортної магістралі підземний перехід доцільно будувати лише в тому випадку, якщо пішоходи не встигають перетнути автомагістраль за час повного циклу зеленого сигналу світлофора. Обов'язкова споруда підземного переходу потрібна у місцях, де протягом року відбувається п'ять або більше дорожньо-транспортних пригод.

Існують різні планувальні схеми розміщення пішохідних тунелів. Однак для всіх схем характерно їхнє мінімальне закладення. Таке рішення диктується насамперед необхідністю зменшення підйому та спуску пішоходів. Крім того, глибина закладення переходів часто визначається рівнем розташування під землею інженерних комунікацій.

Найчастіше зустрічаються пішохідні тунелі лінійного типу, розташовані на транспортних магістралях через 400–500 м (рис. 6.2, а). При підземному перетині прямих перехресть споруджують кілька переходів лінійного типу, коридори яких можуть перетинатися або розгалужуватися (рис. 6.2, б, в, г). Пішохідні тунелі на трикутних або на Т-подібних перехрестях становлять коридори, що розгалужуються, з виходами на прилеглі вулиці (рис. 6.2, д, е).

Розміри розподільних залів призначаються так, щоб у них можна було розмістити торгові павільйони різного призначення.

У конструктивному відношенні пішохідні тунелі аналогічні до транспортних тунелів, відрізняючись від них лише меншими розмірами.

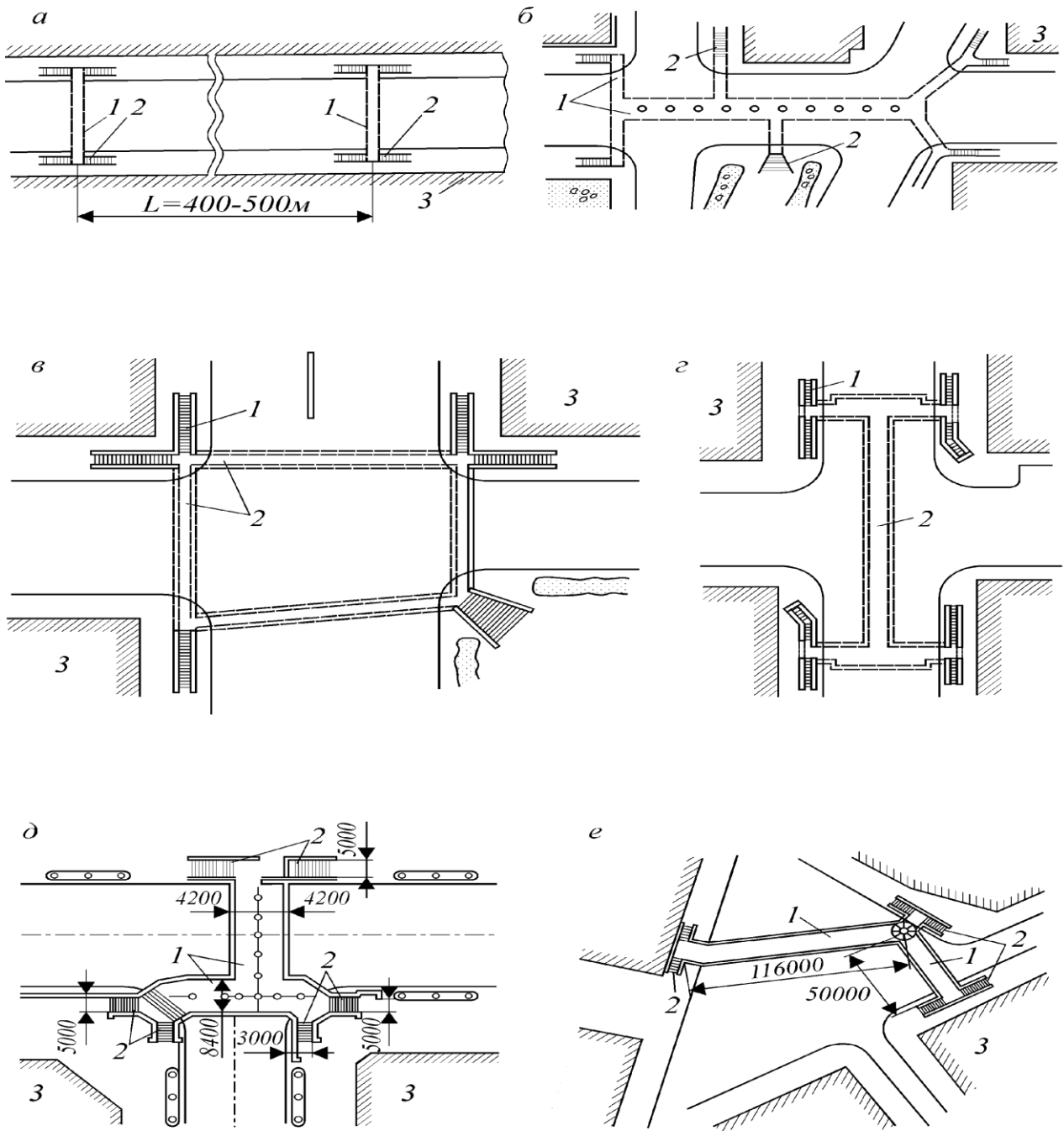


Рисунок 6.2 – Планувальні схеми пішохідних тунелів: *а, б* – трасою автомагістралей: 1 – тунель, 2 – сходи, 3 – забудова; *в, г* – на прямому перехресті: 1 – сходи, 2 – тунель, 3 – забудова; *д* – на Т-подібному перехресті; *е* – на трикутному перехресті: 1 – тунель, 2 – сходи, 3 – забудова

Зазвичай це рамні конструкції прямокутного перерізу, які збираються із типових збірних залізобетонних стінових та лоткових блоків, а також блоків перекриття.

6.3 Тунелі метрополітену дрібного закладення, що зводяться відкритим способом

Метрополітен є основним міським транспортом, призначеним для перевезення пасажирів. Основною перевагою метрополітену є висока швидкість поїздів та регулярність їх руху, що забезпечує високу пропускну спроможність пасажиропотоку, що значно перевищує пропускну спроможність інших видів пасажирського транспорту. Швидкість руху метропоїздів на окремих ділянках досягає 100 км/год, а інтервали руху становлять 1,5–2 хв.

По відношенню до земної поверхні лінії метрополітенів класифікуються як надземні, наземні та підземні. Зі свого боку, до підземних ліній належать лінії дрібного та глибокого закладання.

Лінії дрібного закладення переважно зводяться відкритим способом. При складанні планувальної схеми лінії метрополітену враховують, що її склад, зазвичай, включаються: перегонні тунелі, станції, камери з'їздів, тупикові лінії. Також сюди входять комунікаційні, вентиляційні, сантехнічні та інші допоміжні службові тунелі.

Залежно від вимог експлуатації, способу спорудження тунелю, умов уздовж його траси призначається поздовжній профіль лінії метрополітену. Однією з основних експлуатаційних вимог, що пред'являються профілю лінії, є розміщення станцій у верхніх точках профілю і вибір необхідних поздовжніх ухилів. Виконання цієї вимоги дозволяє зменшити швидкість поїзда при підході до станції та збільшити її на спуску під час відправлення зі станції.

При відкритому способі роботи ведуться з розкриттям денної поверхні з подальшим засипанням споруди ґрунтом. Потужність засипання верху перекриття тунелів та станцій має бути не менше 1,5 м.

Тунелям метрополітену, що споруджується відкритим способом, віддається перевага в порівнянні з тунелями глибокого закладання, оскільки вони вимагають менших фінансових вкладень у період будівництва та мають кращі економічні показники в період експлуатації. З огляду на це, лінії глибокого закладання зазвичай будуються переважно у центрах міст, що характеризуються щільною забудовою. В інших частинах міста та нових районах будівництво нових ліній метрополітену ведеться переважно відкритим способом.

План ліній метрополітену визначається загальним містобудівним планом та існуючою міською забудовою, на підставі аналізу яких встановлюється напрямок перегінних тунелів та розташування станцій. При неглибокому закладенні ліній метро вони зазвичай прокладаються вздовж основних міських транспортних магістралей.

Зважаючи на те, що завдяки високій пропускну спроможності у напрямку

ліній метро формуються значні пасажирські потоки, при будівництві метрополітену звертають увагу на комплексне використання прилеглого підземного простору. Розміщення в районі розташування станцій супутніх підприємств торгівлі, живлення, обслуговування, інформації, улаштування підземних автостоянок, переходів, підвищить рівень комфортності городян, що мешкають у прилеглих районах, а також звільнить для використання значні площі міських територій.

При будівництві тунелів дрібного закладення здебільшого використовуються збірні обробки одноколійних і двоколійних тунелів, що зводяться у відкритих котлованах. Оздоблення монтується з елементів збірного залізобетону класу В35. Вони є рамні конструкції прямокутного обрису. Кількість прольотів визначається проектом. При складанні обробки як одноколійних, так і двоколійних тунелів використовуються укрупнені блоки. Ширина блоків змінюється від 1,5 м до 3,0 м. У тунельну секцію блоки монтується за допомогою кранів. У секції блоки з'єднуються зварюванням випусків арматури, що залишаються. Шви між блоками і між секціями омонолічуються цементом, що розширюється (рис. 6.3).

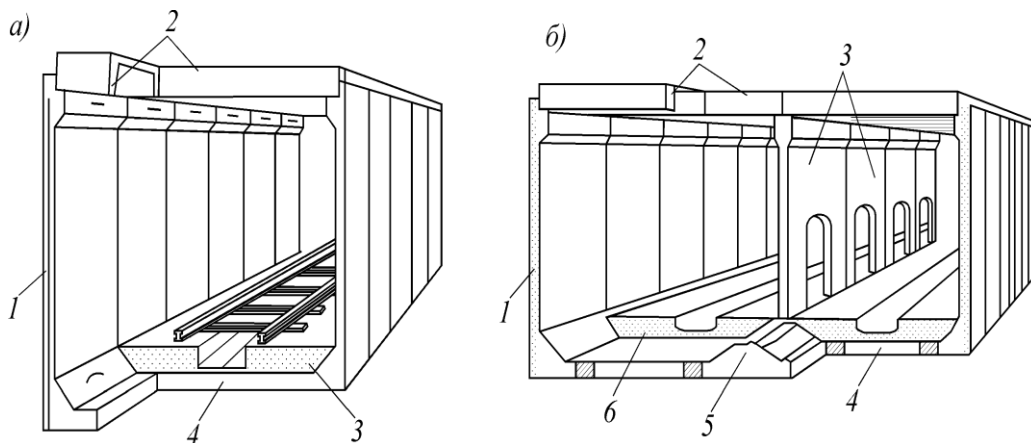


Рисунок 6.3 – Обробка перегінних тунелів відкритого способу робіт із збірного залізобетону: *a* – для одноколісного тунелю: 1 – стіновий блок; 2 – блок перекриття; 3 – бетонна основа під шлях; 4 – лотковий блок; *б* – для двоколісного тунелю: 1 – стіновий блок; 2 – блок перекриття; 3 – розділові блоки між тунелями; 4 – лотковий блок; 5 – лотковий блок для розділової стіни; 6 – бетонна основа під шлях

Пізніше були розроблені більш досконалі обробки, що є повністю замкненою прямокутною рамною залізобетонною секцією тунелю як однопролітного, так і двопролітного (рис. 6.4). Однопролітна секція має розміри: довжину 1,5–2,0 м, висоту 5,0 м, ширину 4,4 м. Ці цільні секції доставляються на

місце будівництва, де з них за допомогою кранів монтується готовий тунель.

Під час руху поїздів метрополітену виникає необхідність захисту прилеглих територій від шуму та вібрацій. Враховуючи це, в конструкцію обробок вносять додаткові конструктивні елементи у вигляді бетонних потовщень, міцно з'єднаних з перекриттям та лотком обробки, а також влаштовують масивні бетонні стіни та екрани.

Збірні залізобетонні елементи у практиці будівництва тунелів метрополітену нині використовуються набагато частіше, ніж монолітні та збірно-монолітні обробки. Водночас виробництво залізобетонних елементів, а також монтаж з них обробок з укрупнених елементів суцільносекційних обробок вимагають створення спеціальної виробничої бази. Враховуючи це, на сьогодні широкого поширення набула тенденція до розширеного застосування монолітних залізобетонних обробок при будівництві перегінних тунелів відкритим способом.

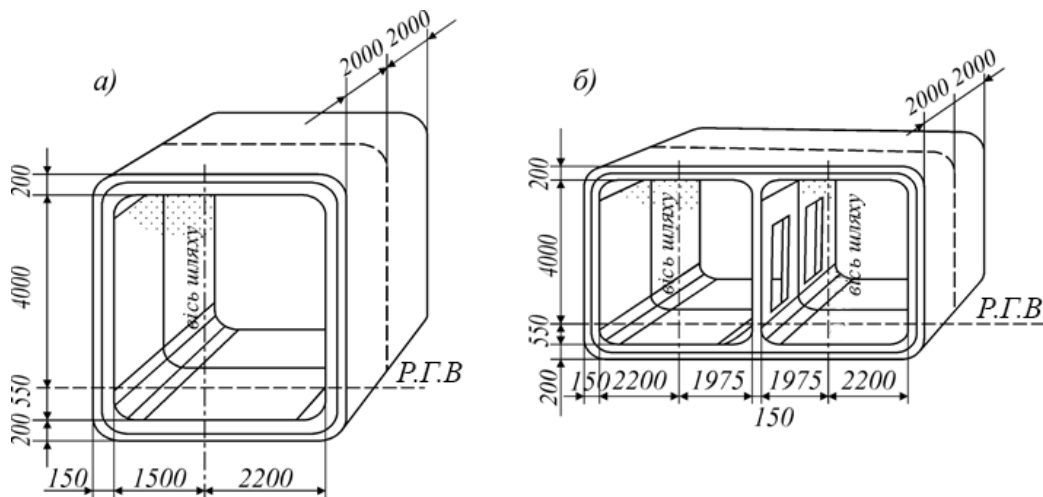


Рисунок 6.4 – Цільносекційні обробки перегінних тунелів: а – цільносекційна обробка одноколієного тунелю; б – цільносекційна обробка двоколієного тунелю

У зв'язку з цим ведуться інтенсивні роботи зі створення більш досконалих пересувних механізованих опалубних комплексів та сучасного бетоноукладального обладнання.

6.4 Підземні споруди манежного типу. Автостоянки та гаражі

До споруд манежного типу, що зводиться відкритим способом, належать такі підземні об'єкти: паркінги та стоянки автотранспорту, станції метрополітену дрібного закладення, багатофункціональні комплекси, торгово-розважальні та

культурні центри, транспортні пересадочні вузли, споруди навчального, наукового, спортивного та медичного призначення, складські приміщення, сховища тощо.

Постійне зростання кількості автомобілів у великих містах світу, крім екологічних проблем, що викликаються забрудненням повітря, значною мірою завдяки збільшенню щільності транспортного потоку, ускладнює рух міського транспорту та різко знижує ефективне функціонування дорожньої мережі.

У районах масової забудови найбільш доцільним є розміщення підземних автостоянок під будинками, на незабудованих ділянках і під існуючою дорожньо-транспортною мережею.

У районах, що будуються і реконструюються, автостоянки розміщують у складі єдиного підземного комплексу, що формується під житловим мікрорайоном і включає споруди різного призначення, об'єднані єдиною підземною транспортною мережею. Нині у світі накопичено значний досвід будівництва підземних гаражів та автостоянок.

Конструктивно підземні автостоянки та гаражі поділяються на механізовані та рампові споруди. У механізованих гаражах та стоянках машини переміщуються у ліфтових підйомниках. У рампових гаражах переміщення автомобілів здійснюється за прямими і спіральними рампами своїм ходом. Механізовані підйомники, незважаючи на більш високу вартість, мають суттєві експлуатаційні переваги. Насамперед, різко скорочується площа, що займається гаражем, що дуже важливо, враховуючи високу вартість землі в мегаполісах. Крім того, значно скорочуються витрати на вентиляцію. Незалежно від обраного типу підземного гаража основною вимогою є швидкий в'їзд автомобілів на місця стоянки та їх виїзд на поверхню землі. Саме тому останніми роками у багатьох містах світу будують повністю автоматизовані механізовані підземні гаражі, в яких усі операції виконуються засобами дистанційного керування без доступу людей до гаража.

Підземні автостоянки та гаражі рампового типу можуть бути одно- та багатоярусними. На рисунку 6.5 показаний двоярусний підземний гараж у м. Мюнхені (Німеччина).

У районах щільної житлової забудови центрів мегаполісів ефективним рішенням є будівництво підземних рампових гаражів, кількість підземних ярусів у яких може змінюватися від 2 до 5. Подібні гаражі вміщують від 450 до 1 200 автомобілів. Висота кожного ярусу складає 2,2–2,5 м. В'їзди та виїзди з гаража не повинні порушувати рухи громадського транспорту на основних магістралях, тому їх розташовують на відстані не ближче 10–20 м від житлових будівель на прилеглих вулицях. Верхнє перекриття гаража засипається шаром ґрунту, товщина якого становить 1,5–2 м.

