



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République algérienne démocratique et populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
جامعة العربي التبسي - تبسة
Université Larbi Tebessi – Tébessa
معهد المناجم
Institut des mines
قسم المناجم والجيوتكنولوجيا
Département des mines et géotechnologie



Brochure de cours

Creusement des ouvrages souterrains

Niveau : 3ème année licence en exploitation des mines.

Filière : Génie minier.

Par

Dr. Zied BENGHAZI

Sommaire

	Titre	Page
Chapitre 1 :	Introduction au techniques de creusement souterrain.	2
Chapitre 2 :	Comportement des terrains autour d'une excavation minières souterraine	13
Chapitre 3:	Creusements des excavations horizontales et inclinés	45
Chapitre 4:	Matériaux de soutènement	55
Chapitre 5:	Creusement des fouilles	68
	Références	78

Chapitre 1: Introduction au techniques de creusement souterrain.

1. Introduction

La construction des ouvrages souterrains, quelque soit leur nature, ce fait par l'exécution de creusement à travers des formations géologiques de nature et propriétés variées.

D'autres contraintes, notamment dans le développement des mines souterraines, est la venue des eaux et de gaz. Ce qui rend cette opération difficile.

Faire face aux différentes contraintes rencontrées lors du creusement des ouvrages souterrains, nécessite l'emploi des outils appropriés du personnel qualifié.

2. Définitions

2.1. Galerie

Une galerie est un nom général designant toute voie souterraine (naturelle ou artificielle), plus ou moins horizontale. Dans le domaine minier, les galeries sont exécutées dans le but d'exploiter les ressources minières du sous-sol.

On parle de « **descenderie** » pour les galeries inclinées débouchant au jour et de « **plan incliné** » ou « **grêle** » pour les voies inclinées équipées pour le roulage.

2.2. Puit

Voie de communication verticale ou subverticale mettant les travaux souterrains en communication avec la surface (débouchant au jour).

2.3. Cheminée

Synonyme de puits, servant à l'aération dans certains cas. Mais aussi à l'extraction de gros blocs de pierres de taille dans certaines carrières souterraines (avec une très forte section).

2.4. Travers-bancs (ou bowettes)

Galeries à grande section, creusées à des niveaux différents pour desservir les futurs chantiers d'exploitation d'une mine souterraine.

En général, la bowette inférieure communique avec le puits d'entrée d'air, et la bowette supérieure avec le puits de retour d'air. La dénivellation qui sépare les bowettes correspond à un étage d'exploitation.

Les couches sont ainsi recoupées à des niveaux, soit directement par des bowettes principales, soit par des travers-bancs secondaire.

3. Utilité des galeries souterraines

Les galeries servent principalement à l'accès au gisement. Mais, il existe également des galeries qui servent à d'autres utilités:

- *Galeries d'Aération*: Elles servent à la ventilation en termes de Retour d'air, de Bypass, ...etc.
- *Galeries des Bandes transporteuses*: Elles servent au transport des minerais par la construction des bandes transporteuses.
- *Galeries d'exhaure*: Elles servent comme retenues d'exhaure.

4. Conception des galeries souterraines

Les galeries souterraines sont de formes différentes: circulaire, rectangulaire, en trapèze, ou en arc (figure 1.1). Du point de vue théorique, la section la plus idéale est celle de forme circulaire, du fait qu'elle assure une bonne repartition des contraintes.

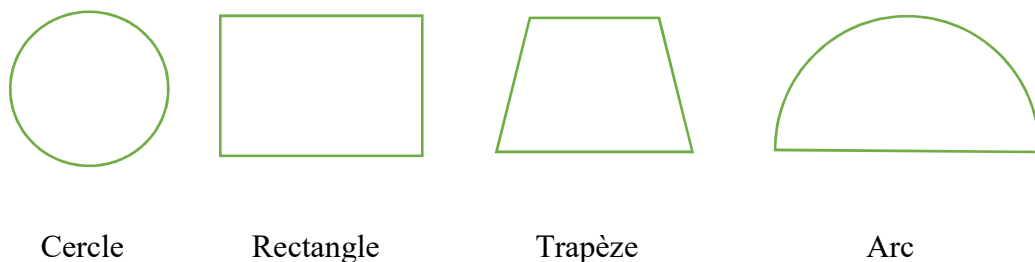


Figure 1.1. Différentes formes des galeries souterraines.

Mais en pratique, le choix de la forme et des dimension de la galerie dépend d'un certain nombre de facteurs:

- L'utilité de l'excavation;
- La durée d'usage (provisoire ou permanente);
- Les propriétés géomécaniques de la roche;
- L'expérience des exécutants en génie minier et/ou en génie civil;
- ... etc.

Le profil généralement utilisé en mines souterraines est une combinaison d'un rectangle et d'un arc, appelée « forme voûtée ».

Pour une galerie ou un tunnel, nous avons les concepts suivants (figure 1.2):

- La face ou le front de taille;
- La voute;
- Les parements;
- Le radier;
- Le toit;
- L'extrusion.

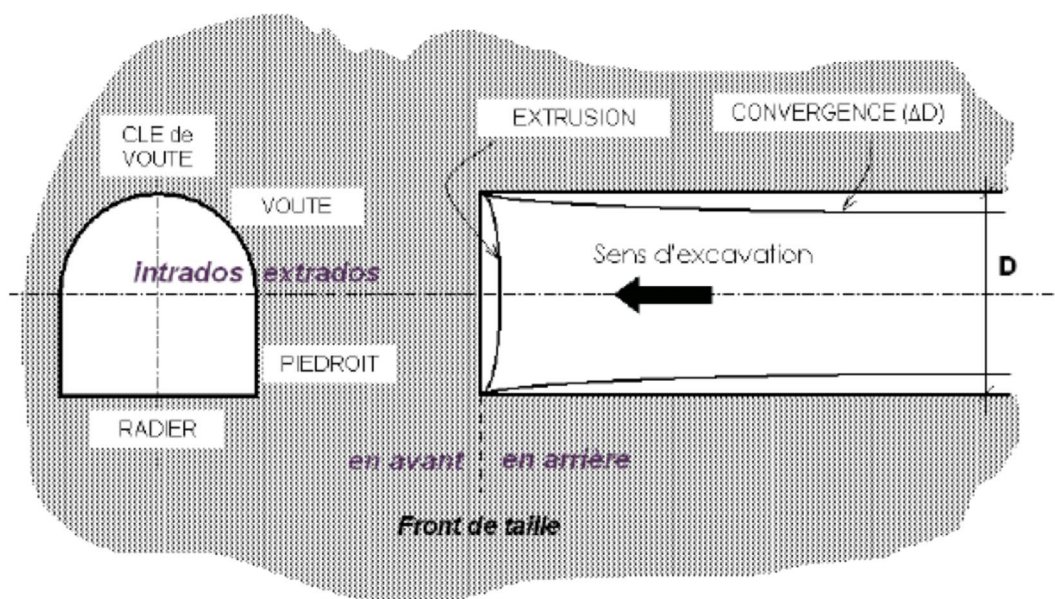


Figure 1.2. Éléments d'une excavation souterraine.

5. Techniques de creusement souterrain

On distingue de types de méthodes de creusement:

- Les méthodes mécanisées;
- Les méthodes classiques (conventionnelles), à l'explosif.

5.1. Méthodes mécanisées

a. Abatage par machine à attaque ponctuel

Technique d'abatage limitant les vibrations dans l'environnement et préférable à l'explosif, dans certains cas (marnes, craies, schistes altérés, ...etc.). Cependant, son utilisation est limitée par les caractéristiques de résistance du terrain encaissant ($50 \text{ MPa} < R_c < 80 \text{ MPa}$).

Les machines utilisés dans cette technique sont:

- Haveuse: Machine de prédécoupage (méthode consiste à réaliser une succession de saignées d'épaisseur 15 à 30 cm et de 3 à 5 m de longueur dont le tracé suit le profil théorique de l'extrados de la voûte) constituée d'un bâti support rigide auquel est fixé un chariot mobile pouvant se déplacer sur le contour de la section à excaver et équipé d'une scie spéciale (figure 1.3). Certaines haveuses permettent même de creuser des roches dures et abrasives (figure 1.4).

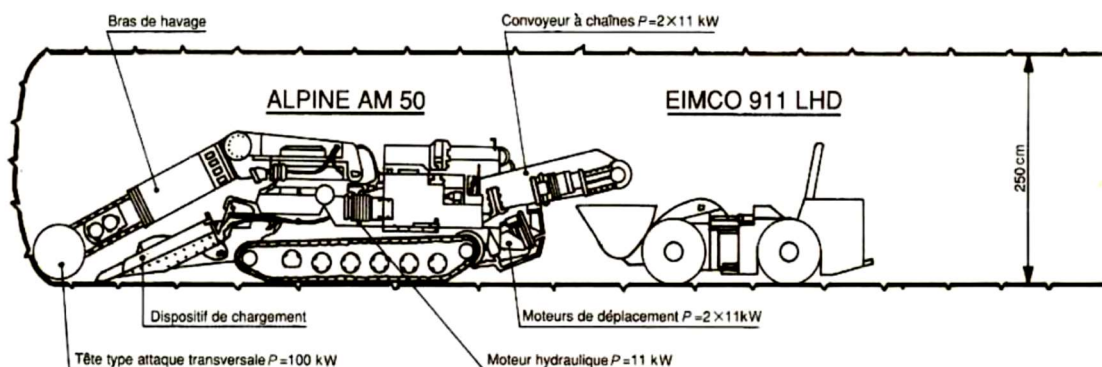


Figure 1.3. Schéma du principe de travail d'une haveuse.



Figure 1.4. Haveuse pour roche dures et abrasives ($R_c > 120$ MPa).

- Mineur: Les mineurs sont destinés à l'abattage du charbon et des matériaux tendres, en éliminant la nécessité du forage et de l'emploi d'explosifs. On distingue:
 - Les mineurs continus sont très productifs et fiables dans les travaux d'exploitation minière continue.
 - Les mineurs-boulonneurs destinés au percement de routes sécurisé et efficace et au boulonnage de toit dans les mines souterraines de charbon et autres matériaux tendres (figure 1.5).



Figure 1.5. Mineur boulonneur, pour roche pour mines de charbon souterraines et autres matériaux tendres.

- Brise-roche hydraulique: Le creusement de tunnels avec des brise-roche ou des fraises hydrauliques est une méthode courante lorsque le forage et le dynamitage sont interdits, limités ou économiquement impossibles, par exemple pour les tunnels courts (figure 1.6).



Figure 1.6. Brise-roche hydraulique.

- Pelle rétro de chantier: Elle s'enfonce à l'intérieur du tunnel afin de nettoyer les débris de roches présents sur le couronnement et la face verticale et achève la coupe à l'aide du marteau hydraulique (figure 1.7).



Figure 1.7. Pelle rétro sur chenilles.

b. Abattage en pleine section

- Foreuse Mécanique: Les foreuses mécaniques permettent de creuser les galeries en pleine section à l'aide de larges têtes d'abattage radiales. Elles sont conçues pour abattre le matériau et le déposer dans les machines de transport auxiliaires selon une opération en continu. Les foreuses mécaniques peuvent fonctionner en simultané avec les équipements de transport qui évacuent le matériau et constituent une solution extrêmement efficace pour créer des entrées et des chambres d'abattage et extraire des piliers (figure 1.8).



Figure 1.8. Foreuse Mécanique.

- Tunnelier (Tunnel boring machine TBM): Un tunnelier est une machine permettant d'excaver des tunnels dans des sols et des roches variées allant du sable au granite. Pour les percements d'un diamètre inférieur à 1,8 mètres ces machines sont appelées microtunneliers. Les tunneliers classiques de grand diamètre, à attaque globale, progressent dans le terrain sous l'action de vérins de poussée disposés à l'abri du bouclier entre la tête de forage et les anneaux de soutènement fixés mis en place successivement au fur et à mesure de l'avancement.

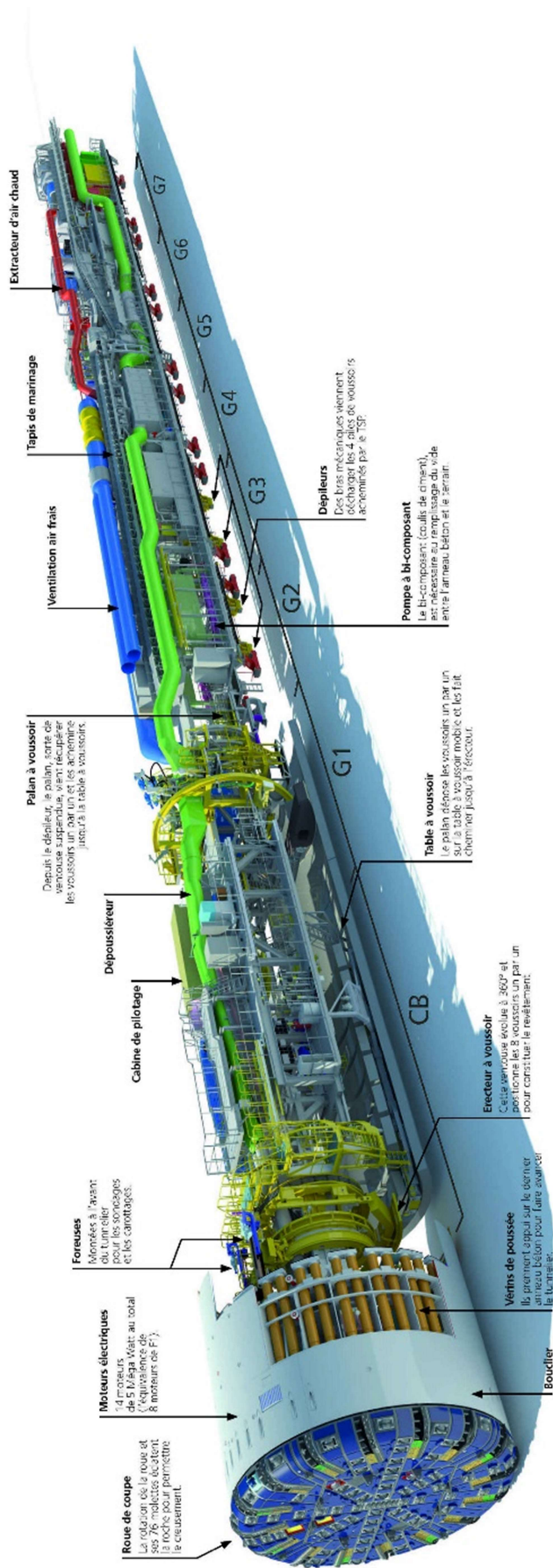


Figure 1.9. Tunnelier à bouclier.

Le tunnelier a comme avantage de limiter les perturbations dans la roche environnante et de produire une paroi de tunnel lisse.

Les tunneliers ont été utilisés depuis les années 1950s pour la construction de divers tunnels pour des projets miniers à des fins d'accès, de transport des minerais et des rejets, de drainage, d'exploration, d'approvisionnement en eau et de détournement d'eau. Toute perception simplifiée que les tunneliers ne peuvent pas être utilisés pour des projets miniers est fausse.

L'engin (figure 1.9) comprenant un bouclier à attaque ponctuelle ou globale, les organes de pilotage et les dispositifs d'évacuation des déblais (marinage), de mise en place du soutènement (érecteur) et éventuellement d'injection. Il est complété par un train suiveur.

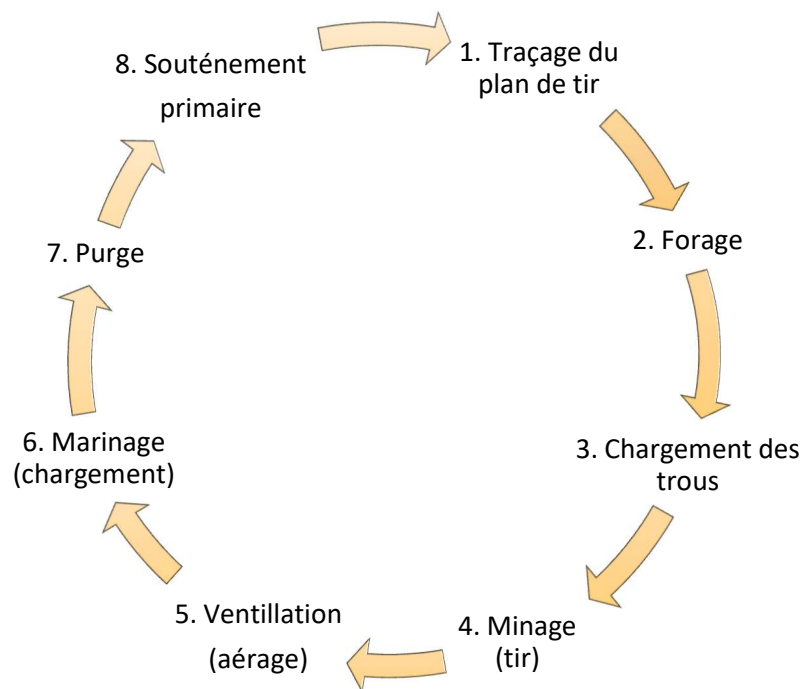


Figure 1.10. Cycle des opérations minières dans le creusement des galeries.

