

**BG**

Ingénieurs Conseils  
Ingenieur & Berater  
Consulting Engineers

# Mécanique des Roches et Travaux Souterrains

## Cours et exercices corrigés



Huitième édition

Janvier 2012

**QVS**  
C A C H A N

[www.GenieCivilPDF.com](http://www.GenieCivilPDF.com)

Auteur et enseignant :

**François MARTIN,**  
Docteur-ingénieur, agrégé de Génie Civil  
*Bonnard et Gardel Ingénieurs Conseil*

Avec l'aimable contribution d'Adrien SAÏTTA,  
Docteur-ingénieur,  
*Egis tunnel*

# Introduction

---

Ce polycopié reprend les grandes lignes du cours de mécanique des roches et de travaux souterrains proposé à l'ENS Cachan, dans le cadre de la préparation à l'agrégation de Génie Civil. Son contenu dépasse largement le programme officiel du concours de l'agrégation. Il a été écrit comme un livre, avec trois chapitres bien distincts et indépendants.

Le premier chapitre est consacré à la conception des travaux souterrains (orientation des choix, critères...) et à la technologie classiquement utilisée. La deuxième partie aborde la mécanique des roches au travers de la description des massifs rencontrés (importance et description des discontinuités, comportement global, couplages...) et des spécificités qui la différencient de la mécanique des sols avec notamment l'apport fondamental de la géologie. Enfin le troisième et dernier chapitre est consacré à la présentation des différentes méthodes de conception et de vérification des ouvrages creusés au rocher (roches tendres ou roches dures).

Ces notes de cours ont largement évolué depuis la première édition ; tous les ans elles sont complétées, amendées et enrichies. Une bibliographie sommaire est proposée à la fin de ce poly pour compléter et approfondir la formation.

*This handout shows the outline of the rock mechanics and underground works course proposed at the ENS Cachan, as part of preparation for the high-level competitive examination for recruitment of civil engineering teachers. The content goes far beyond the official program of the competitive examination. It was written like a book with three distinct and independent chapters.*

*The first chapter is devoted to the design of underground work (orientation choices, criteria ...) and technology conventionally used. The second part discusses rock mechanics through the description of mass considered (discontinuities size and description, global behavior, coupling ...) and the specific characteristics that differentiate it from the soil mechanics, including the fundamental contribution of geology. Finally the third and final chapter is devoted to the presentation of different design and verification methods of rock structures (soft rock or hard rock).*

*These course notes have largely evolved since the first edition, every year they are supplemented, amended and enhanced. A bibliography is provided at the end of the document to complete and further training.*

Un grand merci aux différents relecteurs du Cetu et de BG Ingénieurs Conseil qui m'ont complété et corrigé depuis que ce cours existe : A. Saïtta en tête puis, E. Bieth, P. Bouguet, L. Chantron, C. Choquet, G. Hamaide, G. Mazzolèni, F. Pillant, J.-C. Rabbe, S. Frachon et T. Panigoni.

Pour toute remarque : [francois.martin@bg-21.com](mailto:francois.martin@bg-21.com)

Selon l'article L. 122-4 du Code la propriété intellectuelle sur le droit d'auteur (Première partie, Livre premier) : "Toute représentation ou reproduction intégrale ou partielle faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants droit ou ayants cause est illicite. Il en est de même pour la traduction, l'adaptation ou la transformation, l'arrangement ou la reproduction par un art ou un procédé quelconque."

En aucun cas les informations contenues dans ce document ne sauraient engager la responsabilité du Cetu, de BG et de l'auteur.

# Table des matières

---

<b>1</b>	<b>Conception et réalisation des travaux en souterrain</b>	<b>6</b>
1.1	Introduction : les souterrains en France	6
1.1.1	Les cavités naturelles	6
1.1.2	Les cavités artificielles	6
1.2	Un peu de vocabulaire	8
1.3	Phasage classique de réalisation d'un tunnel : méthode conventionnelle	9
1.3.1	Explosifs / Attaque ponctuelle	9
1.3.2	Purge et marinage	12
1.3.3	Pose du soutènement	13
1.3.4	Pose de l'étanchéité	13
1.3.5	Pose du revêtement	13
1.4	Les différents types de soutènement	14
1.4.1	La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)	14
1.4.2	Cintres réticulés	15
1.4.3	Cintres lourds et blindage	16
1.4.4	Cintres coulissants	16
1.4.5	Soutènement au front de taille	17
1.5	Les différents types de revêtement	18
1.5.1	Revêtement en béton coffré sans radier	18
1.5.2	Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté	18
1.5.3	Voussoirs préfabriqués	18
1.5.4	Cas particuliers	19
1.6	Le creusement au tunnelier	19
1.6.1	Les organes d'un tunnelier	20
1.6.2	Typologie et modes d'excavation	20
1.7	Ouvrages particuliers	22
1.7.1	Les puits et descenderies	23
1.7.2	Les grandes cavités	23
1.7.3	Les ouvrages à faible profondeur	23
1.7.4	Les ouvrages à grande profondeur	24
1.7.5	Les zones aquifères	24
1.8	Gestion du patrimoine et mise en sécurité	27
1.8.1	Le rôle des inspections	27
1.8.2	L'entretien, la réparation et la mise en sécurité des ouvrages	27
<b>2</b>	<b>Notions de mécanique des roches</b>	<b>30</b>
2.1	Présentation de la mécanique des roches	30
2.1.1	Méca roches et méca sols	30
2.1.2	Naissance et applications de la méca roches	30
2.1.3	Couplage géologie / mécanique des roches	31
2.2	Discontinuités du massif rocheux	32
2.2.1	Typologie	32



2.2.2	Description et représentation . . . . .	32
2.2.3	Propriétés mécaniques d'une discontinuité . . . . .	34
2.2.4	Hydraulique des roches . . . . .	36
2.3	Propriétés mécaniques de la matrice rocheuse . . . . .	36
2.3.1	Courbes caractéristiques . . . . .	37
2.3.2	Comportement sous étreinte triaxiale . . . . .	38
2.3.3	L'essai dilatométrique . . . . .	39
2.3.4	Fluage et effets différés . . . . .	39
2.4	Modélisation du massif rocheux . . . . .	40
2.4.1	Effet d'échelle . . . . .	40
2.4.2	Milieu continu / milieu discontinu . . . . .	41
2.4.3	Mode de rupture en fonction des discontinuités . . . . .	41
2.4.4	Renforcement par ancrages . . . . .	44
2.5	Exercices . . . . .	46
2.5.1	Contraintes naturelles . . . . .	46
2.5.2	Formation de filons de quartz . . . . .	46
2.5.3	Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité . . . . .	46
2.5.4	Formation des alluvions fluviales . . . . .	47
<b>3</b>	<b>Méthodes de calcul des ouvrages au rocher</b>	<b>49</b>
3.1	Stabilité des versants . . . . .	49
3.1.1	Stabilité d'un dièdre . . . . .	49
3.1.2	Flambement et basculement de colonnes . . . . .	51
3.1.3	Effets hydrauliques et climatiques . . . . .	51
3.2	Calcul des fondations au rocher . . . . .	53
3.3	Calcul des ouvrages souterrains . . . . .	53
3.3.1	Contexte réglementaire . . . . .	53
3.3.2	L'effet de voûte . . . . .	53
3.3.3	Empirisme et règles de l'art . . . . .	54
3.3.4	Méthodes semi-empiriques . . . . .	55
3.3.5	Stabilité de dièdres ou bancs rocheux . . . . .	57
3.3.6	La méthode des réactions hyperstatiques . . . . .	60
3.3.7	La méthode convergence-confinement . . . . .	63
3.3.8	Les méthodes numériques . . . . .	68
3.3.9	Calcul des tassements . . . . .	70
3.4	Exercices . . . . .	72
3.4.1	Dièdre sur versant rocheux . . . . .	72
3.4.2	Sabilité du terrain à l'avant d'un tunnelier . . . . .	72
3.4.3	ID, RQD et RMR . . . . .	74
3.4.4	Plan de discontinuité proche d'un puits . . . . .	75
3.4.5	Influence de la hauteur de couverture sur le dimensionnement du soutènement . . . . .	75
3.4.6	Interprétation des mesures de convergence d'une galerie de reconnaissance . . . . .	77
	<b>Corrigés des exercices</b>	<b>87</b>
	<b>Bibliographie</b>	<b>88</b>

# Chapitre 1

## Conception et réalisation des travaux en souterrain

---

### 1.1 Introduction : les souterrains en France

---

#### 1.1.1 Les cavités naturelles

Bien avant l'homme, la nature a su creuser des souterrains et parfois avec des dimensions surprenantes (la salle du Sarawak sur l'île de Bornéo mesure 600 m sur 415 m et 80 m de haut... sans aucun soutènement !). Les grottes, gouffres et autres cavités karstiques<sup>1</sup> — issus d'une dissolution chimique et d'une érosion par le passage de l'eau — ont hébergé les premiers hominidés. En France on connaît surtout la grotte de Lascaux ou la grotte Chauvet — récemment découverte — avec leurs peintures rupestres préhistoriques. Aujourd'hui elles font le bonheur des spéléologues, et le malheur des ingénieurs civils qui essaient par tous les moyens de les éviter. Ces vides se rencontrent uniquement dans les régions calcaires et gypseuses, exceptionnellement dans les régions volcaniques (conduits de lave).

En France, pays où est née la spéléologie il y a plus d'un siècle, on connaît assez bien ces zones à risques et la topographie des cavités est déjà bien entamée. Malgré cela, on n'est jamais à l'abri d'une rencontre fortuite lors du creusement d'un tunnel (Fig. 1.1).



FIG. 1.1 – Méandre d'origine karstique photographié à travers la roue de coupe du tunnelier de l'A86 (Région parisienne, Socatop 2002)

#### 1.1.2 Les cavités artificielles

Les premiers tunnels français dignes de ce nom remontent au XIX<sup>e</sup> siècle. Les premiers ouvrages souterrains "manufacturés" remontent certes à l'Antiquité, mais ils se sont toujours cantonnés à de faibles

---

<sup>1</sup>Du nom allemand de la région des plateaux calcaires de Slovénie, dont le terme slave original est *Kras*.

longueurs et à de petites sections. L'art des mines s'est aussi beaucoup développé au XVIII<sup>e</sup> siècle, mais il s'agissait d'ouvrages très provisoires et le plus souvent de petite section.

Le premier véritable chantier de travaux souterrains pour l'usage public est le tunnel routier du Lioran (Cantal), long de 1414 m, dont les travaux s'étalèrent de 1839 à 1846. Vinrent ensuite les grands tunnels ferroviaires alpins : Mont-Cenis (12.7km / 1857-1871), St-Gothard (14.98km / 1872-1881), Arlberg (10.25km, 1880-1884), etc... Il est curieux de noter que de 1921 (Tunnel de Simplon II long d'environ 20km) à 1959 (Tunnel du Mont-Blanc, 11.6km), l'activité souterraine française en montagne s'est complètement arrêtée. Le dernier en date, dans les Alpes, est le tunnel routier du Fréjus (12.87km), terminé en 1979. Depuis, peu de grands projets ont abouti, hormis en 1996 le Somport (8.6km) qui relie la France à l'Espagne et en 2000 le tunnel d'Orelle sur l'autoroute A43 (3692m). La future liaison ferroviaire à grande vitesse entre Lyon et Turin va, espérons-le, relancer les grands chantiers d'altitude.

Mais les travaux souterrains ne se résument pas à la percée des grands ouvrages de montagne. La France compte entre autre [13] :

- plus de 500 ouvrages routiers de moyenne à forte importance ;
- 1530 tunnels ferroviaires SNCF (TGV Méditerranée dernièrement) ;
- des galeries hydrauliques (1500 km de conduites forcées EDF, 28 tunnels canaux, un gigantesque réseau d'égouts...);
- des réseaux souterrains de transports en commun (le métro-RER de Paris est le plus grand réseau du monde avec 279 km cumulés) ;
- des futurs sites d'enfouissement de déchets radioactifs (Bure) ;
- des laboratoires (CERN) ;
- des bases militaires (Cinq-Mars-la-Pile, Mont-d'Or...) ou entrepôts (Arsenal Saint-Nicolas à Brest).

Aujourd'hui encore, bien qu'on en parle peu, la France continue de creuser des tunnels. En 2012, plusieurs gros chantiers sont en cours et montrent ô combien le secteur des souterrains ne connaît pas la crise :

- aménagement hydroélectrique de Livet-Gavet ;
- tunnel INELFE entre la France et l'Espagne pour une ligne HT ;
- tunnel de la Croix-Rousse ;
- construction d'un nouveau poste source à Monaco ;
- extension du laboratoire souterrain de l'Andra dans la Meuse ;
- tunnel de Talant, Liaison Nord de Dijon ;
- tunnel de Saint-Béat, déviation locale en Ariège ;
- tunnel de Saverne, pour le TGV Est ;
- galerie de sécurité du Fréjus.