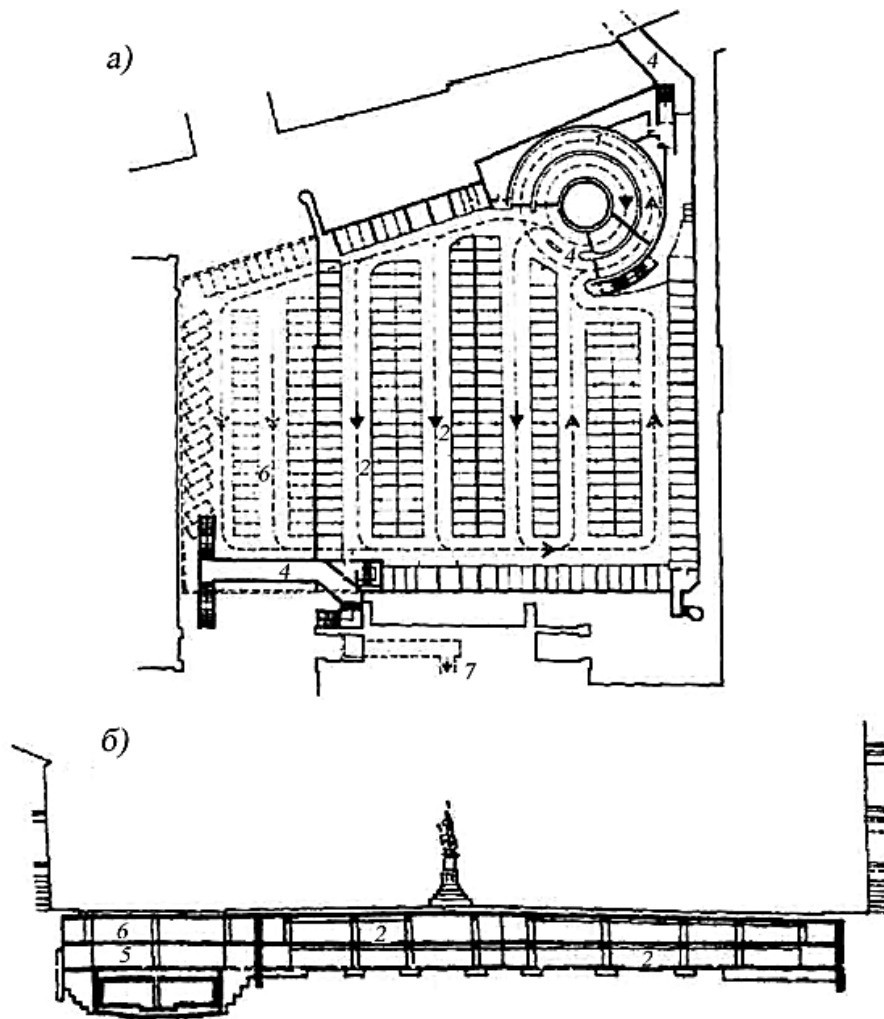


Рисунок 6.5 – Двоярусний підземний гараж на Макс-Йозефплац у Мюнхені, Німеччина: (а – план, б – розріз): 1 – пандуси в'їзду та виїзду; 2 – стоянки автомобілів; 3 – контроль, каса; 4 – підземні переходи; 5 – проєктована станція метрополітену; 6 – друга черга будівництва гаража; 7 – будівля Національного театру

Більш складна схема наявна у механізованих багатоярусних підземних гаражах. Якщо гараж має у плані прямокутний обрис, то він обладнається спеціальними боксами з рухомими візками, що подаються до шахти ліфтового підйомника для приймання та видачі автомобілів. У разі якщо гараж має у плані круговий обрис, на кожному з його ярусів влаштовують поворотну платформу, яка після підйому автомобіля спеціальним ліфтом на певний ярус і переміщення його на платформу може повертатися і зупинятися проти будь-якого боксу. Відповідно до чинних норм механізовані багатоярусні гаражі споруджуються блоками. Місткість кожного блоку підземних автостоянок з механізованим пристроєм не повинна перевищувати 30 машиномісць. При компонуванні, що передбачає кілька блоків, між ними передбачаються протипожежні перегородки, що мають вогнестійкість не менше 2,5 години.

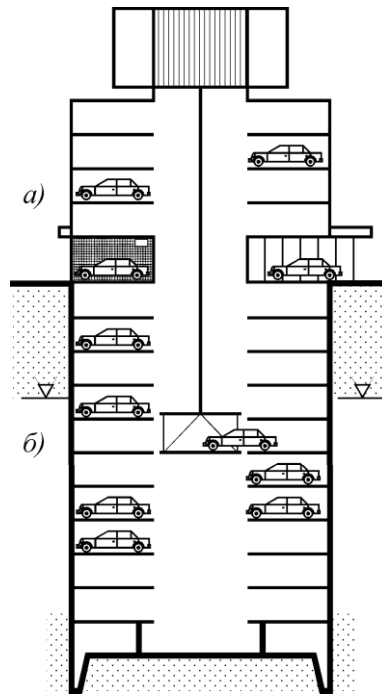


Рисунок 6.6 – Механізований гараж у м. Ессені (ФРН):

a – наземна частина, *б* – підземна частина

Певне поширення в останні роки набувають наземно-підземні механізовані гаражі комбінованого типу. На рисунку 6.6 показаний механізований гараж у м. Ессені (ФРН), що має 5 наземних та 10 підземних ярусів. Механізовані гаражі через механічні підйомники обходяться значно дорожче за гаражі з рампами. Підземні автостоянки та гаражі в залежності від місцевих умов зводяться або лінійним, або манежним (зальним) типом.

Підземні гаражі та автостоянки в стиснених міських умовах дуже часто зводяться відкритим способом, що вимагає влаштування конструкцій котловану, що захищають. Як постійні огорожувальні конструкції застосовуються:

- монолітна «стіна в ґрунті», виконана траншейним способом;
- «стіна в ґрунті» із збірного залізобетону;
- «стіна в ґрунті» з буросікучих паль;
- огорожу із металевих труб;
- огороження з ґрунтоцементних паль (jet-паль), виконаних за струменевою технологією, армованих металевими трубами.

Перші три типи «стін у ґрунті» можуть використовуватися як елемент конструкції. У цьому випадку вони проєктуються з урахуванням навантажень, що сприймаються підземною спорудою, і розглядатися як тримальні.

Траншейні «стіни в ґрунті», що споруджуються з монолітного або збірного залізобетону, мають товщину 40–80 см і висоту до 25–30 м. Вони зводяться окремими захватками (зазвичай довжиною не більше 5 м) у траншеях,

закріплених глинистим розчином, а потім, у міру розробки ґрунтового ядра, розкріплюються між ярусними перекриттями або похилими ґрунтовими анкерами.

«Стіна в ґрунті» може мати різні конструкції. У вузлах з'єднання стін з іншими елементами споруди передбачаються штроби, які утворюються за допомогою спеціальних арматурних просторових каркасів, що заповнюються пінополістирольними блоками, що прикріплюються до робочої арматури.

Приклад підземного гаража, що має розміри у плані $65 \text{ м}^2 \times 14 \text{ м}^2$, наведено на рисунку 6.7. Тримальні стіни товщиною 70 см і глибиною 14,5 м споруджувалися в траншеях, які розроблялися під глинистим розчином захватками по 6,2 м. У траншеї опускалися арматурні каркаси, після чого робилося бетонування.

Підземні автостоянки та гаражі, що зводяться відкритим способом, конструюються у вигляді рамних систем, які можуть мати один або кілька ярусів, і навіть один чи кілька прольотів. Споруди будуються збірними або монолітними, а також у вигляді комбінованих збірно-монолітних конструкцій.

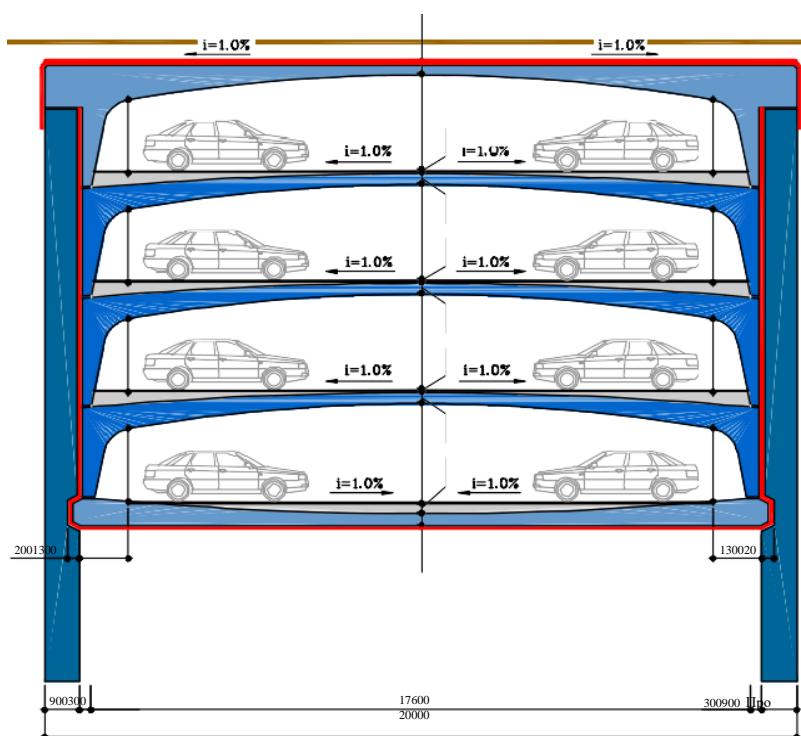


Рисунок 6.7 – Поперечний переріз склепінчастої однопрогонової обробка підземної автостоянки

Підземні гаражі та автостоянки лінійного типу проєктуються зазвичай без проміжних опор. Вони складаються із зовнішніх стін, фундаментів, лоткової частини та перекриттів – верхнього та між ярусних (рис. 6.8). Споруди лінійного

типу мають ширину 15–18 м.

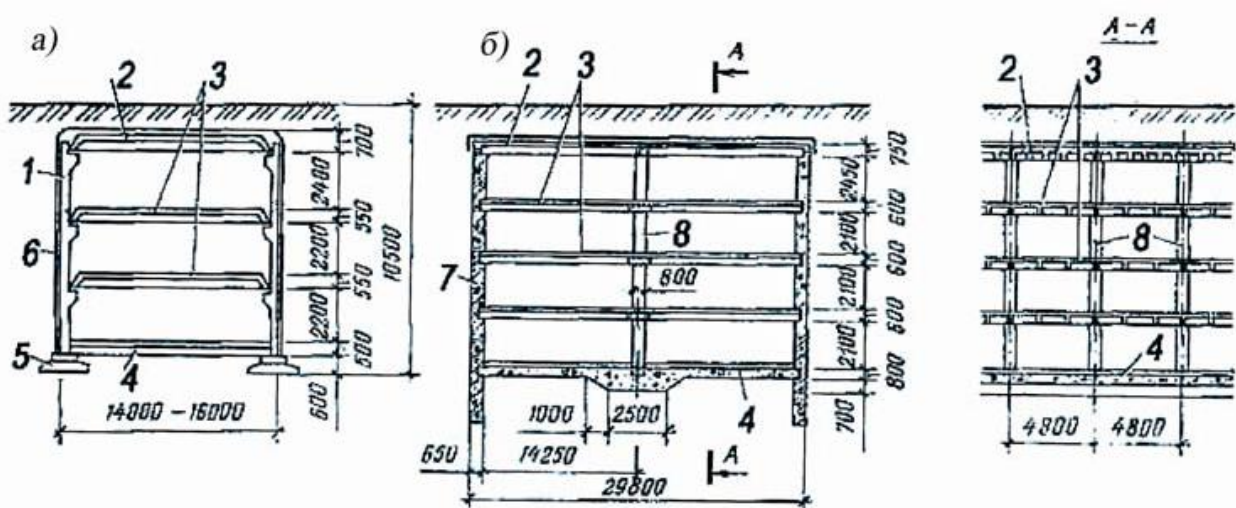


Рисунок 6.8 – Конструкції підземних гаражів: а – однопрольотна; б – двопрольотна: 1 – стіновий блок; 2 – верхнє перекриття; 3 – між ярусне перекриття; 4 – лоток; 5 – фундамент; 6 – гідроізоляція; 7 – траншейна стіна; 8 – колони

Підземні гаражі та стоянки манежного (зального) типу, ширина яких перевищує 18–25 м, зазвичай проєктуються дво- або багатопрогоновими. У цьому випадку влаштовується каркасно-ригельна система, яка спільно з фундаментом, лотками та стінами забезпечує необхідну тримальну здатність споруди. Система складається з колон, які монтуються ярусами. На колони спираються поздовжні прогони. По прогонах укладаються блоки перекриття (рис. 6.8, б). Відстань між осями колон уздовж смуги стоянок приймається кратною шириною одного місця стоянки (2–2,5 м). У поперечному напрямку крок колон призначається з урахуванням довжини стоянки одного автомобіля та ширини проїзду. Якщо гараж або автостоянка є складовою будівлі, що будується, крок колон пов'язується з кроком колон цієї будівлі. Зазвичай сітку колон у підземних гаражах та автостоянках приймають 6 м × 6 м, 9 м × 6 м і рідше – 18 м × 6 м.

Колони виготовляються переважно із залізобетону, форма їх поперечного перерізу в цьому випадку може бути прямокутною, полігональною, круговою. Сталеві колони мають суцільний або складний поперечний переріз. В окремих випадках колони виконуються у вигляді бурових або буронабивних паль. Для їх виготовлення з поверхні землі до нижньої проєктної позначки пробурюють свердловини діаметром 50–75 см, в які опускаються армокаркаси, після чого вони заповнюються бетоном. Далі, у міру розробки котловану, укладаються між ярусні перекриття. Конструкції перекриття аналогічне перекриттям, які використовуються при будівництві автотранспортних та пішохідних тунелів.

Як зазначалося вище, зовнішні стіни підземних гаражів та автостоянок часто виконують одночасно функцію огорожувальних та тримальних конструкцій, які сприймають як бічний тиск ґрунту, так і навантаження від між ярусного перекриття. Тримальні стіни зазвичай зводять товщиною 40–60 см із монолітного або збірного залізобетону. З огляду на те, що з збільшенням глибини тиск ґрунту зростає, при використанні збірного залізобетону стінові панелі мають змінну товщину.

6.5 Станції метрополітену

Станції метрополітену призначаються для прийому та відправлення поїздів, обслуговування пасажирів. Розміщення станцій на території міста визначається місцями утворення, злиття та перетину пасажиропотоків. Станції поділяються по глибині розташування породному масиві. Розміщені на невеликій глибині і споруджені відкритим способом у котлованах споруди відносяться до станцій дрібного закладення. Тип станцій метрополітену визначається розташуванням та кількістю платформ. До першого типу належать станції з однією, що розміщується між шляхами, (острівною) платформою. До другого типу – станції із двома бічними платформами. І станції, що складаються з однієї острівної та двох бічних платформ, відносяться до третього типу.

Для вітчизняного метрополітену найбільш характерними є станції першого типу з острівною платформою.

Під час їхнього спорудження відкритим способом котловани зазвичай використовують дві конструктивні схеми:

- три пролітна, в якій перекидають прольоти плоскі перекриття спираються на колони (колонні станції);
- однопрогонова, зазвичай склепінчастої конструкції.

У нашій країні найбільшого поширення набули колонні три-пролітні рамні конструкції з плоским верхнім перекриттям, що зводяться зі збірного, збірно-монолітного або монолітного бетону та залізобетону. Вони мають острівну платформу шириною 10 м і два ряди колон, на які встановлюються поздовжні прогони таврового перерізу для укладки на них плит перекриття. Крім цих елементів у конструкцію колонної станції входять стінові та фундаментні блоки (рис. 6.9). Крок колон уздовж станції може дорівнювати 4,5; 6,0 або 7,5 м залежно від її розташування в місті та кількості, що проходять через станцію, пасажирів. При компонуванні колонних станцій неглибокого закладення враховується рельєф місцевості, який визначає кількість рівнів, на яких розміщуються зал станції та допоміжні службові приміщення.

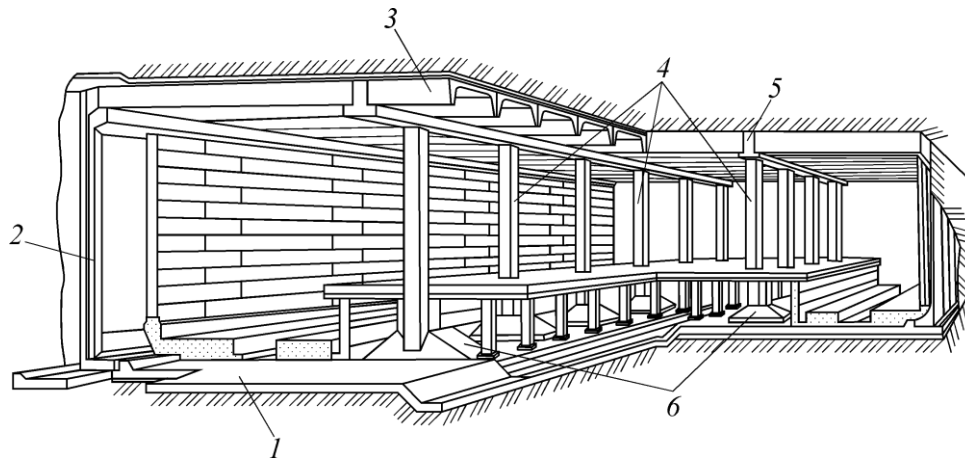


Рисунок 6.9 – Схема три прогонової станції дрібного закладення:

1 – монолітна залізобетонна плита; 2 – стінові блоки; 3 – плити перекриття; 4 – колони; 5 – прогони (ригелі колон); 6 – опорні черевики (башмаки) колон

На рисунку 6.10 показаний варіант перерізу односклепінчатої станції, біля якої склепіння та стіни монтувалися із збірних залізобетонних елементів. Станція зводиться під захистом монолітних залізобетонних траншейних стінок у ґрунті. Спочатку стіни служили огорожею котловану, а потім були використані як бічні опори великогабаритних збірних елементів станційної обробки.