5.2. Méthode traditionnelle à l'explosif

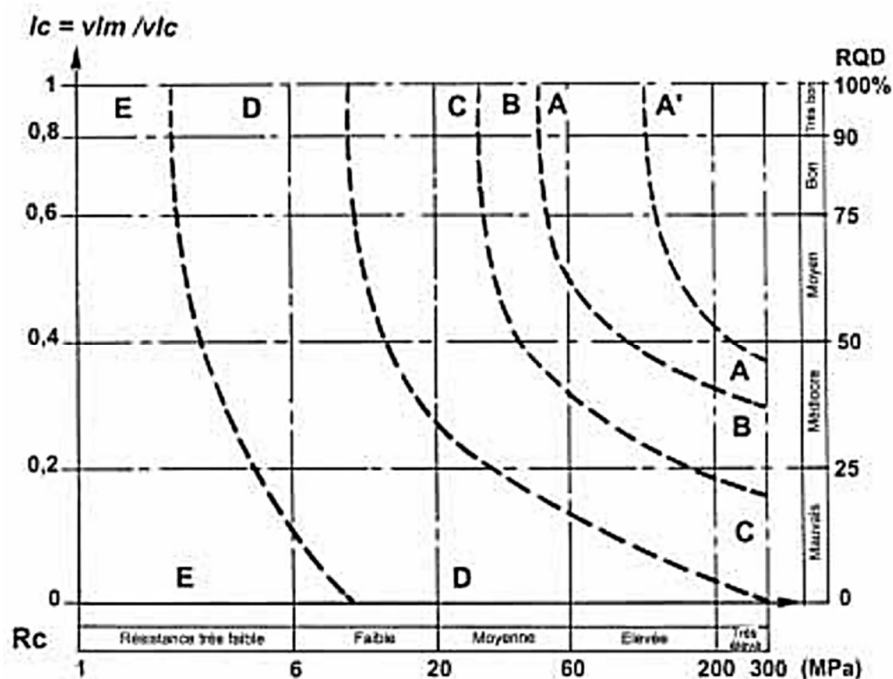
Cette méthode est adaptée à une roche saine et homogène aux caractéristiques géotechniques élevées. L'abattage à l'explosif nécessite la perforation préalable de trous de mine (constituant la volée) à l'aide de marteaux perforateurs (robots de foration

assistés par ordinateur permettant une automatisation intégrale des opérations). Après excavation, la galerie est généralement renforcée par un soutènement provisoire à l'avancement des travaux, puis définitif lorsque l'ouvrage est entièrement creusé (figure 1.10).

Le choix du soutènement provisoire est fonction de l'état des parois, suite aux dégradations provoquées par les tirs d'explosifs et aux déformations liées aux phénomènes de décompression du terrain. Cette méthode sera détaillée en chapitre 3.

6. Choix de la méthode de creusement

Le choix de la méthode de creusement des ouvrages souterrains dépend notamment de la résistance à la compression simple R_c principalement, de la stabilité et de l'état de fracturation (cas de terrain rocheux).



A' : Tunnelier puissant;	A, B, C : Tunnelier;
B, C, D : Machine attaque ponctuelle;	A, A', B : Explosifs.

Figure 1.11. Choix de la méthode d'abatage.

Dans la figure 1.11, le diagramme comporte en abscisse la valeur de la résistance à la compression (1 à 300 MPa) et en ordonnée la fracturation exprimée en valeur du Rock Quality Designation (RQD) mesurée sur carotte (voir chapitre 2), ou à partir de l'indice de continuité (I_c). Où (v_{lm}) est la vitesse de passage d'une onde ultrasonore mesurée sur échantillon, et (v_{lc}) la vitesse calculée à partir de la composition minéralogique.

Chapitre 2: Comportement des terrains autour d'une excavation minières souterraine

1. Introduction

Les roches sont des géomatériaux possédant une cohésion ($C \neq 0$) et une résistance à la compression simple $R_c > 20$ MPa.

Certaines roches, telles que les marnes à faible teneur en CaCO_3 ou les granites très fracturés et altérés, sont inclassables. Leur comportement, au cœur de la recherche, n'est ni celui d'un sol ni celui d'une roche classique. Tout est affaire de compromis.

La rhéologie d'une roche est fortement liée à son degré de fracturation, ce qui n'est pas le cas d'un sol.

La mécanique des roches est une discipline qui étudie le comportement des massifs rocheux dans leur milieu naturel, ou lorsqu'ils sont sollicités par des ouvrages ou par des travaux d'exploitation (souterraines ou à ciel ouvert) des matériaux solides ou des fluides (eau, pétrole, gaz).

2. Origine des mouvements des terrains

Les mouvements de terrain sont des phénomènes naturels d'origines très diverses. Ils regroupent un ensemble de déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Les volumes en jeux sont compris entre quelques mètres cubes et quelques millions de mètres cubes. Les déplacements peuvent être lents (quelques millimètres par an) ou très rapides (quelques centaines de mètres par jour).

Les facteurs influençant la stabilité d'un ouvrage souterrain sont:

- *Facteurs intrinsèques à l'ouvrage*: litologie du terrain, fracturation de la roche, méthode d'extraction, géométrie des vides.
- *Facteurs externes*: Précipitations, eaux souterraines, racines de la végétation en surface (pour ouvrages peu profonds), surcharge en surface (statique ou dynamique), vibrations (circulation des véhicules ou des engins, séismes, ...).

2.1. Les discontinuité

Tout massif rocheux, quelque soit son histoire et sa localisation, possède des discontinuités. Celles-ci peuvent être prononcées, invisibles, cimentées ou bien ouvertes.

Elles possèdent en commun les caractéristiques suivantes: faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable et grande conductivité hydraulique, tout ceci en comparaison de la matrice rocheuse environnante.

En géologie on les regroupe par catégories:

Ces discontinuités possèdent en commun les caractéristiques suivantes (par rapport à la matrice rocheuse):

- Faible résistance au cisaillement;
- Résistance à la traction négligeable;
- Grande conductivité hydraulique.

Les discontinuités sont regroupées selon les catégories suivantes:

a. Les diaclases

Ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liée aux mouvements tectoniques.

Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé.



Figure 2.1. Diaclase.

b. Les failles

Ce sont des fractures identiques aux diaclases mais qui ont entraîné un mouvement relatif des deux parties de la roche encaissante. Un glissement a donc eu lieu le long de cette faille.



Figure 2.2. Faille.

c. Les joints sédimentaires

Ce sont les joints séparant deux couches d'époques et (dans les roches sédimentaires) de conditions de dépôt différentes.

Chaque couche (ou strate) constitue une « **dalle** » susceptible de se séparer de ses voisines.



Figure 2.3. Joints sédimentaires.

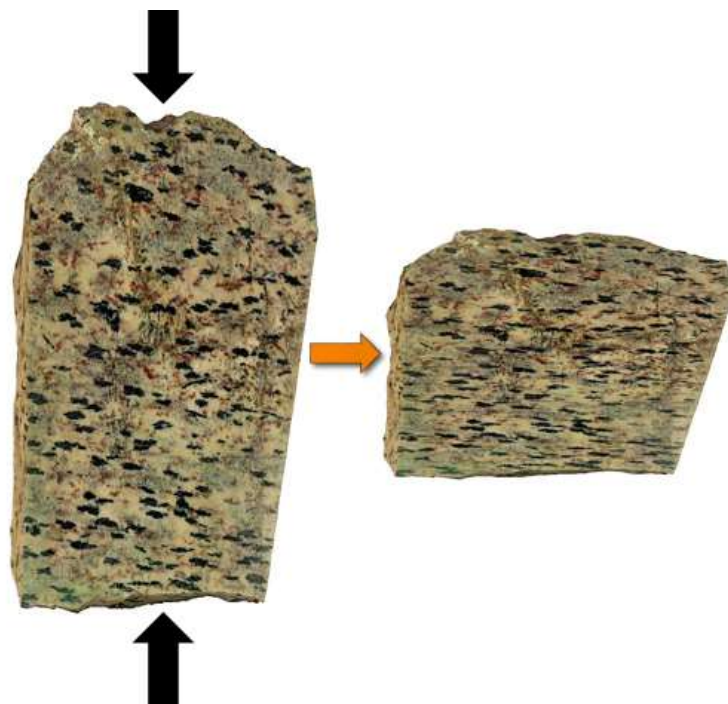


Figure 2.4. Principe de la chistosité.

d. La schistosité

La forte compression perturbe et transforme l'organisation des minéraux internes des roches métamorphique. Ceux-ci s'alignent selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels (e. g. l'ardoise).

Les discontinuités sont généralement des lieux de grande déformabilité, où la rupture est plus facile et où l'eau circule plus facilement. Elles transforment l'état de contrainte du massif à leur proximité.

2.2. Description géométrique des discontinuité

Le plan d'une discontinuité est défini par deux angles (figure 2.5):

- **La direction:** Azimut α de horizontale du plan;
- **Le pendage:** Angle β entre l'horizontale et la droite de plus grande pente, en précisant le sens par rapport à la direction de l'horizontale.

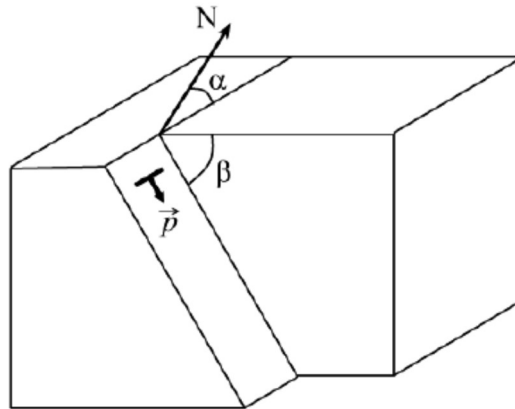


Figure 2.5. Description géométrique d'une discontinuité.

En mécanique des roches, on préfère utiliser la notation de l'AFTES et de l'ISRM basée sur les coordonnées du vecteur-pendage \vec{p} :

- Azimut: angle de la projection horizontale du vecteur \vec{p} avec le Nord en tournant vers l'Est. Il vaut $+90$;
- Pendage: angle que fait \vec{p} avec le plan horizontal.

Exemple:

Un plan répertorié 210/60 selon l'AFTES signifie donc:

Sa direction est de 120° par rapport au Nord en tournant vers l'Est (210-90) et le pendage est de 60° vers l'ouest.

Le même plan sera répertorié N120E - 60W par les géologues.

Le relevé des discontinuités commence toujours par des observations sur le terrain, avec topographie des affleurements.

Lorsqu'il existe déjà des ouvrages souterrains à proximité (galerie de reconnaissance) ou des talus affleurant, c'est le cas idéal.

Une étude de mécanique des roches est donc indissociable d'une campagne de reconnaissances géotechnique basée sur des sondages carottés ou des photos internes au forage.

L'observation des carottes permet de déterminer un paramètre empirique, le **Rock Quality Designation**, rapport en pourcentage entre la longueur cumulée des morceaux supérieurs à 10 cm et la longueur totale de carotte considérée (1m pour l'AFTES) :

$$RQD = \frac{\sum(L > 10cm)}{L_{totale}} \times 100 \quad (1)$$

N.B:

L'indicateur RQD peut être trompeur:

Pour un même massif stratifié, on pourra obtenir un RQD de 0 % ou de 100 % au même endroit selon l'inclinaison du forage.

Il est donc important de repérer la direction et l'inclinaison des forages, puis de corréliser les résultats entre eux.

2.3. Les familles de discontinuités

Une famille de discontinuités consiste en un ensemble de discontinuités parallèles ou subparallèles (avec la même orientation).

On distingue plusieurs familles de discontinuités:

- La palette de briques ou de parpaings à **trois familles** de joints continus et non décalés.
- L'empilement de dalles minces ou de feuillets, alternant souvent des qualités différentes, (qu'on peut appeler sandwich multiple); le rôle mécanique des diaclases s'efface devant l'anisotropie principale.
- la zone broyée, au sein de laquelle la direction des surfaces de cisaillement est très dispersée, et qui contient souvent des inclusions dures en forme d'amande. L'étude de ce type de massifs est difficile.

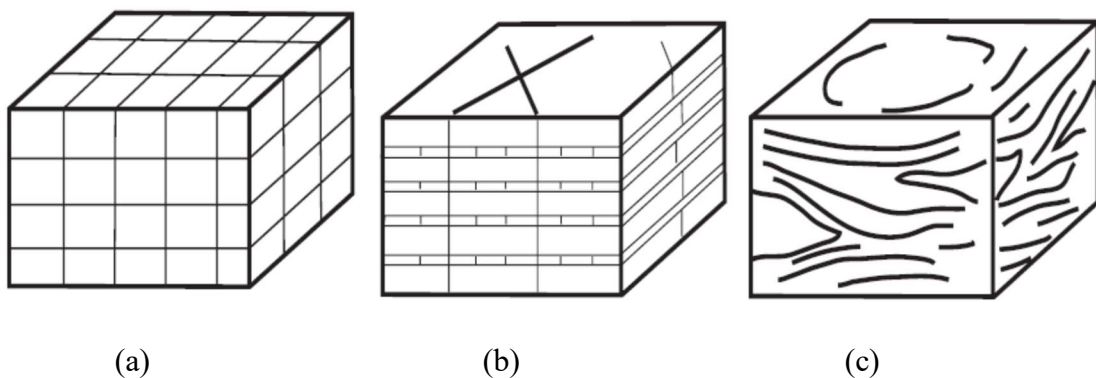


Figure 2.6. Famille des discontinuités : (a) Palette de briques ; (b) Empilement des dalles minces ; (c) Zone broyée.

2.4. Propriétés mécaniques des discontinuités

Une fois la répartition et la géométrie des discontinuités identifiées, il faut s'intéresser à leurs caractéristiques mécaniques.

On conçoit aisément qu'une faille lustrée dont les épontes* sont parfaitement lisses sera plus dangereuse du point de vue de la stabilité qu'une diaclase calcifiée et recimentée.

Pour être le plus complet possible, on étudiera:

- **l'ouverture:** largeur de la discontinuité (de quelques mm à plusieurs mètres);
- **la rugosité:** épontes irrégulières et accrochantes, ou imbrication d'une éponte dans l'autre;
- **le remplissage:** dans l'ouverture, c'est le matériau comblant le vide. Il peut être solide et résistant (filon de quartz) ou bien être un vrai lubrifiant (argile humide).

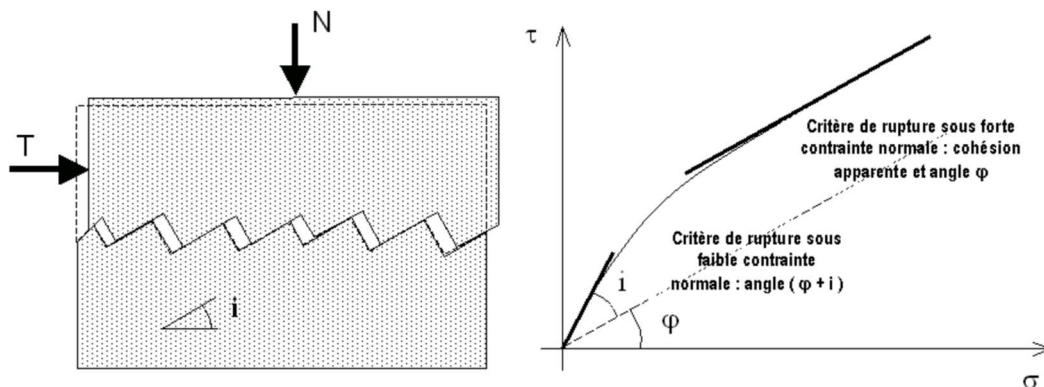


Figure 2.7. Essai de cisaillement sur roche.

Mais pour caractériser complètement le comportement d'une fracture de la roche, il faut réaliser des essais en laboratoire.

Le plus courant et se rapprochant le plus des sollicitations in situ est l'essai de cisaillement (figure 2.7).

L'essai est réalisé avec une discontinuité présente dès le début de l'essai.

La figure ci-contre donne les résultats généraux d'un essai de cisaillement ainsi que le modèle couramment associé.

On peut remarquer que l'on retrouve la forme classique de critère de rupture en "parabole" dans le plan de Mohr.

Deux phases peuvent être isolées:

- *Cas des contraintes normales faibles:* On remarque que le déplacement n'est pas uniquement transversal, il existe aussi une composante normale (due au frottement sur la surface de discontinuité). Il s'agit de la « dilatance ».

On approche le critère par la courbe:

$$\tau = \sigma \cdot \tan(\varphi + i) \quad (2)$$

i : angle de dilatance;

φ : angle de frottement intrinsèque pouvant varier de 20° à 40° selon le degré d'humidité et d'argilosité des épontes.

– *Cas des contraintes normales fortes*: la dilatance est empêchée et il faut cisailier les aspérités avant de pouvoir enregistrer un déplacement significatif.

Le critère prend alors la forme d'une droite de Mohr-Coulomb:

$$\tau = C + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (3)$$

La dilatance (ou augmentation de volume lié à un cisaillement) est engendrée par les mouvements relatifs entre masses rocheuses.

Par exemple, un bloc de roche qui semble susceptible de tomber sous son seul poids-propre peut très bien rester en place et être stable si on intègre le phénomène de dilatance.

En effet, suite à un petit déplacement du bloc, l'augmentation de volume dans les discontinuités adjacentes qui en découle augmente l'étreinte latérale et, par conséquent, la force résistante transversale.

Le rocher se bloque de lui-même et rien ne tombe: c'est souvent ce qui est observé dans la nature.

2.5. Hydraulique des roches

Un massif rocheux, au même titre qu'un sol, peut contenir une grande quantité d'eau sous forme de nappe phréatique, captive ou libre.

Cependant, la perméabilité des roches fréquemment rencontrées est très faible, de l'ordre de 10^{-10} à 10^{-1} m/s, exceptionnellement jusqu'à 10^{-5} m/s pour les roches très poreuses.

Bien souvent, l'étude hydrogéologique se ramènera à l'étude de la perméabilité des fractures.

3. Principeux types de déformation des excavation

Le projet de construction d'un ouvrage souterrain engendre des risques spécifiques durant sa construction, son exploitation et après son abandon (figure 2.8). En raison des incertitudes inévitables, sur la réponse du terrain à l'effet du creusement, sur les conditions hydrologiques liées à la présence potentielle de l'eau souterraine, sur

l'efficacité du soutènement et autres incertitudes géologiques, géotechniques ou géomécaniques.

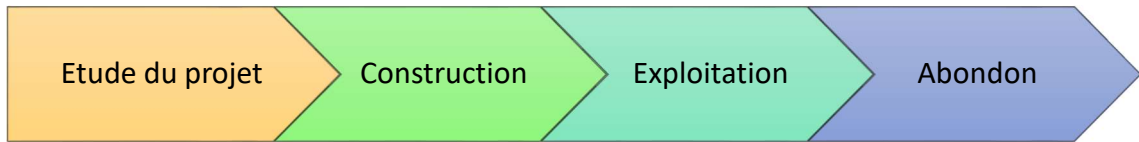


Figure 2.8. Cycle de vie d'un ouvrage souterrain.

Les ingénieurs, les ouvriers et les usagers et les riverains de l'ouvrage s'exposent à différents risques dont les impacts peuvent être considérables sur la sécurité des personnes et des biens.

En plus des conditions environnementales, la complexité des milieux traversés sur le plan géotechnique et topographique participe à accroître la probabilité et d'erreurs durant l'étape préliminaire de la conception et d'incidents ou d'accidents durant les travaux d'exécution et l'exploitation de l'ouvrage.