Mais aussi, comme mentionné plus haut, la France sera d'ici quelques années impactée par trois grands chantiers essentiellement souterrains :

- le projet CIGEO (Centre Industriel de stockage Géologique) qui prévoit l'ouverture d'un site de stockage souterrain des déchets radioactifs français à l'horizon 2025. Le démarrage des travaux est prévu en 2017. A terme 100km de galeries et 200km d'alvéoles de stockage sont à réaliser ;
- le projet du Grand-Paris qui est un vaste projet de développement économique pour Paris. Il est prévu de restructurer le maillage de transport public, en ajoutant presque 200km de voies à celles existantes, dont la majeure partie sera en souterrain. Le démarrage des travaux est prévu en 2014 ;
- le projet de ligne ferroviaire à grande vitesse en Lyon et Turin. Ce projet prévoit la réalisation d'un tunnel de base sous le mont d'Ambin, dont les têtes seront situées à St-Jean de Maurienne et dans val de Suse. Ce tunnel de 58km sera alors le plus long du monde. La date de démarrage des travaux est sans cesse repoussée, les études du projet définitif sont en cours.

Ces projets nécessitent des équipes d'ingénieurs et de mineurs très expérimentées. Elles ne sont pas nombreuses en France à posséder ces compétences. Dans le désordre et sans exhaustivité, les principales entreprises réalisant des ouvrages souterrains : *Vinci, Bouygues, Eiffage, Razel, Bec, Spie Batignoles et Solétanche*. Avec l'encombrement croissant des axes routiers et les contraintes environnementales croissantes, les solutions souterraines vont être de plus en plus privilégiées malgré leur coût souvent supérieur.

Les travaux souterrains — souffrant certainement de méconnaissance — et la science qui lui est rattachée, la mécanique des roches, n'ont pas la cote auprès des décideurs et des jeunes ingénieurs français en travaux publics. C'est pourtant un domaine de l'ingénierie qui reste assez empirique et dont les fondements mécaniques sont encore obscurs. En la matière, notre pays n'a pourtant pas à rougir. L'Association Française des Tunnels et de l'Espace Souterrain est l'organe qui regroupe tous les professionnels du secteur. Ses recommandations font office de règlement sur la plupart des chantiers et les publications de l'AFTES sont la référence dans de très nombreux pays.

## 1.2 Un peu de vocabulaire

### Description d'un tunnel

La figure 1.2 présente les termes couramment associés à l'excavation d'un puits ou d'un tunnel. Le terrain se déforme à deux endroits : au front de taille on parle d'*extrusion* et en parois on parle de *convergence*.

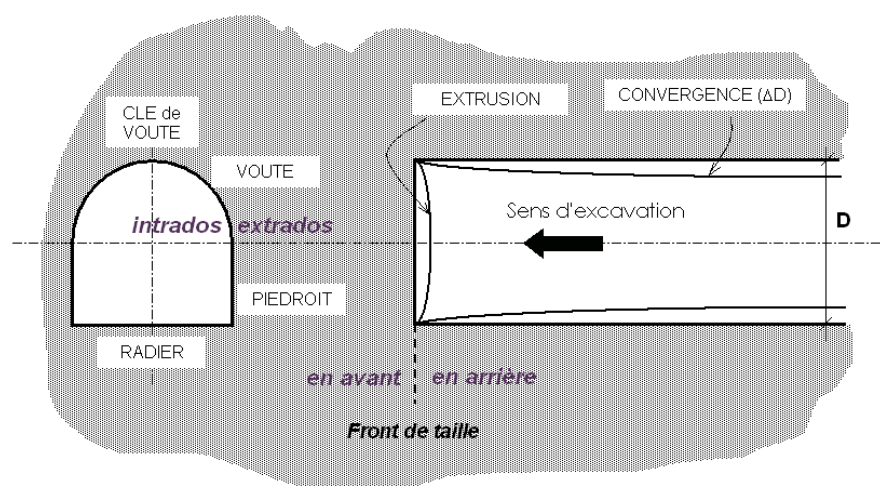


FIG. 1.2 – Coupe transversale et longitudinale d'un tunnel au voisinage du front de taille.

Le front de taille est une surface plane dont le contour forme le *profil* du tunnel. Dans la plupart des cas, on considère que les convergences sont stabilisées après 2 diamètres en arrière du front.

### Petit lexique

Le lecteur trouvera ci-dessous une liste succincte de quelques termes utilisés en travaux souterrains. Concernant le domaine particulier des tunneliers, l'AFTES a publié un glossaire en trois langues particulièrement détaillé [6].

- **Auscultation** : instrumentation et mesure de grandeurs physiques permettant de comprendre et de maîtriser d'une part le comportement de l'ouvrage, d'autre part son incidence sur l'environnement (terrain, tunnel, ouvrages voisins).
- **Blindage** : enfilage de plaques métalliques ou de planches en bois entre les *cintres* de soutènement. Le blindage sert souvent de coffrage perdu lorsqu'il est accompagné d'un remplissage béton, il a également un rôle structurel de maintien.

- **Bouclier** : système de protection et de soutènement d'un tunnelier constitué le plus souvent d'un tube métallique épais à peu près du diamètre de la section excavée (syn. *virolle*).
- **calotte** : partie supérieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section supérieure).
- **Cintre** : profilé métallique normalisé (IPE, HEA, HEB...) cintré selon la géométrie du tunnel et qui sert à soutenir le terrain.
- **Confinement** : application d'une pression sur les parois d'un tunnel, par le biais d'un soutènement principalement, dans le but de limiter les *convergences* et le *déconfinement* du terrain.
- **Convergence** : rétrécissement diamétral d'une section de tunnel.
- **Débouillage** : venue d'eau et/ou de matériaux meubles violente et inattendue suite à l'excavation du front de taille.
- **Déconfinement** : réorganisation des contraintes autour du tunnel, de part et d'autre du front de taille. On dit que le terrain est entièrement déconfiné lorsqu'il a atteint son équilibre final.
- **Décousu** : zone de terrain proche du front de taille non soutenue.
- **Exhaure** : évacuation des eaux qui s'infiltreraient naturellement dans le tunnel ou qui sont utilisées pour les besoins du chantier.
- **Front de taille** : zone où l'excavation se réalise, fin provisoire du tunnel en creusement. Souvent le terme désigne la paroi verticale de terrain.
- **Fontis** : cloche formée par l'effondrement des terrains de proche en proche verticalement. Dans le pire des cas les fontis peuvent se propager jusqu'en surface.
- **Injection** : terme générique désignant les techniques de substitution et de comblement des vides dans les terrains par un coulis durcissant. Les injections ont deux utilités : augmenter la résistance et/ou étancher.
- **Marinage** : évacuation des *marins* issus de l'excavation.
- **Marins** : déblais formés par l'excavation d'un *pas d'avancement*.
- **Pas d'avancement** : longueur de terrain excavée en une seule phase.
- **Plan de tir** : plan du front de taille où figurent les trous de forage, les différents retards et micro-retards de détonateurs, les lignes de tir pour les tirs séquentiels ainsi que les quantités d'explosifs utilisées.
- **Rameau** : galerie reliant deux ouvrages souterrains (syn. *intertube*).
- **Sainte-Barbe** : Sainte patronne des mineurs et ouvriers des souterrains. Le 4 décembre, jour de sa fête, est l'occasion de nombreuses manifestations sur les chantiers de tunnels.
- **Stross** : partie inférieure d'un tunnel dans une excavation par demi-sections (section inférieure).
- **Tunnelier** : machine pleine section destinée à réaliser des tunnels, pouvant aller du creusement à la pose du revêtement final. On parle aussi de TBM (Tunnel Boring Machine).
- **Volée** : *pas d'avancement* d'un tunnel creusé à l'explosif. La volée correspond à la longueur de forage des trous pour les explosifs.
- **Vousoir** : écaille de béton armé préfabriquée. Plusieurs voussoirs forment un anneau, et plusieurs anneaux forment le revêtement de certains tunnels.

### 1.3 Phasage classique de réalisation d'un tunnel : méthode conventionnelle

---

Il existe plusieurs méthodes pour creuser un tunnel. On distingue deux grandes tendances :

- Le creusement conventionnel (ou traditionnel) ;
- Le creusement au tunnelier.

Cette partie traite du creusement traditionnel. Le creusement au tunnelier fera l'objet du paragraphe 1.6.

#### 1.3.1 Explosifs / Attaque ponctuelle

### Attaque à l'explosif

La technique de l'excavation à l'explosif est très ancienne mais reste encore, dans de nombreuses situations, la plus économique. La poudre noire (salpêtre + charbon + soufre) fut longtemps utilisée, avant que n'apparaissent des produits plus performants — tels la dynamite ou les émulsions — mais plus dangereux<sup>2</sup>. En souterrain on utilise des explosifs brisants (vitesse de détonation  $> 4000$  m/s) dont l'effet sur la roche est double :

- L'énergie de choc véhiculée par une onde fissure le terrain ;
- L'énergie de gaz, engendrée par le dégagement d'un important volume de gaz à haute température et pression, ouvre ces fissures et disloque le matériau. Le "surplus" de cette énergie expulse les blocs disloqués.

Les explosifs actuels sont dits de sûreté car ils ne peuvent détoner sous l'action d'un simple choc ou d'une élévation de température. Ils détonnent sous l'action d'une onde de choc générée par l'un des quatre types de détonateurs :

1. à mèche (non-utilisés en tunnels) ;
2. électriques instantanés ou à retard (très utilisés en tunnel) ;
3. non-électriques ;
4. électroniques.

Les modèles à retard comportent une poudre intermédiaire de longueur variable, dite retardatrice. Ceci permet à plusieurs détonateurs mis à feu simultanément de faire détonner les charges auxquelles ils sont reliés avec un décalage dans le temps. On distingue les détonateurs "courts-retard" (25 ms et parfois 30 ms) de ceux classés "retards" ( $\sim 500$  ms). Chaque retard porte un numéro réglementaire.

Les détonateurs électriques, surtout à faible intensité, sont sensibles aux courants vagabonds ; il est donc interdit de les utiliser par temps d'orage, dans les terrains chargés en électricité statique et les téléphones portables doivent être éteints dans la galerie en cours de chargement. C'est la raison pour laquelle on utilise essentiellement les "HI" (Haute-Intensité). Le non-électrique supprime cet inconvénient et il est par conséquent de plus en plus utilisé. Enfin, le détonateur électronique dispose d'une mise à feu programmable. Il devrait remplacer tous les autres détonateurs, garantissant par la même une meilleure sécurité et une mise en oeuvre plus aisée. Leur utilisation est de plus en plus courante sur les chantiers où les contraintes environnementales sont fortes.

L'abattage se fait par *passes* ou *volées* dont la longueur varie suivant le type de roches (1 à 5m). Il peut être pleine section (on excave toute la section du tunnel) ou par *sections divisées*. En général on réalise au maximum deux sections dites *calotte* et *stross* avec un décalage suffisant pour attendre la stabilisation des convergences. Le *plan de tir* (Fig. 1.4) est le plan d'implantation des forages où sont introduits les explosifs. Y figurent également les différents retards des détonateurs. Il faut répartir les charges explosives et leurs retards de façon optimale pour obtenir le résultat escompté : le moins possible de *hors-profils* (sur-excavation) ou de *en-profils* (sous-excavation) et le minimum de vibrations. Dès qu'une charge est mise à feu, elle va entraîner la roche brisée vers la surface libre la plus proche. Classiquement on retrouve :

- au centre, le *bouchon*. C'est lui qui sera abattu en premier. On l'obtient en réalisant des forages sur un maillage plus rapproché, et en laissant certains trous vierges d'explosif pour le dégagement des roches ;
- tout autour du bouchon, une seule ligne de tirs en spirale ou plusieurs concentriques si le tir est *séquentiel*. Dans ce cas, chaque ligne est alimentée avec un décalage temporel. Ce retard est à combiner avec celui de chaque détonateur. Les roches sont successivement expulsées vers la cavité centrale qui s'élargit. Il s'agit de l'*abattage* ;
- près des bords de la section et du profil théorique, des trous plus rapprochés et moins chargés pour réaliser un *post-découpage* ou *découpage soigné*.