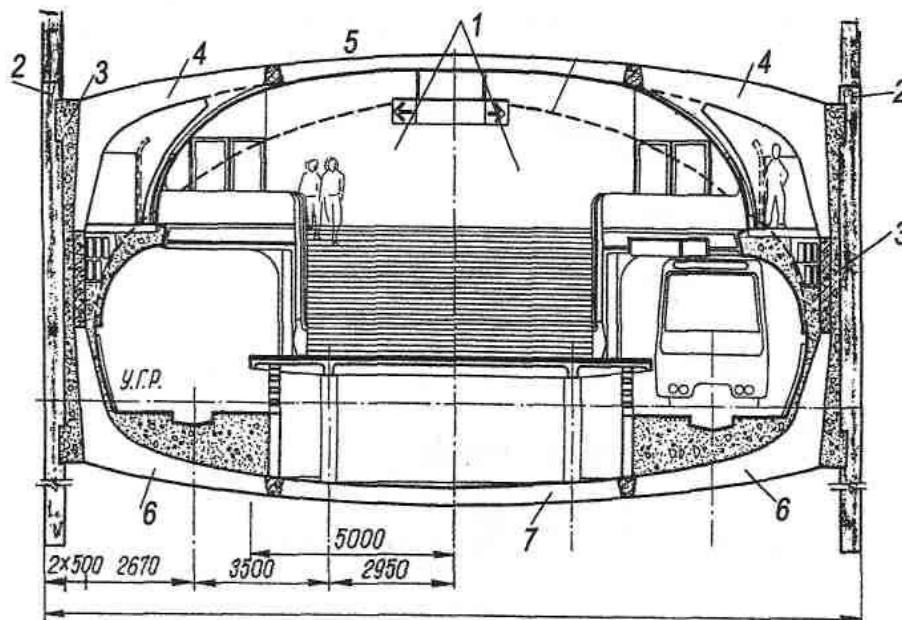


Рисунок 6.10 – Односклепінчаста станція, зведена відкритим способом, із збірних залізобетонних елементів: 1 – внутрішній простір станції; 2 – що захищає «стіна в ґрунті»; 3 – опорна конструктивна вставка; 4 – верхні Г-подібні елементи; 5 – вигнута панель перекриття; 6 – нижні Г-подібні елементи; 7 – лоткова вигнута панель

В односклепінчастих станціях, склепіння та стіни яких споруджуються з монолітного залізобетону, при високому рівні ґрунтових вод лоткова частина також робиться монолітною. Якщо рівень ґрунтових вод нижче підшови споруди, лоткова частина може споруджуватися зі збірного залізобетону.

6.6 Підземні споруди різного призначення та міські багатофункціональні комплекси

Нестача вільних площ у мегаполісах змушує використовувати підземний простір для будівництва споруд найрізноманітнішого призначення. У багатьох містах світу інтенсивно освоюється підземний простір на території навчальних закладів, музеїв, бібліотек, будуються підземні концертні та спортивні зали, науково-дослідні центри, об'єкти релігійного призначення, споруджуються складські приміщення, сховища та ін. Під час зведення подібних споруд використовується як відкритий, і закритий спосіб будівництва. У кожному конкретному випадку спосіб вибирається в залежності від глибини закладення споруди, інженерно-геологічних умов, щільності навколишньої забудови та її розташування по відношенню до підземного об'єкта, що зводиться.

Відкритий спосіб широко використовується при будівництві споруд різного призначення, що мають невелику глибину закладення, яка в ряді випадків визначається можливістю розробки котловану. Зазвичай може влаштовуватися до п'яти-шести підземних рівнів. На верхніх рівнях зазвичай передбачається розміщення гаражів, автостоянок, об'єктів культурного призначення та торгівлі, пунктів побутового обслуговування. Нижні рівні відводяться під сховища та складські приміщення.

Подібні рішення створюють комфортні умови проживання для навколишнього населення, а розміщення на території парків, скверів, дитячих майданчиків і спортивних споруд, що вивільнилася, дозволяє суттєво покращити екологічну обстановку на поверхні. Зараз у всіх світових мегаполісах є численні випадки використання відкритого способу для будівництва різних підземних споруд.

Наприклад, у США багато університетів проблему нестачі вільних площ і необхідності розширення інфраструктури останніми роками активно вирішують шляхом освоєння підземного простору в межах території, що їм належить.

Найбільш відомим університетом із розвиненим підземним простором став університет Міннесоти в Міннеаполісі – майже 70 % території кампусу має під собою підземні приміщення. Сприятливі інженерно-геологічні умови району, а також нетипово холодний клімат у зимовий час та спека влітку відіграли свою роль як спонукальні фактори для ухвалення рішення про будівництво цієї

унікальної споруди.

Підземний комплекс, що об'єднує будівельний та гірничий факультети університету, збудовано у 1982 р., у 1983 р. від Американського Товариства цивільних інженерів (ASCE) отримав титул «Визначне досягнення в галузі цивільного будівництва». Він відноситься до найбільш відомих підземних споруд, побудованих в освітніх цілях і включає об'єкти, зведені як відкритим, так і закритим способом. Його верхня частина, споруджена відкритим способом, розташована в межах ґрунтового шару, а нижня представляє групу тунелів, пройдених гірським способом у масиві скельних порід, що підстиляють. Найнижчий рівень знаходиться на глибині 35 метрів від поверхні.

Розріз будівлі з елементами системи природного освітлення та акумулювання тепла подано на рисунку 6.11.

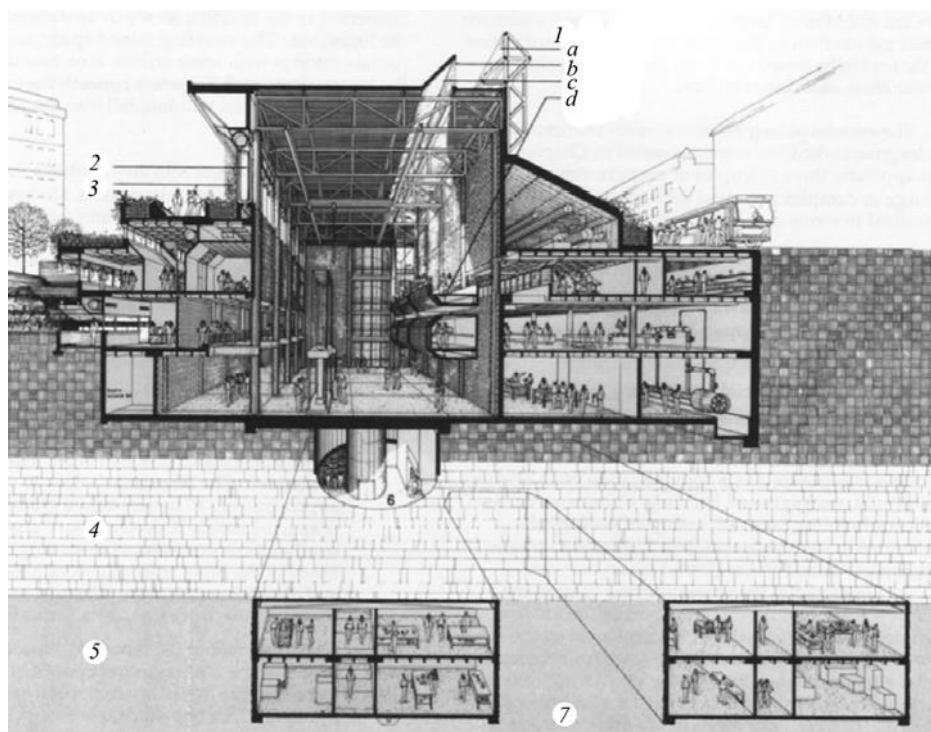


Рисунок 6.11 – Будівля інженерного центру університету штату Міннесота:

- 1 – пасивна оптична сонячна система; a – відбивач Френеля; b – північний монітор піднебіння; c – дзеркало Френеля; d – цільова зона.
- 2 – пасивний та активний накопичувачі сонячної енергії;
- 3 – тіньові шторки сезонного використання;
- 4 – шар вапняку;
- 5 – тунелі на глибині до 35 метрів у масиві пісковика;
- 6 – активна оптична сонячна система – спрямовані сонячні промені;
- 7 – активна система охолодження, що використовує ґрунтову воду

Тут у дослідницьких і навчальних цілях застосовані як установки, що вже зарекомендували себе, так і принципово нові, експериментальні системи. Зокрема, у спеку року в системі охолодження будівлі використовується холодна

грунтова вода.

У всесвітньо відомому музеї Лувр шляхом освоєння підземного простору прилеглої території площа збільшилася на 12 га, що дорівнює площі музею до реставрації. В результаті великого обсягу підземних робіт Лувр придбав стоянку для 620 автомобілів і 80 автобусів, обладнані за останнім словом техніки сховище запасника та реставраційні майстерні, просторий вестибюль з гардеробом, касами, сувенірними кіосками та книгарнею, та цілий підземний поверх для експозиції. У ході підземних робіт було знайдено залишки старої фортечної стіни, яка існувала до початку будівництва (XVI століття) Лувру (він став музеєм при Наполеоні 1791 р.). Ця стіна органічно вписана в інтер'єр експозиції середньовічного мистецтва. Експозиція верхніх поверхів розширено та впорядковано шляхом перенесення службових приміщень на підземний поверх. Виключено небезпеку пограбування при завантаженні та розвантаженні дорогоцінних експонатів, що відправляються на виставки в інші музеї – тепер ця операція здійснюється під землею у спеціально обладнаному приміщенні, що примикає до запасника та реставраційних майстерень. Загальний вигляд реконструйованого музею наведено на рисунку 6.12.



Рисунок 6.12 – Загальний вигляд реконструйованого музею Лувр (Париж, Франція)

Велика скляна піраміда, що розташована над внутрішнім двориком музею, з площею підстави 1 200 м² є входом у підземний вестибюль. Під нею встановлені ескалатори та сходи для відвідувачів. Ця та ще три малі піраміди, розташовані над вестибюлем, забезпечують денне освітлення вестибюля.

Наведені приклади наочно показують, яке у всьому світі надається будівництву монофункціональних, тобто, мають певне призначення, підземних споруд. Разом із тим основним напрямом освоєння підземного простору в

останні десятиліття є комплексне його використання.

Зазначена тенденція є основною у планах освоєння підземного простору всіх мегаполісів світу.

Будівництво багатофункціональних підземних комплексів біля станцій метрополітену та пересадочних транспортних вузлів є виправданим, оскільки тут зазвичай концентруються та перетинаються найбільш значні пасажиропотоки.

Вперше подібний підхід був використаний у Токіо, де при проєктуванні кількох станцій однієї з ділянок лінії метрополітену було найбільш повно реалізовано концепцію комплексного освоєння підземного простору (рис. 6.13). Кожна станція суміщена з автостоянкою на 300 машиномісць і мережею пішохідних тунелів, що дозволяють пасажирові потрапити без виходу на поверхню у всі функціонально важливі точки станції метро мікрорайону, що обслуговується. Крім того, прилеглий до станцій простір використовується не лише як зона об'єктів торговельного та культурного призначення, а й як місце розміщення приймальних адміністративних органів, довідкових бюро, бібліотек, конференц-залів тощо.

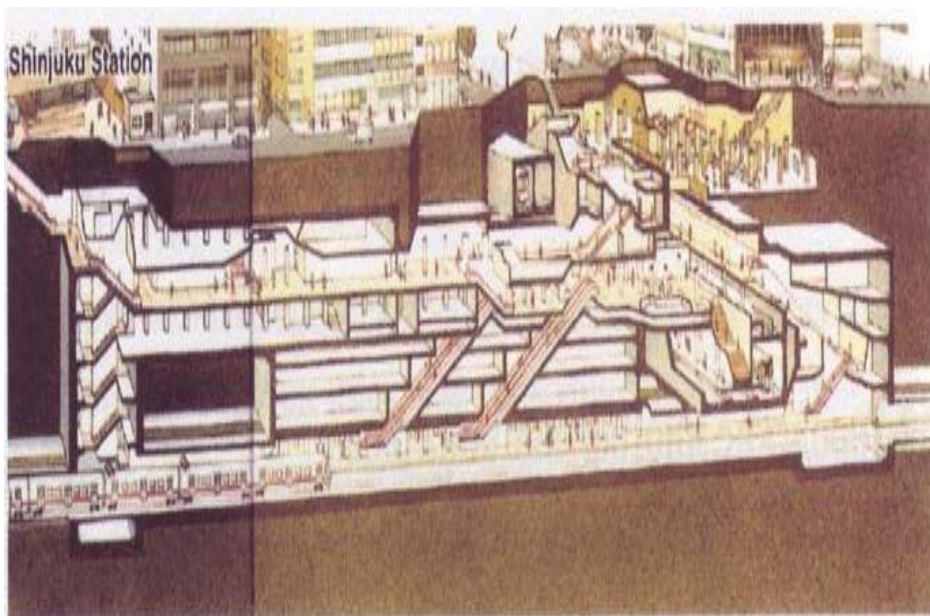


Рисунок 6.13 – Шестирівневий багатофункціональний підземний комплекс у м. Токіо (Японія)

Підземні багатофункціональні комплекси, як і споруди монофункціонального призначення (транспортного, громадського, культурного, спортивного та інших.), зазвичай, споруджуються відкритим способом і мають одні й самі конструктивні рішення. Ці рішення багато в чому аналогічні рішенням, які використовуються під час зведення відкритим способом підземних

гаражів та автостоянок. У той же час, різноманіття планувальних рішень та різноманітність інженерно-геологічних умов призводять до того, що при будівництві однієї і тієї ж споруди використовуються різні конструкції та способи їх зведення.

Подібний комплексний підхід до вирішення конструктивних і технологічних проблем є основним при будівництві зведених відкритим способом як монофункціональних, так і багатофункціональних великих підземних споруд.

6.7 Колекторні тунелі міських інженерних мереж

Колекторні тунелі утворюють інженерні комунальні мережі, які відіграють особливу роль у житті міст, оскільки за їх допомогою відбувається постачання електроенергії, води, газу, тепла тощо. промислових підприємств, установ, житлових районів. Виконуючи цю важливу функцію, вони є підземне міське господарство. Інженерні мережі мають різні функції і за цією ознакою можуть бути поділені на три групи.

У першу групу входять трубопроводи різного призначення: мережі водопроводу, каналізації (різних систем), дренажу, теплофікації, газопостачання. Сюди входять спеціалізовані мережі промислових підприємств (нафтопроводи, паропроводи тощо).

Друга група включає кабельні мережі, до яких належать мережі високої та низької напруги (для освітлення, електротранспорту, для роботи електричних машин і механізмів) та мережі слабкого струму (телефонні, телеграфні, радіомовлення та інше).

Особливу групу складають колектори, що є тунелями різного поперечного перерізу і форми, в яких можливе прокладання трубопроводів різного призначення. При цьому колекторні тунелі поділяються на спеціалізовані колектори, що виконують одну певну функцію, та загальні колектори, призначені для спільного розміщення мереж, що відносяться як до першої, так і до другої групи.

Міські водопровідні мережі призначені для постачання водою промислових та господарських підприємств, державних та освітніх установ, а також населення міста. Усі водопровідні комунікації зазвичай прокладаються під землею на глибині, що призначається з урахуванням запобігання замерзанню води в трубах у зимовий період (виходячи з розрахункової глибини промерзання ґрунту) та нагрівання її в літній період, а також виключення пошкодження труб транспортом або іншим тимчасовим навантаженням. Прокладання водопровідних труб може проводитися відкритим способом, проколом або

продавлювання. Для забезпечення огляду та обслуговування труби прокладаються в колекторах.

До каналізаційної мережі відноситься система підземних трубопроводів та колекторів, включаючи колектори-тунелі для прийому та відведення побутових та стічних вод з території населених місць та промислових підприємств. Перебіг стічних вод у трубопроводах забезпечується гравітацією, які траса прокладається з урахуванням використання ухилів територій, що перетинаються.