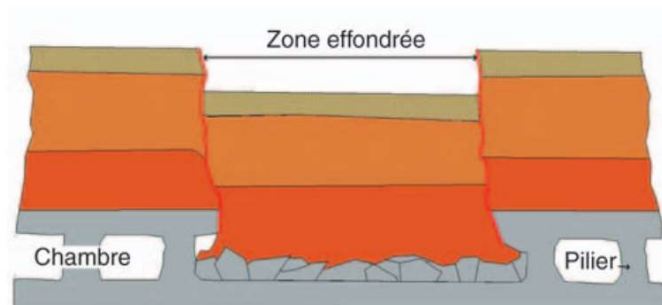


Figure 2.9. Schéma type d'un effondrement.

3.1. Effondrements

Les effondrements représentent une menace concrète sur la stabilité des ouvrages souterrains, notamment pendant la phase de construction (figure 2.9). Les effondrements peuvent être liés directement à une évolution du comportement du terrain encaissant ou à

une défaillance mécanique du système du soutènement. Dans les ouvrages situés à faible profondeur un effondrement se produisant dans le tunnel peut remonter jusqu'à la surface et engendrer des dégâts conséquents.

On appelle montée de cloche de fontis un vide qui progresse (figure 2.10) vers la surface (suivant une cheminée pseudo cylindrique dont le diamètre est proche de celui de l'effondrement initial) par ruptures successives des terrains surmontant le vide initial.

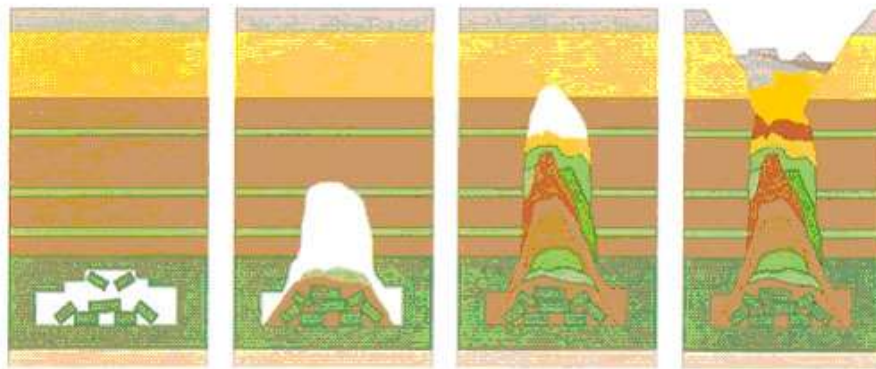


Figure 2.10. Schéma d'évolution d'un fontis.

3.2. Désordres

Les désordres ont des conséquences moins graves que les effondrements. On distingue alors, les désordres les plus fréquents suivants:

- La chute et le glissement de blocs;
- Les éboulements;
- Les fissurations;
- L'infiltration de l'eau souterraine;
- Le soulèvement de radier;
- Les ruptures et les déformations localisées du soutènement.

Afin d'évaluer les risques de désordres, Boscardin et Cording (1989) proposent une relation qui classe les dommages selon plusieurs catégories en fonction du degré de

sévérité des dégâts et l'extension des dommages. Le tableau 2.1 donne les classes de désordres selon Boscardin et Cording.

Tableau 2.1. Relation entre la classe des désordres et l'extension critique (d'après Boscardin et Cording, 1989).

Catégorie des dommages	Degré de sévérité	Déformation limite en extension
0	Négligeable	0 - 0,05
1	Très faible	0,05 - 0,075
2	Faible	0,075 - 0,15
3	Modéré	0,15 - 0,3
4-5	Sévère à très sévère	> 0,3

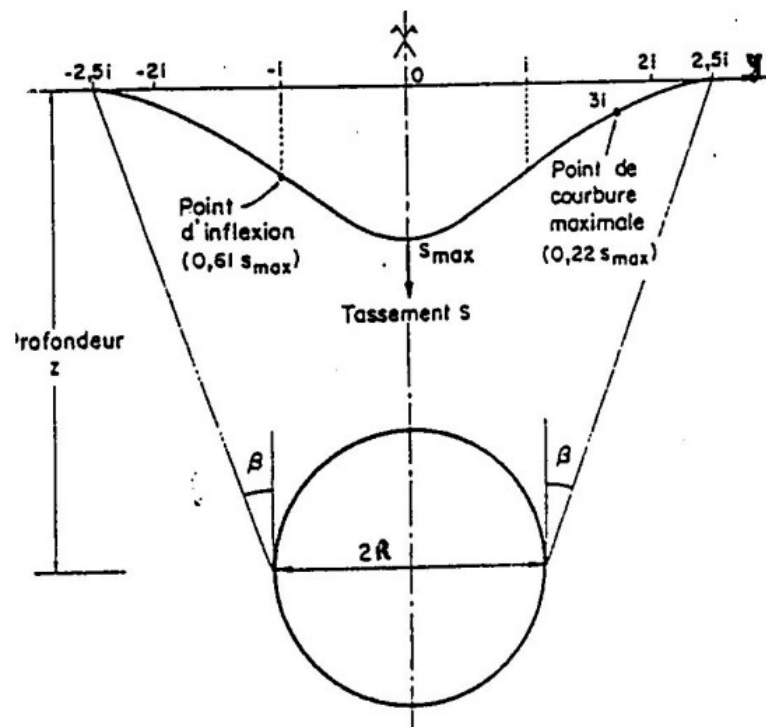


Figure 2.11. Forme de la cuvette de tassement.

3.3. Tassements en surface

Le creusement des ouvrages à une profondeur faible engendre, souvent, un tassement du sol au-dessus du tunnel, pouvant endommager les infrastructures situées en surface. La cuvette de tassement ou la dépression provoquée à la surface du sol par le creusement d'un tunnel est définie par le tassement maximal (S_{\max}) et la distance du point d'inflexion caractérisant l'extension latérale de la cuvette (figure 2.11).

4. Calcul de mouvement des terrains

4.1. Règles empiriques régionales

Les observations réalisées par les géotechniciens et les géologues en charge de l'évaluation des risques permettent d'effectuer des analyses statistiques qui peuvent fournir des indications pertinentes sur les typologies de désordres pouvant survenir ou sur les caractéristiques géométriques des cavités susceptibles d'être rencontrées.

Les règles empiriques concernent tous types d'observations mais portent la plupart du temps sur les conditions de venue au jour des désordres et sur leur géométrie. Elles permettent en effet de traduire des phénomènes complexes faisant intervenir de nombreux paramètres. Une des expressions les plus simples de ce type de loi peut, par exemple, être: « les carrières de gypse de la région parisienne sont vouées inéluctablement à une dégradation et généreront, à terme, des désordres en surface quelle que soit leur profondeur d'exploitation ».

Parmi les règles régionales, on distingue:

- Celles qui permettent d'identifier en première approche le mécanisme probable de déstabilisation de l'ouvrage souterrain;
- Celles qui permettent d'appréhender les conséquences éventuelles en surface.

4.2. Identification des mécanismes d'instabilité

a. Les montées de fontis (règle du 1/15^{ème})

La répartition des rapports entre les épaisseurs de recouvrement et les hauteurs de vide montre l'absence d'effondrement ponctuel (fontis) lorsque l'épaisseur du recouvrement (H) dépasse 15 fois la hauteur (h) du vide souterrain:

$$h < \frac{1}{15} H \quad (4)$$

Cette règle empirique permet d'approcher la susceptibilité d'apparition de fontis dans les mines souterraines.

b. Prédiposition à l'effondrement généralisé (règle du Q/H)

Au-delà d'une certaine extension de la zone exploitée et d'une certaine profondeur, l'ouvrage souterrain peut subir une rupture généralisée qui se traduit en surface par un effondrement brutal.

Les analyses menées depuis 50 ans sur de nombreux cas d'effondrements, survenus principalement en sites miniers, ont conduit à déterminer de façon empirique une valeur seuil du rapport entre l'extension maximale de la carrière (Q) et la hauteur du recouvrement (H), au-delà duquel ce phénomène d'effondrement généralisé est susceptible de survenir.

De façon générale, un rapport $Q/H > 1$, indique une susceptibilité forte à l'effondrement généralisé plutôt qu'à l'affaissement, surtout si le banc surmontant la cavité est épais et très résistant.

c. Rayon d'action des fontis, zone d'influence d'un ouvrage souterrain

Connaissant la portée maximale entre deux appuis, il est possible d'approcher l'ouverture maximale du fontis en surface. Lorsque l'effondrement atteint les sols meubles du recouvrement, il est observé un talutage prononcé dans ces sols (figure 2.11) du fait de l'action de l'eau suivant un angle proche de l'angle de frottement interne du matériau concerné (angle β). Selon la nature des matériaux, le diamètre (D) de l'effondrement est variable. Avec le temps et les sollicitations météorologiques (eau, gel, etc.), les talus de l'effondrement vont s'évaser et donner lieu à un effondrement plus grand (angle d'équilibre des talus en liaison avec les angles de frottement des matériaux).

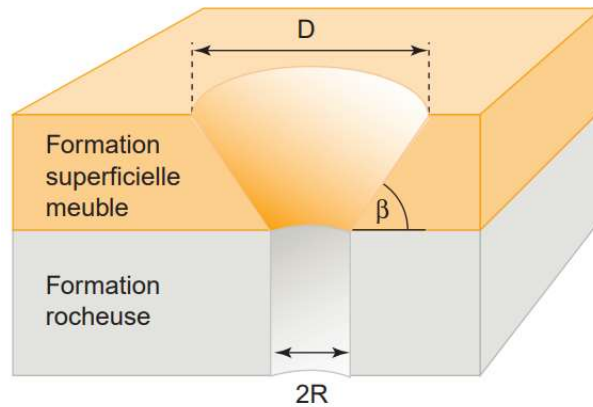


Figure 2.12. Schéma théorique d'un fontis circulaire.

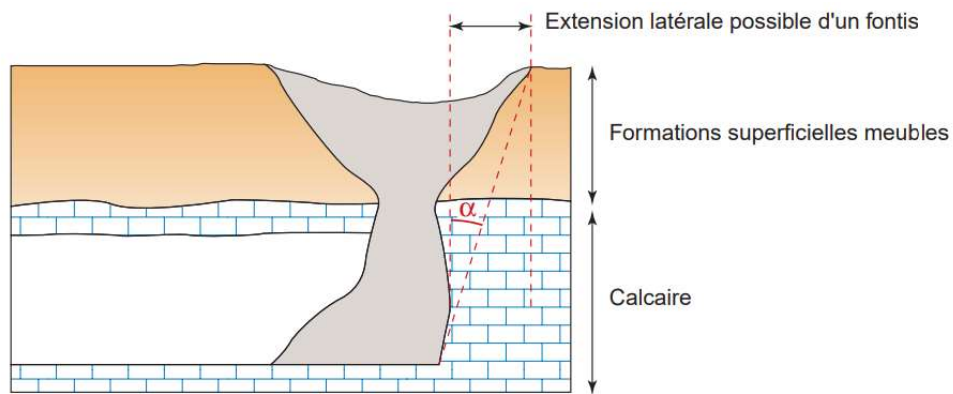


Figure 2.13. Schéma de principe de l'angle d'influence (α) d'une carrière souterraine.

D'un point de vue pratique, cette extension maximale est approchée de façon satisfaisante en appliquant un angle de déstabilisation à compter du mur de la carrière (figure 2.13). Cet angle α est déterminé selon les contextes régionaux. Il est généralement compris entre 20° et 45° .

d. Amplitude maximale d'un affaissement

L'amplitude maximale ΔH (figure 2.14) prévisible au centre de la cuvette d'affaissement d'une galerie d'une mine vaut:

$$\Delta H = 0,6 \times \tau \times h \quad (5)$$

avec

τ : Taux de défrèvement (proportion de minerai exploité) de la mine.

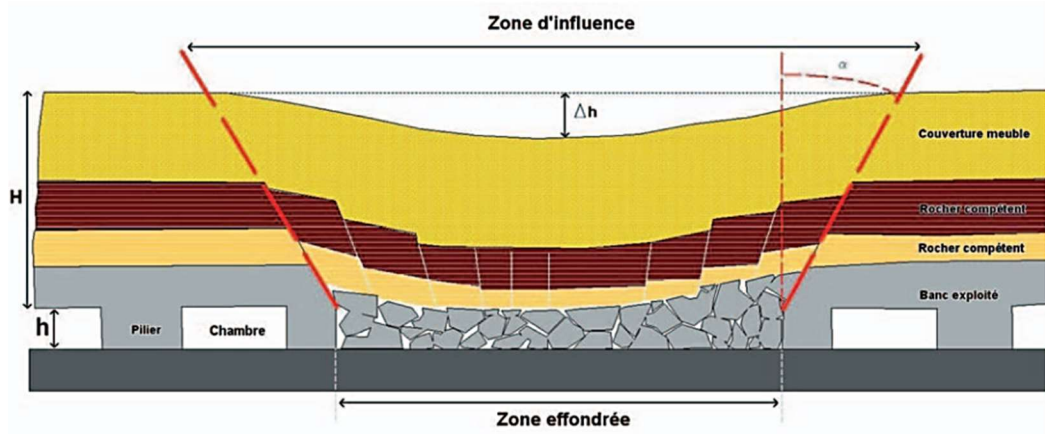


Figure 2.14. Schéma de principe d'un affaissement.

4.3. Méthodes analytiques

Lorsque l'évaluation du risque d'instabilité nécessite un diagnostic approfondi qui ne s'inscrit pas dans le cadre d'un simple avis d'expert, l'étude de stabilité se traduit classiquement par l'estimation d'un coefficient de sécurité (F_s) vis-à-vis de chacun des mécanismes de rupture considérés comme pertinents.

Par défaut, on prend la valeur de $F_s \geq 1,5$.

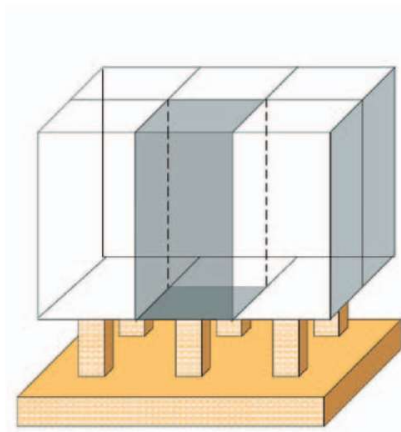


Figure 2.15. Schéma de principe de la méthode tributaire.

a. *Méthode de l'aire tributaire*

Le principe du modèle de l'aire tributaire est d'admettre que chaque pilier de l'exploitation reprend individuellement les contraintes générées par les terrains situés au-dessus de ce pilier ainsi qu'une partie de ceux qui l'entourent (figure 2.15).

Dans le cadre de carrières exploitées horizontalement, avec chambres et piliers réguliers recouverts d'un matériau homogène (figure 2.16). L'utilisation de ce modèle est notamment possible si l'extension maximale de l'exploitation (Q) est supérieure à une fois et demie sa profondeur (H+h).

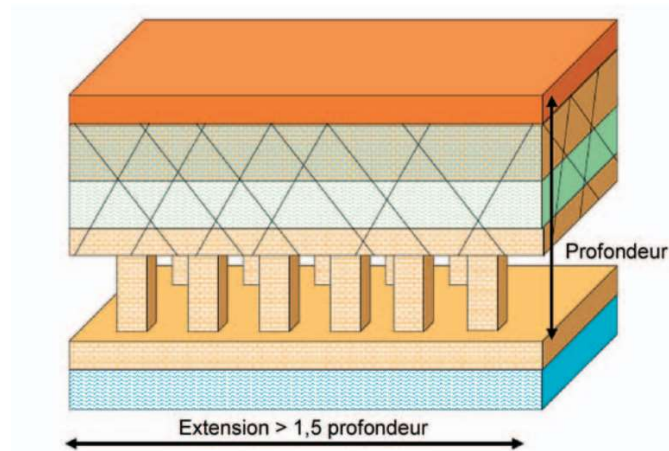


Figure 2.16. Cotation adoptées pour la méthode tributaire.

La contrainte verticale théorique moyenne σ_n exercée sur les piliers d'une zone type de la carrière est fonction du poids des terrains sus-jacents et du taux de défrètement de la carrière dans cette zone, elle est obtenue par :

$$\sigma_n = \frac{\gamma \cdot H}{(1 - \tau)} \quad (6)$$

avec:

γ : Poids volumique apparent du recouvrement (kN/m^3);

H: Hauteur de recouvrement (m);

τ : Valeur du taux de défrètement (%).

Le facteur de sécurité F_s qui s'exprime par la relation:

$$F_S = \frac{Rc}{\sigma_n} \quad (7)$$

N.B :

Cette méthode n'est pas applicable dans les cas suivants:

- Pour estimer avec précision la contrainte dans un seul pilier;
- Dès lors que l'on se situe en bordure d'exploitation;
- Si la voûte est fracturée et entraîne un report de charge dissymétrique.

b. Modèles locaux de toit

L'estimation de la stabilité de la voûte d'une carrière peut s'appuyer sur la quantification des efforts qui lui sont appliqués. Une portée maximale mesurée dans une galerie ou encore aux carrefours de deux galeries sera considérée (prendre le cas le plus défavorable) et un modèle analytique est appliqué selon le contexte géotechnique du site (matériaux résistants, nature du recouvrement, etc.).

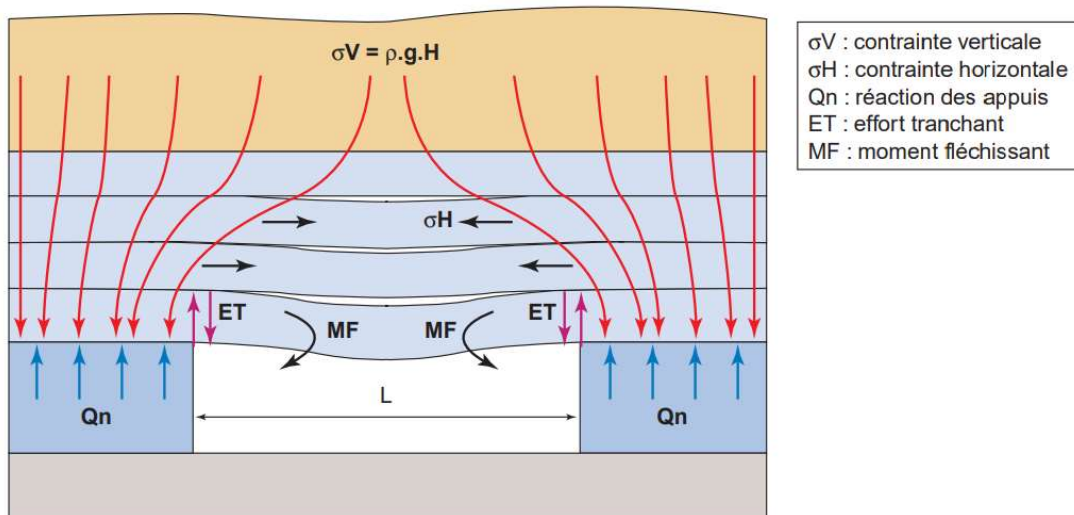


Figure 2.17. Schéma récapitulatif des contraintes appliquées à une dalle de toit.