<sup>2</sup>Le tunnel de Hoosac aux USA, creusé de 1851 à 1874, fut le premier à utiliser la nitroglycérine. On enregistra 196 morts sur le chantier.





FIG. 1.3 – Jumbo au travail sur le tunnel des Pennes-Mirabeau (TGV Méditerranée). Doc Eiffage.

Un tir complet peut donc durer plusieurs secondes en additionnant les retards.

Le repérage et le forage des trous sur le front de taille est maintenant réalisé par des "Jumbos"<sup>3</sup>, dont le pilotage est assisté par ordinateur sur les gros chantiers (Fig. 1.3). Pour les galeries plus étroites ou ne justifiant pas l'usage de tels perfectionnements, on peut procéder par simple rétro-projection ou par données topos (traçage à la peinture avec mètres et cordons). L'alignement est toujours réalisé sur un point laser de référence. Les trous sont forés par des *taillants à carbure* (Ø 45mm) fixés sur des tiges d'entraînement. On injecte, par l'intérieur des tiges, de l'eau qui a un double effet : refroidissement par brumisation et évacuation des résidus de forage (les *cuttings*).

Seule une personne compétente et diplômée est autorisée à placer les charges explosives dans les forages. C'est le travail du préposé aux tirs, aussi appelé "boute-feu". Il place d'abord le détonateur en fond de trou, puis la charge<sup>4</sup> et enfin la *bourre* qui confine et bouche le forage.

Après le tir, il faut ventiler et disperser les gaz toxiques (CO, CO<sub>2</sub>, NO<sub>x</sub>,...) pour les diluer. Une réglementation très stricte existe à ce sujet.

### ***Nuisances dues aux explosifs***

Suivant l'environnement, la géologie, la topographie et la densité d'habitations autour du tunnel, les nuisances causées par les tirs sont plus ou moins importantes : projections de blocs, bruits, vibrations, etc. Les vibrations transmises au terrain peuvent engendrer des désordres sur les habitations voisines, à plusieurs centaines de mètres du front de taille. Leur mesure, définie dans le cahier des charges, est réalisée par des capteurs — appelés géophones — scellés sur les murs porteurs de bâtiments et les reliefs naturels. On en déduit la vitesse particulière et la fréquence des vibrations, dont les seuils sont fixés par le CCTP<sup>5</sup> de l'ouvrage à construire (vitesses de 3 à 8 mm/s pour les monuments, 10 à 20 mm/s pour les habitations, avec des fenêtres fréquentielles prédéfinies, etc...). Dans un terrain vierge et hétérogène, il est illusoire de vouloir prédire le niveau de vibration sans tirs d'essais. Dans certains cas, plus d'explosifs ne veut pas forcément dire plus de vibrations. On peut tout de même estimer celles-ci après calages grâce à la formule d'amortissement dite "Loi Chapot" :

$$V = K \left( \frac{D}{Q_i^n} \right)^{-\alpha}$$

<sup>3</sup>Jumbo : engin automatisé permettant de forer plusieurs trous en même temps.

<sup>4</sup>Les explosifs sont souvent assemblés dans une canne, à l'extérieur du tunnel pour simplifier la mise en place au front.

<sup>5</sup>Cahier des Clauses Techniques Particulières.

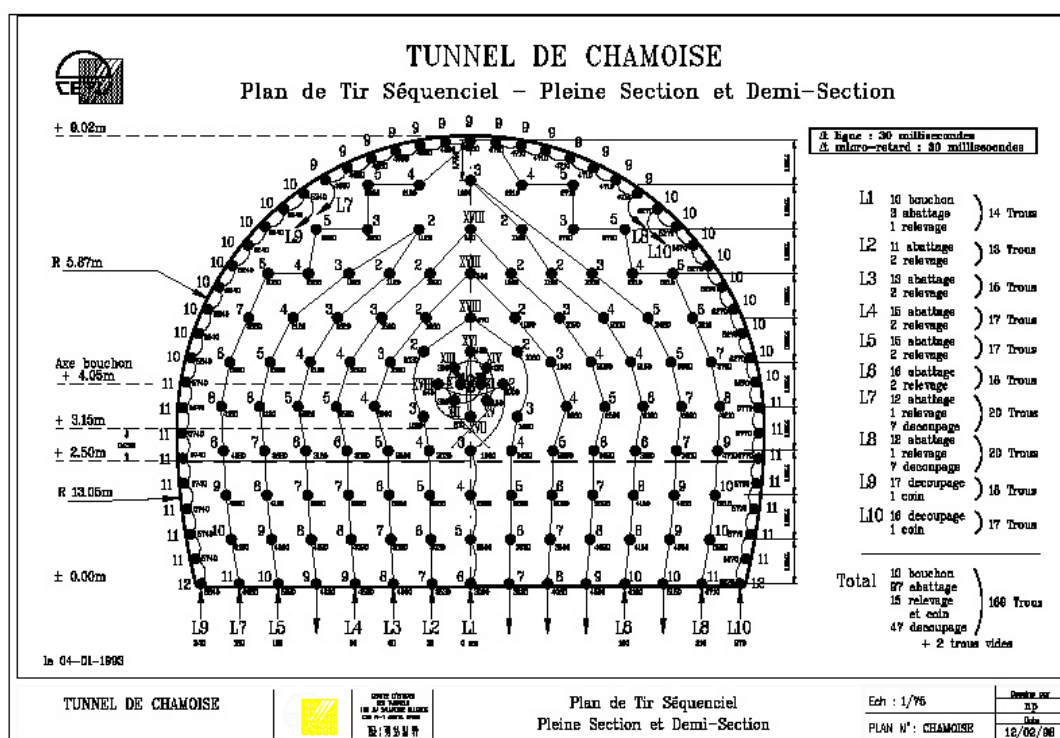


FIG. 1.4 – Plan de tir séquentiel optimisé pour le tunnel de Chamoise (1993). Doc Cetu.

$V$  est la vitesse maximale estimée (mm/s),  $D$  la distance au front (m),  $n$  souvent pris à 0.5,  $Q_i$  la charge unitaire d'explosif (kg),  $K$  et  $\alpha$  sont deux paramètres fonction du terrain et du type de tir.

Lorsque le projet est éloigné de toute habitation ou de tout autre ouvrage souterrain (tunnels, grottes...), et lorsque le rocher peut accepter des ébranlements sans incidence pour le futur ouvrage, l'optimisation du plan de tir est rarement faite et les essais de tir ne sont réalisés au début du chantier que pour valider le plan de tir retenu (efficacité, bon découpage...).

### Machines à attaque ponctuelle

Dans les roches tendres (craies, marnes, schistes altérés...), l'usage de l'explosif est efficacement remplacé par l'emploi de machines à attaque ponctuelle. Elles s'inspirent directement du travail du mineur : un bras articulé vient "gratter" et abattre le terrain du front (Fig. 1.5). Progressivement l'engin excave la section entière par un cheminement adapté. Ces machines mobiles peuvent être une adaptation directe des haveuses à pics de l'industrie minière, un Brise-Roches Hydraulique (BRH) ou bien simplement une pelle retro de chantier. Lorsque le terrain s'y prête ( $R_c < 80\text{MPa}$ ), le rendement de cette méthode est bien meilleur que l'explosif.

Ce procédé de creusement apporte toutefois son lot d'inconvénients : bruits, poussières et chaleur dégagée difficiles à combattre dans un milieu confiné.

### 1.3.2 Purge et marinage

L'opération de purge est assez délicate, puisqu'elle consiste à faire tomber de la voûte et du front les blocs et les écailles non stables. Elle se fait à l'aide d'un pic manuel spécialement conçu pour cet usage, la *pince à purger*. L'autre opération simultanée ou venant juste après, qui consiste à charger et évacuer les déblais, s'appelle *le marinage*. Il est réalisé à l'aide d'une pelle classique et d'un camion benne (dumper). Lorsque la distance l'impose, on peut être amené à utiliser une locomotive tractant des *berlines* ou encore





FIG. 1.5 – Machine à attaque ponctuelle sur le tunnel de Tartaguille.

un convoyeur à bande. Dans ce dernier cas, il convient de prévoir un concasseur pour réduire la taille des blocs transportés.

### 1.3.3 Pose du soutènement

Le plus proche possible du front, mais pas trop près non plus (cf. partie 3.3.7), on vient placer un *soutènement*. Autrefois provisoire, en attendant le *revêtement*, il est de plus en plus prévu pour participer à la reprise des efforts du terrain à long terme. Parfois il peut même rester le seul chemisage du tunnel après son achèvement lorsque la configuration hydro-géologique le permet. Il a un rôle de protection et de sécurité pour le personnel travaillant sous terre (chutes de petits blocs), de supportage<sup>6</sup> pour assurer la stabilité des gros blocs et de confinement pour limiter la convergence du terrain. Il sert aussi de carapace protectrice vis-à-vis de l'altération des terrains en paroi. L'espace non-soutenu durant le travail au front s'appelle le *décousu*. Selon la qualité du terrain, le décousu peut aller de quelques décimètres à plusieurs mètres.

### 1.3.4 Pose de l'étanchéité

*Paragraphe à rédiger plus en détail.*

En général, entre le soutènement et le revêtement définitif en voûte, on place un film synthétique en PVC ou PE qui assure l'étanchéité partielle de l'ouvrage (étanchéité à l'*extrados* du revêtement). Il convient donc de prévoir un réseau de drains et d'assainissement en piédroits pour l'évacuation des eaux d'infiltration collectées par cette membrane protectrice.

Dans certains cas, afin de ne pas perturber le réseau hydrologique local, une étanchéité totale – voûte et radier – est requise. Dans ce cas le tunnel devient un véritable sous-marin et le revêtement doit être capable de supporter des pressions hydrostatiques élevées.

### 1.3.5 Pose du revêtement

Après stabilisation des convergences, loin du front pour ne pas perturber le chantier et parfois même à la fin du creusement, on vient poser — plutôt couler — le *revêtement* définitif du tunnel. Il a une fonction

<sup>6</sup>Supportage : néologisme souterrain désignant le support et/ou le portage.

de résistance, car il doit reprendre les efforts à long terme (fluage, gonflement ou pression hydrostatique) et ceux dus à la perte éventuelle de résistance du soutènement (rouille, vieillissement,...). Il a également une fonction de protection de l'étanchéité, de support des structures internes (panneaux, ventilateurs...) et enfin esthétique puisque c'est lui que les futurs usagers verront lors de leur passage.

La présentation des différents revêtements fait l'objet de la partie 1.5.

## 1.4 Les différents types de soutènement

### 1.4.1 La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM)

Apparue dans les années 60<sup>7</sup>, la technique de soutènement combinant boulons et béton projeté s'est imposée sur presque tous les chantiers de tunnels, tant son efficacité est grande. Il s'agit avant tout d'une *méthode*, celle du soutènement léger accompagnant les déformations du terrain. Mais détaillons d'abord chacun de ses deux constituants principaux.

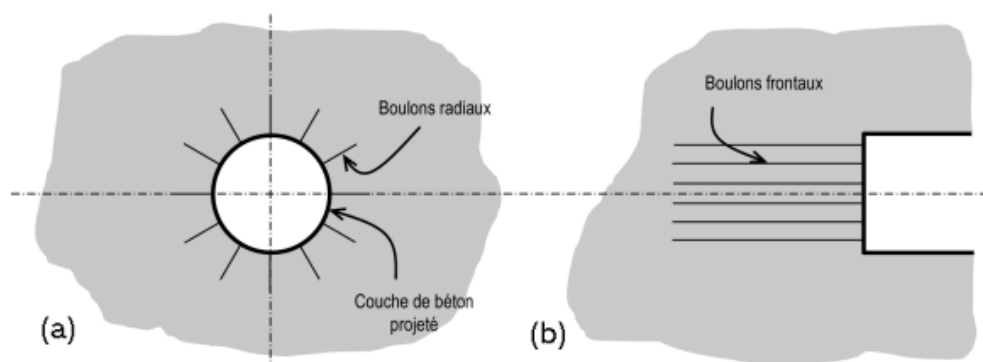


FIG. 1.6 – (a) Application de la *New Austrian Tunneling Method* (b) Boulonnage du front.