Мережі теплопостачання забезпечують споживачів гарячою водою та в залежності від їх призначення можуть бути магістральними, розподільчими та внутрішньо-квартирними. Незалежно від способу прокладання теплові мережі не повинні проходити по території звалищ, кладовищ, скотомогильників, місць захоронення радіоактивних відходів, землеробських полів зрошення, полів фільтрації та інших ділянок, що становлять небезпеку хімічного, біологічного та радіоактивного забруднення. У містах теплові мережі прокладаються у надземному та підземному варіантах. При підземному розміщенні трубопроводи теплопостачання розміщуються в прохідних, напівпрохідних та непрохідних тунельних колекторах, зазвичай, спільно з іншими інженерними мережами. Розміри прохідних (загальних) колекторів повинні забезпечувати безперешкодне обслуговування всіх трубопроводів та вільний доступ до засувки, компенсаторів та іншого обладнання. Колектори обладнуються освітленням, пристроєм для відведення води та припливно-витяжною вентиляцією. Вентиляційні шахтні стволи, як припливні, так і витяжні, поєднуються з входами в колекторні тунелі.

Кабельні лінії електропостачання в колекторах прокладаються, якщо їхня кількість в одному напрямку перевищує 20 ліній. При прокладанні силових кабельних ліній встановлюються охоронні зони, у яких без спеціального дозволу забороняється проведення будівельних робіт. Крім того, тунелі з кабельними лініями не можна прокладати по територіях, на яких можливий розлив агресивних рідин, що легко займаються і мають високу температуру. При спільному розміщенні інженерних мереж у колекторах упорядковується та стає більш наочною структура підземного міського господарства та забезпечується доступ одночасно до мереж різного призначення, що дозволяє покращити якість їх обслуговування (рис. 6.14). У той же час, оскільки інженерні мережі зазвичай розміщуються в підземному просторі міста, їх доцільно прокладати закритим способом, що дозволяє повністю виключити багаторазове розтин земної поверхні, як у період спорудження колекторів, так і в період експлуатаційних ремонтів. Це зокрема дає змогу зберегти нормальне функціонування всіх наземних міських систем у районі будівництва та забезпечити комфортне проживання мешканцям прилеглих територій.

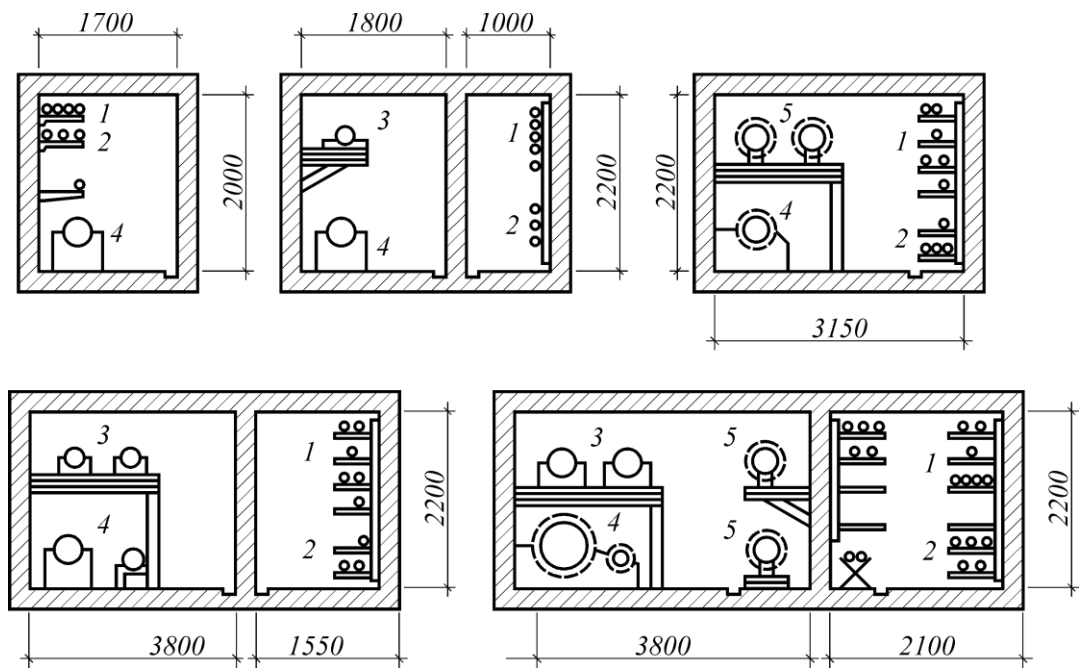


Рисунок 6.14 – Перетин колекторів із збірних залізобетонних елементів для прокладання різних комунікацій: 1 – кабелі зв’язку; 2 – електрокабелі; 3 – газопровід; 4 – водопровід; 5 – трубопроводи теплопостачання

Колектори споруджуються як відкритим, так і закритим способом.

Відкритим способом колектори зводяться зазвичай з використанням збірних уніфікованих залізобетонних елементів, але в окремих випадках вони можуть споруджуватися з монолітного залізобетону.

Колекторні тунелі, що споруджуються відкритим способом, мають прямокутний переріз, висота та ширина якого приймаються кратними 0,3 м (див. рис. 6.14). Глибина закладення колекторів залежить від того, де вони прокладені. Якщо траса проходить поза будинками та дорогами, вони повинні бути заглиблені від поверхні землі не менше ніж на 0,3 м. Під автомобільними дорогами глибина закладення приймається не менше 0,5 м, а при розташуванні під залізницями – щонайменше 1 м від нижньої площини шпал.

Колектори теплових мереж монтуються також з уніфікованих залізобетонних елементів, проте при перетині ліній метрополітену тунелі колекторів споруджуються з монолітного залізобетону з використанням гідроізоляції.

Контрольні запитання

1. Які основні етапи будівництва транспортних тунелів відкритим способом?

2. У чому полягають особливості зведення пішохідних тунелів відкритим способом у міських умовах?

3. Які конструктивні рішення застосовуються при будівництві тунелів метрополітену дрібного закладення?

Завдання для самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Порівняйте особливості проєктування підземних споруд манежного типу (автостоянки, гаражі) та станцій метрополітену.

2. Які фактори визначають вибір між будівництвом окремих підземних споруд і створенням міських багатофункціональних комплексів?

3. Які інженерні та експлуатаційні вимоги висуваються до колекторних тунелів міських інженерних мереж?

7 РОЗРАХУНОК ТА ПРОЄКТУВАННЯ ПІДЗЕМНИХ СПОРУД ПРИ ВІДКРИТОМУ СПОСОБІ ЗВЕДЕННЯ

План

7.1 Підземні споруди при відкритому способі зведення. Спосіб будівництва підземних споруд за допомогою котлованів.

7.2 Будівництво підземних споруд методом «стіна в ґрунті».

7.3 Розрахунок та проєктування підземних споруд, при відкритому способі зведення. Розрахунок та проєктування кріплення котлованів.

7.4 Стіна в ґрунті, що вільно стоїть.

7.5 Розрахунок шпунтового огородження.

7.1 Підземні споруди при відкритому способі зведення. Спосіб будівництва підземних споруд за допомогою котлованів

Котлованами називають виїмки, виконані в ґрунті та призначені для різних цілей: улаштування фундаментів, монтажу підземних конструкцій, прокладання тунелів тощо (рис. 7.1). Виїмки, що мають малу ширину та велику довжину, називають траншеями, а мають малі розміри в плані та велику глибину – шахтами.

Глибина котловану визначається залежно від глибини закладення фундаменту та наявності додаткових пристроїв (піщаної подушки, пластового дренажу тощо).



Рисунок 7.1 – Улаштування глибокого котловану біля м. Ессен (Німеччина)

Особлива увага при відриванні котлованів приділяється забезпеченню стійкості стінок. Конструкції кріплення стінок або укосів котлованів повинні сприймати всі навантаження від тиску ґрунту та підземних вод та захищати його від їхнього зсуву або обвалення.

Залежно від властивостей ґрунту, глибини виробки та наявності підземних вод стінки котлованів або кріплять, або надають їм природного укосу.

При глибині котловану до 5 м крутість укосу можна не розраховувати, а назначати в залежності від ґрунтових умів.

При більшій глибині котлованів, а також за наявності підземних вод їх стінки виконуються з різними кріпленнями. Конструкції кріплення котлованів вибирають залежно від їхньої глибини, властивостей ґрунтів, рівня підземних вод та термінів експлуатації конструкції (рис. 7.2).

У сухих і мало вологих ґрунтах при глибині котловану до 2–4 м використовують закладне кріплення (рис. 7.3, а, б), яке складається із стоек, розпірок та горизонтальних дошок (забірки). Дошки заводять за стойки знизу в міру поглиблення котловану або траншеї, а стойки поступово замінюють більш довгими, ретельно розкріплюючи їх розпірками. Стійки встановлюють по

довжині виїмки на відстані 1,5–2 м одна від одної, розпірки – через 0,6–0,7 м за висотою.



Рисунок 7.2 – Кріплення стінок котловану профільним металом (шпунт Ларсена)

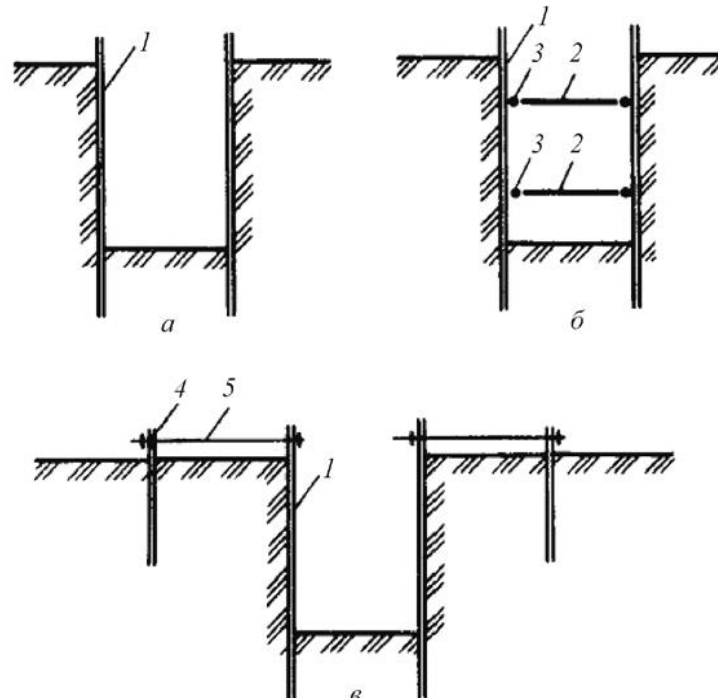


Рисунок 7.3 – Кріплення вертикальних стінок виїмок:
 а – консольне; б – з розпірним кріпленням; в – з анкерним кріпленням; 1 – шпунтова стінка; 2 – розпірка; 3 – обв’язування; 4 – анкерна паля; 5 – анкерна тяга

У тих випадках, коли виключається можливість встановлення розпірок (при розробці котлованів завширшки понад 4 м, а також, якщо розпірки заважають зведенню фундаментів), застосовують анкерні та підкісні кріплення (рис. 7.3, в).

Іноді замість дерев'яних застосовують інвентарні телескопічні розпірки із металу (рис. 7.4).



Рисунок 7.4 – Кріплення стінок котловану металевими розпірками під час будівництва метро Деміївська

Для глибоких котлованів з вертикальними стінками, а також за наявності підземних вод, що мають рівень вище дна котловану, застосовують шпунтові огороження, оскільки вони не тільки забезпечують стійкість стінок котловану, але й захищають його від затоплення водою зі сторони стінок. Шпунтові огорожі складаються з окремих елементів (шпунтин), які занурюються в ґрунт ще до розробки котловану та утворюють міцну водонепроникну стіну. Шпунтові стінки можуть бути дерев'яними, сталевими та залізобетонними, полімерними (рис. 7.5).

Вертикальні стінки котлованів глибиною понад 5–6 м кріплять зазвичай металевими шпунтами, що мають велику міцність та жорсткість. Металевий шпунт є прокатною конструкцією плоского, корито образного або Z-подібного профілю завдовжки від 8 м до 22 м (рис. 7.6).



Рисунок 7.5 – Огороджувальна металева шпунтова стінка

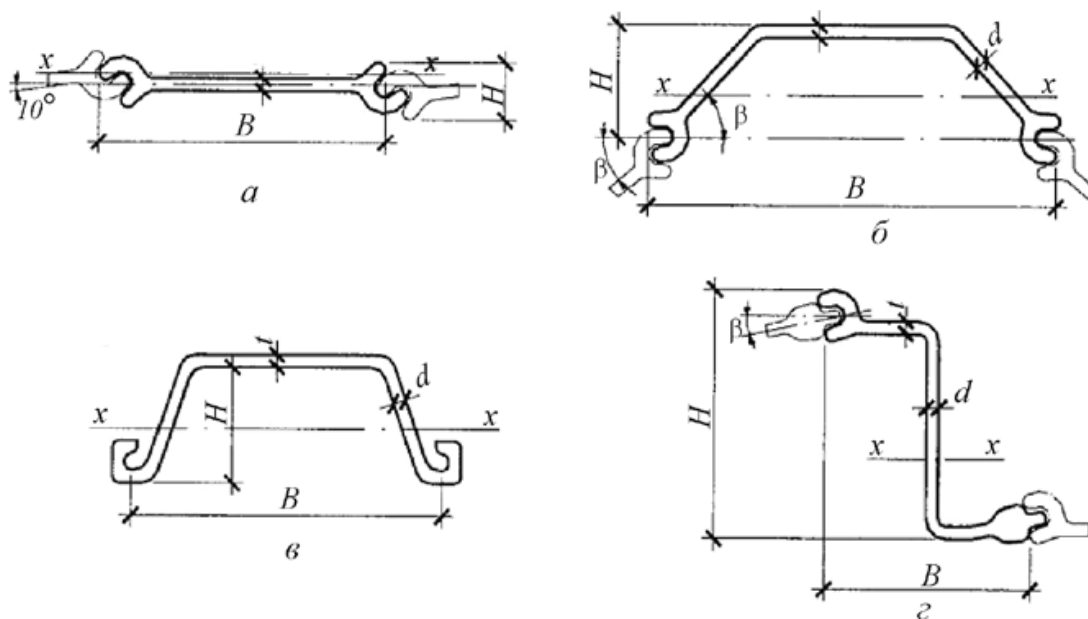


Рисунок 7.6 – Основні профілі металевого шпунта:

а – плоский; б – коритоподібного типу; в – типу «Ларсен»; г – Z-подібний

За потреби шпунтини можна нарощувати, доводячи їх завдовжки до 35–40 м. Для цього стики між шпунтинами перекривають накладками на зварюванні чи заклепках. Зв'язок між шпунтинами по вертикалі здійснюється за допомогою замків складної форми. Конструкція замків забезпечує щільне та міцне з'єднання шпунтин між собою. Невеликі зазори, що є в замках, швидко замулюються, і металева шпунтова стінка стає практично водонепроникною.



Рисунок 7.7 – Використання металевих шпунтів як тримальних стін підземного гаража

Занурюється металевий шпунт пароповітряними чи дизельними молотами та вібраційними занурювачами. Після закінчення земляних робіт металевий шпунт витягується з ґрунту для подальшого використання. Залізобетонний шпунт часто застосовують при будівництві набережних, причалів та в інших випадках, коли він може використовуватися як тримальний елемент фундаменту (рис. 7.7).

7.2 Будівництво підземних споруд методом «стіна в ґрунті»

Способом «стіна в ґрунті» споруджуються підпірні стіни, стіни заглиблених споруд, фундаменти під важкі будинки та споруди, а також протифільтраційні завіси (рис. 7.8). Цей спосіб найбільш раціональний при будівництві у складних гідрогеологічних умовах та високому рівні ґрунтової води у міських умовах поблизу існуючих будівель.

В Україні таким методом збудовано чимало споруд, серед яких насосні станції для мереж водопроводу та каналізації, корпуси приймання та первинного дроблення руди, приміщення металургійних заводів, атомні реактори, технологічні підвали, підземні переходи, гаражі, підвали висотних будинків, приміщення метрополітену тощо.

Спосіб «стіна в ґрунті» заснований на застосуванні глинистого розчину для утримання у вертикальному положенні стін траншей при їх розробці та

подальшому заповненні бетонною сумішшю, збірними залізобетонними конструкціями або протифільтраційними матеріалами.