Les modèles décrits ci-après s'appliquent dans le cas d'un ciel composé d'une dalle d'épaisseur (e) minimale 0,5 m, non fracturée verticalement et pour des matériaux ayant

une structure stratifiée (matériaux sédimentaires). Ils prennent en compte un phénomène de décollement et de flexion du ciel.

Deux types de modèles sont généralement employés :

✓ *Modèle de plaque*

Le modèle de plaque posée sur 4 appuis simples simule correctement les phénomènes rencontrés lors du croisement de deux galeries.

Pour le cas particulier d'une dalle carrée (de côté L) d'épaisseur e (avec $e \ll L$), la valeur théorique de la contrainte développée dans la fibre inférieure de la dalle au centre de celle-ci est égale à:

$$\sigma_{traction\ théorique} = \frac{1}{3} \left(\frac{qL^2}{e^2} \right) \quad (8)$$

avec:

q: Contrainte unitaire s'appliquant sur la plaque (en kPa);

L et e: Longueur et épaisseur de la plaque (en mètre);

$\sigma_{traction\ théorique}$: (en MPa).

La contrainte ainsi calculée est à comparer avec la contrainte en traction admissible par le matériau en prenant en compte un coefficient de sécurité à fixer selon la situation. L'effort de cisaillement maximal est obtenu en bordure de la plaque à la jonction avec les appuis simples.

✓ *Modèle de poutre*

Le modèle de poutre encastree s'applique plus particulièrement dans le cas d'une salle rectangulaire ou d'une galerie isolée. Il peut également être appliqué à l'intersection de deux galeries en comparaison du modèle précédemment décrit (il convient alors de prendre en compte la valeur calculée la plus défavorable).

Les données d'entrées sont :

L: Portée de poutre considérée (m);

e: Epaisseur de la poutre (m);

q: Contrainte unitaire appliquée sur la poutre (kPa).

La valeur de contrainte à la traction théorique maximale vaut :

$$\sigma_{traction\ théorique} = \frac{1}{2} \left(\frac{qL^2}{e^2} \right) \quad (9)$$

La contrainte ainsi calculée est à comparer avec la contrainte en traction admissible par le matériau en prenant en compte un coefficient de sécurité à fixer selon la situation.

N.B:

L'utilisation de ces deux types de modèle pose la question de la contrainte unitaire q appliquée au modèle.

Selon la configuration géotechnique du recouvrement la valeur de q est prise comme suit:

- Si l'on considère que la plaque (ou la poutre) est décollée du banc supérieur et qu'elle n'est soumise qu'à son propre poids:

$$q = \gamma \cdot e \quad (10)$$

- Si l'on considère que les terrains de recouvrement sont constitués de matériaux meubles ou plus déformables que le bas-toit:

$$q = \gamma \cdot e \quad (11)$$

c. Règles d'arrêt des fontis

Lors de l'effondrement des terrains de couverture à l'intérieur de la cloche de fontis, le foisonnement des matériaux peut conduire à l'auto-comblement de l'effondrement: le volume foisonné est supérieur au volume du vide accessible.

Connaissant les coefficients de foisonnement des terrains du recouvrement, l'angle de talus des terrains éboulés et la géométrie des vides, il est théoriquement possible de

calculer la hauteur de montée d'une cloche de fontis (S) et donc de déterminer la probabilité que le désordre atteigne la surface (figure 2.7).

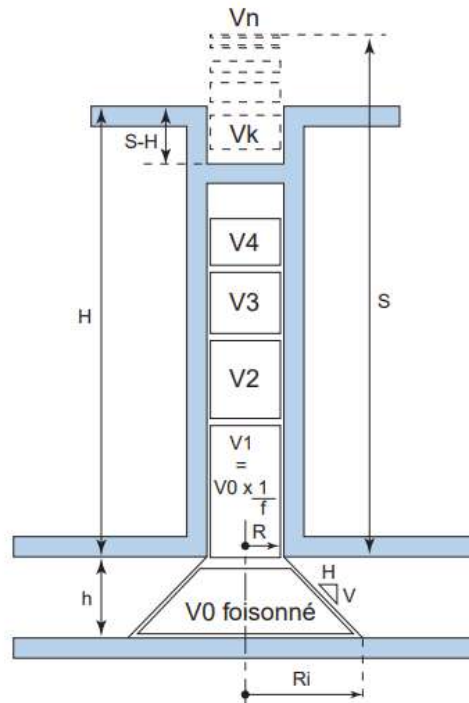


Figure 2.18. Schéma explicatif du principe d'auto-comblement (d'après A. Delfaut, 2007).

$$S = \frac{V_0}{\pi R^2 (f-1)} \quad (12)$$

Avec :

S: Hauteur de montée de fontis (m);

V_0 : Volume initial des matériaux éboulés dans la carrière (m³);

R: Rayon de la cheminée de fontis (m) ;

f: Coefficient de foisonnement du matériau (tableau 2.2).

Tableau 2.2. Valeurs indicatives de coefficient de foisonnement.

Nature du terrain	Coefficient de foisonnement (f)	
	Matériau sec	Matériau humide ou saturé
Graves et sables alluvionnaires	1,25 à 1,30	1,15 à 1,20
Sables fins	1,25 à 1,30	1,20 à 1,30
Marnes et argiles cohérents	1,35 à 1,40	1,25 à 1,35
Calcaire et craie	1,30 à 1,40	1,30 à 1,35
Roche	1,40 à 1,65	1,40 à 1,65

En considérant un éboulis de forme conique, la valeur de S peut être approchée par la formule suivante:

$$S = \frac{h(R_i^2 + RR_i + R^2)}{3R^2(f-1)} \quad (13)$$

avec:

R_i : Rayon de la base du cône d'éboulis (m), donné par la formule $R_i = R + h / \tan(\delta)$;

δ : Angle des matériaux éboulés dans la galerie;

h: Hauteur de la galerie (m).

En effet, les incertitudes liées aux coefficients de foisonnement et aux angles de talus des matériaux sont telles (fourchette de valeurs en fonction de la présence ou non d'eau) que les résultats peuvent être divergents selon les valeurs retenues. La meilleure utilisation de cette règle nécessite le calage de ces coefficients sur des mesures réelles.

5. Modèles de mécanique des blocs

Le phénomène de chute de bloc est caractérisé par le détachement brutal et rapide de masses rocheuses ayant un volume moyen de l'ordre du mètre cube d'une paroi rocheuse. Le nombre de roches impliquées dans ce détachement est par ailleurs très réduit et se limite dans la majorité des cas à un seul bloc. L'interaction entre les blocs au cours de

l'événement est donc négligeable. Les blocs mobilisés proviennent en général de falaises ou d'escarpements rocheux bien que la mise en mouvement d'un bloc arrêté dans la pente soit également possible. Les causes de l'initiation de la chute d'un bloc sont diverses. La présence de discontinuités au sein d'une falaise ainsi que la géométrie de ces discontinuités fournissent des éléments importants permettant d'estimer la probabilité de détachement de blocs et le volume des blocs potentiellement concernés.

Bien que l'instant d'occurrence d'un tel événement est difficilement prédictible, certaines conditions sont favorables à son initiation. Par exemple, un événement météorologique (fortes pluies, cycle de gel/dégel...), sismique ou lié à l'activité végétale ou humaine peut favoriser l'initiation de la chute d'un ou plusieurs blocs. Une fois le détachement initié, la trajectoire du bloc est fonction d'un nombre très important de facteurs difficiles à identifier et fortement variables spatialement. Les blocs peuvent chuter, rebondir ou rouler le long de la pente en fonction de la topographie du terrain ainsi que des propriétés géométriques et mécaniques locales du sol. La taille, la forme et les propriétés mécaniques du bloc sont également des facteurs importants.

5.1. Mécanismes d'instabilité selon la nature du terrain

Un massif rocheux peut être défini géométriquement comme un assemblage ordonné de blocs de formes étroitement complémentaires, assemblage que le moindre remaniement le détruit irrémédiablement.

Au contraire, un sol est en principe un assemblage désordonné et aléatoire de grains plus ou moins gros et de forme quelconque dont aucun remaniement ne modifie fondamentalement les caractéristiques ni les propriétés.

Mais cette distinction théorique laisse de côté certains types de terrains intermédiaires comme les marnes ou les molasses qui ne peuvent être considérées comme un assemblage de blocs, mais que les remaniements ne laissent pas indifférents.

Les mécanismes de la rupture et les critères à prendre en compte pour caractériser le massif sont sensiblement différents suivant qu'il s'agit de roche ou de sol.

Dans le cas des roches, deux types principaux de rupture peuvent être envisagés:

➤ Dans les **tunnels peu profonds** où les contraintes initiales sont peu élevées en général, les ruptures sont essentiellement liées, soit à la circulation d'eau, soit à la chute

de blocs en surface de paroi en raison d'une conjonction défavorable des discontinuités naturelles.

Ces chutes peuvent se propager de proche en proche et entraîner des hors-profils importants ou même la formation de « cloches ».

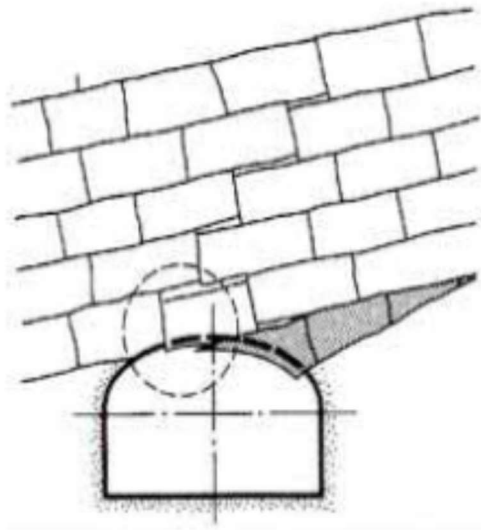


Figure 2.19. Chute de blocs.

Dans les tunnels profonds où les contraintes sont importantes, leur libération entraîne des déformations angulaires de blocs rocheux les uns par rapport aux autres. Ces déplacements se traduisent par une « dilatance » de la masse rocheuse, une augmentation du volume des vides et une diminution de la résistance globale qui peut conduire à une accélération du phénomène.

Dans les cas extrêmes où la limite de résistance de la roche elle-même est dépassée, il peut y avoir rupture fragile des blocs par cisaillement.

Dans la plupart des cas, il y a formation d'une zone de roche décomprimée où des blocs ont tendance à se fracturer en petits éléments inorganisés et à se comporter, à la limite, de façon analogue à un sol.

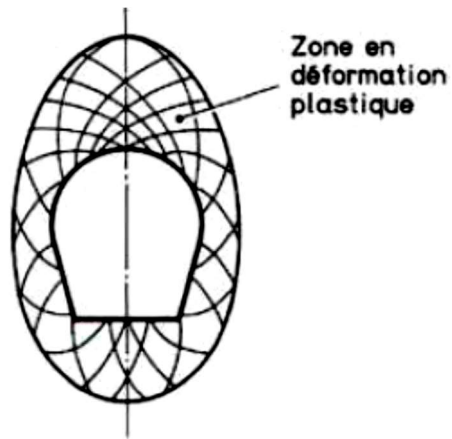


Figure 2.20. Zone de déformation plastique dans les tunnels profonds.

5.2. L'effet de voûte

Explication mécanique de l'effet de voûte: évolution des contraintes et déformation d'un élément de volume autour d'une excavation.

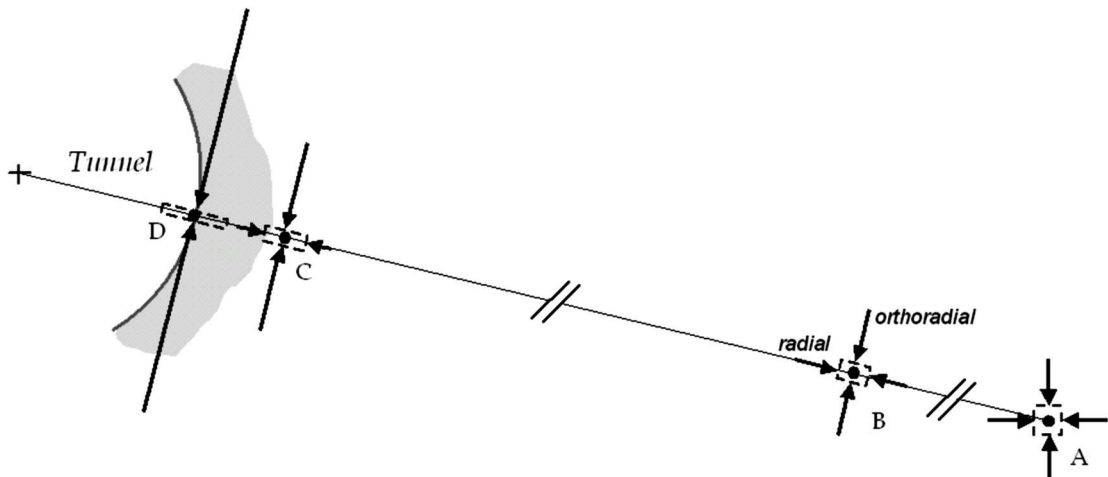


Figure 2.21. Explication mécanique de l'effet de voûte: évolution des contraintes et déformation d'un élément de volume autour d'une excavation.

La stabilité d'une excavation souterraine, quelle qu'elle soit, est liée à un phénomène naturel de réarrangement des contraintes nommé effet de voûte. Il résulte de la transmission des forces entre les grains en contact.

Pour bien comprendre l'effet de voûte, il convient de se replacer en situation et d'examiner l'état de contrainte en des points situés à des distances différentes de la galerie.

Point A: Situé "à l'infini" par rapport au tunnel, l'état de contrainte (ici supposé isotrope) n'est pas modifié. Les deux axes représentent les contraintes principales majeure et mineure (ici identiques) dans le plan;

Point B: A environ 4 diamètres de la paroi du tunnel, on considère que les effets de l'excavation se font ressentir de façon notable. Le repère des contraintes principales s'oriente selon les axes du repère en coordonnées cylindriques. On a deux contraintes principales: radiale et orthoradiale;

Point C: Près de la paroi, l'évolution est la suivante: la contrainte radiale de compression diminue, tandis que la composante orthoradiale augmente.

Point D: A la paroi, la contrainte radiale est nulle (condition aux limites dans le cas où il n'y a pas de soutènement). En contrepartie, la contrainte orthoradiale est maximum. C'est l'effet de voûte. Le terrain se "bloque" naturellement comme une arche de pont.

5.3. Calcul des ouvrages souterrains

Le calcul (ou plutôt la justification) des ouvrages souterrains est une science relativement récente.

Dans le domaine minier, c'est le savoir-faire de l'ingénieur géotechnicien qui prévaut. Les calculs sont là pour justifier le choix "empirique" du concepteur, basé sur son expérience passée acquise sur d'autres tunnels similaires.

L'ingénieur géotechnicien procède beaucoup par comparaison, et c'est encore plus vrai en tunnels. Le calcul est ainsi un indicateur plus ou moins fiable qui confirme ou infirme un choix. Dans les cas non-courants où peu de retours d'expérience existent (grandes sections, mauvais terrains, forte anisotropie, ...etc), le recours aux méthodes numériques permet de localiser et comprendre les mécanismes de ruine qui ne sont pas a priori intuitifs.

Le concepteur doit équilibrer la complexification de son modèle avec l'incertitude sur les valeurs de paramètres choisis. Cela implique nécessairement la réalisation de

programmes de reconnaissances adaptés. Sinon, le raffinement de la modélisation restera très limité.

5.3.1. *Méthodes semi-empiriques*

Deux méthodes se sont développées en parallèle pour utiliser les connaissances acquises par des retours d'expérience et formaliser un peu l'empirisme qui régnait universellement dans les travaux souterrains au début des années 70.

Chacune à sa manière combine la valeur du RQD à d'autres paramètres tels que la densité, la nature et le remplissage des discontinuités, les conditions hydrogéologiques, etc... pour aboutir à une note globale du massif: l'indice RMR (Rock Mass Rating) pour Bieniawski et l'indice de qualité Q pour Barton.

Cette description conduit ensuite à déterminer le type de soutènement, et même parfois la quantité, nécessaire à la stabilité de l'ouvrage.

Dans un massif moyennement fracturé, un bloc rocheux est défini géométriquement par les plans de discontinuité et par la forme de l'excavation. Le bloc est initialement bloqué par le massif, l'excavation venant libérer progressivement les efforts de butée.

La méthode des blocs (ou des dièdres) a pour objectif de définir le renforcement (ancrage passif ou actif) nécessaire à la reprise des efforts pour maintenir le bloc en place, que ce soit en voûte ou en parement.

5.3.2. *Stabilités dièdres ou bancs rocheux*

Le mécanisme de rupture résulte de l'action de la pesanteur et de la structure des discontinuités. Dans le cas de la chute libre en toit, c'est uniquement la pesanteur qui entraîne l'instabilité. Dans le cas d'un glissement, une loi de comportement des discontinuités doit être prise en compte.

Le bilan des actions motrices et des actions résistantes permet de déterminer un coefficient de sécurité.

L'étude de la stabilité de dièdre comporte quatre étapes principales:

- Le recueil des données géométriques et géomécaniques: détermination de l'orientation et du pendage des principales discontinuités (analyse structurale);
- l'identification des dièdres potentiellement instables qui peuvent glisser ou tomber au contour de l'excavation (analyse cinématique);

- Le calcul du coefficient de sécurité dépendant du mode de rupture de l'équilibre;
- Le calcul du renforcement nécessaire par dièdre instable pour obtenir un facteur de sécurité acceptable.