#### Les boulons d'ancrage radiaux

Les mineurs ont rapidement constaté que le terrain autour d'une cavité avait tendance à se déliter, s'ouvrir par endroits ou carrément se refermer. Pourquoi ne pas tenter de "clouer" les parois et ainsi aller chercher le rocher intact, à quelques mètres de la galerie ? L'idée n'est pas récente, puisqu'au XIX<sup>e</sup> siècle les Ardoisières d'Angers utilisaient des tiges de châtaigner glissées dans des forages pour retenir les voûtes de leurs salles souterraines : l'eau qui s'infiltrait faisait gonfler le bois et le plaquait contre les parois du forage. Rapidement les tiges en acier (tiges de béton armé) se sont avérées les plus efficaces, et la technologie s'est peu à peu adaptée au génie civil<sup>8</sup>. On distingue deux grands types de boulons :

1. **Les boulons passifs** ne sont sollicités que par le déplacement du terrain autour de la paroi. Il en existe deux familles qui ne fonctionnent pas de la même façon :
  - (a) *les boulons à ancrage ponctuel* : ce sont les plus anciens ; ils sont fixés au rocher à leur extrémité par une coquille qui s'écarte lorsqu'on visse la tige. Sur la paroi, on visse l'écrou du boulon sur une plaquette. On privilégiera ces boulons pour les roches dures ;
  - (b) *les boulons à ancrage réparti* : comme leur nom l'indique, ils sont scellés au terrain sur toute leur longueur. On distingue deux sous-familles technologiques :
    - *Les boulons scellés* : le scellement peut-être du mortier ou de la résine synthétique.

<sup>7</sup>Par deux autrichiens MM. Rabcewicz et Packer, selon certains auteurs. La paternité de cette méthode est objectivement difficile à établir.

<sup>8</sup>Les galeries EDF des années 50 furent les premières à expérimenter les boulons.

- *Les boulons à friction* : ils n'ont pas besoin de scellement et sont directement au contact des parois du forage par un emmanchement à force (tube fendu) ou par hydro-gonflage (dépliage d'un tube). Ces boulons, particulièrement adaptés aux roches tendres, ont maintenant pratiquement remplacé leurs aînés à ancrage ponctuel car ils sont très rapides à mettre en place et agissent immédiatement.

2. **Les boulons actifs** sont précontraints. La tige pleine (barre *Dywidag* ou *Arteon*) ou le câble de torons sont scellés loin de la paroi par injection d'un coulis de ciment. Ces inclusions sont utilisées pour le soutènement des grandes cavités.

La simplicité de pose d'un boulon — surtout les boulons à friction qui agissent tout de suite — en ont fait aujourd'hui l'élément essentiel des soutènements souterrains. On peut facilement en poser deux ou trois à un endroit, en prévention là où la roche risque de se rompre, ou les préconiser de façon systématique sur tout ou partie de la paroi du tunnel. On définit alors une densité de boulonnage (1,5 par m<sup>2</sup> par ex.), une longueur (environ un rayon de tunnel) et un diamètre (Ø 18 par ex.).

### **Le béton projeté**

Plutôt que de couler un béton, pourquoi ne pas le projeter ? C'est l'idée qu'ont eu plusieurs ingénieurs de mines vers 1910. D'une composition spécifiquement adaptée à l'usage qui lui en est fait, ce béton fut autrefois baptisé *gunite* pour le différencier de ses collègues. Il ressemble d'ailleurs de très près à un mortier à prise rapide. Le *gunitage* consiste à projeter le béton sur les parois d'un tunnel à l'aide d'une lance. Le béton projeté a deux principaux usages, qui peuvent s'additionner :

- Pour de faibles épaisseurs (< 5cm) il a un rôle protecteur, et forme une coque mince épousant la géométrie du terrain. En cela il empêche les blocs de roche ou le sol de s'altérer et de se détacher de la paroi ;
- Il peut aussi avoir un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est alors variable en fonction du terrain, de l'ordre d'une vingtaine de centimètres.

Seul, le béton projeté est de moins en moins utilisé. Il est souvent associé à des panneaux de treillis soudés ou, de plus en plus, à des fibres métalliques qui lui confèrent une certaine résistance en traction et en cisaillement. Son usage en tunnels a fait l'objet de recommandations très détaillées de l'AFTES et de l'ASQUAPRO [8, 12].

Attention toutefois, le béton projeté appliqué en paroi peut parfois donner une fausse impression de sécurité. Lorsqu'il n'est pas assez épais au regard du poids des blocs qu'il doit retenir ou tout simplement lorsqu'il est encore frais, il peut se détacher et entraîner avec lui une petite partie du terrain. Bien que d'importance limitée, ce risque de chute n'est pas à négliger<sup>9</sup>.

### **La combinaison magique**

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique (Fig. 1.6.a), on s'est aperçu que dans la majorité des terrains rencontrés en tunnel, on obtenait des résultats intéressants. Pour l'ancien mineur, habitué à poser des soutènements très résistants — et donc rassurants — la NATM semble bien légère. Mais au lieu de "supporter" simplement le terrain perturbé par le creusement, elle permet à celui-ci de *se soutenir lui-même*. En d'autres termes, c'est la roche elle-même qui participe au soutènement. En autorisant une convergence contrôlée, le système boulons-gunite (et éventuellement treillis soudé ou fibres métalliques) crée une redistribution des contraintes dans le massif et un état d'équilibre stable.

Cette technique, relativement peu onéreuse, est donc celle qui sera systématiquement proposée en profil-type de base pour le soutènement.

De part sa conception optimisée et facilement ajustable, ce type de soutènement, plus que tout autre, doit être associé à une auscultation précise du tunnel [4].

<sup>9</sup>Depuis 2000, on compte en France deux accidents mortels liés à la chute de plaques de béton projeté à proximité du front de taille.

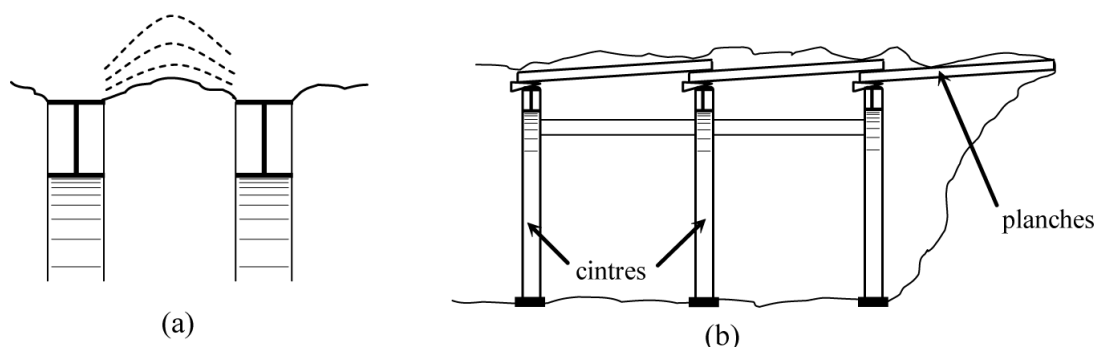


FIG. 1.7 – (a) Voûtain de terrain entre deux cintres (b) Technique de l'enfilage.

### 1.4.2 Cintres réticulés

Dans certaines circonstances, notamment pour les mauvais terrains, les grandes sections et les sections divisées, il peut s'avérer nécessaire de renforcer le béton projeté-boulonné par des armatures plus résistantes qu'un simple treillis soudé. On a ainsi inventé des cintres constitués de 3 aciers HA reliés entre eux par des aciers de plus faible section et facilement cintrables à la forme de l'excavation. Un fois placés contre le terrain, ces *cintres réticulés* avec ou sans treillis soudé sont recouverts de béton projeté pour former une coque solidaire. L'espacement entre cintres est de l'ordre du mètre, pour qu'il se crée une voûte de béton entre deux éléments (*voûtains* de béton).

Cette technologie est de moins en moins employée en tant que soutènement seul car elle ne semble pas apporter suffisamment d'avantages comparée aux autres soutènements. Dans le cas de réparations d'ouvrages cependant, les cintres réticulés peuvent avantageusement servir à supporter une étanchéité avant projection de béton.

### 1.4.3 Cintres lourds et blindage

Pour les terrains poussants, de mauvaise qualité, ou lorsqu'on traverse une zone plus difficile que prévue, les soutènements "classiques" présentés ci-avant, utilisant pleinement les propriétés de déformabilité du rocher trouvent leurs limites. On choisit alors des techniques de soutènements *lourds* plus rigides, qui se déforment moins et qui doivent par conséquent reprendre plus de charges. Ces soutènements sont toujours constitués de profils normalisés<sup>10</sup> cintrés suivant le rayon de courbure du tunnel. Ces cintres sont assemblés près du front puis placés contre la paroi au moyen d'un *érecteur* (pelle équipée spécialement pour cet usage).

Entre chaque élément métallique, il se crée une voûte de terrain qui suffit dans de nombreux cas à reporter les charges sur ceux-ci (Fig. 1.7.a). On réalise parfois un *blindage* ou un *remplissage béton* entre les cintres pour trois raisons principales :

- pour éviter que le terrain ne s'éboule sous le *voutain* naturel (rôle protecteur) ;
- pour répartir les charges sur les éléments porteurs lorsque le terrain ne permet pas d'avoir un effet de voûte suffisant (blindage lourd) ;
- pour éviter un effet "domino" en cas d'effondrement au front de taille (rôle d'écartement et de maintien).

Le blindage est réalisé le plus souvent par un remplissage de béton (projeté ou coffré). Dans les puits ou les galeries de petites sections, on adopte souvent les tôles métalliques mais le bois est encore utilisé car il se prête bien à la technique minière de l'*enfilage*. Cette dernière consiste à enfiler les planches entre les cintres unes à unes, avec un blocage par un système de coins (Fig. 1.7.b).

<sup>10</sup>HEA ou HEB 100 à 300.





FIG. 1.8 – Cintres TH, boulons radiaux et béton projeté. Détail de la voûte d'une galerie du laboratoire souterrain de l'Andra.

#### 1.4.4 Cintres coulissants

Lorsque les efforts qui transitent dans le soutènement sont trop importants – autrement dit à grande profondeur dans des terrains de faible tenue (cf. paragraphe 1.7.4) – on a recours à une technologie de cintres métalliques développée par l'industrie minière. Plutôt que de réaliser un cintre monolithique, ou éventuellement constitué d'un assemblage encastré et rigide de plusieurs morceaux de cintre, il est possible d'assembler entre eux plusieurs éléments qui coulissent les uns dans les autres. Par ce biais, lorsque les efforts de chargement dépassent un certain seuil – le seuil de coulissement – les morceaux glissent les uns sur les autres par frottement et évitent ainsi la plastification de l'ensemble. Pour augmenter l'efficacité de ce principe et faciliter le coulissement, ces cintres ont un profil spécial en forme de "v". On les appelle *cintres TH* du nom du premier fabricant qui a commercialisé ces profilés (Toussaint-Heitzmann).

La figure 1.8 est un exemple d'utilisation de cintres TH, associés à un boulonnage radial et à du béton projeté. Les éléments TH sont assemblés par des éclisses de serrage. Le couple de serrage de ces éléments donne la valeur de l'effort normal maximum que le cintre pourra supporter avant de coulisser. Le comportement en compression peut donc s'assimiler à de l'élasto-plasticité. Ce seuil atteint, le glissement se produit par "à coups" successifs. Les mineurs disent alors que *le cintre chante*.

#### 1.4.5 Soutènement au front de taille

La maîtrise des convergences en parements par les différents soutènements présentés peut suffire à assurer la stabilité du front de taille et la sécurité des ouvriers mineurs y travaillant. Une simple couche de béton projeté suffit habituellement à maintenir les blocs qui pourraient se décrocher accidentellement du front.

Dans les mauvais terrains cependant, une extrusion trop importante peut entraîner un effondrement localisé ou, plus grave, un *fontis*. Il convient dans ce cas de prévoir, selon l'état du terrain :

- un **soutènement du front de taille** (Fig. 1.6.b), le plus souvent assuré par un boulonnage longitudinal. Ces boulons sont en fibre de verre car ils résistent très bien en traction et peu en cisaillement (excavation possible) ;
- un **présoutènement** consistant à limiter le *déconfinement*<sup>11</sup> en avant du front de taille. La *voûte-parapluie* fait partie de cette catégorie. Elle est constituée d'une série de tubes métalliques ( $\varnothing$  30 à 90 mm) placés en auréole tout autour du front de taille et reposants sur les derniers cintres. On excave ainsi sous une voûte protectrice assurant un report des charges sur les cintres que l'on place à mesure de l'avancement de l'excavation. On peut également rencontrer la technique de la pré-voûte, où une coque de béton est projetée dans une saignée en avant du front sur tout le profil du tunnel (découpage puis bétonnage).

Le soutènement du front est à la base de la théorie de Lunardi, un ingénieur italien qui a développé une méthode de creusement et de soutènement autour de la stabilisation des extrusions. Pour plus de renseignements, le lecteur pourra consulter la référence [26].