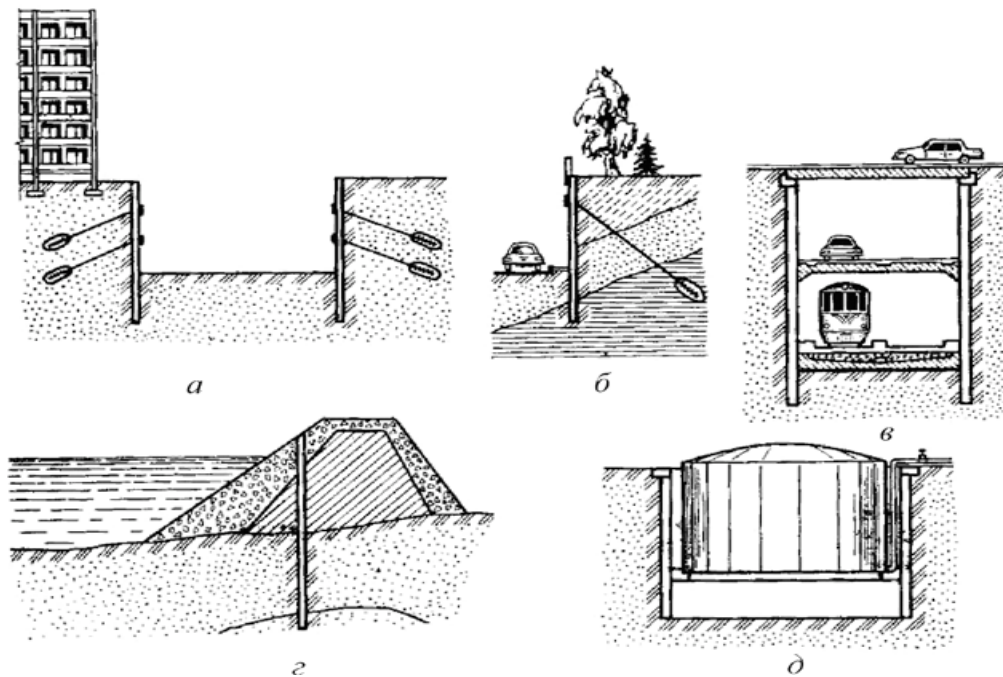


Рисунок 7.8 – Приклади використання конструкцій «стіна в ґрунті»:
а – влаштування котлованів; б – підпірні стінки; в – тунелі;
г – протифільтраційні діафрагми; д – підземні резервуари

Спосіб особливо ефективний при заглибленні стін у водостійкі ґрунти, що дозволяє повністю відмовитися від водовідливу або водозниження. Найбільш раціонально його використання у нескельних піщаних, гравійних, глинистих ґрунтах, але можливе застосування і на пів скельних породах (слабко зцементованих пісковиках та конгломератах, алевролітах, аргілітах тощо).

Першим етапом спорудження стіни в ґрунті є влаштування фор-шахти (рис. 7.9), яка слугує напрямною для землерийної машини та забезпечує стійкість стінок у верхній частині. Фор-шахту зазвичай влаштовують біля траншеї, відкопаної по осі майбутньої стіни на глибину 70–80 см.

У проміжку між напрямними фор-шахтами на повну глибину (до 30–50 м) відкопується траншея окремими захватками завдовжки 4–6 м. Розробку ґрунту в траншеях ведуть плоскими двоцелепними грейферами, екскаваторами типу зворотна лопата з довгою стрілою та вузьким ківшем.

Поряд із монолітними залізобетонними споруджуються збірні стіни з панелей розміром на одну захватку. До переваг збірних стін відносяться: висока якість поверхні стіни, найкраща водонепроникність, можливість влаштування стін з виступами, вікнами для пропуску анкерів, закладними деталями для кріплення перекриття.

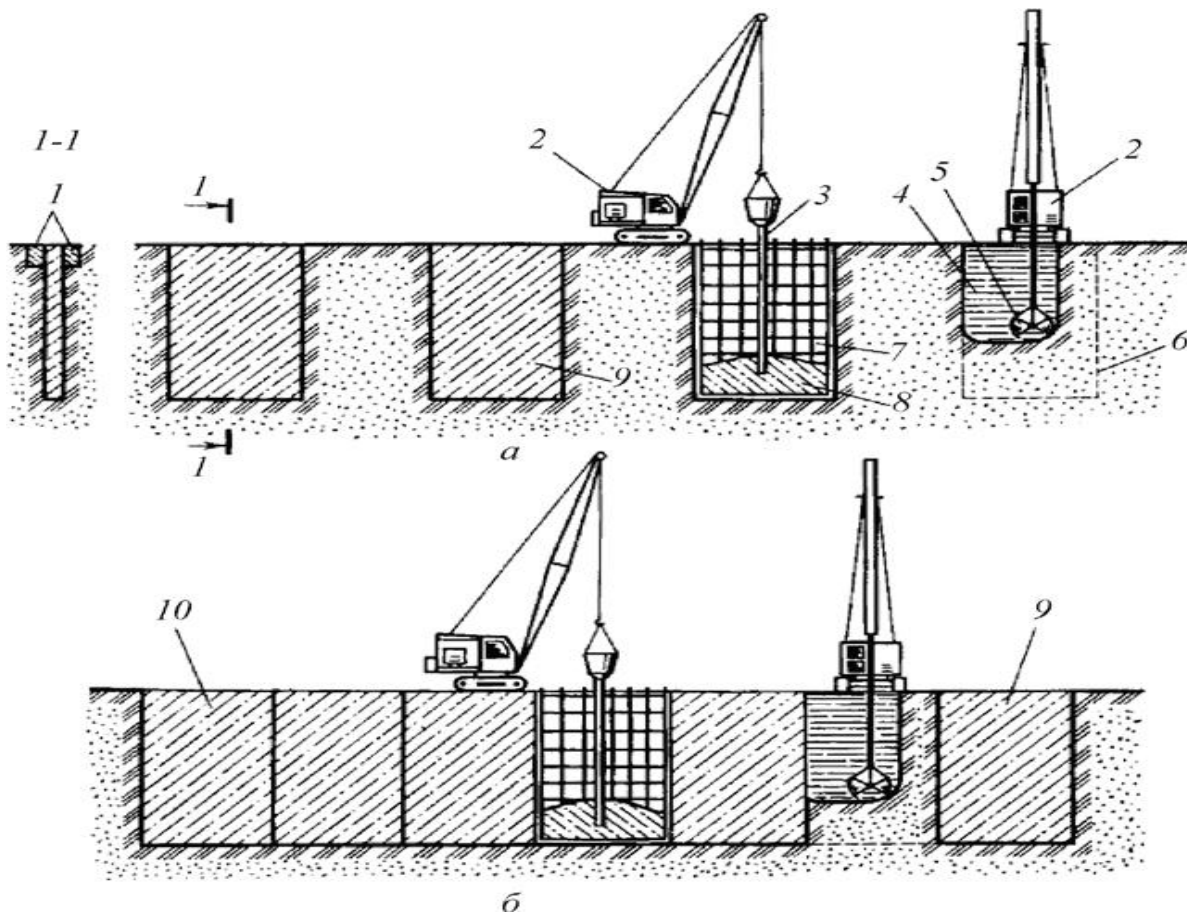


Рисунок 7.9 – Послідовність робіт під час будівництва підземних споруд способом «стіна в ґрунті»: а) перша черга робіт; б) друга черга робіт; 1 – форшахта; 2 – базовий механізм; 3 – труба для заливання бетону; 4 – глинистий розчин; 5 – грейфер; 6 – траншея під одну захватку; 7 – арматурний каркас; 8 – бетонна суміш; 9 – забетонована секція; 10 – готова секція «стіна в ґрунті»

Зведення стін у ґрунті можливе шляхом улаштування суцільного ряду палей, що перетинаються, причому буріння кожної наступної свердловини проводиться або після початку схоплювання бетону в попередній, або після опускання в попередню свердловину лідерської прямої труби, що витягується перед бетонуванням (рис. 7.10). Якщо в середній частині підземної споруди, що зводиться, передбачені колони для спирання перекриття, їх зводять як буру набивні палі одночасно зі зведенням стін, що огорожують.

Після зведення «стіни в ґрунті» по всьому периметру споруди (тобто конструкція замикає у плані майбутню споруду) поетапно видаляють ґрунт із внутрішнього простору. При необхідності на кожному етапі по периметру влаштовують ґрунтові анкери або розпірки. Якщо кріплення не виготовляються, то стійкість стіни при видаленні ґрунту забезпечується її закладенням в основу. Після повного видалення ґрунту із внутрішнього простору до проектної позначки зводять внутрішні конструкції.

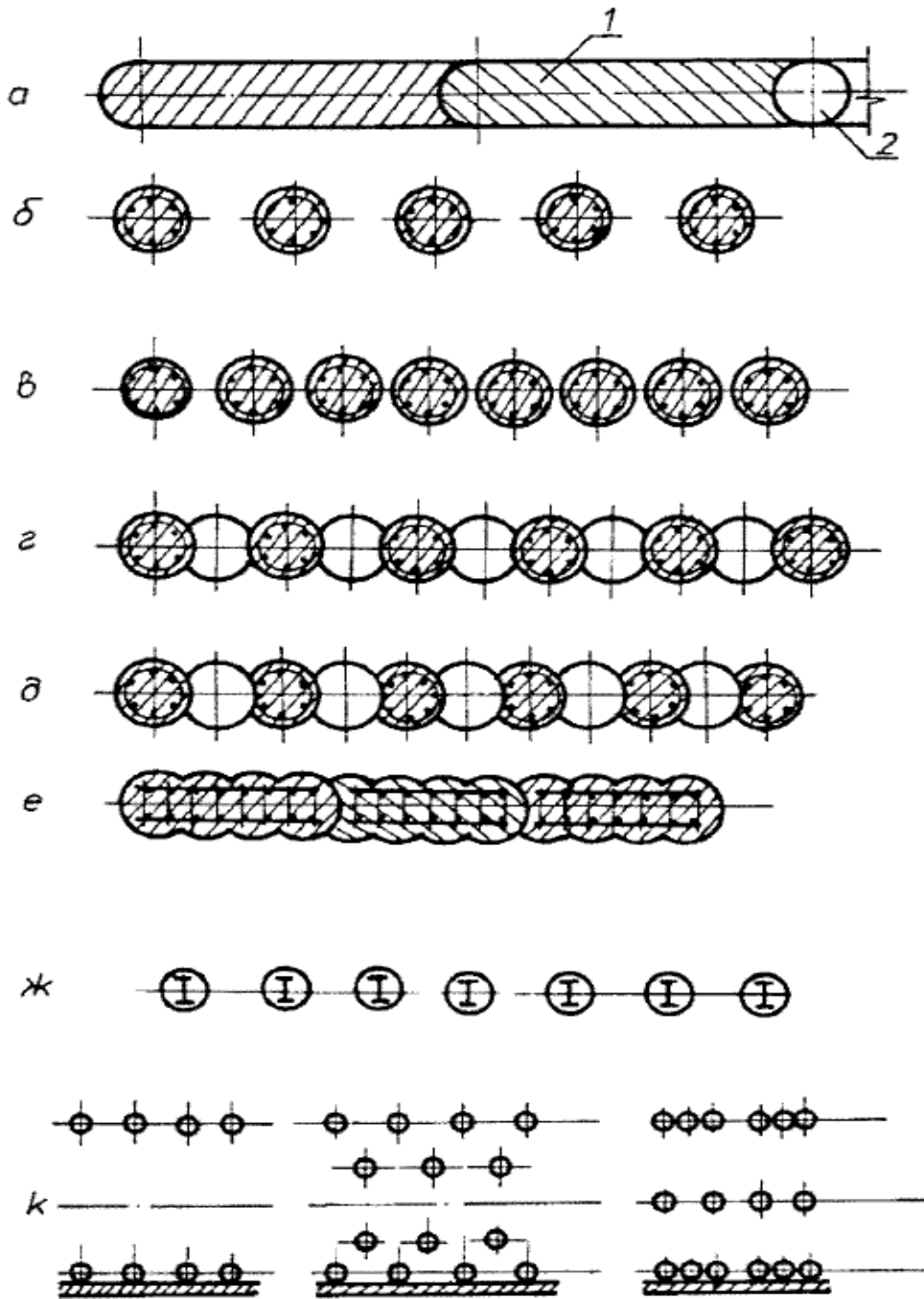


Рисунок 7.10 – Види траншейних та пальових стін:

а – суцільні у вузьких траншеях; б – з переривчастим розташуванням паль; в – з дотичних паль; г – з перетинальних паль; д, е – у траншеях з перетинальних скважин; ж, к – з бурових паль, зокрема буроін’єкційних малого діаметра, 1 – бетонна секція стіни; 2 – обмежувач



Рисунок 7.11 – Влаштування фундаментів «стіна в ґрунті» з бурових палів, що перетинають у центрі м. Мюнхена (Німеччина)

Днище споруд, що зводяться способом «стіна в ґрунті», має таку ж конструкцію, як в опускних колодязів, включаючи гідроізолювальний шар (рис. 7.11).

7.3 Розрахунок та проєктування підземних споруд при відкритому способі зведення. Розрахунок та проєктування кріплення котлованів

Під час будівництва підземних споруд різного призначення відкритим способом для кріплення вертикальних стін котлованів широке застосування отримала, як було сказано раніше, технологія зведення споруд способом «стіна в ґрунті». Стіни в ґрунті можуть входити складовою частиною в тримальні конструкції підземної споруди (підземних гаражів, перегінних тунелів станцій метрополітену, камер різного призначення, автодорожніх тунелів тощо).

До основних переваг способу «стіна в ґрунті» відносяться:

- можливість улаштування підземних споруд поряд з існуючими будівлями та спорудами без порушення їхньої стійкості та створення додаткових динамічних навантажень. Це особливо важливо під час проведення робіт з реконструкції об'єктів;

– виключення необхідності кріплення стінок котлованів шпунтом, можливість відмови при високому рівні ґрунтових вод від використання дорогих способів водозниження та заморожування ґрунтів;

– високий ступінь механізації виконання робіт, характерна при зведенні даного виду споруд.

Розрахунок стін, що використовуються як огороження, так і у вигляді тримальних конструкцій, проводиться за двома групами граничних станів на роздільну дію вертикальних та горизонтальних сил. Розрахунки необхідно виконувати на кожному етапі будівництва та експлуатації для найбільш несприятливого поєднання навантажень.

За видом навантажень стіни, що сприймаються, в ґрунті можна розділити на 3 групи:

1) стіни, що сприймають тільки горизонтальні зовнішні навантаження від тиску ґрунту, впливу навантажень на поверхні, ґрунтових вод тощо;

2) стіни, що входять до складу основних конструкцій і сприймають поряд з горизонтальними значні вертикальні навантаження від елементів споруди, що лежать вище;

3) стіни, що сприймають тільки вертикальні навантаження, наприклад, середні стіни транспортних тунелів.

За характером роботи стіни у ґрунті першої та другої груп відносяться до категорії тонких підпірних стін, третьої – до категорії паль. Залежно від типу споруди, способу виконання робіт з розробки ґрунту котловану та зведення підземної споруди розрахункові схеми стін у ґрунті можна класифікувати у такий спосіб:

– консольні (вільно стоять) із закладенням нижньої частини в ґрунт;

– оперті поверху із закладенням нижньої частини в ґрунт;

– з використанням багатоярусного розміщення анкерів (розпірок) по висоті із закладенням нижньої частини в ґрунт.

Розрахункові схеми на різних етапах будівництва можуть змінюватись в залежності від схеми зведення споруди (з одним або кількома ярусами розпорів або анкерів), варіантів розробки ґрунту, порядку зведення перекриття та фундаментної плити. Водночас варто враховувати, що розрахункова схема стіни в ґрунті також залежить від її жорсткості. Критерієм, яким оцінюється жорсткість, є співвідношення $d_{пр}/t$, де $d_{пр}$ – наведена ширина стіни; t – глибина закладення стіни,

$$d_{пр} = \sqrt{12I/D}, \quad (7.1)$$

де I – момент інерції перерізу;

D – дійсна ширина стіни.

При $d_{\text{пр}}/t \geq 0,06$ вважається, що стіна має достатню жорсткість. До таких конструкцій зазвичай відносяться монолітні залізобетонні стіни в ґрунті, стіни з буронабивних паль, паль-оболонок тощо. При відношенні $d_{\text{пр}}/t < 0,06$ стіни вважаються гнучкими конструкціями, до яких переважно належать шпунтові огорожі котлованів (наприклад, огорожі з металевого шпунта).

Як уже зазначалося, стіни в ґрунті розраховуються по двох групах граничних станів. Якщо необхідно, перевіряють також їхню загальну стійкість разом з масивом ґрунту на зсув уздовж поверхні ковзання, розташованої за межами стіни або системи стіна – анкерний пристрій, якщо встановлюється анкерне кріплення.

Розрахунок стінок у ґрунті виходить з теорії граничного рівноваги ґрунтів, тобто стіни сприймають навантаження від дії активного та пасивного тисків. Розрахунками визначаються міцність, стійкість і глибина закладення в ґрунт як стін, що вільно стоять, так і стін, підкріплених розпірками або анкерами.

В останньому випадку використовується припущення про можливість горизонтальних переміщень у точках кріплення стіни. Розрахунки стін, що не мають переміщень точках кріплення, можуть дати (у разі анкерного кріплення) значно занижені величини зусиль в анкерах, що необхідно враховувати при проектуванні, вводячи до розрахунку анкерів підвищений коефіцієнт запасу.

Розглянемо метод, що використовуються в інженерній практиці, для розрахунку стіни, що вільно стоїть у ґрунті.

7.4 Стіна в ґрунті, що вільно стоїть

Під вільно стоять розуміються стіни, які не мають кріплень як розпорів чи анкерів. Методика розрахунку таких стінок залежить від прийнятих граничних умов.

Вільне спирання нижнього кінця стіни у ґрунті (схема Якобі).

Завдання розрахунку полягає у визначенні величини заглиблення стіни, зусиль, що діють у стіні, та розмірів її поперечного перерізу (рис. 7.12).

Відповідно до схеми Якобі приймається припущення, що стіна, що є абсолютно жорстким тілом, при дії активного тиску обертається навколо точки O , яка знаходиться нижче днища котловану на деякій глибині t_0 (рис. 7.12, а).

Вище точки O з боку котловану діє пасивний тиск ґрунту, а з протилежної – активний, нижче точки O – все навпаки. Стіна знаходиться у стійкому стані при рівності моментів обертання щодо точки O від дії активного та пасивного тиску ґрунту.