Des algorithmes de calcul permettent d'identifier automatiquement les blocs susceptibles de tomber.

En 2D, pour des cas simples d'un ou deux dièdres, les calculs peuvent être menés à la main jusqu'au dimensionnement du boulonnage.

a. Bloc en voûte

Dans ce cas il n'est pas nécessaire de considérer les propriétés mécaniques des discontinuités pour calculer le soutènement. Les boulons doivent dépasser largement dans le rocher sain pour assurer un ancrage suffisant (un mètre minimum).

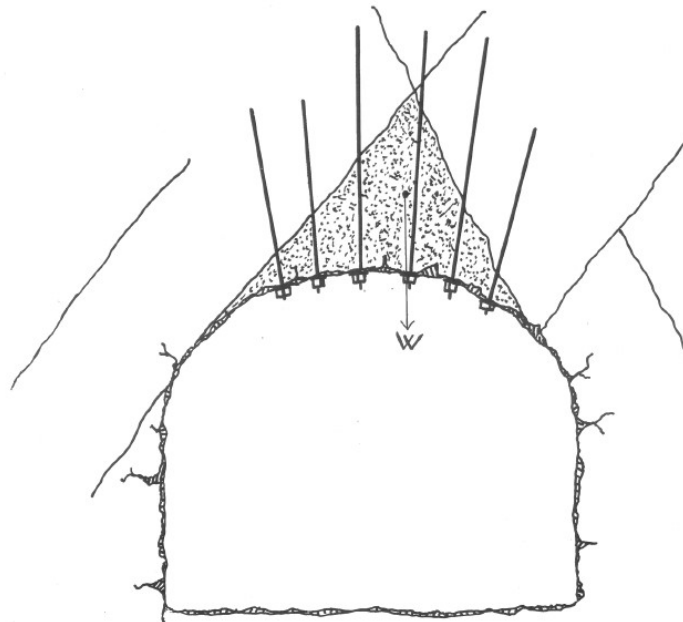


Figure 2.22. Stabilité d'un bloc en voûte.

Le nombre total de boulons N peut être approché par la formule suivante:

$$N = \frac{W \times F_s}{B} \quad (14)$$

où

W: Poids du bloc;

Fs: Coefficient de sécurité, souvent pris entre 2 et 5;

B: Charge maximale admise pour un boulon.

Il est important de noter que sur certains chantiers, le boulonage n'a pas suffi à empêcher la chute du bloc, avec pourtant un coefficient de sécurité de 2 ou plus.

Le chargement des tiges n'est en effet pas simultané et certains ancrages sont plus sollicités que d'autres. Il convient donc de bien repérer le mode de rupture et de bien répartir le positionnement des boulons.

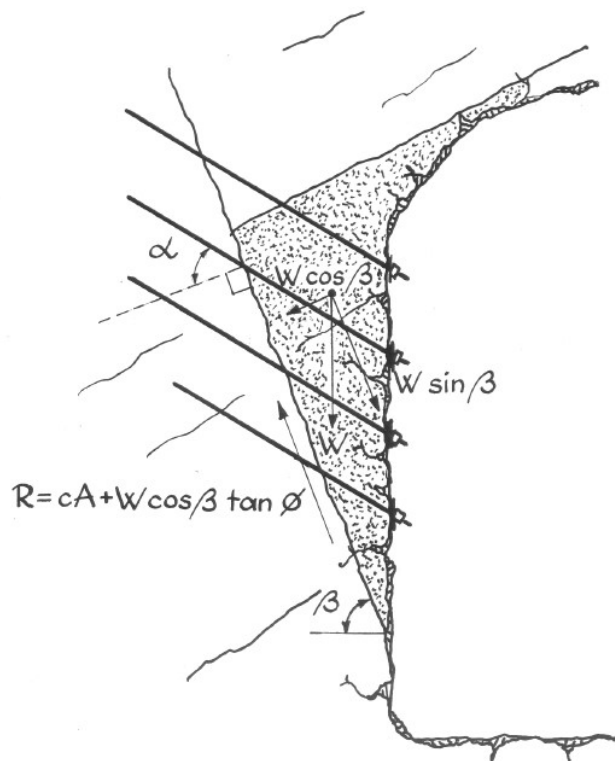


Figure 2.23. Stabilité d'un bloc en piedroit.

b. Bloc en piédroits

Dans ce cas il est nécessaire de connaître les propriétés mécaniques des discontinuités, en particulier leur angle de frottement et leur cohésion.

Lorsque la fracture sur laquelle peut glisser le dièdre n'est pas assez cimentée ou rugueuse, un mouvement s'amorce lors du passage du tunnel.

Parfois, la résistance au cisaillement maximale n'est pas atteinte immédiatement, et le bloc peut sembler "tenir" alors qu'il est à deux doigts de glisser.

Quoiqu'il arrive, on doit systématiquement boulonner le dièdre dangereux.

La pression de serrage appliquée par le système de boulonnage (dès la mise en place ou naturellement après un léger mouvement du bloc) crée un effort normal supplémentaire sur la discontinuité, donc un accroissement de la résistance au cisaillement du joint et par conséquent une augmentation de la sécurité vis-à-vis du glissement.

On peut obtenir une estimation du nombre de boulons N nécessaire:

$$N = \frac{W(f \cdot \sin\beta - \cos\beta \cdot \tan\varphi) - C \cdot A}{B(\cos\alpha \cdot \tan\varphi + F_s \cdot \sin\alpha)} \quad (15)$$

où

W : est le poids du dièdre incluant éventuellement celui de tous les autres blocs qu'il supporte ;

F_s : le coefficient de sécurité compris entre 1,5 et 3 ;

β : le pendage de la discontinuité de glissement ;

C : la cohésion de la discontinuité.

Notons que ces valeurs sont bien souvent difficiles à déterminer et le concepteur devra alors se référer à la littérature pour obtenir des ordres de grandeur (φ , C , ... etc.).

c. Stabilité de bancs

Il s'agit du cas particulier d'ouvrages creusés en direction dans des massifs rocheux nettement stratifiés horizontalement.

Leur géométrie doit être élancée de telle sorte qu'un schéma de fonctionnement "poutre sur deux appuis" soit pertinent.

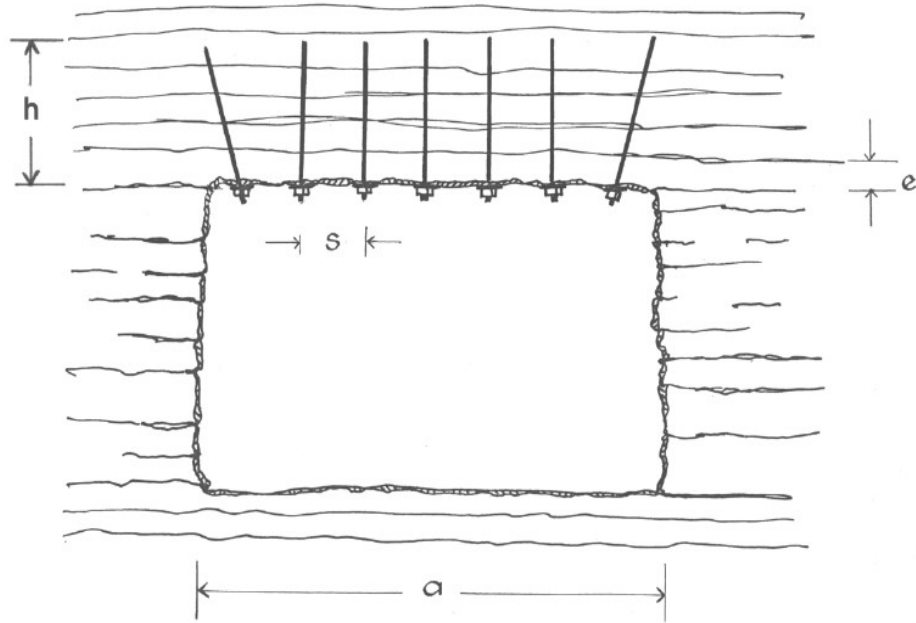


Figure 2.24. Stabilité des bancs.

Dans le cas représenté dans la figure 2.24, le toit de la galerie est constitué d'un empilement de poutres au sens de la RDM. On estime simplement la flèche de ces poutres et on compare les contraintes de traction, de compression et de cisaillement aux résistances correspondantes.

Le dimensionnement du boulonnage nécessaire repose sur l'évaluation de la contrainte normale (traction du boulon divisée par sa surface tributaire) nécessaire pour "serrer" les bancs, empêcher les glissements relatifs et limiter la contrainte de traction dans la roche, compte tenu du coefficient de frottement entre bancs.

La contrainte de traction maximale associée qui s'écrit:

$$\sigma_t = \frac{6M}{h^2} \quad (16)$$

Elle doit être inférieure à la contrainte admissible de la roche, d'où l'on déduit la longueur minimale des boulons:

$$h \geq \frac{a}{2} \sqrt{\frac{3q}{2\sigma_t}} \quad (17)$$

Soit par ailleurs: φ l'angle de frottement entre deux bancs, T l'effort tranchant de la section considérée et b la pression de serrage qui doit s'opposer au glissement (précontrainte rapportée à la surface tribulaire).

La contrainte maximale de cisaillement est atteinte à mi-hauteur au niveau des appuis:

$$\tau^{max} = \frac{3T}{2h} \quad (18)$$

$$T = \frac{qa}{2} \quad (19)$$

et on doit assurer:

$$\sigma_b \tan \varphi \geq \tau^{max} \quad (20)$$

Finalement on obtient:

$$\sigma_b \tan \varphi \geq \frac{3T}{2h \cdot \tan \varphi} \quad (21)$$

Chapitre 3: Creusements des excavations horizontales et inclinés.

1. Introduction

La conception d'une galerie part de son utilité. Nous avons donc les galeries de:

- Transport de minerai;
- D'accès ou de raccourci;
- D'exhaure;
- De ventilation;
- ...Etc.

2. Formes et dimensions transversales des excavation

La forme et les dimensions de la galerie ou du tunnel sont choisies à partir de l'utilité de la galerie.

Dans les mines, la forme générale consiste en la combinaison d'un demi-cercle et d'un rectangle appelée forme voûtée.

Les dimensions sont en général de:

- 6 m de largeur et 7 m de hauteur pour les galeries principales;
- 4 m de largeur et 5 m de hauteur pour les galeries secondaires.

3. Machines de forage

Le forage s'effectue actuellement avec des équipements miniers semi-mobiles appelés Jumbos.

Il en existe des Jumbos à un seul bras, deux et trois bras de forage utilisés selon les dimensions des galeries à creusées.



Figure 3.1. Jumbo à trois bras.



Figure 3.2. Jumbo à deux bras.



Figure 3.3. Jumbo à bras plus éleveur.

4. Les explosifs et leurs accessoires

Les charges spécifiques sont relativement grandes dans le creusement des galeries du fait de la présence d'une seule surface libre, et de la dureté des roches rencontrées.

Les charges spécifiques sont telles qu'un départ à 1 kg d'explosif est acceptable. Elles peuvent aller jusqu'à 2 kg au mètre cube, et même au-delà.

Les trous de mine chargés d'explosif ne doivent pas être minés au même instant.

Il existe plusieurs modes de **raccordement**, actuellement dans les mines souterraines, ce sont les **nonels** (*non électriques*) et les **électroniques** qui sont les plus utilisées.

4.1. Retards nonels

Dépendant du fournisseur, les retards utilisés dans le creusement sont soit court SP, ou long LP.

Les LP permettent un long étalage des matériaux minés, ce qui n'est pas du tout avantageux pour les opérations ultérieures: les opérations de chargement et transport. Tandis que les SP ont pour désavantages les effets arrière sur le contour des galeries.

4.2. Retards électroniques

L'électronique permet d'avoir des bons résultats d'un point de vue contrôle des contours, de la granulométrie, et de la séquence des trous.

L'inconvénient majeur est le coût de minage qui est plus élevé que dans les autres types.

5. Calcul des paramètres des travaux de forage et de tir

5.1. Plan de forage

Le plan de forage découle du plan de tir que l'ingénieur des mines élabore. Nous rappelons que le plan de tir dépend des éléments suivants:

- La géologie;
- La dureté des roches rencontrées;
- Le type d'explosif utilisé;
- Les retards ou les relais disponibles;
- L'expérience de l'ingénieur des mines chargé du minage ainsi que des équipes de forage et de minage.

Des forages de reconnaissances sont effectués chaque 90 à 150 m, et quatre à cinq forages de couvertures sur 3 à 4 fois la longueur des tiges de forages. Durant ces forages, des obturateurs sont utilisés pour l'évacuation des poches d'eau rencontrées.

Il est à noter que le forage des gros du trou du bouchon se font en deux temps, le forage des trous de mine, suivi de l'alésage au diamètre des gros trous du bouchon.

5.2. La profondeur de forage

Dans le creusement des galeries, la profondeur de forage dépend principalement du type d'engin utiliser.

5.3. Le nombre de trous à forer

Il est en rapport avec la superficie à miner, ainsi que la maille de forage

5.4. Le plan de tir

Il est en rapport avec la superficie à miner, ainsi que la maille de forage.

Lors du creusement d'une galerie, l'explosif ne dispose initialement que d'une surface libre, le front de galerie.

Pour résoudre ce problème de surface libre, d'autres surfaces libres doivent être créées.

Elles peuvent être créées mécaniquement en creusant une saignée dans le massif rocheux. Ceci est beaucoup plus utilisé dans les roches tendres à moyennes comme le charbon.

Les surfaces libres sont principalement créées en forant des trous de gros diamètre (100 à 150 mm) en rapport avec les trous de mines, et en diminuant les distances des trous de mine avoisinant ces gros trous non-chargées dans une zone appelée Bouchon.

5.5. Bouchon

Comme décrit précédemment, le bouchon est la zone de la galerie qui doit créer une seconde surface libre pour améliorer les résultats de minage.

Il existe deux types de bouchons:

- Les bouchons à trous parallèles;
- Les bouchons à trous inclinés.

Les bouchons à trous parallèles donnent un avancement par tir plus grand que les bouchons à trous inclinés.

Ils sont à être utiliser dans le développement des mines et les constructions des tunnels pour lequel l'avancement est primordial.

Les bouchons à trous inclinés sont utilisés dans les cas où les bouchons à trous parallèles ne peuvent être forés, par exemple aux premiers tirs des galeries se retrouvant dans une déviation, un carrefour, ou un change brusque de direction de telle sorte que

l'engin de forage ne puisse être bien positionné pour opérer convenablement en forant selon l'axe longitudinal de la galerie.

5.6. Placement du bouchon

Le bouchon est placé à l'endroit qui permet d'avoir le plus grand avancement possible.

Cette place ne peut être dans la roche la plus tendre, ni la plus dure, ni un endroit fracturé, ni en lieu et place des strates, si possibilité il y a.

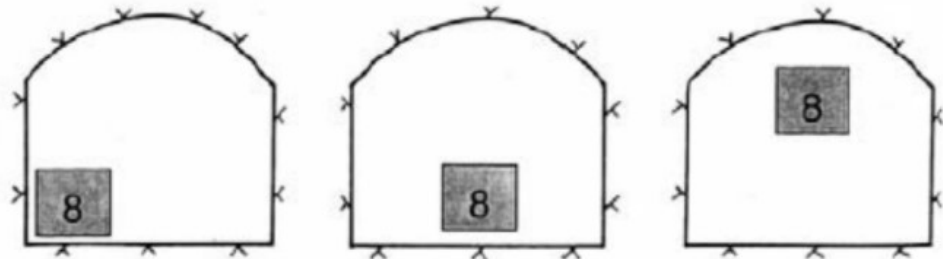


Figure 3.4. Placement du bouchon.

5.7. Conception d'un bouchon

Plusieurs méthodes de calcul existent et assurent des résultats excellents après les opérations de minage.

Le bouchon cylindrique est le plus fréquemment utilisé dans le creusement des tunnels et des galeries, quel que soit leurs dimensions.

Il est constitué de un ou deux trous non chargés vers lesquels les trous chargés se briseront à successivement.

Le bouchon cylindrique est réalisé généralement par la méthode des quatre carrés » (figure 3.5), car elle est facile à tracer et à exécuter.

Tel que :

$$a = 1,5 D \quad (22)$$

a : la distance entre le centre du gros trou et celui du trou de mine dans le premier carré;

D : le diamètre du gros trou vide.

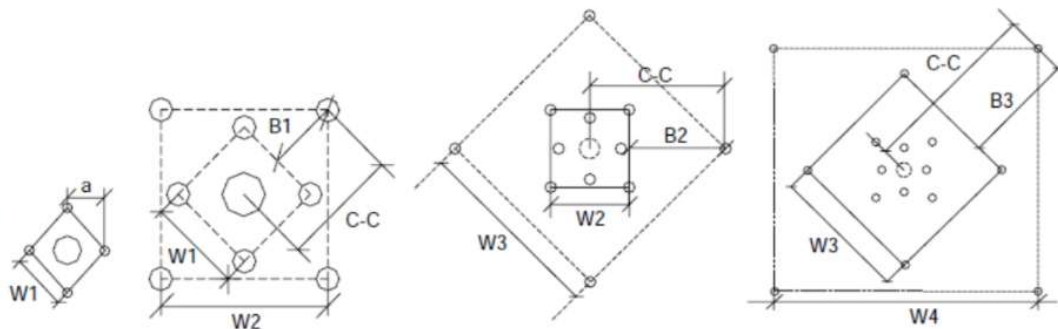


Figure 3.5. Méthode des quatre carrés.

Les autres paramètres sont déterminés comme suit:

Tableau 3.1. Paramètres de conception de bouchon par la méthode des quatre carrés.

Section du bouchon	Écartement (centre à centre)	Coté de la section
1	$a = 1,5 \times D$	$W1 = \sqrt{2} \times a$
2	$B1 = 1,5 \times W1$	$W2 = \sqrt{2} \times W1$
3	$B2 = 1,5 \times W2$	$W3 = \sqrt{2} \times W2$
4	$B3 = 1,5 \times W3$	$W4 = \sqrt{2} \times W3$

5.8. Nombre des grands trous du bouchon

Le nombre de gros trous du bouchon est fixé d'après l'expérience et le site dans lequel les travaux de creusement sont effectués.

Il est conseillé de partir d'un gros trou, puis deux, trois, quatre, cinq, ...etc. en fonction des résultats d'avancement réalisés.