## 1.5 Les différents types de revêtement

---

### 1.5.1 Revêtement en béton coffré sans radier

Dans tous les tunnels creusés de façon traditionnelle, un deuxième chantier suit généralement celui de l'excavation et de la pose du soutènement : c'est la réalisation du revêtement. Il s'agit d'un atelier de coffrage type "grimant" à l'horizontale, sur roues et pliable pour le faire avancer, qui est élaboré spécialement pour le tunnel en construction. On réalise le bétonnage par plots successifs, chaque "levée" de bétonnage pouvant atteindre une dizaine de mètres. Cette longueur est pilotée par des choix économiques et par la fissuration due au retrait. Le revêtement ne travaille pratiquement pas en tension, essentiellement en flexion composée. On tolère une petite partie fissurée sur l'épaisseur totale : il ne nécessite donc pas d'armatures, en général [5]. Certains endroits doivent tout de même résister en traction (aux angles saillants ou en clef de voûte pour les sections en ellipse par ex.) ; il est alors tout à fait possible d'y loger une plaque de treillis soudé. L'épaisseur d'un revêtement de tunnel est de l'ordre d'une trentaine de centimètres minimum. Il est largement surdimensionné au vu des faibles sollicitations qu'il devra subir à terme, mais pas au moment du décoffrage. La tenue au feu est également un critère très important pour sa conception.

A titre d'information, la maçonnerie naguère très utilisée comme revêtement, ne l'est plus du tout pour des raisons évidentes de coût.

### 1.5.2 Revêtement en béton coffré avec radier contre-voûté

Le revêtement précédent est celui que l'on rencontre dans la majeure partie des cas : la partie inférieure — le radier — n'est pas coffrée et la structure de chaussée est réalisée à même le terrain. Les sollicitations du revêtement sont alors relativement faibles.

Dans certaines circonstances cependant, les effets à long terme sont tellement importants (gonflement ou fluage) qu'il faut fermer le revêtement en réalisant un *radier contre-voûté*. Ce radier, souvent très ferrailé, agit véritablement comme une voûte de tunnel : il clave le profil et permet de "circulariser" la section pour bénéficier au maximum de l'*effet de voûte* (cf. 3.3.2).

### 1.5.3 Voussoirs préfabriqués

Il existe une technique permettant de réaliser des tunnels au tunnelier avec un procédé de revêtement similaire au béton coffré. Il s'agit de l'*extrusion*. La difficile expérience de la traversée sous-fluviale de la

---

<sup>11</sup>Voir le sens de ce terme dans la partie 3.3.7.

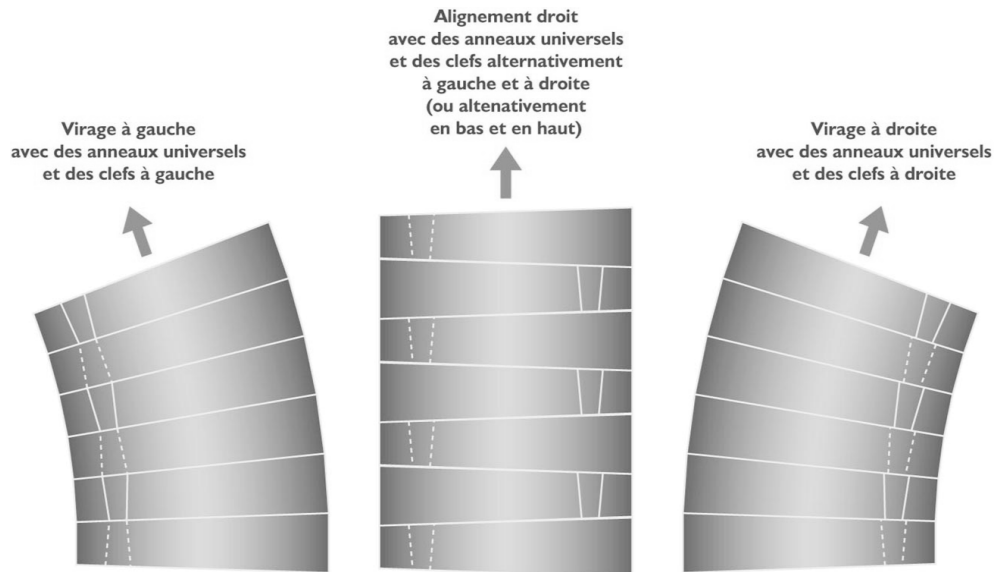


FIG. 1.9 – Principe des anneaux universels.

ligne D du métro lyonnais<sup>12</sup> a permis de révéler les difficultés d'un tel procédé. Il faut bien avouer que la technique du *vousoir* est indissociable de l'excavation au tunnelier, tant elle a d'avantages : section parfaitement circulaire, efficacité immédiate, appui possible du tunnelier pour sa propulsion, maîtrise de la qualité, pose simple et rapide facilement automatisable.

Un *vousoir* est une écaille de béton armé (anciennement de fonte) qui arrive sur le chantier déjà fabriquée et prête à poser. Par un assemblage précis, plusieurs *vousoirs* forment un *anneau*. Ce sont ces anneaux qui, mis bout à bout, constituent le revêtement du tunnel. Sous le bouclier du tunnelier, on vient assembler les *vousoirs* selon un *plan de calepinage* conçu à l'avance. Le dernier *vousoir*, qui permet de claveter définitivement l'anneau, est appelé *vousoir de clef*. Pour pouvoir suivre le tracé théorique du tunnel, en long et en plan, on a mis au point le principe des anneaux universels (Fig. 1.9). La largeur longitudinale de l'anneau n'est pas constante, ce qui permet de tourner à gauche, à droite, monter ou descendre selon l'agencement avec l'anneau précédent.

L'étanchéité est assurée par des joints posés sur chaque élément. Ils sont mis en compression par le chargement dû au massif environnant et la poussée du tunnelier. Entre le terrain et l'anneau de *vousoir*, un vide annulaire est laissé par le bouclier lors de son avancement. Pour le combler on vient injecter du mortier ou des graviers. Cette opération porte le nom d'*injection de bourrage*.

#### 1.5.4 Cas particuliers

Dans certains cas, le soutènement peut faire office de revêtement. C'est le cas des tunnels au rocher. Les venues d'eau éventuelles sont collectées par des captages locaux ou, le cas échéant, par la mise en place d'une coque rapportée en tôles (tôles parapluies). Très courant dans les pays nordiques, où le béton projeté apparent donne un aspect "caverne", ce choix l'est bien moins en France où pour des raisons de sécurité incendie, de pérennité et d'esthétique on préfère un revêtement coffré.

### 1.6 Le creusement au tunnelier

<sup>12</sup>En 1985-86, ce tunnel fut ennoyé par le Rhône à la suite d'une rupture du soutènement dans une zone de faiblesse. En plus des divers problèmes techniques posés par l'extrusion du béton à la sortie du tunnelier (bouchage des conduits par ex.), cela en dit long sur la qualité de réalisation du chemisage.

Apparus à la fin du XIX<sup>e</sup> siècle, les tunneliers ou TBM (*Tunnel Boring Machines*) regroupent sous le même terme l'ensemble des machines permettant une excavation mécanique à **pleine section**<sup>13</sup>. La puissance, l'avancement journalier, l'aisance et la précision du pilotage, ainsi que l'adaptation à tous les types de terrains rencontrés sont autant d'atouts qui font l'objet d'améliorations continues depuis les premiers modèles archaïques. Chaque machine est un prototype, conçu pour un ouvrage précis, mais qui peut être réutilisé sur un autre chantier pour peu que la géométrie et la géologie conviennent. Le tunnelier du métro de Lille a par exemple été réutilisé à Rennes. Son coût de fabrication et de fonctionnement élevé le rend compétitif pour les gros projets ou les longues galeries dans des horizons géologiques assez homogènes.

### 1.6.1 Les organes d'un tunnelier

Un tunnelier présente très souvent trois parties distinctes. En prenant l'exemple du tunnelier à pression de terre de la Fig 1.10 :

- Tout d'abord la *roue de coupe* ou *tête d'abattage* **1**<sup>14</sup>, organe muni de dents et/ou de molettes **2**, qui par le double effet d'une rotation (moteurs hydrauliques ou électriques **6**) et d'une translation (vérins **5** s'appuyant sur les voussoirs ou les parois du tunnel) creuse le terrain **3**. Une *vis d'Archimède* **4** permet d'extraire et de contrôler le flux de marins ;
- Ensuite le *bouclier* **11**, anneau métallique protégeant la machine et les hommes pendant la pose du revêtement définitif **9**. On classe ainsi le bouclier dans la catégorie des soutènements. Le revêtement composé de voussoirs est mis en place à l'aide d'un *érecteur* **10**. La partie finale peut être articulée et se terminer par une *jupe* **12**. Les *brosses* **7** assurent l'étanchéité vis-à-vis de l'extérieur lorsqu'elles sont injectées de graisse ;
- Enfin le *train suiveur*, constitué de remorques successives (non représentées sur la Fig 1.10) où sont installés les différents ateliers nécessaires à l'avancement du chantier : approvisionnement en voussoirs, *injections de bourrage* **8** derrière les anneaux du revêtement lorsque celles-ci ne sont pas réalisées à partir de la jupe, pose de la ventilation, alimentation électrique, cabine de pilotage, système de marinage, etc... Le train roule directement sur les voussoirs, lorsqu'il y en a, ou sur des rails posés à même le rocher. On parle aussi de *back-up* pour désigner la chaîne logistique à l'arrière du bouclier.

### 1.6.2 Typologie et modes d'excavation

Aujourd'hui on peut utiliser les tunneliers dans tous les types de terrain [7]. Mais la façon d'attaquer la roche n'est pas la même suivant que l'on soit dans un granite sain ou un sable de Fontainebleau. Sans vouloir fixer des règles absolues, on peut répertorier la technologie de creusement avec le type de roche et les conditions hydrogéologiques :

- *Roches dures* : on utilisera un tunnelier équipé de molettes, qui écrasent et fissurent la roche. Le front sera *ouvert* et l'évacuation des déblais sera réalisée, après concassage, par un convoyeur à bande (tapis roulant). La Fig 1.12 illustre le fonctionnement d'un TBM roches dures, équipé de grippeurs **19**. Dans ce cas le soutènement **22** placé depuis le train suiveur est composé de boulons, de béton projeté ou de cintres ;
- *Roches tendres* : on utilisera un tunnelier équipé de molettes et de dents, ces dernières faisant office de couteaux cisailant la roche. Le front sera généralement *ouvert* mais peut être *fermé* et légèrement pressurisé à l'air comprimé si des venues d'eau apparaissent. Le marinage sera réalisé, après concassage, soit par une vis d'Archimède puis par berlines ou convoyeur à bande, soit directement par un convoyeur à bande ;

<sup>13</sup>Cette définition est légèrement plus restrictive que celle donnée dans le glossaire du GT4 de l'AFTES [6].

<sup>14</sup>La roue de coupe est un disque en rotation muni d'outils alors que le terme *tête d'abattage* englobe également la technologie des Tunneliers à Attaque Ponctuelle (TAP) dont l'outil d'excavation est une fraise.



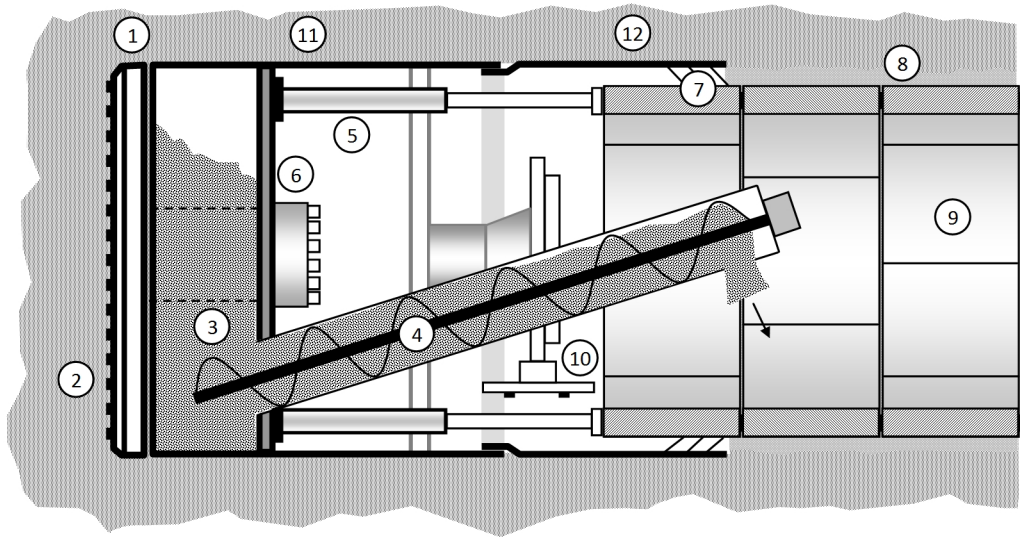


FIG. 1.10 – Coupe schématique d'un tunnelier à pression de terre.