Величина пасивного тиску з одного та з іншого боку стіни значною мірою залежить від її переміщення, внаслідок чого епюри тисків на стіну мають складний криволінійний характер (рис. 7.12, б).

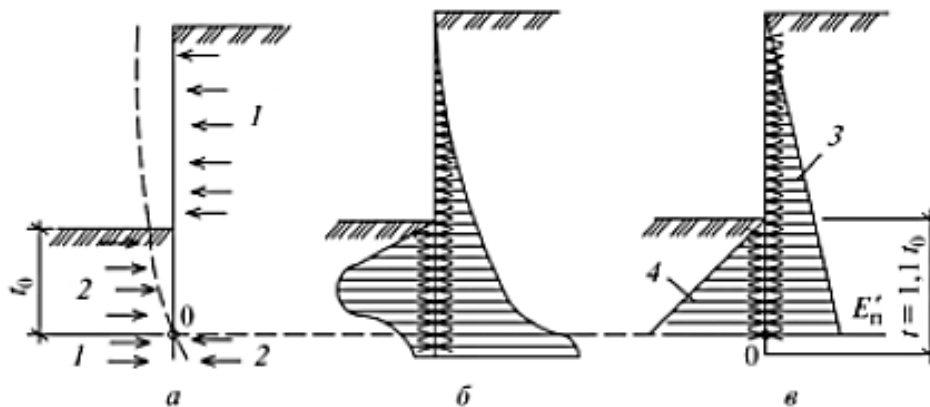


Рисунок 7.12 – Схема роботи стіни, що вільно стоїть:

а – діючі сили; *б* – фактична епюра тиску ґрунту; *в* – епюра тиску ґрунту, прийнята в розрахунку; 1 – активний тиск; 2 – пасивний тиск; 3 – граничний активний тиск; 4 – граничний пасивний тиск

У практичних розрахунках використовують простіші лінійні епюри, при побудові яких приймають такі припущення:

- тиску (активний та пасивний), що діють на стіну вище точки обертання O , відповідають граничному стану ґрунтового масиву;

- пасивний тиск ґрунту E'_{Π} на стіну нижче точки O замінюється рівнодіючою зосередженою силою, прикладеною в точці O (рис. 7.12, в).

У цьому випадку завдання стає статично визначальним з двома невідомими t_0 і E'_{Π} . Величина заглиблення стіни t_0 знаходиться методом наближення з умови рівності моментів обертання від дії активного та пасивного тисків щодо точки O . Необхідно знайти величину t_0 , при якій моменти від рівнодіючих сил активного та пасивного тисків врівноважуватимуть один одного. Після знаходження t_0 , використовуючи рівняння рівноваги горизонтальних сил, визначається величина E'_{Π} .

Оскільки при визначенні t_0 використовувалися епюри активного та пасивного тисків ґрунту на ділянці до точки O , реальну величину заглиблення стіни визначимо за формулою:

$$t = t_0 + \Delta t, \quad (7.2)$$

де Δt – довжина ділянки стіни нижче точки 0, необхідна для реалізації зворотної відсічі ґрунту E'_{II} , розраховується за допомогою виразу

$$\Delta t = E'_{II} / [2q_{t0} (\lambda_{II} - \lambda_a)], \quad (7.3)$$

де q_{t0} – вертикальний тиск ґрунту на глибині застосування сили E'_{II} ;

λ_{II} і λ_a – коефіцієнти пасивного та активного тиску ґрунту.

На практиці зазвичай величину Δt не визначають, а повну глибину закладення стіни в ґрунті приймають рівною $t = t_0 + 0,2t_0$.

Стіна з жорстко затисненим нижнім кінцем (схема Блюма – Ломейєра).

На відміну від схеми Якобі у схемі Блюма – Ломейєра стіна у ґрунті розглядається як пружно-деформоване тіло. При зацемленому нижньому кінці реалізується консольна схема роботи стіни, і завдання стає один раз статично невизначеним. Для її розв'язання рівняння рівноваги доповнюється рівнянням, що реалізує умову рівності нулю кута повороту в точці затискання стіни (точці 0). При цьому напрямок дотичної до пружної лінії в точці 0 строго вертикально.

При побудові епюр тисків, що діють на стіну, використовуються припущення:

– пасивний тиск з боку ґрунтового масиву замінюється зосередженою силою E'_{II} , прикладеною в точці 0;

– точка 0 розташована на відстані t_0 від днища котловану.

Розрахунок, як і в попередньому випадку, провадиться методом послідовних наближень, відповідно до якого задаються різні значення глибини закладення стіни t_0 і визначаються відповідні цим значенням положення точки 0. Для кожного положення точки 0, як і в попередньому випадку, з рівняння рівноваги (сума проєкцій всіх сил на горизонтальну вісь дорівнює нулю) розраховується величина E'_{II} , після чого будується епюра згинальних моментів вище точки 0. Далі будь-яким відомим способом будується пружна лінія стіни. Значення постійної інтегрування визначається з умови рівності нулю переміщень у точці 0. Після визначення постійної інтегрування розраховується поворот у точці 0. Розрахунки повторюють з різними значеннями t_0 доти, доки кут повороту в точці 0 не дорівнюватиме нулю.

7.5 Розрахунок шпунтового огородження

Шпунтові огорожі відносяться до гнучких конструкцій, у яких відношення наведеної ширини до глибини закладання ґрунт задовольняє умові $d_{np}/t < 0,06$.

Розрахунки гнучких конструкцій залежить від багатьох чинників, зокрема від типу конструкції. Докладно з ними можна ознайомитись у спеціальній

літературі. В рамках же дисципліни, що вивчається, як приклад обмежимося розглядом часто зустрічається в практиці розрахунку вільної шпунтової стінки. Розрахунок виконується у такій послідовності.

1. Підраховуються величини коефіцієнтів активного та пасивного бічних тисків:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \text{ та } \lambda_{\Pi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right). \quad (7.4)$$

2. Обчислюється величина активного тиску ґрунту на шпунтову стінку на позначці днища котловану:

$$P = \gamma H \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (7.5)$$

де γ – об’ємна вага ґрунту;

H – глибина котловану;

φ – кут внутрішнього тертя.

При визначенні діючих на стінку активного і пасивного тисків нижче рівня ґрунтових вод значення об’ємної ваги ґрунту приймається у водо насиченому стані. Враховується також тиск ґрунтових вод на шпунтову стінку.

3. Визначається глибина забивання шпунта

$$h \geq \frac{1,5P}{\gamma^2 \operatorname{tg}^4 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} - 1 \right)}. \quad (7.6)$$

4. Використовуючи обчислені значення λ_a і λ_{Π} , визначають параметр n

$$n = \gamma \left(\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) - \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \right). \quad (7.7)$$

5. Відшукується глибина стінки S нижче днища котловану, що відповідає найбільш небезпечному перерізу шпунтового огородження:

$$S = \frac{P}{n} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{nH}{P}} \right). \quad (7.8)$$

6. У небезпечному перерізі розраховується максимальний згинальний момент M_{\max}

$$M_{\max} = \left[\frac{PH}{2} \left(\frac{H}{3} + S \right) + \frac{PS^2}{2} - \frac{nS^2}{6} \right] l, \quad (7.9)$$

де l – довжина шпунта.

7. Виконується підбір перерізу шпунта із умови

$$\sigma = \frac{M_{max}}{W} \leq R_u, \quad (7.10)$$

де W – момент опору перерізу шпунта;

R_u – розрахунковий опір металу.

Контрольні запитання

1. У чому полягає будівництво підземних споруд відкритим способом за допомогою котлованів?
2. Які особливості має метод «стіна в ґрунті» при спорудженні підземних об'єктів?
3. Які основні принципи розрахунку та проектування кріплення котлованів?

Завдання для самостійної роботи

Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Порівняйте конструктивні особливості стіни в ґрунті, що вільно стоїть, із шпунтовим огородженням.
2. Які фактори визначають вибір між застосуванням котлованів та методом «стіна в ґрунті»?
3. У чому полягають переваги та обмеження використання шпунтового огородження при відкритому способі зведення підземних споруд?

8 ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ, ЩО БУДУЮТЬСЯ БЕЗ РОЗКРИТТЯ ПОВЕРХНІ

План

8.1 Підземні споруди, що будуються без розкриття поверхні. Загальні відомості.

8.2 Мікротунелювання.

8.3 Спрямоване буріння.

8.4 Аварійні ситуації під час будівництва підземних споруд. Основні причини виникнення аварійних ситуацій.

8.5 Природно-кліматичні фактори.

8.6 Аварії, спричинені використанням у розрахунках неповних чи недостовірних матеріалів інженерно-геологічного вишукування.

8.7 Аварії внаслідок принципових помилок під час проєктування.

8.8 Аварії, пов'язані з грубими будівельними помилками та відступами від проєктних рішень.

8.1 Підземні споруди, що будуються без розкриття поверхні. Загальні відомості

Промислово-цивільне будівництво нерозривно пов'язане з прокладанням різних комунікацій (інженерних мереж, теплотрас, водопроводів, ліній зв'язку, телекомунікацій та ін.). Здійснюється така прокладка у великих та малих містах за умов щільної житлової забудови. Ведуть її також під трасами автомобільних і залізниць, річками і водоймами, в зонах, що охороняються та ін. Під час прокладання комунікацій у відритих траншеях з подальшим засипанням порушується рух транспорту, перекопуються цілі квартали селищ і міст, що створює технічні труднощі та соціальні незручності для ж. Існуючі методи щитового проходження та продавлювання сталевих футлярів не завжди дозволяють розташувати будівельний майданчик на невеликій території, не допустити просідання денної поверхні та існуючих будівель.

Будівництво тунелю щитовим способом з протягуванням у нього робочих труб меншого діаметра і подальшою забутовкою за трубним простором цементним розчином вимагає значних додаткових витрат матеріалів та більш тривалого терміну будівництва порівняно з сучасними технологіями.

Застосування нових, безтраншейних технологій, значною мірою вільних від цих незручностей та недоцільних витрат, виявляється дуже ефективним.

Сучасний переворот у сфері прокладання підземних комунікацій був забезпечений розробкою нових технологій проходження підземних свердловин та мікротунелів у різних ґрунтах. Ці технології засновані на застосуванні найновішого обладнання та забезпечують безтраншейну особливо точну проходку з високими швидкостями та повністю механізованим та автоматизованим процесом виконання робіт. Найбільш сучасними технологіями безтраншейної прокладки комунікацій є мікротунелювання та спрямоване горизонтальне буріння, які протягом останніх років знаходять все ширше застосування у більшості країн світу. Обладнанням для цих технологій є: мікротунелепрохідницькі комплекси, установки спрямованого буріння.

8.2 Мікротунелювання

Мікротунелювання – технологія створення підземних виробок обмеженого діаметру (від 200 мм до 2 000 мм) для прокладання різних трубопроводів та комунікацій механізованими керованими комплексами без розкриття поверхні та присутності людей у вибої.



Рисунок 8.1 – Мікротунелепрохідницький комплекс

Вона передбачає для цих цілей застосування мікротунелепрохідницьких комплексів, що здійснюють проходку виробки ділянками між стартовими та приймальними шахтами на довжину від 30–40 м до 90–100 м. При цьому забезпечуються стійкість вибою, механізована розробка та транспортування ґрунту, укладання та продавлювання труб, висока точність виробки, що прокладається, збереження навколишнього середовища в місці проходження. Управління процесом будівництва ведеться із кабіни, що знаходиться на поверхні. Місцезнаходження та орієнтація щита контролюються за допомогою лазерної системи та вбудованої ЕОМ.



Рисунок 8.2 – Загальний вигляд стартового майданчика

Майже одночасно техніка та елементи цієї технології були розроблені в Японії та ФРН у першій половині 80-х років і трохи пізніше у Великій Британії. Зараз ця технологія широко застосовується в багатьох країнах світу. Мікропрохідницьку техніку розробляють та випускають фірми «Херренкнехт», «Зольтау» (Німеччина), «Ловат» (Канада) та ін.



Рисунок 8.3 – Бурова головка мікрошцита «Perforator GmbH» MTS-2000

Для надійного облаштування виробки за щитом зазвичай продавлюються залізобетонні або металеві труби у вигляді окремих кілець.

Найважливішим елементом цієї технології є застосування залізобетонних труб з новим типом стиків, що мають кільцеві склопластикові або металеві

манжети, забезпечені каучуковим еластомером, що обтискується в процесі продавлювання за мікрощитом (рис. 8.4).



Рисунок 8.4 – Загальний вигляд нових труб з еластомірним ущільненням у стиках для прокладання трубопроводів

Це створює високу герметичність стиків і, відповідно, підвищує якість та довговічність трубопроводу загалом порівняно з укладанням труб у траншеї, виключає аварії під час його експлуатації. Труби мають надзвичайно гладку поверхню, що зменшує тертя під час продавлювання.

На відміну від підземного проходження щитами діаметром 2 м і більше, що зазвичай застосовується при будівництві колекторів різного призначення, технологія мікротунелювання не вимагає тривалого підготовчого етапу, пов'язаного з будівництвом та обладнанням шахтних стволів.

Для того щоб здійснити прокладку комунікацій, достатньо двох котлованів – стартового та приймального, глибина яких відповідає глибині прокладання.

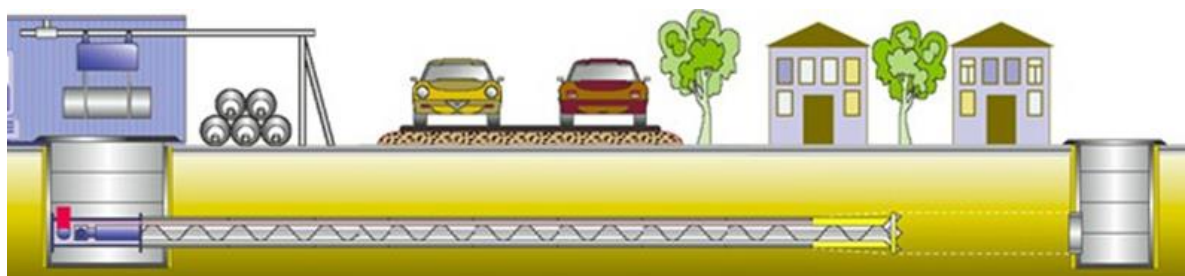


Рисунок 8.5 – Технологічна схема безтраншейного прокладання трубопроводу із застосуванням мікротунелепрохідницького комплексу

У стартовому котловані встановлюється домкратна станція, на яку розміщується прохідницький механізований мікрощит. За допомогою домкратів здійснюється продавлювання цього щита та труб (рис. 8.6) в ґрунт на довжину до 3 м, після чого на домкратну станцію міститься відрізок прохідницької труби тієї ж довжини і повторюється процес. Трубу збільшують відрізками по 2–3 м і ведуть подальшу проходку до виходу мікрощита в приймальний котлован. Після цього щит демонтують, а труби залишаються у землі. Точність проходження забезпечується комп'ютерним комплексом управління із застосуванням лазерної техніки.

Ріжучий механізм мікрощита може забезпечити проходження в будь-яких умовах – від слабких нестійких піщаних та глинистих ґрунтів до міцних скельних порід. Розроблений ґрунт виноситься в приймальну ємність промивним ґрунтом (найчастіше бентонітовим розчином) по окремій трубі. Мікрощит за допомогою гідравлічного механізму може частково змінювати кут повороту, що дозволяє змінювати напрямок трубопроводу, що прокладається.

Мікротунельні машини переважно застосовуються під час будівництва коротких ділянок (100–300 м) тунелів, проте останнім часом під час будівництва підводних переходів різних трубопроводів було реалізовано проекти, коли довжина тунелю становила понад 1 км.



Рисунок 8.6 – Монтаж труб для задавлювання через кільце ущільнювача.
Продавлювання труб із стартової шахти на будівництві

Здебільшого мікротунелепрохідницькі комплекси застосовуються в нестійких обводнених ґрунтах. У цих умовах використовують мікрощити із гідропривантаженням. При цьому бентонітовий розчин, необхідний для

створення привантаження, прокачується трубопроводом і виносить на поверхню відпрацьовану породу.



Рисунок 8. 7 – Вихід мікрощита в приймальний котлован

Технологія мікротунелювання шляхом вибору мікрощитів різного діаметру, а також в результаті застосування тих чи інших труб з подальшою обробкою збудованого трубопроводу дозволяє прокладати свердловини, а також безнапірні каналізаційні колектори діаметром зазвичай від 200 до 2 000 мм, напірні трубопроводи (сталеві труби), телефонні та електромережі (футляри діаметром 300–700 мм), газопроводи.

Фірма «Херренкнехт» із застосуванням свого мікротунелепрохідницького комплексу проклала два підводні тунелі зовнішнім діаметром 2,5 м і завдовжки понад 700 м кожен (рис. 8.8).



Рисунок 8.8 – Схема прокладання комунікаційного трубопроводу під річкою

8.3 Спрямоване буріння

Зараз близько 40 % всіх підземних комунікацій у світі прокладається за технологією горизонтального спрямованого буріння, зокрема різні кабелі

(електричні, зв'язку та ін.) 24–30 %, труби газорозподілу – 10–15 %, каналізаційні та водопровідні труби – 4 %.