Pour la conception du plan de tir, un diamètre fictif sera pris en compte tel que :

$$D_f = \sqrt{n} \times D \quad (23)$$

Avec:

D_f : Diamètre fictif du gros trou à prendre en compte pour la conception du plan de tir;

n : Nombre des gros trous du bouchon;

D : Diamètre des gros trous tel que foré au bouchon.

5.9. Minage

Le minage dans le creusement des galeries révèle d'une particularité ahurissante, le bourrage n'est pas aussi obligatoire que dans les mines à ciel ouvert. Mais, l'explosif ne doit pas être rempli jusqu'à l'orifice du trou de mines. La partie du bourrage peut être laissée vide.

L'explosif est rempli jusqu'à une profondeur de 2/3 de la profondeur du trou, le tiers restant libre.

Le placement des retards est d'une importance capitale car toute la fragmentation repose sur elle.

L'ordre de minage recommandé est (figure 3.6):

1. Le bouchon
2. L'élargissement
3. Les parements
4. Le toit
5. Le radier

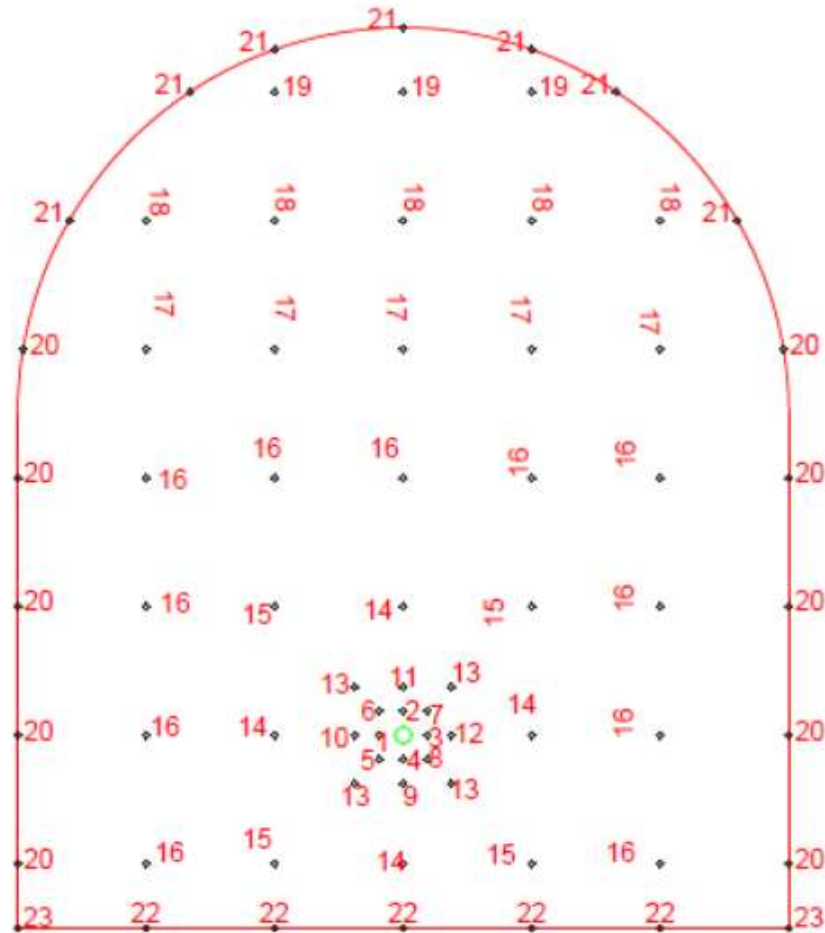


Figure 3.6. Ordre du minage.

6. Plan de tir

Le plan de tir est le plan général obtenu en additionnant le plan de forage et le plan de minage.

Un tableau récapitulatif comportant les trous des différentes parties du plan de tir, leur nombre, leur diamètre, le type d'explosif, la colonne chargée, le type de bourrage, la colonne bourrée, les relais ainsi que leurs numéros sont écrits sur le rapport final de minage.

La quantité d'explosif est trouvée par la formule:

$$Q = \frac{\pi \times d^2 \times d_e \times l_c}{4} \quad (24)$$

avec:

Q: Quantité d'explosif dans le trou;

d: Diamètre du trou de l'explosif;

d_e : Densité de l'explosif;

l_c : Longueur de la colonne d'explosif.

Chapitre 4: Matériaux de soutènement.

1. Introduction

Lors de l'exploitation, les mineurs sont directement exposés à des terrains potentiellement instables au voisinage des fronts de taille, ce qui nécessite des travaux de soutènement afin d'assurer la sécurité des excavations pratiquées dans les roches et dans le sol. Les risques les plus connus sont l'effondrement, chute de pierre, glissements de terrains. La consolidation des strates et la stabilisation des talus s'appliquent autant aux mines souterraines qu'aux mines à ciel ouvert. C'est pour cela que dans une mine souterraine il a été important de définir les techniques ou les méthodes de stabilisations en vue de stabiliser les parois de celle-ci et cela dans le but de rendre la vie sauve.

2. Le bois

Un boisage est un soutènement qui est monté entre deux murs d'un gisement incliné (semi-dressant). Pour l'utilisation comme boisage, habituellement les bois d'une longueur de plus de 4 ne sont pas disponible. Prenons en considération tous ces paramètres, une méthode connue sous le nom de boisage a été conçu, ce qui veut dire une méthode d'extraction qui est applicable pour les corps minéralisés dressant mince avec des murs faibles requérant un soutènement sous la forme de boisage.

Les systèmes d'exploitation ouverts et soutenus sont applicables pour l'extraction des gisements de toute forme, dimensions, et épaisseur. Mais le système de soutènement, sans remplissage et avec l'utilisation de bois, est utilisé pour exploiter les gisements allant jusqu'à 4 m d'épaisseur, rarement plus. Ceci est dû au fait qu'à part l'indisponibilité des longs bois, comme mentionné ci-haut, le boisage dans les corps minéralisés dressant sans remplissage, est compliqué. Avec l'augmentation de l'épaisseur, ça devient pratiquement impossible particulièrement dans le cas des murs rocheux faibles.

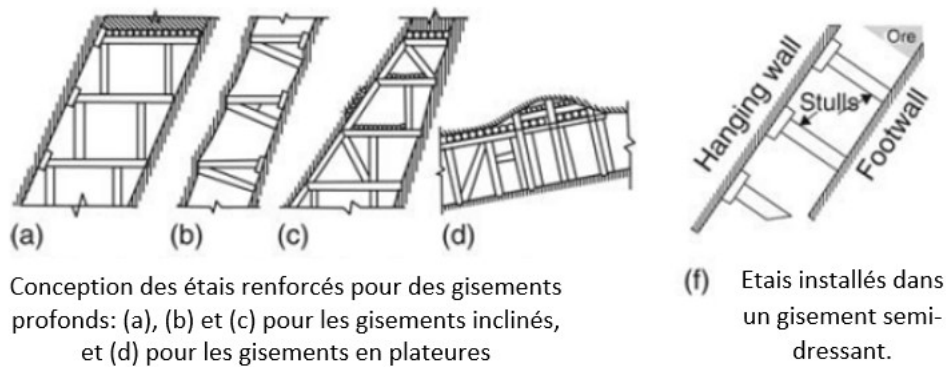


Figure 4.1. Boisage.

Le système est caractérisé par l'utilisation régulière de boisage dans les chambres et aussi aux ouvertures faites dans les roches stériles. Les conditions suivantes sont souhaitables en général, pour l'application du boisage:

- Résistance des minerais;
- Résistance des roches;
- Forme du gisement;
- Pente du gisement;
- Dimension et épaisseur du gisement;
- Teneur uniforme et haute en minerai.
- Profondeur (pratiquée jusqu'à 1 km).

3. Les boulons

Le principe de cette technique est d'armer et de rendre cohérent la masse rocheuse en ciel pour la rendre capable de reporter le poids des roches sur les piliers ou sur les flancs des galeries. C'est notamment le cas d'un toit lié en bancs horizontaux. On utilise des boulons métalliques ou des boulons en fibre de verre.

Les boulons exercent un rôle de consolidation des terrains décomprimés. Parmi ceux-ci, une distinction doit être faite entre:

- Les cas où l'épaisseur des terrains plastifiés (comme conséquence du réajustement tensionnel provoqué par l'excavation) est inférieure à 2 m, qui peuvent être assimilés à des cas particuliers de suspension d'une couche rocheuse à une autre plus résistante (figure 4.2).

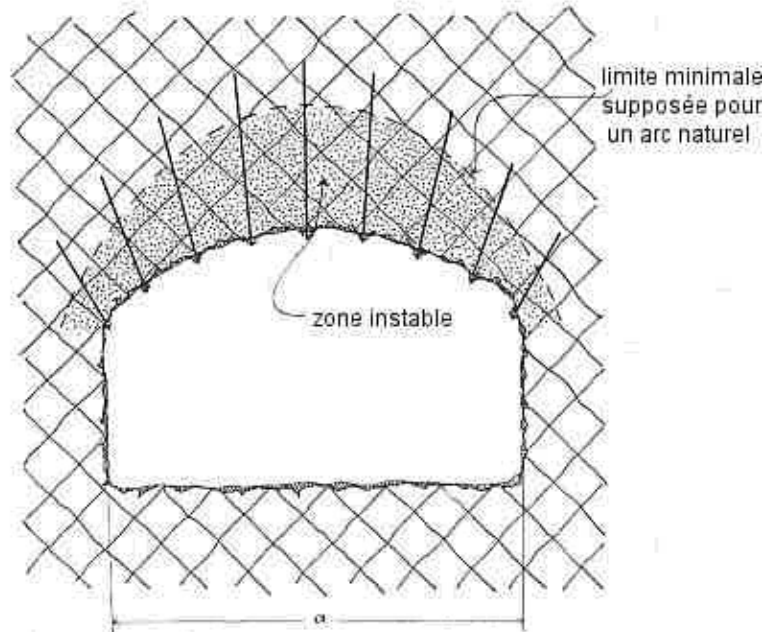


Figure 4.2. Boulonnage dans un terrain moyennement plastifié.

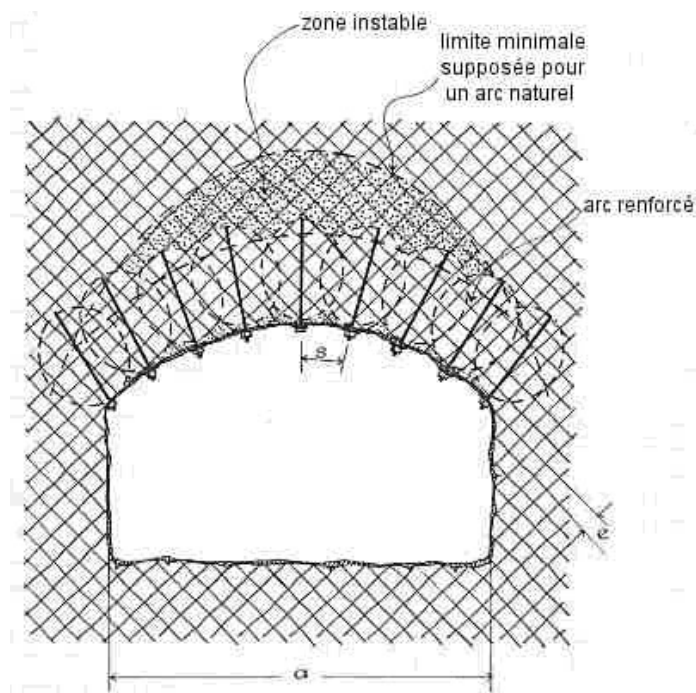


Figure 4.3. Boulonnage dans un terrain plastifié.

- Les cas où cette épaisseur dépasse les 2 m, où l'excavation est soutenue par des boulons qui sont complètement ancrés dans des terrains plastifiés. Dans ce cas, l'effet du boulonnage se concrétise en formant un "arc de roche plastifiée" autour de l'excavation (figure 4.3).

Le placement des boulons peut être réalisé très près du front de taille et donc très rapidement avec l'avancement de celui-ci. Les perforatrices pour les tirs aux explosifs peuvent être utilisées pour forer les trous pour boulons, en permettant une grande souplesse (peuvent être tournées de 90° par rapport à l'axe du tunnel).

Une maille en acier est souvent placée en combinaison avec les boulons d'ancrage, et ceci de deux manières principalement (figure 4.4). De même, ce type de soutènement est aussi souvent combiné avec la technique du béton projeté (figure 4.5).

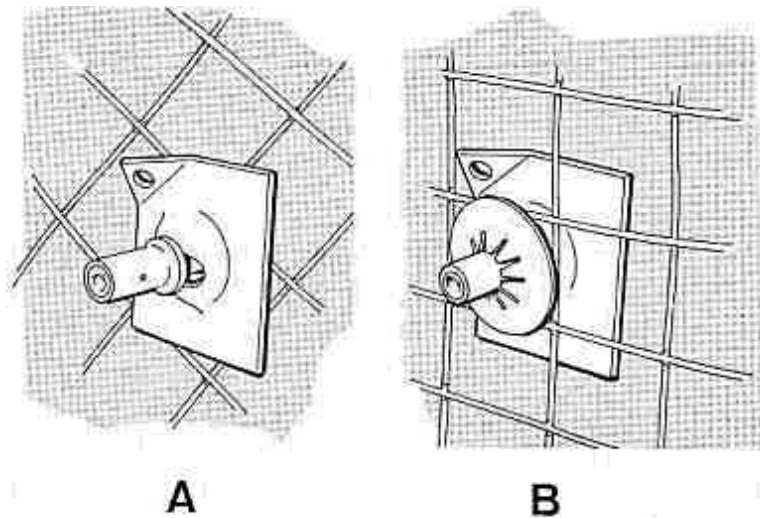


Figure 4.4. Maille placée directement derrière la plaque d'ancrage (A) ou derrière une plaque secondaire pour les boulons déjà placés (B).

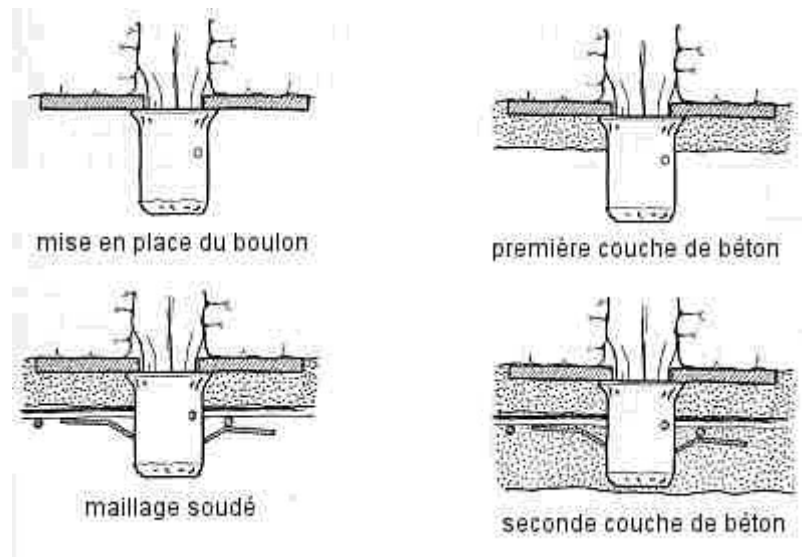


Figure 4.5. Détails de l'application de béton projeté en combinaison avec les boulons d'ancrage.

Le choix entre les deux types de boulons, à ancrage ponctuel ou continu, c'est-à-dire: par adhérence ou par friction (ancrages mécaniques), est essentiellement lié à la nature du terrain (figure 4.6).

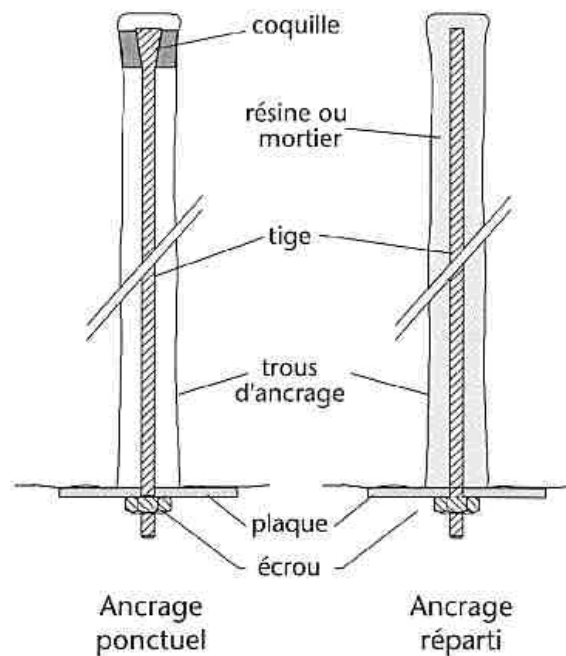


Figure 4.6. Boulons à ancrage ponctuel et à ancrage réparti.

4. Béton projeté

L'utilisation de béton projeté comme mode de soutènement en souterrain s'est considérablement développée au cours des dernières années. Utilisé près du front, seul ou en association avec le boulonnage et/ou les cintres légers, il constitue ce que l'on appelle la méthode de construction avec soutènement immédiat par béton projeté et boulonnage et qui est également connue sous le nom de nouvelle méthode autrichienne (NMA).

Le béton projeté présente l'avantage de constituer une peau continue qui protège le terrain des altérations dues à l'air et à l'humidité, et qui obture les interstices. Le confinement généralisé qu'il procure permet de limiter la déformation et d'éviter la chute des caractéristiques mécaniques du terrain qui résulte obligatoirement d'un desserrage trop important. Comme le boulonnage auquel il est souvent associé, il est également efficace dans le cas de grandes portées. Plusieurs conditions cependant doivent être remplies pour permettre l'emploi du béton projeté :

- Le découpage du rocher doit être assez précis pour que la coque de béton projeté présente une surface à peu près régulière ;
- Le terrain doit être exempt de venues d'eau importantes qui compromettent la qualité de l'exécution et risquent de créer des sous-pressions locales incompatibles avec la résistance de la coque en béton ;
- Le terrain doit présenter une cohésion minimale telle que la cavité demeure stable pendant la durée nécessaire à la projection du béton ;

Dans le cas de très fortes contraintes initiales (forte couverture) et lorsque le terrain présente un comportement plastique, les déformations de convergence indispensables à l'obtention de l'équilibre sous la pression de confinement, dont est capable le soutènement, risquent d'être incompatibles avec la déformabilité du béton.