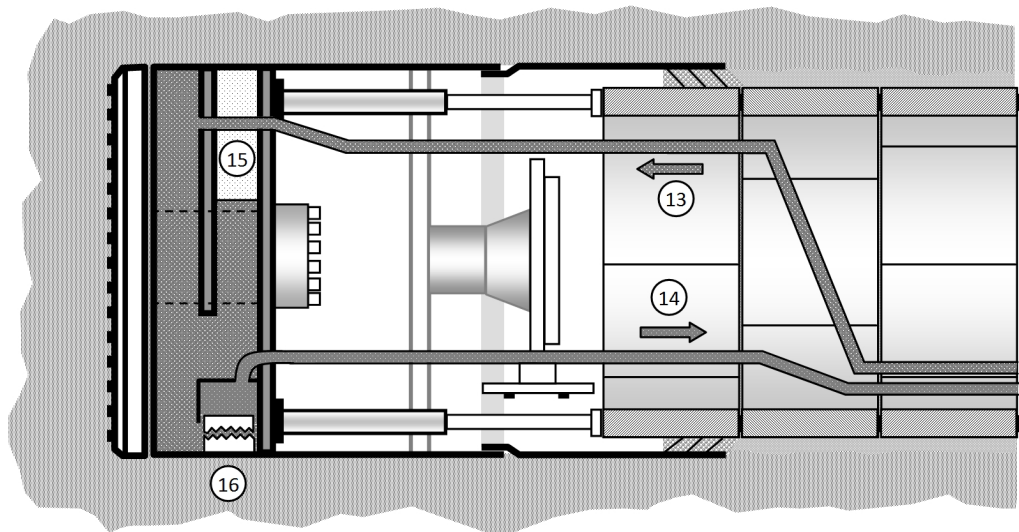


FIG. 1.11 – Coupe schématique d'un tunnelier à pression de boue.

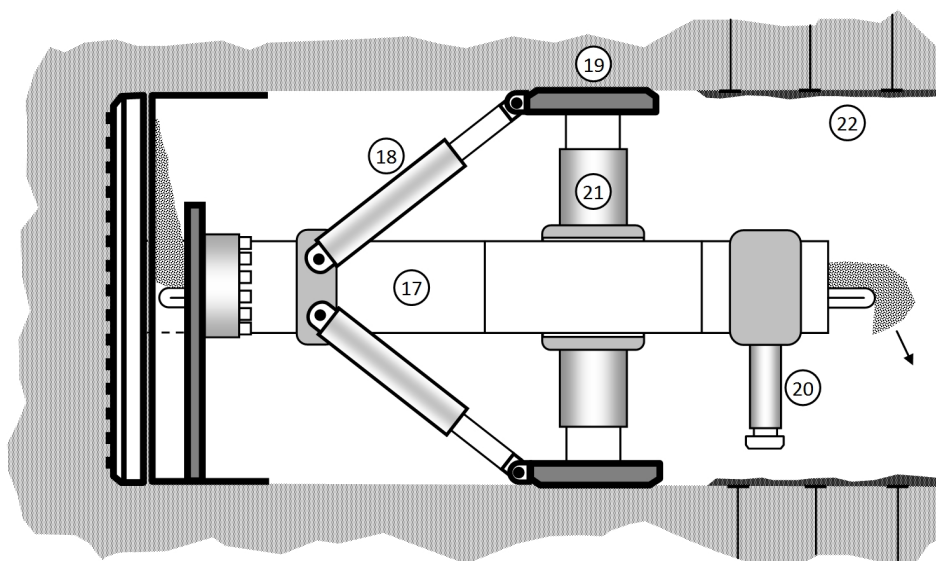


FIG. 1.12 – Coupe schématique d'un tunnelier à grappeurs.

- *Sols pulvérulents ou fins* : on utilisera un tunnelier équipé de dents, ces dernières faisant office de couteaux entraînant le sol. Le front sera *fermé* et dit à *pression de terre* si l'unique confinement est issue de la compression des déblais sur le front de taille par la machine (Fig 1.10). Si cette pression ne suffit pas à assurer la stabilité du terrain — dans le cas de sables aquifères par exemple — on devra utiliser des tunneliers à *pression de boue* qui creusent dans une chambre d'abattage remplie de bentonite (Fig 1.11). Cette dernière assure un confinement uniforme et génère un *cake* sur quelques centimètres en avant du front, assurant l'intégrité et la tenue du terrain. En cas d'intervention sur la roue ou les outils de coupe, il faudra vider la boue et travailler en hyperbare. L'évacuation des déblais dans le cas des tunneliers à bentonite sera réalisée, après concassage éventuel **16**, par pompage de la boue chargée **14**. Celle-ci sera ensuite filtrée et traitée pour être réacheminée au front **13**. On parle alors de *marinage hydraulique*.

Un tunnelier avance dans le terrain telle une chenille : le creusement est coordonné à la poussée sur les vérins. Ceux-ci s'appuyant sur le dernier anneau posé, il faut avancer suffisamment pour pouvoir rentrer leurs tiges et dégager l'espace nécessaire à l'assemblage des nouveaux voussoirs. Durant la pose des voussoirs, le creusement est bien entendu arrêté. Avec ce système, on peut atteindre des cadences journalières records : jusqu'à 40 mètres en 3 postes !

L'usage des TBM, en particulier ceux à pression de boue, est très intéressant pour les faibles hauteurs de couverture, car on maîtrise bien mieux les tassements (cf. parties 1.7.3 et 3.3.9). Ils sont par exemple indispensables et irremplaçables pour les traversées sous fluviales (sous le lit des fleuves et rivières). Les récents chantiers du tunnel du Lötschberg et du Gothard ont montré qu'il était également possible de les utiliser sous très forte couverture, moyennant quelques adaptations spécifiques.

Le pilotage d'un tunnelier est affaire de spécialiste. Bien qu'assistés par ordinateur, les pilotes doivent doser la poussée de chaque vérin pour contrôler la trajectoire mais également assurer le bon fonctionnement du creusement. En effet, dans le cas des fronts fermés, si la roue de coupe tourne trop vite par rapport à la translation de la machine, alors le terrain risque d'être avalé en trop grande quantité. A faible profondeur dans des sols pulvérulents cela peut avoir de lourdes conséquences : création de *fontis*, de cheminées et tassements importants en surface.

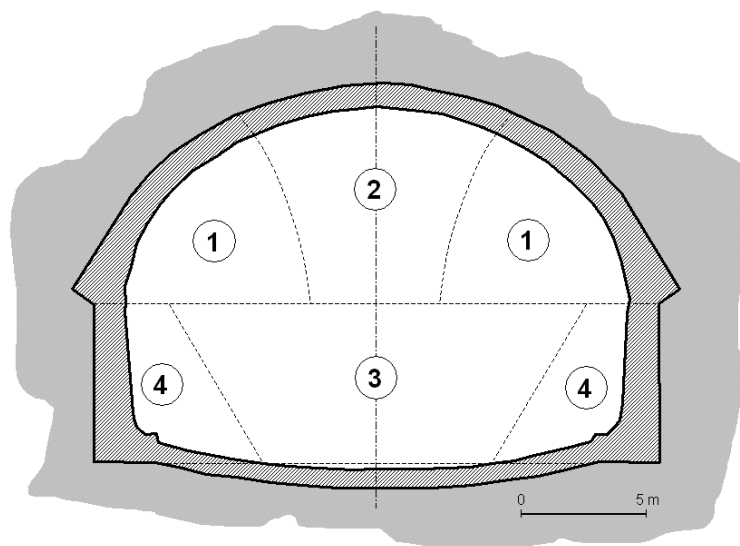


FIG. 1.13 – Sections divisées (excavées par ordre de 1 à 4) pour la construction d'une base militaire souterraine française.

## 1.7 Ouvrages particuliers

### 1.7.1 Les puits et descenderies

Un puits — qui n'est rien d'autre qu'un tunnel vertical — se réalise de la même façon, les machines et les ouvriers travaillant simplement sur un front de taille situé à leurs pieds. Le marinage et le pompage des eaux posent tout de même plus de soucis, puisqu'il faut évacuer les déblais à la verticale par des bennes suspendues à une grue. La sécurité dans un puits doit être irréprochable car les risques sont élevés : chute de déblais sur les mineurs lors du marinage, chute du personnel lors des mouvements entre jour et fond, effondrements ou débouffrages aggravés par une évacuation d'urgence plus difficile, etc.

Les descenderies (ou plans inclinés) sont des ouvrages intermédiaires entre le tunnel et le puits. Ils sont le plus souvent creusés pour donner accès à un ouvrage principal, type tunnel, parking souterrain ou centres de stockage.

### 1.7.2 Les grandes cavités

Par *grandes cavités* on entend les ouvrages dont les dimensions dépassent la vingtaine de mètres. Il s'agit des centrales hydrauliques souterraines, des laboratoires de recherche nucléaire, des bases militaires anti-atomiques, des réservoirs de stockage d'hydrocarbures et des ouvrages civils souterrains (gymnases, églises...). La construction de ces *cavernes* passe obligatoirement par une réflexion judicieuse du phasage d'excavation. On réalise de petites cavités, en s'assurant qu'elles sont correctement soutenues, et on les fait se rejoindre progressivement pour former la *caverne* (Fig. 1.13). C'est ce que l'on appelle le *creusement en sections divisées*. Cette progression peut se faire de haut en bas, de bas en haut ou de façon symétrique. Le soutènement et le revêtement sont adaptés aux dimensions de l'ouvrage. On utilisera plus facilement par exemple des câbles précontraints en lieu et place des boulons traditionnels. La surveillance des convergences est d'une importance capitale pour le suivi d'exécution car à ces échelles, il est très difficile de prédire les déplacements et les mécanismes de ruine envisageables.

### 1.7.3 Les ouvrages à faible profondeur

Un ouvrage souterrain à faible profondeur (moins de deux diamètres du niveau du sol<sup>15</sup>) peut-être réalisé de deux façons :

- En tunnel, soit au tunnelier ou par attaque ponctuelle. On évitera l'explosif, surtout en zone urbaine, car trop risqué à cette faible profondeur.
- En *tranchée couverte*. On réalise une tranchée à ciel ouvert dans laquelle on construit l'ouvrage. Celle-ci est ensuite remblayée.

Une fois réalisés on différencie facilement ces deux types d'ouvrage par leur forme. La tranchée couverte ressemble à une boîte rectangulaire, alors que le tunnel creusé en souterrain est arrondi. Les ouvrages construits en tranchée sont privilégiés dès lors qu'ils sont réalisables (en zone découverte, sous une rue, etc...). Ils sont en effet plus économiques et moins aléatoires. Les tunnels peu profonds, souvent creusés dans des formations meubles et/ou aquifères, sont la "chasse-gardée" des tunneliers qui ont le gros avantage de pouvoir mieux maîtriser les tassements. C'est en effet primordial lors de la traversée des zones urbaines où le moindre tassement différentiel peut entraîner des désordres dans les bâtiments sus-jacents. On notera cependant que la majeure partie du réseau RATP a été creusée en méthode traditionnelle, bien avant la généralisation des tunneliers ; dans ce cas, la stabilité du front de taille est prépondérante. Nous verrons dans la partie 3.3.6 que le soutènement des tunnels à faible profondeur n'est pas forcément plus léger qu'à grande profondeur<sup>16</sup>.

#### 1.7.4 Les ouvrages à grande profondeur

Les tunnels alpins ont apporté de nombreuses informations sur la construction à très grande profondeur (hauteur de couverture supérieure à 1000 m). Les roches qui, à la surface, semblent très résistantes ( $R_c > 150\text{MPa}$ ) peuvent avoir un comportement complètement différent lors de leur traversée (roches poussantes ou *squeezing rocks* pour les Anglais). Un autre phénomène, autrement plus violent, est le *rockburst*. Il s'agit d'une explosion soudaine de la roche en paroi, comprimée bien au delà de sa résistance par le poids des terrains sus-jacents. Ces projections sont extrêmement dangereuses pour les ouvriers. Si le rocher ne cède pas brutalement, il s'écaille par plaques (Fig. 1.14). La schistosité et autres discontinuités de la roche sont des zones de rupture privilégiées à isoler et à renforcer le plus rapidement possible.