Принцип цієї технології такий. Спочатку по заздалегідь розрахованій трасі трубопроводу, що прокладається, проводиться буріння лідерної (пілотної) свердловини. Потім оператор знімає бурову головку та встановлює розширювач зворотної дії, який простягається по пройденій свердловині у зворотному напрямку з одночасним обертанням, розширюючи лідерну свердловину. Одночасно слідом за розширювачем трубопровід або кабель (або пучок труб і кабелів), прикріплений до розширювача шарнірною сережкою, протягується в свердловину в процесі зворотного протягування розширювача (рис. 8.9).

Як і при бурінні лідерної свердловини, буровий розчин проходить через розширювач і зміщується з буровою дрібницею, утворюючи текучу суспензію, яку зміщує трубопровід, що протягується. Оскільки розширювач має трохи більший діаметр у порівнянні з трубопроводом, буровий розчин у свердловині вільно вичавлюється.

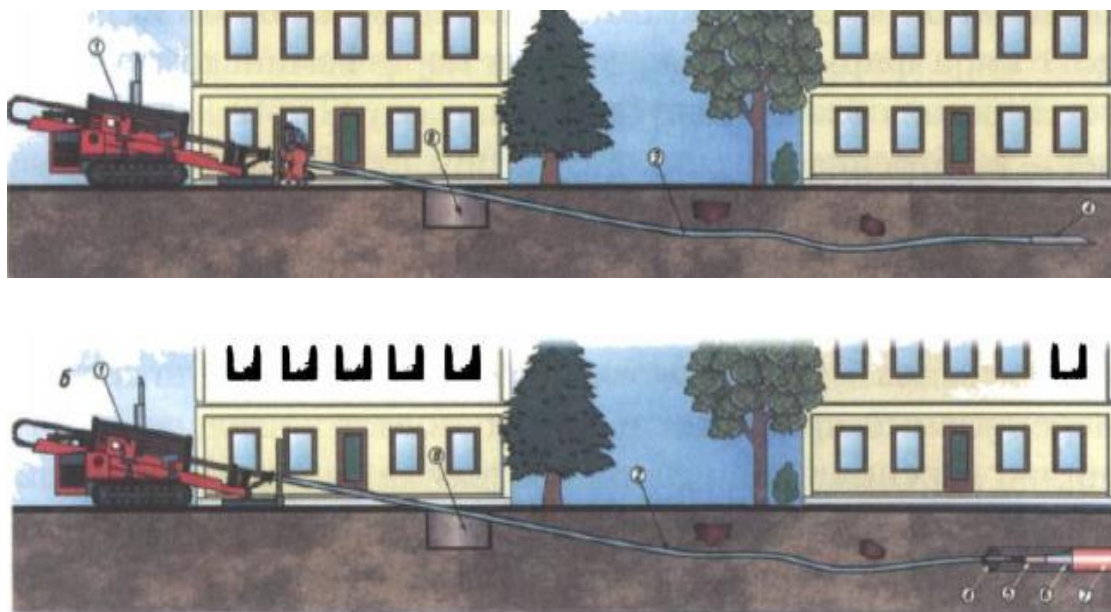


Рисунок 8.9 – Технологічна схема прокладання комунікацій із застосуванням установки горизонтального спрямованого буріння: а – буріння пілотної свердловини; б – розширення свердловин та зворотне протягування; 1 – УГСБ; 2 – бурові штанги; 3 – бурова головка; 4 – розширювач; 5 – вертлюг; 6 – буксирна головка; 7 – прокладуваний трубопровід; 8 – стартовий котлован

Спосіб зворотного розширення свердловин застосовується в компактних малогабаритних системах спрямованого буріння для прокладання труб набагато більшого діаметру, ніж пілот-диск свердловини. Залежно від типу ґрунтів і матеріалу, з якого виготовлені труби, часто потрібно виконати кілька циклів

розширення свердловини, щоб довести її до необхідного діаметра. В окремих бурових установках замість розширювача застосовують струменевий монітор.

У більшості зарубіжних установок спрямованого буріння бурові головки оснащені передавачами. У міру просування бурової головки передавач генерує сигнал, який передається приймачем, що дозволяє проводити моніторинг буріння. Спеціальна програма виводить на дисплей зображення свердловини, що рекомендується, з урахуванням попередньо виявлених перешкод у вигляді доріг, річок або комунікаційних ліній. Після введення вибраних параметрів (діаметр та довжина бурової штанги, бажана та мінімальна глибина залягання свердловини, діаметр та допустимий радіус кривизни встановлюваної труби) програма викреслює зображення пропонованої свердловини у двох площинах – вид зверху та вид збоку. Крім того, програма видає текстову інформацію із зазначенням глибини, нахилу та положення головної частини кожної штанги.

Спосіб горизонтального спрямованого буріння має найменший екологічний вплив на навколишнє середовище.

Економічна ефективність способу обумовлена ступенем ризику робіт з буріння та розширення свердловини, який також залежить від ґрунтових умов.

У США діють близько 250 підприємств, які виконують роботи з спрямованого буріння, багато хто з цих підприємств оснащений від 10 до 20 різними буровими установками.



Рисунок 8.10 – Верстат спрямованого буріння «Вермеєр-Навігатор»
(Тип D 50 × 100)

У Німеччині 1998 р. між містами Мюнхен та Франкфурт-на-Майні за допомогою технології спрямованого буріння здійснили прокладку в поліетиленовому трубопроводі оптико-волоконного кабелю вздовж газопроводу

на довжині 35 км. Працювало 5 установок «Навігатор» (від малої 07×11 до потужної 250×100 для буріння скельних ґрунтів на великій довжині). Більшість свердловин мали діаметр 140 мм, бурили їх у довжину 100–150 м, під дном р. Майн свердловини діаметром 160 мм пробурювали на глибині 5–6 м, а під р. Ельба довжина буріння становила 440 м на глибині 14 м.

Зазвичай бурять свердловини довжиною до 300 м, однак у разі застосування потужних верстатів є приклади значно більшої довжини. Наприклад, США виконані підводні переходи: довжиною 1 780 м при діаметрі труби 260 мм, довжиною 1 524 м при діаметрі 760 мм, довжиною 1 056 м при діаметрі 1 090 мм та інших.

Нині у світі збудовано понад 5 тис. переходів діаметром до 1 420 мм, максимальна довжина переходу перевищила 2 км. Підводні переходи будують, крім США, у Німеччині, Франції, Голландії, Росії, Китаї, Італії, Індії, Іспанії, Бразилії та багатьох інших країнах. При цьому трубопроводи прокладалися через найбільші річки світу: Міссісіпі, Міссурі, Хуанхе, Ганг та ін.

8.4 Аварійні ситуації під час будівництва підземних споруд. Основні причини виникнення аварійних ситуацій

До 90-х років ХХ ст. глибина котлованів в умовах міської забудови України, зазвичай, не перевищувала 4...5 м. Нині, з розвитком великих міст, виник великий попит на комплексне освоєння підземного простору. Будівництво котлованів глибиною понад 5 м стало рядовим явищем і дозволило вирішити багато питань транспортної та житлової інфраструктури. Підземні тунелі, паркування, приміщення різного призначення під житловими та адміністративними будинками стають рядовим явищем у багатонаселених містах. Однак, чим більша глибина котловану під підземну споруду, тим дорожче обійдеться будівництво об'єкта, і при цьому зростає ступінь ризику виникнення аварійних ситуацій. Інформація про аварії котлованів зазвичай рідко виноситься на громадське обговорення як у засобах масової інформації, так і в технічній літературі, однак їхній аналіз вкрай необхідний для того, щоб на їхньому досвіді проєктувальники та будівельники майбутніх об'єктів могли уникнути подібних ситуацій.

Основні причини виникнення аварійних ситуацій можна підрозділити на чотири основні групи:

- а) природно-кліматичні фактори;
- б) використання у розрахунках неповних чи недостовірних результатів інженерно-геологічного вишукування;

- в) принципові помилки при проєктуванні (при складанні розрахункових схем, виборі моделей ґрунту та граничних умов);
- г) низька якість будівельно-монтажних робіт, погана організація будівництва чи серйозні відступи від проєкту.

8.5 Природно-кліматичні фактори

Під такими факторами зазвичай маються на увазі непередбачені та нехарактерні навантаження та впливи для конкретних районів або окремих майданчиків будівництва. Прикладом неврахованих природних факторів можуть служити різка зміна гідрологічного режиму, землетрусу для сейсмічно безпечних районів, аномальні перепади температур зовнішнього повітря тощо.

Джерелом можливих негативних техногенних факторів можуть бути інженерні споруди, комунікації, мережі, розташовані поруч із котлованом.

Найбільшу загрозу для підземного будівництва становлять інженерні мережі з внутрішнім напірним тиском (водопостачання, газопроводи, нафтопроводи тощо).

Наприклад, протіканнями з інженерних мереж було викликано аварію огорожувальної шпунтової стінки з багатоярусним анкерним кріпленням під час будівництва станції метро в бразильському місті Сан-Паулу.

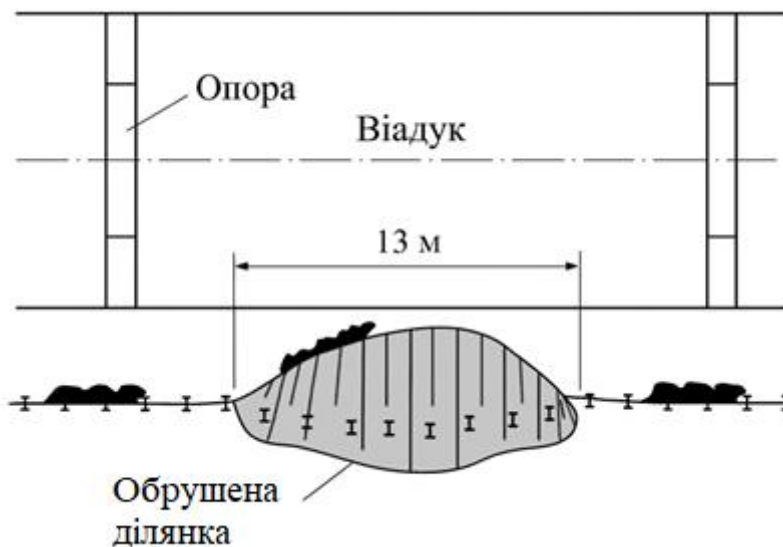


Рисунок 8.11 – План аварійної ділянки підпірної стіни у Сан-Паулу

Аварія сталася при розробленій глибині котловану 12 м. Два верхні яруси анкерного кріплення були вже виконані, третій ярус було встановлено не повністю. Обвалення огорожі відбулося поверхнею ковзання, близькою формою

до напівсферичної, з радіусом до 5 м (рис. 8.12). Обвалення супроводжувалося висмикуванням анкерів.

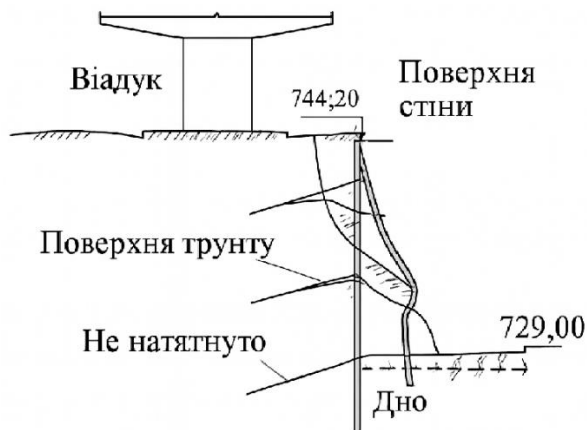


Рисунок 8.12 – Схема обвалення підпірної стіни в Сан-Паулу

Основною причиною втрати стійкості шпунтового огороження з'явилися протікання з водопроводу, розташованого за 30 м від межі котловану. Фільтрація техногенних вод у котлован значно знизила характеристики міцності ґрунтів і збільшила активний тиск на огороження котловану.

Після розгляду цієї аварійної ситуації, щоб уникнути повторення таких аварій надалі, проєктувальникам було рекомендовано передбачати превентивні захисні заходи у випадках, якщо поруч із котлованом розташовані інженерні мережі, а при проєктуванні огорож котлованів поблизу підземних водоносних комунікацій виконувати моделювання ситуацій.

При влаштуванні котлованів, безумовно, повинні враховуватися температурні впливи, оскільки котлован, маючи значні розміри в плані та по глибині, розроблятиметься тривалий час. Негативні зимові температури небезпечні тим, що при промерзанні підпірних конструкцій, влаштованих у пучинистих ґрунтах, відбувається збільшення горизонтального тиску на огорожу котловану і збільшення внутрішніх зусиль у перерізі огорожі та розпірної системи.

8.6 Аварії, спричинені використанням у розрахунках неповних чи недостовірних матеріалів інженерно-геологічного вишукування

Для ухвалення правильного проєктного рішення щодо влаштування огорож котловану необхідно мати максимально повну та достовірну інформацію про ділянку будівництва та його безпосереднє оточення. Найбільш важливою

інформацією є відомості про дослідження інженерно-геологічної будови майданчика, гідрогеологічні умови та фізико-механічні властивості ґрунтів.

При влаштуванні котлованів у міській забудові необхідна повна інформація про конструкцію та технічний стан фундаментів, надземних конструкцій будівель та споруд та інженерних мереж. Не виявлене в процесі досліджень будівельне сміття, незаповнені порожнини або різні включення можуть призвести до дефектів і пошкоджень під час виконання робіт.

Значні проблеми при влаштуванні огорож котлованів можуть викликати не виявлені в процесі пошуків валуни, гравій, галька, дрісва, включення скельних та напівскельних ґрунтів (рис. 8.13). У процесі будівництва такі утворення можуть перешкодити виконанню огорожі на проєктній позначці, значно ускладнити виконання робіт.

Інженерно-геологічні дослідження при влаштуванні глибоких котлованів необхідно проводити також і за контурами будівельного майданчика. Особливо важливою ця вимога є при проєктуванні ґрунтових анкерів, при будівництві на укосах, при влаштуванні котлованів поблизу водойм, річок, каналів тощо.



Рисунок 8.13 – Валун, витягнутий при влаштуванні котловану в Берліні

Будівництво котлованів у недостатньо вивчених ґрунтах може спровокувати небезпечні інженерно-геологічні процеси, наприклад зсувні. Прикладом такої ситуації, яка загрожувала перерости в аварію з катастрофічними наслідками, є будівництво у 1990-х роках будівлі інституту економіки в місті Лісабоні.

Проєкт котловану був розроблений для скельних ґрунтів та не передбачав геологічного виклинювання шарів у бік котловану. При розробці котловану відбувся глибокий зсув по плоскій поверхні ковзання у зв'язку з розташуванням тонкого шару слабких глин по поверхні скельних ґрунтів (рис. 8.14).

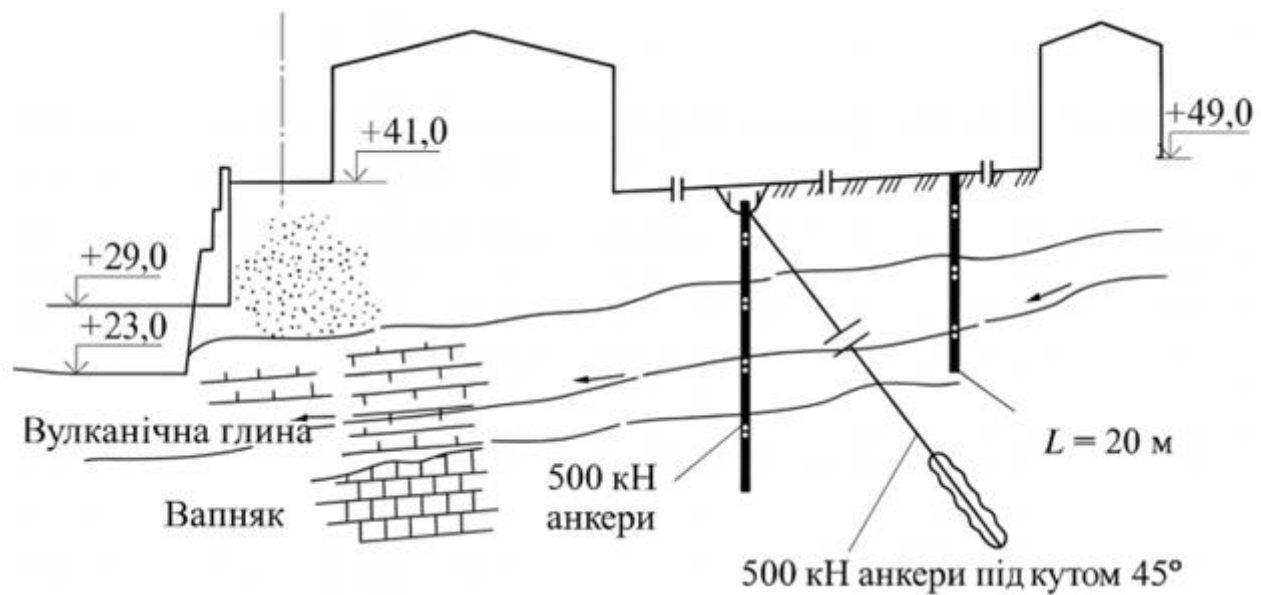


Рисунок 8.14 – Схема заходів щодо стабілізації активізованого котлованом зсуву в Лісабоні

Це призвело до виникнення тріщин на денній поверхні основи, що розташовані на відстані до 60 м від котловану. Будівництво будівлі було припинено та були розроблені екстрені заходи для уникнення руйнування огорожі котловану та будівель сусідньої забудови. Для стабілізації зсувних процесів та запобігання подальшій шкоді були потрібні дорогі заходи, що включають влаштування паль та анкерних кріплень (рис. 8.15).