Les deux techniques de projection sont donc (figures 4.7 et 4.8):

a. Par voie sèche

- La vitesse de projection du mélange sur la surface est élevée: bonne adhérence du béton sur le support.

- Seule la quantité d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment est ajoutée à la sortie de la buse : le rapport E/C reste faible, ce qui limite le retrait du béton.
- Les rebondissements provoquent des pertes importantes (de 25 à 40 % du mélange).
- Il y a production de poussière lors de la projection: celle-ci peut être réduite si on utilise la voie sèche avec prémouillage.

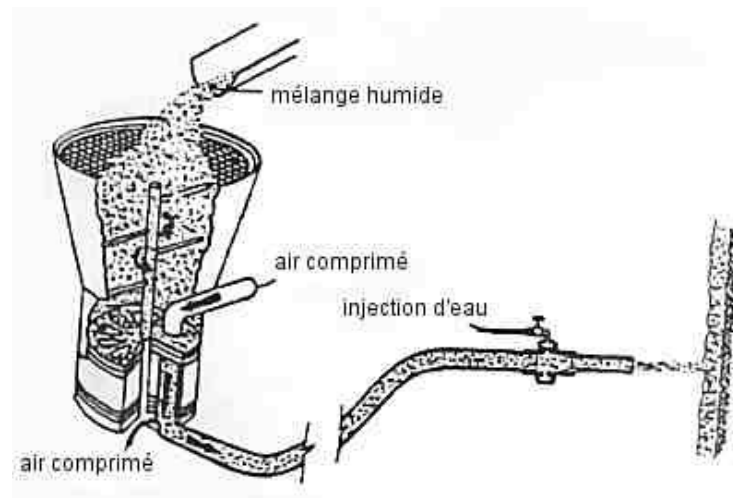


Figure 4.7. Le procédé par voie sèche.

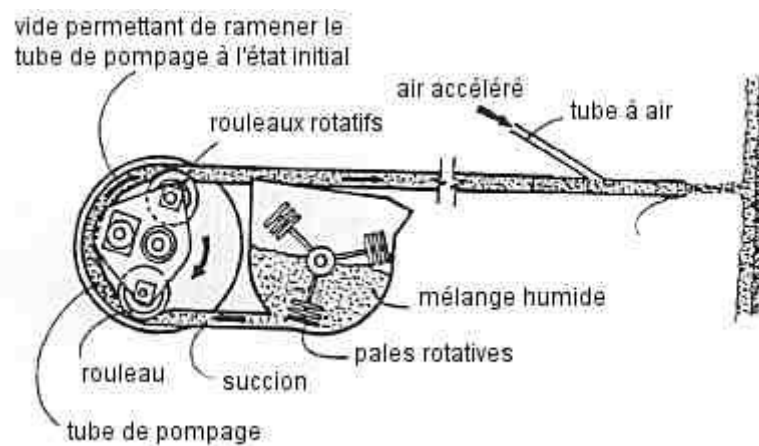


Figure 4.8. Le procédé par voie mouillée.

b. Par voie mouillée

La propulsion du mélange mouillé est assurée soit par air comprimé (le flux est *dilué*), soit par action d'une pompe à béton (le flux est *dense*). La vitesse de projection relativement faible donne lieu à plusieurs avantages:

- Faible pollution: peu de poussière.
- Réduction des rebondissements: moins de pertes.
- Dosage en eau plus précis: automatisation possible de la méthode.
- La compacité et l'adhérence du béton en place est moins satisfaisante qu'avec la voie sèche.
- Le silicate de soude (accélérateur) doit être utilisé dans des proportions plus importantes : diminution des caractéristiques du béton qui ne peut être compensée que par un dosage plus important en ciment.

Il est recommandé d'effectuer des mouvements elliptiques lors de la projection du béton (figure 4.9).

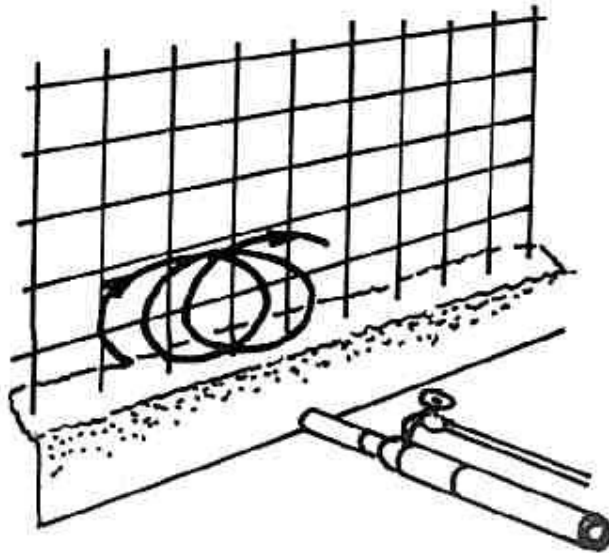


Figure 4.9. Mouvement recommandé pour la mise en place du béton projeté.

5. Béton et béton armé

Le ciment Portland artificiel (CPA) peut être éventuellement utilisé dans les terrains secs autres que le trias. Par contre, dès que les terrains sont aquifères, on doit faire des analyses systématiques pour définir le pH des eaux. Dans les cas courants, on choisira le ciment de haut fourneau (CHF) ou le ciment de laitier au clinker (CLK). L'emploi du ciment sursulfaté est réservé au contact d'eaux fortement séléniteuses. Le dosage variera, pour les radiers non armés de 160 à 200 kg/m³ jusqu'à 400 kg/m³ pour les revêtements armés ou non.

Dans les cas les plus fréquents, on recourt au bétonnage mécanique, soit à l'aide d'un appareil à transport pneumatique, soit, plus volontiers, au moyen d'une pompe. Dans tous les cas, on placera l'engin de transport à proximité du lieu d'utilisation (100 à 300 m).

6. Le métal

Les cintres peuvent être définis comme des ossatures le plus souvent métalliques en forme d'arcs ou de portiques disposés dans la section transversale de l'ouvrage et dont les membrures sont placées le long des parois où elles sont calées, soit directement, soit par l'intermédiaire d'une peau de blindage. Il s'agit d'une structure rigide de caractère discontinu, qui n'est pas liée de façon intangible au terrain. Suivant le rôle qu'ils assurent, les cintres peuvent être utilisés comme:

- Protection contre la chute des blocs isolés sans chercher à s'opposer aux déformations d'ensemble;
- Soutènement pour ralentir la convergence des parois;
- Renforcement, s'il s'agit de consolider un ouvrage ancien.

Du point de vue de la façon dont ils sont constitués, il existe différents modèles de cintres (figure 4.10).

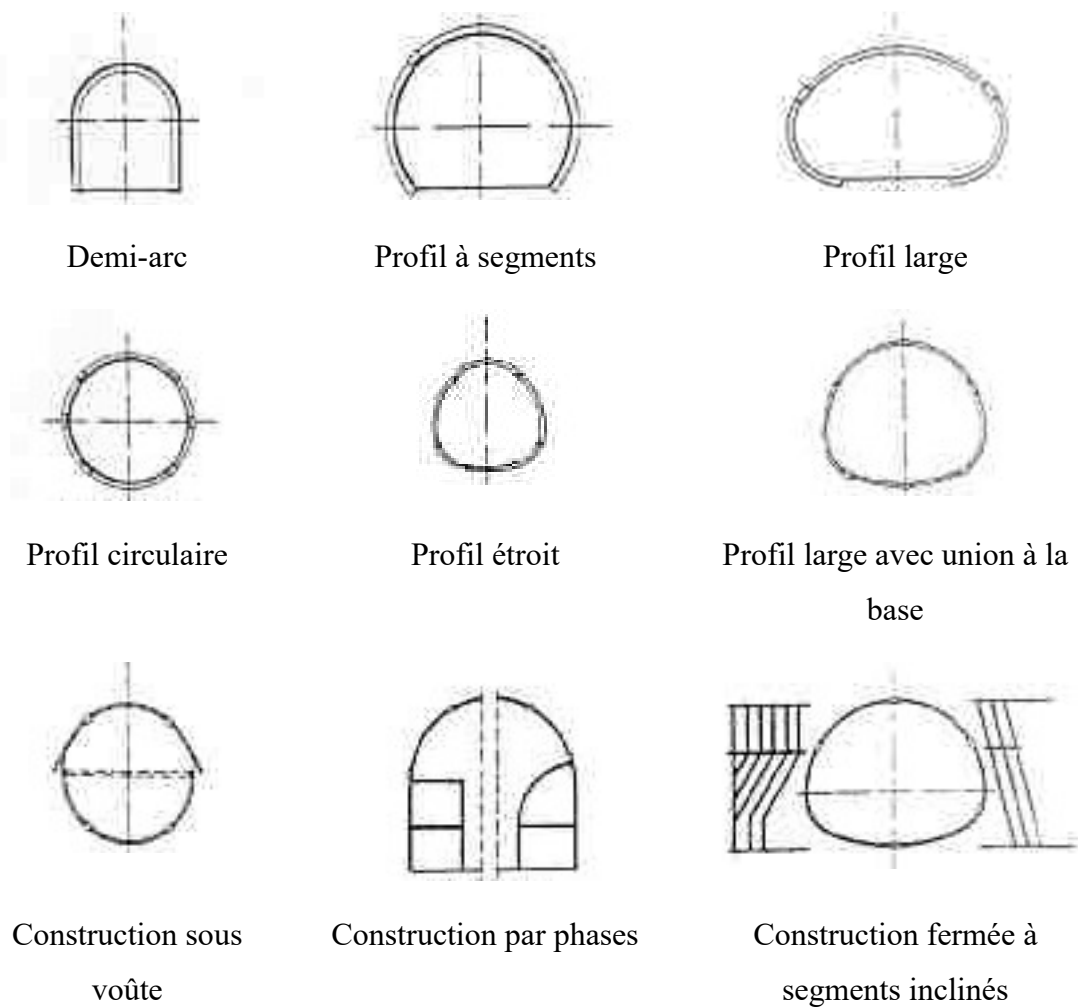


Figure 4.10. Formes typiques de profils ouverts/fermés et formes spéciales.

Les cintres métalliques peuvent être:

- Des cintres lourds (en H) ou réticulés: pour les grandes sections.
- Des cintres plus légers (en Th, UPN): pour petites sections.

Pour les cintres réticulés:

- Leur mise en œuvre est facile et ils possèdent une très bonne compatibilité avec le béton.
- Ils sont déconseillés lorsque des fortes sollicitations sont prévisibles avant que le béton projeté puisse remplir son rôle.

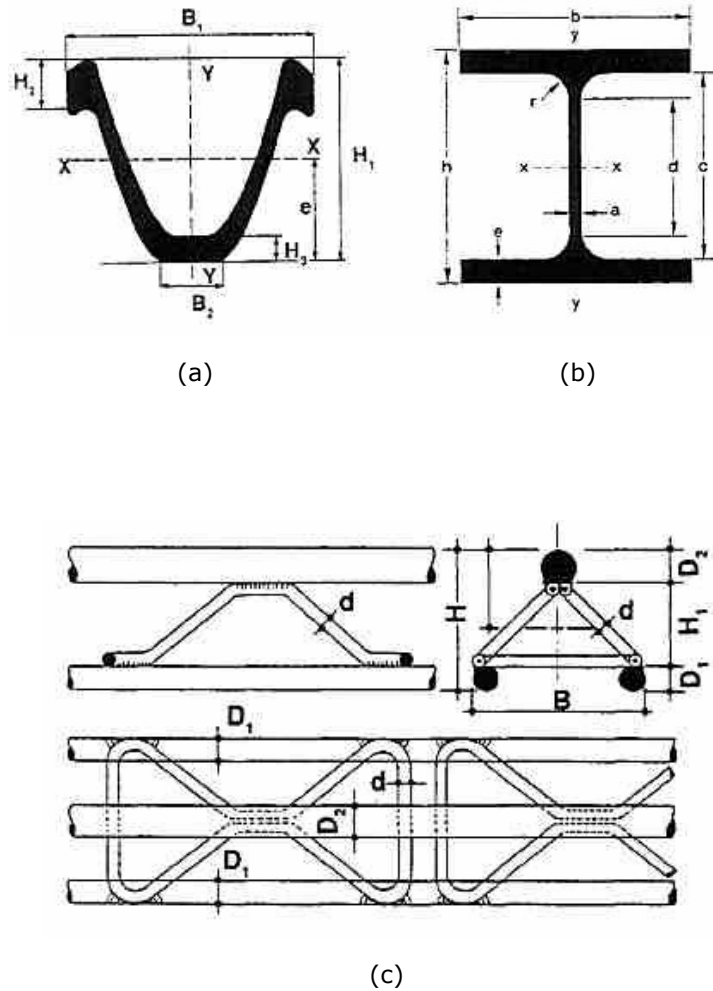


Figure 4.11. Types de cintres métalliques: (a) Type Th; (b) Type H; (c) Type réticulé.

Les plaques de blindage sont mises, jointives ou non, entre les cintres et le terrain. Elles peuvent parfois être tenues par des boulons, ou peuvent même être liaisonnées entre elles, les cintres ne servant qu'à leur montage et étant ensuite retirés après remplissage entre plaques et terrain.

Les plaques (plus épaisses que celles de blindage), barres ou rails, sont foncées dans le terrain, préalablement à son excavation (pré-soutènement).

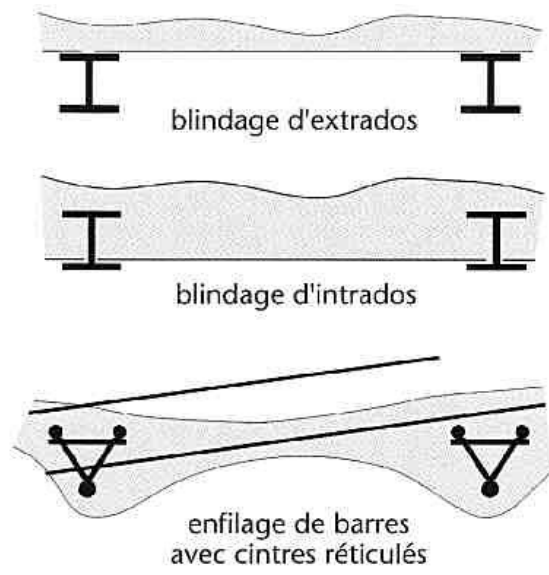


Figure 4.12. Types de Blindage et enfilage.



Figure 4.13. Soutènement par blindage.

7. Les pierres

Les blocs en pierres sont superposés afin d'ériger des colonnes qui soutiennent le ciel.
Ce type de soutènement se rencontre principalement dans les carrières.



Figure 4.13. Soutènement par colonnes de pierres.

Chapitre 5: Creusement des fouilles.

1. Introduction

Selon le mode d'exécution des ouvrages souterrains, on peut distinguer deux types de tunnels creusés en fouille (figure 5.1):

- Les tunnels ou cavités construits à ciel ouvert;
- Les tunnels construits par éléments immergés.

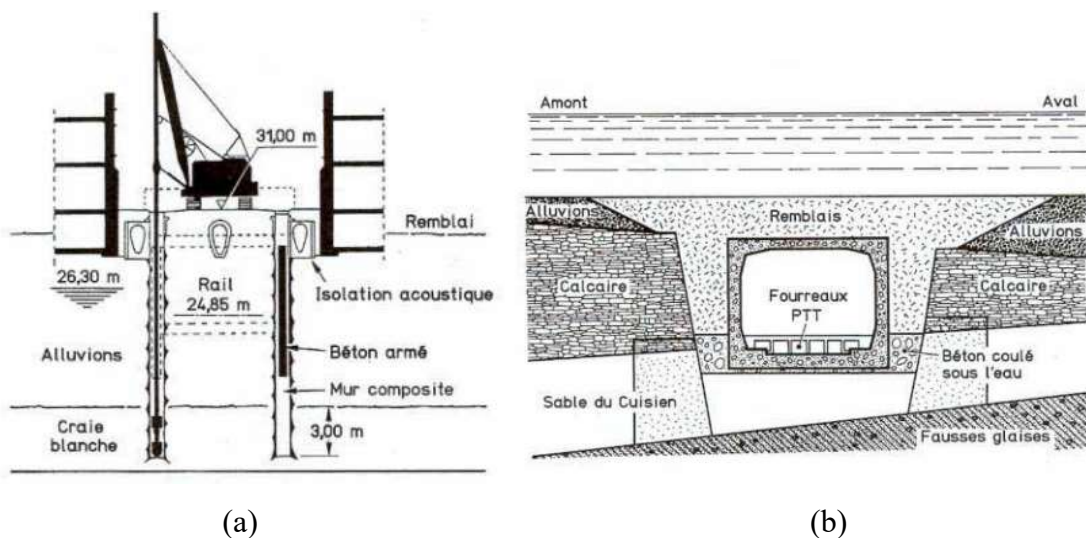


Figure 5.1. Ouvrages souterrains exécutés en fouille: (a) Tunnel construit à ciel ouvert ; (b) Tunnel immergé.

Les travaux de terrassements pour l'ensemble des travaux se décomposent en plusieurs phases:

- ✓ Préparation: démolition par exemple ;
- ✓ Excavation: la fouille est effectuée directement par des engins de productions;
- ✓ Transport des déblais;
- ✓ Soutènement éventuel.
- ✓ Mise en place des matériaux d'apport « remblai » avec éventuellement un compactage.

2. Paramètres des fouilles et mode de creusement

Une fouille est caractérisée par sa profondeur, sa largeur et la pente de ses talus (figure 5.2).

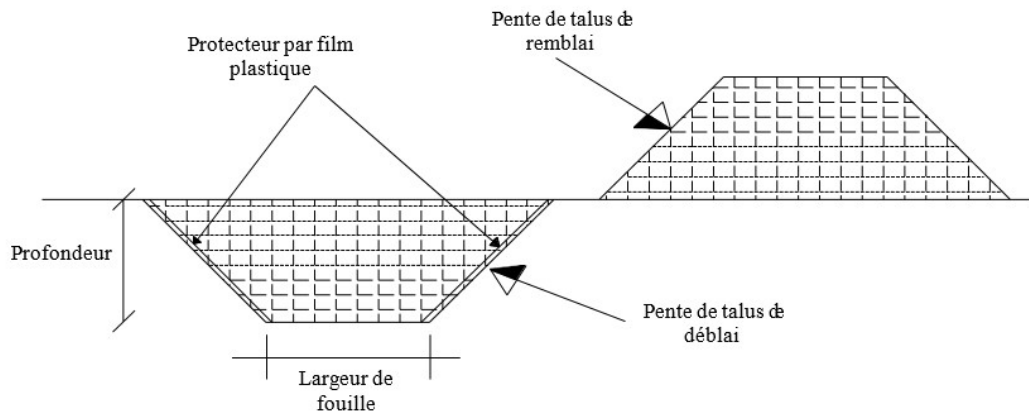


Figure 5.2. Distinction entre déblais et remblais.