Les convergences enregistrées sont centimétriques, voire décimétriques (alors qu'elles sont usuellement de quelques millimètres) et les soutènements doivent donc être "souples". A cette profondeur, il est illusoire de vouloir retenir ces poussées par des cintres métalliques rigides. Pour *accompagner* les déformations, la pose de boulons à ancrage ponctuel très rapprochés et à forte ductilité s'est avérée efficace dans certaines situations<sup>17</sup>. L'emploi de cintres coulissants, accompagnant le déconfinement, est souvent une solution avantageuse. Cependant, il n'existe pas de "recette miracle" pour y creuser en toute sécurité. Il faut simplement surveiller très régulièrement les convergences, et prévoir que la roche continuera à bouger bien après le passage du front de taille (effets différés).

*Tunneliers à grande profondeur : texte à rédiger.*

#### 1.7.5 Les zones aquifères

La traversée des zones aquifères — autrement dit des zones situées dans une nappe phréatique ou qui font l'objet d'une circulation d'eau (lits d'une rivière, failles, etc...) — a toujours posé d'énormes problèmes. On ne peut pas dire que ce problème soit entièrement résolu à l'heure actuelle. La difficulté est d'autant plus grande que les terrains sont presque toujours de nature bouillante, avec très peu de cohésion. Le pire accident que l'on puisse redouter est le *débouillage*, lorsque les terrains liquéfiés sous de forts

<sup>15</sup>C'est le cas par exemple des galeries de métro et des collecteurs d'égouts.

<sup>16</sup>Le dernier tunnel de Toulon, mis en service en 2002, a été réalisé en méthode conventionnelle, à faible profondeur dans un matériau hétérogène. Il a nécessité l'emploi de soutènements très lourds et très coûteux.

<sup>17</sup>Dans le cas du tunnel du Fréjus par exemple (1975-1978), où on a pu observer des convergences dépassant 45 cm, la qualité d'acier des boulons n'a cessé d'évoluer avec l'avancement du chantier.



FIG. 1.14 – Ecaillage des parois du tunnel du Mont-Blanc lors de sa construction. Remarquer la forte densité de boulonnage.

gradients hydrauliques, et libérés par le creusement du tunnel, envahissent la galerie<sup>18</sup>. Dans n'importe quelle situation, quoi qu'il arrive, il faut éviter ou tout au moins maîtriser les infiltrations d'eau par des reconnaissances adaptées – sondages à l'avancement par exemple.

Lorsqu'une zone aquifère est localisée, plusieurs solutions s'offrent alors à l'ingénieur en charge du chantier. Si le creusement se fait au tunnelier, l'excavation a lieu sous bouclier fermé. Une bonne étanchéité est à prévoir entre les voussoirs ainsi qu'entre voussoirs et bouclier. Dans les méthodes conventionnelles, selon le débit et le gradient hydraulique ainsi que la qualité du terrain traversé, on peut :

- Injecter le terrain pour en modifier les caractéristiques mécaniques, mais surtout pour le rendre étanche lors du passage du front de taille. On injecte habituellement du coulis de ciment tout autour du tunnel. Pour les techniques d'injection, on se reportera à [1]. Les colonnes de *jet-grouting* jointives, formées d'un mélange terrain-coulis par injection à très haute pression (400 bars), sont de plus en plus utilisées.
- Congeler le terrain en parois pour les mêmes raisons. Le glaçon de roche est étanche et résiste mieux. Deux techniques sont envisageables selon la configuration géotechnique et la durée du chantier : la congélation à l'azote liquide ou à la saumure. Dans tous les cas, la méthode consiste à faire circuler le fluide frigorigène dans un circuit de forages fermé. Le front de glace se propage jusqu'à former un ensemble homogène.
- Réaliser une barrière étanche depuis la surface et à l'intérieure de laquelle on viendra excaver. Cette protection est généralement assurée par des *parois moulées*. Cette technique est particulièrement adaptée à la construction des puits (Fig. 1.15) et des parkings.
- Utiliser les techniques hyperbares. En réalisant un caisson étanche dans l'ouvrage, on peut confiner le front de taille avec de l'air comprimé. L'équilibrage de la pression d'air et de la pression d'eau permet aux mineurs — que l'on appelle alors *tubistes* — de travailler au sec. Les contraintes sont les mêmes qu'en plongée : paliers de décompression, surveillance médicale, durée de travail réduite, etc.

Lorsque les venues d'eau sont faibles ou limitées dans le temps, on se contentera bien souvent d'assurer un drainage correct et une exhaure efficace.

<sup>18</sup>Un des déboussages les plus violents de l'histoire des tunnels est celui qui survint lors du creusement du premier tunnel du Lötschberg (Suisse, 1913). Une vallée glaciaire s'est vidée en quelques instants dans la galerie depuis le front de taille et sur plus de 1,5 km. 25 mineurs y ont trouvé la mort.





FIG. 1.15 – Creusement de parois moulées avant l'excavation du puits de la Place Berthet sur le chantier de l'A86 (Doc. Socatop 2001)

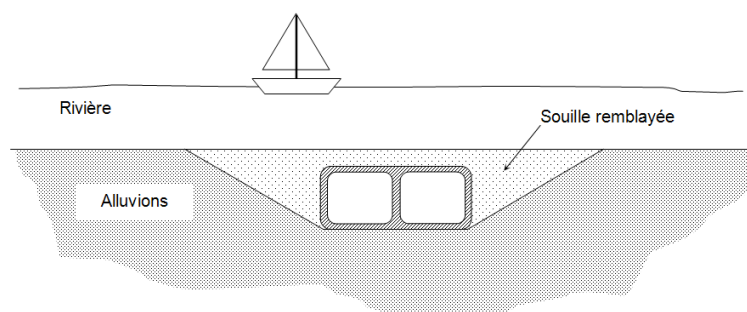


FIG. 1.16 – Schéma en coupe d'un tunnel immergé une fois terminé. La pose des caissons nécessite l'excavation d'une souille de largeur importante.

### Cas des tunnels immergés

Il existe un cas bien particulier d'ouvrages aquifères, que l'on peut plutôt désigner d'aquatiques. Ce sont les traversées de rivière ou de fleuve par tunnels immergés (Fig. 1.16). La procédure schématique de réalisation de ces ouvrages est la suivante :

1. Réalisation de caissons en béton précontraint, d'une longueur moyenne de 150 m dans une *darse*<sup>19</sup>.
2. Réalisation d'une *souille*<sup>20</sup> par dragage mécanique du fond de la rivière. Cette opération est longue et nécessite un entretien régulier car le courant a tendance à reboucher l'excavation.
3. Transport des caissons, un par un, par flottaison à la verticale de leur emplacement définitif.
4. Echouage des caissons par remplissage interne, un par un, pour les asseoir dans la souille.
5. Ancrage et clavage du dernier caisson au précédent, puis pompage pour évacuer l'eau.
6. Une fois les caissons entièrement clavés et l'étanchéité vérifiée, on rebouche la souille.

Les tunnels immergés sont délicats à mettre en oeuvre mais représentent souvent la seule solution souterraine envisageable pour franchir les faibles longueurs (de l'ordre d'1 km). La technique est très répandue aux Pays-Bas, où elle est encore régulièrement utilisée.

<sup>19</sup>Darse : excavation réalisée près d'un cours d'eau pour construire à sec un bateau ou un ouvrage de génie civil. La darse peut être inondée pour le lancement de l'ouvrage.

<sup>20</sup>Souille : tranchée creusée à même le lit de la rivière pour accueillir le futur ouvrage.

## 1.8 Gestion du patrimoine et mise en sécurité

Tous les Ouvrages d'Art français font l'objet d'une surveillance et d'un entretien réguliers. Pour le **réseau routier national**, cela est réglementé par l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) du 19 octobre 1979, révisée le 1er janvier 1996. La réglementation pour les tunnels est précisée dans le fascicule 40.

### 1.8.1 Le rôle des inspections

En France, tous les ouvrages d'art sont soumis à des actions de surveillance. Pour les tunnels, les principales dispositions concernant la surveillance du génie civil sont les suivantes :

- **La surveillance continue** prend une importance particulière : elle est formalisée par un relevé permanent d'événements, tenu en subdivision de la DIR ou du Département (exemple Fig. 1.17).
- **Le contrôle annuel** est constitué d'un bilan annuel des événements, complété par un examen sommaire des têtes et des parties non circulées, réalisé par des agents de la subdivision ou du Département.
- **L'inspection détaillée périodique (IDP)** porte uniquement sur le génie civil des ouvrages et consiste à observer la nature des revêtements et les défauts qui les affectent (fissures, écaillages, déformations, zones sonnantes le creux, venues d'eau).

Le tout est dessiné sur des plans représentant la développée de la voûte. Ces relevés d'intrados sont exploités informatiquement afin de réaliser des analyses sur la répartition et l'évolution des dégradations d'une visite à l'autre.

Les observations visuelles sont complétées au besoin par des auscultations métrologiques (nivellement, convergences, fissurométrie) ou l'endoscopie des forages.

L'IDP reste la base de la surveillance. C'est un constat exhaustif sur un tunnel à un moment donné, une sorte de bilan de santé. Dans le rapport et sur les relevés d'intrados sont précisés s'il y a lieu les points à observer lors des examens annuels. La périodicité normale est de 6 ans.

- **L'évaluation IQOA** est une cotation détaillée de l'ouvrage qui permet de définir rapidement l'état du tunnel selon des classes. C'est un outil essentiel pour répartir les budgets de réparation selon les priorités. Pour les tunnels, cette évaluation est effectuée uniquement lors des IDP. On distingue 5 classes :
  - Classe 1 : Bon état ;
  - Classe 2 : Nécessite un entretien spécialisé ;
  - Classe 2 E : Evolution à surveiller ;
  - Classe 3 : Structure affectée de désordres importants ;
  - Classe 3 U : Intervention urgente (insécurité, ou évolution rapide).
 Une notation S peut s'ajouter à toutes les classes, si la sécurité est menacée.

Ces modalités particulières comparées aux autres ouvrages d'art résultent de la spécificité des tunnels, à plusieurs titres :

- difficultés d'intervention (nécessité de moyens d'accès en tout point de la voûte, éclairage puissant, interruption du trafic, etc.) ;
- implication du terrain encaissant : même s'il n'est pas visible, il exerce une influence liée à sa nature et à son évolution, qu'il faut avoir à l'esprit à travers les manifestations visibles à l'intrados (face intérieure du revêtement).

### 1.8.2 L'entretien, la réparation et la mise en sécurité des ouvrages

Dans la plupart des cas, les travaux de réparation sur un ouvrage doivent être précédés d'une inspection détaillée, qui permet de déceler une ou plusieurs pathologies affectant la structure du tunnel. Le projet de

réparation prendra en compte les évolutions de l'ouvrage au fil des années grâce aux rapports d'inspection périodiques.

### **Entretien courant**

L'entretien courant est une action demandant peu de moyens et peu de technicité. Il doit être réalisé de façon régulière en liaison étroite avec la surveillance du réseau routier. Il est à la charge du service responsable de la gestion de l'ouvrage (Département, Etat, ville, société d'autoroute, etc.).

Les principaux travaux d'entretien courant sont :

- le nettoyage des dispositifs d'écoulement des eaux (barbacanes, fossés, caniveaux, drains, etc...);
- le nettoyage de la chaussée, l'enlèvement des dépôts qui se créent sur les rives de la chaussée;
- le nettoyage des trottoirs et dalles;
- le lavage des piédroits dans le cas où le revêtement a été prévu à cet effet ainsi que le cas échéant le remplacement des parties détériorées de celui-ci;
- l'entretien des têtes (élimination de toutes végétations, blocs éboulés...);
- le maintien en état des accès de visite.

### **Réparation, mise en sécurité et amélioration**

Toute opération consistant à remettre partiellement ou totalement un tunnel dans son état de service constitue une réparation.

Le terme de mise en sécurité s'applique aux travaux dont l'objectif est principalement d'adapter l'ouvrage aux exigences nouvelles de sécurité<sup>21</sup>.

Enfin les améliorations sont des opérations souvent très lourdes qui visent à améliorer le niveau de service et de sécurité d'un tunnel à travers la modification de certaines caractéristiques (élargissement, augmentation de gabarit, création d'une étanchéité générale, creusement d'un deuxième tube, etc.), et qui peuvent requérir l'établissement d'un dossier de sécurité à présenter devant le comité national d'évaluation de la sécurité des ouvrages routiers (CNESOR).