З цього прикладу випливає, що в процесі виконання інженерно-геологічних досліджень варто ретельно вивчати скельні породи, що володіють тріщинуватістю, а також ґрунти, схильні до прояву карстово-суффозійних процесів та розчинення солей, що містяться в породах. Необхідно уточнювати здатність поглинання та фільтрації глинистих розчинів, що застосовуються при влаштуванні стіни у ґрунті. Ефект кальматації бентонітового розчину в скельних породах з підвищеною водопроникністю може призвести до утворення глинистої кірки та зниження величини захисного шару бетону у залізобетонних елементів.

Важливою вимогою перед влаштуванням котлованів є докладне вивчення гідрогеологічних умов будівництва та режимів фільтрації. Для цього необхідні детальна класифікація водопроникних та водотривких шарів ґрунту, визначення їх коефіцієнтів фільтрації та водовіддачі.

Як додатковий приклад відзначимо аварійну ситуацію, що сталася при розробці котловану глибиною до 10 м під насосну станцію в місті Маягуез на острові Пуерто-Ріко.



Рисунок 8.15 – Виконання протиаварійних заходів у котловані при активізації зсуву в Лісабоні

Для цього проєкту було ухвалено рішення побудувати круглий в плані колодязь діаметром 42 м, огорожувальна конструкція якого виконувалася зі шпунта завдовжки 19,8 м. Розкріплення шпунтового огородження мало виконуватися за допомогою чотирьох залізобетонних кілець жорсткості. Після монтажу трьох кільцевих поясів жорсткості при розробці котловану до позначки -9,0 м було зафіксовано значні зміщення шпунта у бік котловану до 1,5 м. При цьому опади поверхні ґрунту за контурами котловану склали до 0,6 м. Прогини шпунтового огородження спричинили інтенсивне випирання днища котловану.

Щоб уникнути аварії, котлован був негайно засипаний до позначки -7,6 м.

Надалі було проведено дослідження причин виникнення аварійної ситуації. Проєкт розроблявся за результатами інженерно-геологічного вишукування на основі двох архівних свердловин, в яких відбір кернів проводився з інтервалом 1,5 м. Проєктне рішення передбачало однорідну будову по всій глибині інженерно-геологічних шарів ґрунтів, а нижній кінець шпунтового огородження передбачалося закласти у тверді ґрунти. Після проведення додаткового вишукування були встановлені значні виклинювання твердих глин у західному напрямку та наявність у їх покрівлі тонкого водонасиченого гравійного ґрунту з

піщаним та глинистим заповнювачем. П'єзометричний натиск у гравійному шарі становив від 5,6 м зі східного боку до 14,5 м із західного. Вільна поверхня у п'єзометричних свердловинах встановилася на позначці -5,8 м.

Таким чином, у момент розробки котловану до позначки -9,0 м вага глинистого ґрунту, розташованого вище гравійного шару, виявився в східній частині котловану менше гідростатичного тиску в напірному горизонті, що і зумовило випаровування ґрунту з днища котловану. Процес випаровування ґрунту з днища котловану спричинив втрату стійкості шпунтового огороження у бік котловану.

Найбільш ретельні лабораторні та польові дослідження повинні проводитися для чутливих до зовнішніх впливів структурно-нестійких тиксотропних водонасичених пілувато-глинистих ґрунтів. Розробка котлованів в умовах тиксотропних ґрунтів надзвичайно складна і часто призводить до значних деформацій огорож, будівель та споруд сусідньої забудови і навіть до аварійних наслідків. Досвід виконання робіт при влаштуванні відкритих котлованів в інженерно-геологічних умовах приморських міст показує, що фактичний напружено-деформований стан гнучких огорож в умовах тиксотропних ґрунтів виявляється значно складнішим, ніж одержуване при чисельному моделюванні. Наслідком недообліку реального напружено-деформованого стану огорож є деформації, що значно перевищують гранично допустимі, та розвиток додаткових осад будівель навколишньої забудови.

8.7 Аварії внаслідок принципових помилок під час проєктування

До прикладів помилок проєктування можна віднести серйозну аварію у серпні 1997 р. в столиці Таїланду Бангкоку при будівництві очисних споруд. Котлован насосної станції глибиною 21 м мав складну форму в плані, а його огороження було виконане у вигляді стіни у ґрунті товщиною 1 м.

Інженерно-геологічні умови майданчика будівництва були представлені переважно слабкими глинистими ґрунтами. У плані котлован складався з двох частин – кола та багатокутника, що сполучаються в точках А та В.

Кріплення багатокутної частини котловану здійснювалося п'ятьма ярусами металевих розпірок, у місці примикання її до кола за проєктом мали монтуватися п'ять рівнів розпірок. Круговий контур стіни у ґрунті мав працювати як циліндрична рівномірно стиснута по периметру оболонка. По верху стіни в ґрунті була запроєктована та влаштована монолітна балка обв'язування. У процесі розробки котловану виконувалися спостереження за зміщеннями стіни в ґрунті за допомогою інклінометра.

На останніх стадіях розробки відбулися значні горизонтальні зміщення верхньої частини стіни котловану в місцях примикання кругового контуру до прямолінійного, які склали 80 мм. Характер зсувів стіни у ґрунті відповідав консольній схемі роботи огорожі.

На момент розкриття котловану до проектної позначки було встановлено 5 рівнів розпірної системи та два верхні додаткові рівні між точками А та В. При цьому в обв'язувальній балці виникли тріщини, і було ухвалено рішення про монтаж додаткових розпірних конструкцій. Однак ці заходи не встигли виконати, оскільки стався різкий обвал огорожі котловану (рис. 8.16).

Внаслідок аварії було зруйновано кілька будівель сусідньої забудови; будівельна техніка і стіна, що обрушилася, були завалені ґрунтом (рис. 8.17).

Аналіз причин аварії показав, що були допущені суттєві порушення при проектуванні та будівництві. За проведеними розрахунками, виконаним методом кінцевих елементів, було встановлено, що розпірки були перевантажені і перебували в граничному стані. Фактична відсутність трьох додаткових рівнів розпірок та низька якість установки обв'язувальних поясів ще більше знизили надійність прийнятої системи розпірки. Таким чином, ключова помилка даного об'єкта полягала в неправильному проектуванні розпірної системи, яка в обов'язковому порядку мала передбачати встановлення замкнутих обв'язувальних поясів у круговій секції котловану. Тільки посилення центральних розпірних елементів між точками А і В котловану без замикання обв'язувальних поясів було недостатнім для забезпечення міцності і деформативності огорожі.



Рисунок 8.16 – Майданчик насосної станції після аварії

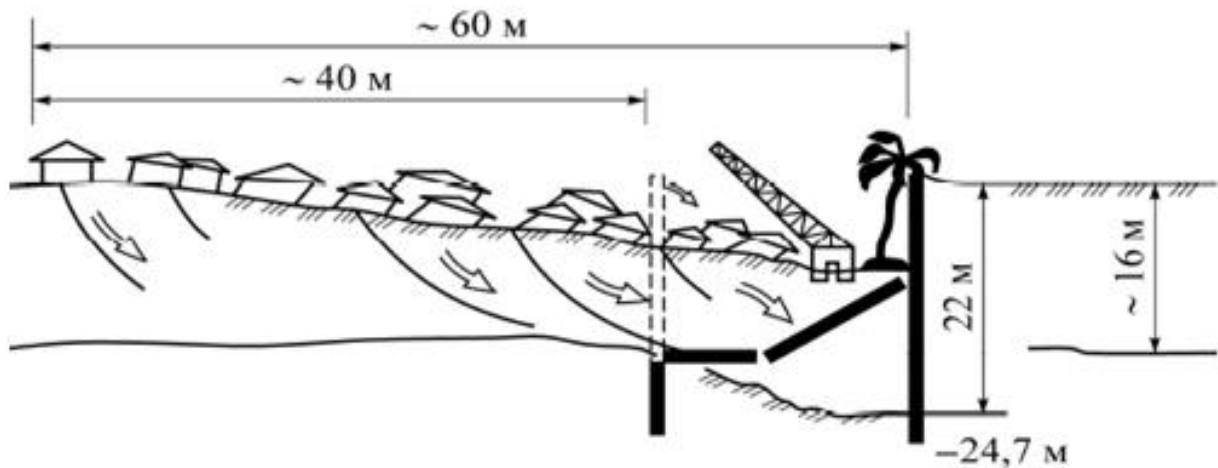


Рисунок 8.17 – Схема зони прояву наслідків аварії котловану насосної станції

Проектні та розрахункові помилки, пов'язані з конструюванням обв'язувальних поясів розпірної системи, достатньо характерні для практики будівництва.

8.8 Аварії, пов'язані з грубими будівельними помилками та відступами від проектних рішень

У 1998 р. у Варшаві сталася аварія огороження котловану глибиною 15 м, виконаного способом «стіна в ґрунті» завтовшки 0,8 м.

Зміни в проектному рішенні (початкова схема кріплення стіни в ґрунті передбачала пристрій розпірного фрагмента перекриття по бермі, що зберігається, передбачали встановлення металевих підкосів між стіною і середньою частиною будівлі з пристроєм ґрунтових берм.

Інженерно-геологічні умови майданчика були представлені насипними ґрунтами, четвертинними післяльодовиковими (Ia) та льодовиковими (Ib) суглинками, третинними глинами (IIIa) з прошарками супісків та суглинків.

Влаштування стіни в ґрунті було виконано в 1997 р., після чого почала проводитися розробка котловану. Спочатку при розробці котловану переміщення верхньої частини стіни відповідали розрахунковим величинам. Однак надалі несподівано відбулися значні зсуви стіни у ґрунті – були зафіксовані просідання розташованого поблизу котловану дорожнього полотна. У процесі розробки берми виникли протікання води з підземної конструкції, які були викликані руйнуванням водопровідної мережі, розташованої за 12 м від котловану. Вода також з'явилася на проїжджій частині дороги. У стіні у ґрунті були відзначені горизонтальні тріщини розкриттям до 5 мм. При монтажі додаткових розпірок

руйнування стіни продовжилося і незабаром сталося обвалення ділянки огорожі котловану завдовжки 45 м (рис. 8.18).



Рисунок 8.18 – Вигляд з кута стіни котловану, що обрушилася у Варшаві

Аналіз причин обвалення стіни в ґрунті дозволив відновити сценарій аварії, що сталася.

Руйнування стіни почалося з формування пластичного шарніру в нижній частині стіни (рис. 8.19). Його формуванню сприяло те, що фактичні габарити ґрунтової берми виявилися меншими за проєктні розміри. Розрив водопроводу викликав надлишкове водонасичення ґрунту та збільшення активного тиску на огороження котловану. Поворот верхньої частини стіни призвів до перерозподілу тисків та збільшення реакцій у розпірках, а руйнування розпірок призвело до остаточного обвалення стіни.

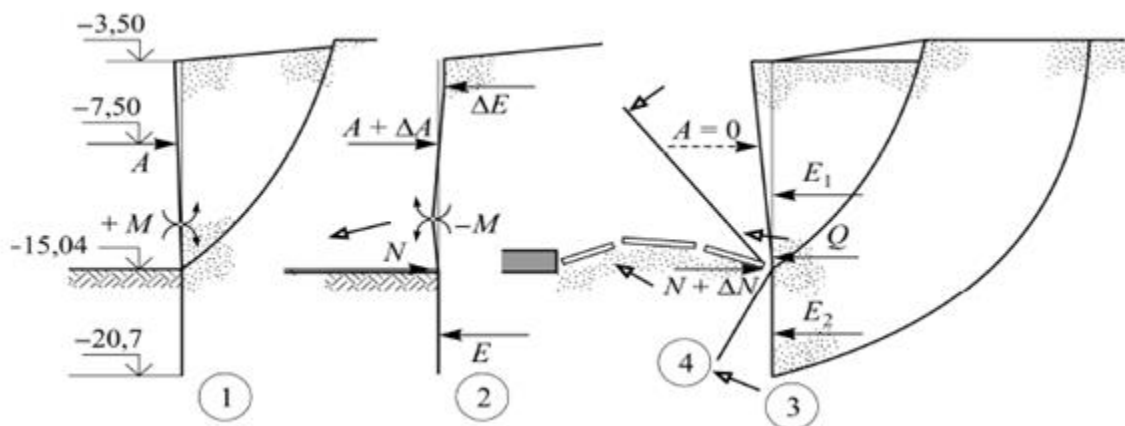


Рисунок 8.19 – Стадії розвитку механізму обвалення огорожі котловану у Варшаві

Таким чином, причинами аварії стали такі фактори:

- схема армування стіни в ґрунті не відповідала розрахунковій жорсткості огорожі;
- фактичні розміри ґрунтової берми виявилися набагато меншими за розрахункові;
- руйнування водопровідної мережі водопроводу значно збільшило активний тиск на стіну у ґрунті.

Будівельні помилки при влаштуванні котлованів можуть серйозно вплинути на збереження навколишньої забудови, аж до аварійних руйнувань, розташованих поблизу будинків.

Таким чином, як показує досвід улаштування глибоких котлованів, негативні наслідки при їх будівництві переважно зумовлені недоврахуванням комплексу факторів, основними з яких є ненадійні інженерно-геологічні дослідження, помилки при проектуванні та погана організація будівельно-монтажних робіт.

Роботи з розробки глибоких котлованів та зведення в них підземних споруд відкритим способом є роботами підвищеного ризику, їх проведення необхідно доручати будівельним фірмам, які мають досвід проведення таких робіт, під наглядом організацій, що спеціалізуються на моніторингу та науково-технічному супроводі.

Водночас наявний досвід у будівництві складних підземних об'єктів, зокрема й негативний, переконливо вказує на необхідність обов'язкового проведення у повному масштабі ретельного інженерно-геологічного вишукування, включення до складу проектування чисельного геотехнічного обґрунтування як для об'єкта, що будується, так і для будівель сусідньої забудови, геомоніторингу та науково-технічного супроводу робіт нульового циклу.

Контрольні запитання

1. Які основні переваги та сфери застосування підземних споруд, що будуються без розкриття поверхні?
2. У чому полягає технологія мікротунелювання та які її ключові особливості?
3. Які принципи реалізації спрямованого буріння при прокладанні інженерних комунікацій?

Завдання для самостійної роботи
Теми для поглибленого засвоєння навчального матеріалу

1. Які основні причини виникнення аварійних ситуацій під час будівництва підземних споруд без розкриття поверхні?
2. Як природно-кліматичні фактори можуть впливати на безпеку та ефективність мікротунелювання і спрямованого буріння?
3. Порівняйте аварії, спричинені недостовірними матеріалами інженерно-геологічних вишукувань, із аваріями через принципові помилки проєктування: у чому їхні відмінності та наслідки?

СПИСОК РЕКОМЕНДОВАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Дистанційний курс «Підземні споруди» [Електрон. ресурс]. – Електрон. текст. дані. – Режим доступу: <https://dl.kname.edu.ua/course/view.php?id=3842>, вільний (дата звернення: 05.11.2025). – Назва з екрана.
2. Механіка ґрунтів, основи та фундаменти : підручник для вузів / Л. М. Шутенко та ін. ; за ред. Л. М. Шутенка. – Харків : ХНУМГ ім. О. М. Бекетова, 2017. – 563 с.
3. ДБН В.2.1-10:2018. Основи і фундаменти будівель та споруд. Основні положення. – Чинний від 2019-01-01. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2018. – 35 с. – (Державні будівельні норми України).
4. ДСТУ-Н Б В.2.1-31:2014. Настанова з проектування підпірних стін. – Чинний від 2015-10-01. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2015. – 86 с. – (Національний стандарт України).
5. ДСТУ-Н Б В.2.1-32:2014. Настанова з проектування котлованів для улаштування фундаментів і заглиблених споруд. – Чинний від 2015-10-01. – Київ : ДП «Укрархбудінформ», 2015. – 100 с. – (Національний стандарт України).

Електронне навчальне видання

МОЗГОВИЙ Андрій Олексійович,
БУТЕНКО Анатолій Анатолійович,
ГАВРИЛЮК Ольга Володимирівна

ПІДЗЕМНІ СПОРУДИ

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

*(для здобувачів другого (магістерського) рівня
вищої освіти денної та заочної форм навчання
зі спеціальності G19 – Будівництво та цивільна інженерія)*

Відповідальний за випуск *В. А. Александрович*
Редактор *О. В. Михаленко*
Комп'ютерне верстання *А. О. Мозговий*

План 2026, поз. 132Л

Підп. до друку 01.04.2026. Формат 60 × 84/16.
Ум. друк. арк. 11,6.

Видавець і виготовлювач:
Харківський національний університет
міського господарства імені О. М. Бекетова,
вул. Черноглазівська, 17, Харків, 61002.
Електронна адреса: office@kname.edu.ua
Свідоцтво суб'єкта видавничої справи:
ДК № 8386 від 14.07.2025.