La nature du terrain à extraire détermine:

- ✓ La méthode de travail:

L'excavation par couche successive, en augmentant l'évaporation superficielle, favorise l'extraction des sols humides; elle consiste à terrasser une fouille ou une emprise par l'enlèvement successive de petites couches de terrain sur toute l'emprise.

- L'extraction frontale limite le détrempe des sols en période de pluie; il s'agit de terrasser une fouille ou une emprise sur toute la hauteur.

- ✓ La pente de talus:

Les valeurs des pentes des talus en déblai sont présentées dans le tableau 5.1 ci-dessous. Ces valeurs sont en fonction de la nature du terrain et de son état hydrique.

- ✓ Le choix de l'engin d'excavation et le rendement de production.

Tableau 5.1. Valeurs de pentes des talus en déblai.

Type de sols	Déblai (en terrain naturel)			
	Zone sèche H/V		Zone immergée H/V	
Roche Compacte	80°	1/5	80°	1/5
Roche friable	55°	2/3	55°	2/3
Débris rocheux	45°	1/1	40°	5/4
Terre et pierres	45°	1/1	30°	2/1
Terre argileuse	40°	5/4	20°	3/1
Gravier et sable	35°	3/2	30°	2/1
Sable fin	30°	2/1	20°	3/1

3. Creusement à l'explosif

Cette technique permet de réaliser des excavations de faible section et de grande longueur en terrain rocheux.

Les charges explosives permettent à la fois d'assurer le foisonnement et la fragmentation des matériaux et de respecter la géométrie définitive de la tranchée. Les trous de mine extérieurs sont parallèles à la paroi définitive à 30 cm environ de cette dernière (figure 5.3).

Dans le cas de fouilles de faible largeur, les trous de mine sont disposés en zig-zag.

Afin de limiter les vibrations engendrées par le tir dans l'environnement, les détonations des charges sont échelonnées dans le temps: un minimum de 50 ms est alors nécessaire entre les rangées.

Pour obtenir un foisonnement suffisant de la roche (soit une augmentation de volume de 25 % environ) facilitant son chargement, la quantité d'explosifs doit être augmentée par rapport à celle utilisée pour le tir en gradins, pour contrebalancer le confinement particulièrement élevé des matériaux.

La consommation en explosifs varie entre 0,6 et 0,9 kg/m³ contre 0,3 à 0,6 kg/m³,

soit une augmentation de 50 à 100 %.

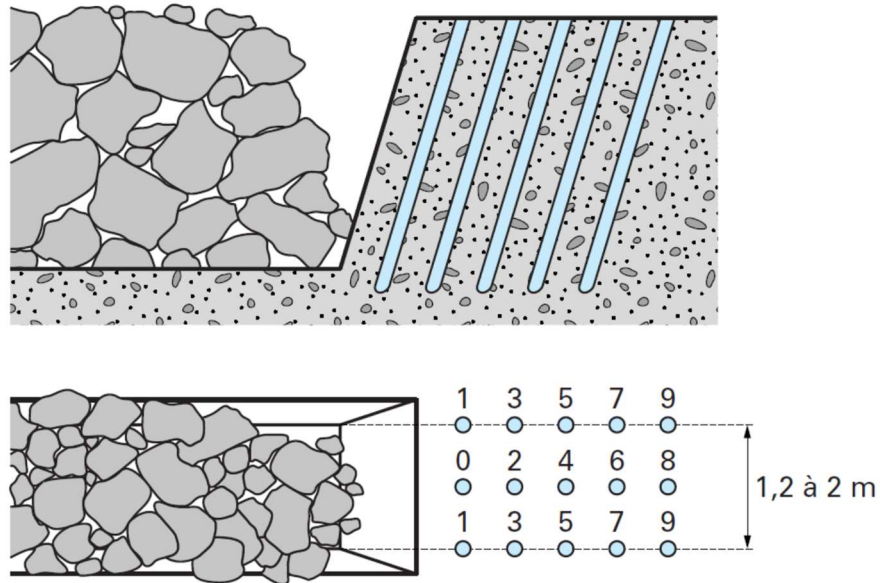


Figure 5.3. Tir de tranché (fouille).

4. Creusement par machines

L'emploi des machines à attaque ponctuelle (pelles et brises roches) pose le problème de la limite économique de dureté des roches. Pour approcher et définir cette limite, il est recommandé d'effectuer une analyse géologique structurale très complète et de connaître les paramètres géotechniques suivantes:

- La résistance mécanique à la compression;
- La dureté;
- L'abrasivité, Le pourcentage en quartz;
- La proportion de fines discontinuités.

Les caractéristiques de la machine envisagée (poids, puissance, forme et vitesse de rotation de la tête) sont étudiées en fonction du critère de dureté des roches et de l'ouvrage à exécuter (section, longueur, phases d'exécution). Il convient en général de choisir un type de machine plus puissant que celui nécessité par le terrain à excaver, et de prévoir dans la rédaction des marchés le recours possible aux explosifs dans la mesure où leur utilisation est autorisée.

Dans certaines conditions de terrain, (marnes, argiles gonflantes), l'abattage des

poussières par projection d'eau est interdit et la pulvérisation d'un fin brouillard au niveau des outils peut s'avérer inefficace.

La majorité des engins de chantier réalise leurs opérations selon une séquence d'opérations répétitives que l'on appelle « cycle ». Un cycle produit une certaine quantité de travail dans un certain temps.

La production théorique des engins s'exprime le plus souvent en volume de sol (ou roche) creusé et déplacé par unité de temps; soit en mètre cube foisonné à l'heure (m³/h). Cependant, le temps effectif de travail est de l'ordre de 45 à 55 minutes par heure réelle.

5. Creusement dans des terrains instables

Avant toute intervention, il est nécessaire de procéder au piquetage de la zone concernée par travaux; la manière selon laquelle sont exécutés les travaux diffère en fonction de plusieurs paramètres:

- La nature du sol et sa cohésion « argileux, graveleux ou rocheux »;
- Les moyens mis en œuvre;
- La présence éventuelle d'eau ou de nappe phréatique.

Les parois des fouilles quelque soient en excavation ou en butté, sont aménagées de façon à éviter tout risque déboulement ou de glissement intempestif.

Plusieurs techniques mises en œuvre:

- Le blindage et étaielement;
- La protection des talus à l'aide d'un film en matière plastique;
- Le drainage des eaux d'infiltrations.

La profondeur importante de certaines fouilles (qui dépasse une certaine hauteur critique) impose la mise en place d'un blindage. Car, au-delà de cette hauteur la fouille s'effondrera.

La profondeur critique est généralement déterminée par la formule suivante:

$$H_{critique} = \frac{(\pi + 2) \cdot C}{\gamma} \quad (25)$$

avec:

C: Cohésion du sol;

γ : poids volumique du sol.

En règle générale, le blindage est requis à partir d'une profondeur $h = 1,30$ m, pour les tranchées de largeur $l < 1,00$ m.

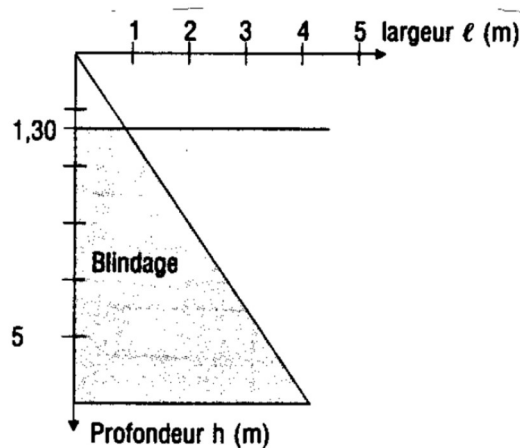


Figure 5.4. Blindage des en fonction de leur profondeur et de leur largeur.

Le blindage doit remplir les trois conditions suivantes:

- ✓ Pouvoir être mis en place et ensuite déposé sans exposer les excédents aux risques d'éboulements.
- ✓ Être suffisamment résistant pour s'opposer sans déformation ou risque de rupture à la pression exercée par le terrain sur les parois.
- ✓ Être conçu de façon à constituer un ensemble ne risquant pas de se disloquer sous l'effort d'une poussée oblique par rapport aux parois de la fouille.

Pour la mise en place du blindage, il faut tenir compte des surcharges permanentes et des vibrations produites par les véhicules, engins de terrassements et matériel de chantier.

- Le blindage doit être adapté à la nature du terrain;
- Un drainage doit être prévu en cas d'infiltration ou de ruissellement;
- L'accès à la tranchée est interdit avant la mise en place du blindage par le

personnel affecté à cette tâche.

Les espaces vides entre le blindage et le terrain sont à remplir ou à boucher. Les parties frontales des tranchées doivent également être protégées par un blindage jointif.

Tableau 5.2. Blindage des fouilles: tableau récapitulatif.

Type de blindage	Emploi	Observations
<i>Platelage butonné</i>	fouille en tranchée provisoire hors nappe	gêne dans les travaux de terrassement
<i>Tubage</i>	fouille en puits provisoire présence de nappe admise	
<i>Parois berlinoises</i>	pleine masse provisoire ou définitif hors nappe ou terrain drainable	emploi en site urbain ; coffrage de la paroi extérieure ; peu coûteux
<i>Parois moulées</i>	pleine masse définitif présence de nappe admise	emploi en site urbain ; s'intègre à la structure du bâtiment ; installation de chantier lourde et relativement coûteuse
<i>Rideaux de palplanches</i>	pleine masse provisoire présence de nappe ou définitif admise	nuisance pour les riverains ; récupération aléatoire
<i>Parois clouées</i>	pleine masse provisoire hors nappe	talutage éventuel ; peu coûteux



Figure 5.5. Platelage butonné.

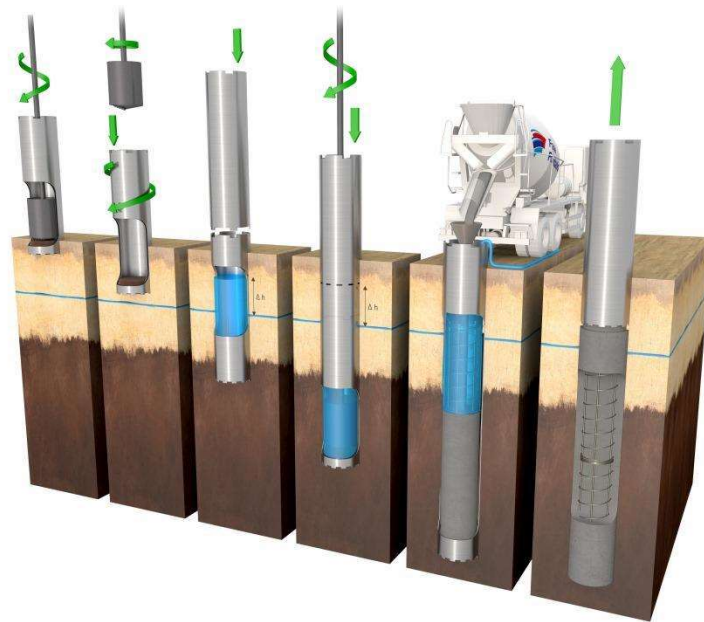


Figure 5.6. Tubage.



Figure 5.7. Parois berlinoises.

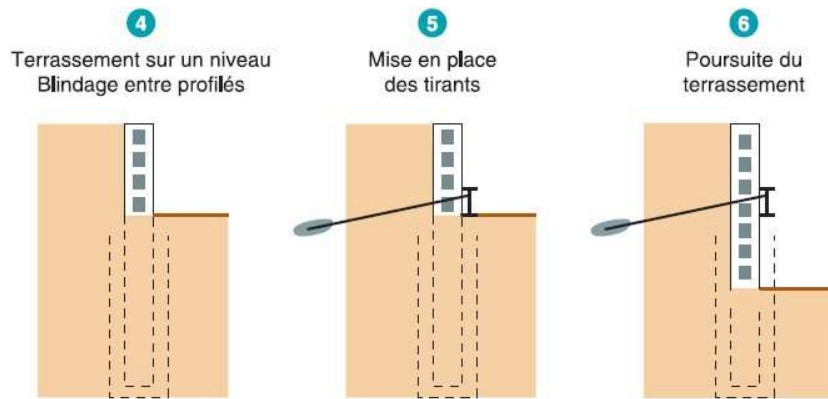


Figure 5.8. Schéma d'exécution des parois berlinoises.

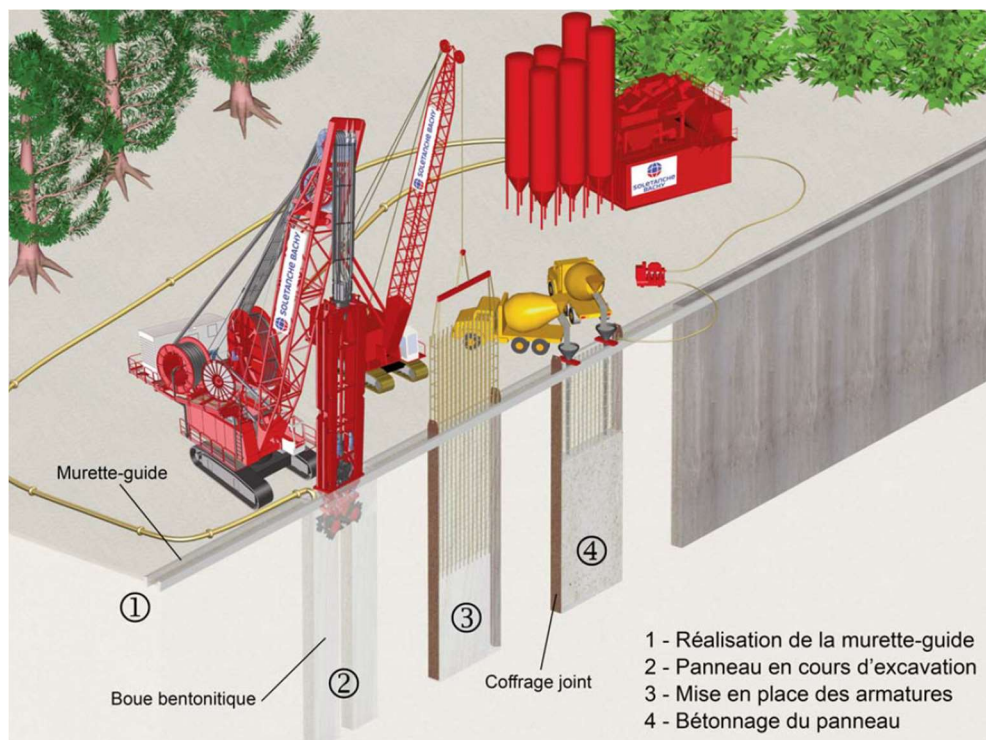


Figure 5.9. Schéma d'exécution des parois moulées.



Figure 5.10. Palplanches.



Figure 5.11. Parois cloutées.

Références

- Antao A.M.S.N., Analyse de la stabilité des ouvrages souterrains par une méthode cinématique régularisée. Matériaux. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, (1997).
- Beghoul M., Mouvements Engendrés par le Creusement de Tunnels à l'aide de Tunneliers à Front Pressurisé - Approche Numérique Tridimensionnelle -, Thèse de doctorat en génie civil, Université Batna 2, (2019).
- Blanchier A., Sauvage A.C., Utilisation des explosifs dans le génie civil, (2004), C5420 v2, 1-22.
- Boscardin M.D., Cording E.J., Building response to excavation-induced settlement, Journal of Geotechnical Engineering, (1989), Vol.155, 1-21
- Brox D., Technical considerations for TBM tunneling for mining projects, Transactions of the society for mining, metallurgy, and exploration, (2013), Vol. 334, 498-505.
- Dossier pilote des tunnels, Section 4: procédés de creusement et de soutènement, Centre d'études des tunnels, France (1998).
- Évaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées. Séminaire de restitution et de valorisation des travaux INERIS - Réseau des LPC. Actes des journées scientifiques du LCPC. ENPC, Paris, (2005).
- Faure R-M., Soutènement, disponible sur: <http://www.outils-cetu.fr/>, Consulté le 13/08/2022.
- Gesta P., Tunneliers, Techniques de l'ingénieur, (1992), C5570, 1-19.
- Gesta P., Travaux souterrains, Techniques de l'ingénieur, (1994), C5565, 1-34.
- Goodman R. E., Block theory and its application, Géotechnique, (1995), Vol. 45(3), 383-423.
- Guiraud P., Tunnels: les différentes méthodes d'exécution (2020). Disponible sur: <https://www.infociments.fr/>, Consulté le 13/08/2022.
- Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées: Guide méthodologique, Guide technique IFSTAR, LCPC (2014).
- Les risques naturels terrestres, disponible sur: <https://dicens.mines-paristech.fr/>, Consulté le 28/06/2022.
- Machine à attaque ponctuelle pour percement des tunnels. Disponible sur <https://www.rocktechnology.sandvik/>, Consulté le: 23/06/2022.
- Maquennehan F., Mini et microtunneliers, Techniques de l'ingénieur, (2001), C5572 v1, 1-8.
- Oulbacha Z., Analyse numérique de la stabilité des piliers-dalles en remblai cimenté : une vérification des modèles de Mitchell, Mémoire de maîtrise ès sciences appliquées en génie minéral, École polytechnique de Montréal, (2014).
- Ray J-P., Blin-Lacroix J-L., Le dictionnaire professionnel, 3^{ème} édition revue et augmentée, Edition Eyrolles, (2011).
- TPE: Les tunnels, (2015). Disponible sur <https://tpelestunnels.wordpress.com/>, Consulté le 05/05/2022.

Vachat J-C., Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne : étude théorique et pratique de l'évolution des fontis. Mémoire de diplôme d'ingénieur : Géologie. CNAM Paris, (1982).

Yano Y.I., Creusement des galeries: Creusement conventionnel des galeries, Université de Klowezi, (2019).