Il est à noter qu'à l'occasion de l'étude de réparation, l'opportunité de réaliser une amélioration est pratiquement toujours envisagée. Dans tous les cas, l'étude et les travaux de réparation d'un tunnel s'effectuent en différentes étapes successives dont l'ordre chronologique est important. La démarche qui suit est valable quel que soit le maître d'ouvrage. Elle comprend :

1. le diagnostic;
2. la définition du programme des exigences et les études préliminaires;
3. le projet de réparation;
4. les travaux;
5. la remise en service de l'ouvrage.

Voici quelques exemples de réparations selon la nature du revêtement :

- *Tunnels non revêtus* : purges, boulonnage, béton projeté;
- *Revêtements en maçonnerie* : rejointoiement, remplacement localisé de matériaux, chemisage, injections d'intrados;
- *Revêtements en béton* : injections internes, injections d'extrados.

En conclusion, la surveillance systématique des ouvrages apparaît comme une démarche sécuritaire et rentable dans la mesure où elle permet d'effectuer en temps voulu les opérations d'entretien et de remise en état nécessaires.

---

<sup>21</sup>Pour les ouvrages routiers, la circulaire interministérielle 2000-63 et ses annexes fixent les nouvelles règles pour définir si un tunnel est en sécurité ou ne l'est pas (nombre d'issues de secours, dimension des passages, éclairage, ventilation, protection au feu, télécommunications, etc.). Cette circulaire fut rédigée après l'incendie du tunnel du Mont-Blanc en 1999 qui causa la mort de 39 personnes et révéla de graves lacunes dans la sécurité des ouvrages routiers souterrains.





FIG. 1.17 – Stalactites de glace dans le tunnel des Monts en 2002, montrant la présence de défauts dans l'étanchéité du tunnel (Doc. Cetu). Ce tunnel a fait l'objet d'une rénovation lourde en 2005.

Des améliorations ont été apportées au cours des dernières années dans les méthodes de surveillance, d'auscultation et de réparation, en tirant profit des évolutions dans les domaines de l'informatique, du traitement des signaux ou des nouvelles technologies. Dans le domaine des réparations, de nouvelles techniques, telles que les coques en béton projeté armé indépendantes, sont utilisées. Ces avancées technologiques pour les tunnels en service sont nécessaires dans la mesure où le patrimoine de ces ouvrages est en constante progression et qu'il importe de le maintenir en état.

# Chapitre 2

## Notions de mécanique des roches

---

### 2.1 Présentation de la mécanique des roches

---

#### 2.1.1 Méca roches et méca sols

Les praticiens de la mécanique générale vous diront avec une certitude et un certain dédain que travailler sur les roches, les sols, les métaux, les polymères et les bétons, c'est bonnet-blanc et blanc-bonnet. Cet argument maintes fois entendu montre une réelle méconnaissance des géomatériaux. Il convient tout d'abord de bien différencier ce que nous appellerons par la suite roches et sols. Voici une définition d'origine mécanique<sup>1</sup> :

- *Roches* : Géomatériaux possédant une cohésion ( $C \neq 0$ ) et une résistance à la compression simple supérieure à 10 MPa.
- *Sols* : Géomatériaux pulvérulents ou cohésifs mais ne présentant pas ou pratiquement pas de résistance à la compression simple. La cohésion disparaît par dissolution.

La règle plus générale veut que l'on désigne par roches les terrains profonds et par sols les terrains de surface<sup>2</sup>. Certaines roches, telles les marnes à faible % de  $\text{CaCO}_3$  ou les granites très fracturés et altérés, sont inclassables. Leur comportement, au coeur de la recherche, n'est ni celui d'un sol ni celui d'une roche classique. Tout est affaire de compromis !

Nous verrons dans la suite que la rhéologie d'une roche est fortement liée à son degré de fracturation, ce qui n'est pas le cas d'un sol.

#### 2.1.2 Naissance et applications de la méca roches

##### *Une science cinquantenaire*

Les premiers à avoir étudié et pratiqué la mécanique des roches, de façon empirique certes, mais efficace, furent les ingénieurs des mines confrontés à la stabilité des épontes<sup>3</sup> rocheuses de leur exploitation. Les premiers traités d'exploitation des mines — De Re Metallica (1566) ou l'Encyclopédie (1751) — ne mentionnent guères les techniques d'excavation et de stabilité des terrains. Les cours des mines publiés par la suite (H. De La Goupillère par exemple en 1911) ne furent guères plus précis dans la conception des soutènements. Une idée générale conduit à considérer que "construire sur le roc" est un gage de sécurité. Le développement de grandes infrastructures en altitude (stations de ski, passage de cols) et la construction des barrages hydro-électriques de montagne ont nuancé cette considération. La chute de blocs, les glissements de talus rocheux et l'importance de l'eau dans les fractures (catastrophe du barrage de Malpasset en 1959) ont poussé les ingénieurs à étudier plus en détail le comportement du *massif rocheux* dans sa globalité.

Le Comité International des Grands Barrages, créé en 1927, fut le premier à réfléchir sur le problème, et son congrès de 1964 marque le début de ce que l'on appelle la mécanique des roches<sup>4</sup>. Les français ont

---

<sup>1</sup>Il en existe d'autres, géologiques par ex.

<sup>2</sup>Terrains issus de l'érosion des roches.

<sup>3</sup>Épontes : dans les mines, terme désignant les roches entourant une couche géologique considérée.

<sup>4</sup>L'International Society of Rock Mechanics (ISRM) fut créée en 1962 mais son premier congrès international remonte à 1966. Le terme *mécanique des roches* est dû à Talobre, ingénieur chez EDF, en 1956.

toujours été parti prenante des recherches et discussions, en témoigne l'actuel Comité Français de Mécanique des Roches fondé en 1967. La discipline est donc récente et laisse encore présager des découvertes majeures ces prochaines années.

### Applications

- La mécanique des roches trouve ses applications dans divers domaines de l'ingénierie et de la recherche :
- **Géologie** : déformations tectoniques entraînant plissements, diaclases et failles ;
  - **Physique du globe** : comportement sous haute pression et température, séismes ;
  - **Mine** : stabilité des excavations, des tailles, galeries et puits ;
  - **Pétrole** : extraction des fluides en milieu poreux, stabilité des forages profonds ;
  - **Stockages souterrains** : stabilité, transport des polluants, perméabilité, couplages thermo-mécaniques ;
  - **Géothermie** : échange de chaleur entre fluides et massif rocheux fracturé, durée de vie d'un pompage ;
  - **Génie Civil** : fondations des grands ouvrages (barrages, centrales électriques, viaducs), terrassements routiers, stabilité des talus et versants, travaux souterrains, concassage et travaux de carrière, utilisation comme matériau (enrochements, pierre de construction, granulats).

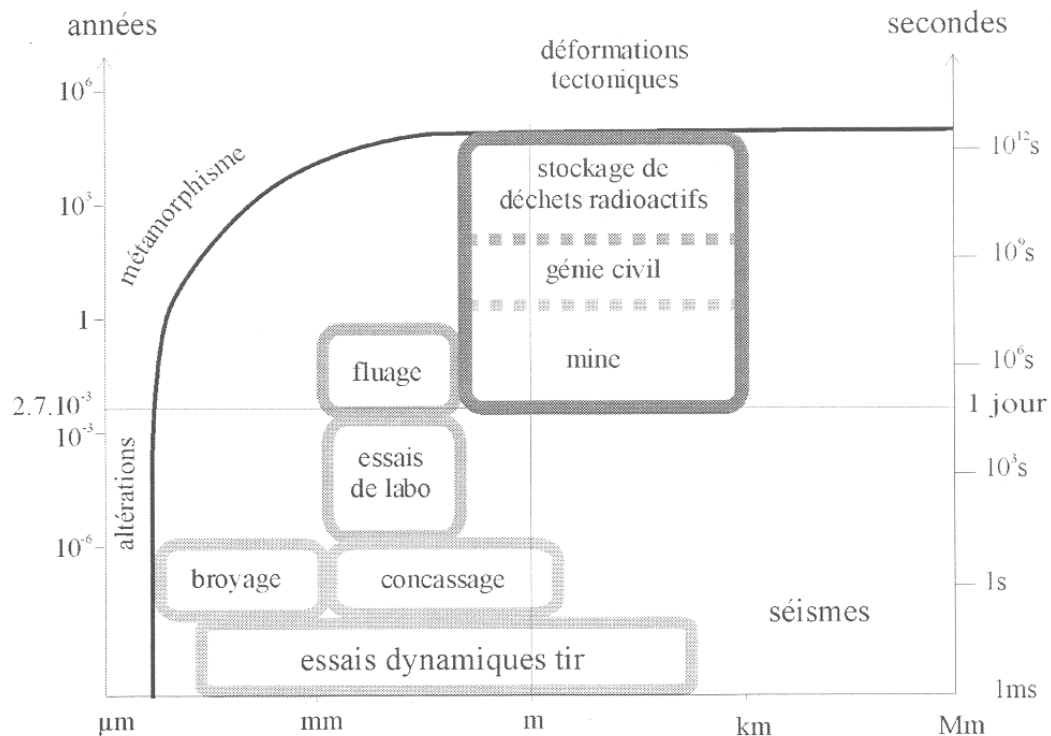


FIG. 2.1 – Quelques domaines d'application de la mécanique des roches, sur un diagramme bilogarithmique longueur-temps. Tab. issu de [17].

### 2.1.3 Couplage géologie / mécanique des roches

Pour la mécanique des sols, connaître l'histoire de la formation du terrain que l'on étudie n'est pas toujours indispensable. Les formations de surface considérées comme "sols" sont presque exclusivement du quaternaire<sup>5</sup> et sont issues de l'altération des roches. A contrario, le mécanicien des roches doit être

<sup>5</sup>Les temps géologiques sont divisés en 4 grandes ères allant du Primaire (Paléozoïque, de -540 Ma à -250 Ma) au Quaternaire, la nôtre (depuis 1,75 Ma).

également géologue, ou tout au moins avoir des bonnes bases en géologie. L'étude des discontinuités (localisation, propriétés mécaniques des joints, hydrologie) et la détermination des contraintes in situ sont deux exemples parmi tant d'autres illustrant la complémentarité des deux disciplines. Ce cours n'étant pas seulement destiné à des géologues, des notes de bas de page expliqueront, lorsque nécessaire, les termes issus de la littérature géologique. Les exercices à la fin de ce chapitre proposent également quelques applications concrètes de la géologie.

## 2.2 Discontinuités du massif rocheux

### 2.2.1 Typologie

Tout massif rocheux, quel que soit son histoire et sa localisation, possède des discontinuités. Celles-ci peuvent être prononcées, invisibles, cimentées ou bien ouvertes, mais elles existent. 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 :

- **Les diaclases** : ce sont des fractures de la roche, issues d'une rupture par compression, traction ou cisaillement liée aux mouvements tectoniques<sup>6</sup>. Les deux parties de la roche qui se sont constituées n'ont cependant pas bougé ;
- **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. Leur longueur varie d'une dizaine de centimètres à plusieurs centaines de kilomètres ;
- **Les joints sédimentaires** : dans les roches sédimentaires<sup>7</sup>, ce sont les joints séparant deux couches d'époques et de conditions de dépôt différentes. Chaque couche – ou strate – constitue une "dalle" susceptible de se séparer de ses voisines ;
- **La schistosité** : dans les roches métamorphiques<sup>8</sup>, la forte compression a perturbé et transformé l'organisation des minéraux internes. Ceux-ci se sont alignés selon une direction orthogonale à la compression et ont entraîné la formation de plans de rupture préférentiels. L'ardoise, qui est fendue selon cette schistosité, en est une bonne illustration.

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.

### 2.2.2 Description et représentation

#### Description géométrique

Une discontinuité est, au moins localement, plane. On définit complètement ce plan par deux angles : la *direction* (azimut  $\alpha$  de l'horizontale du plan) et le *pendage* (angle  $\beta$  entre l'horizontale et la droite de plus grande pente, en précisant le sens par rapport à la direction de l'horizontale). La figure 2.2.a illustre la notation.

En mécanique des roches, on préfère utiliser la notation de l'AFTES et de l'ISRM basée sur les coordonnées du vecteur-pendage  $\vec{p}$  tel qu'il est représenté sur la figure 2.2.a :

- *Azimut* : angle de la projection horizontale du vecteur  $\vec{p}$  avec le Nord en tournant vers l'Est. Il vaut  $\alpha + 90^\circ$  ;

<sup>6</sup>Tectonique : discipline qui traite de la structure de l'écorce terrestre, de ses dislocations et plissements.

<sup>7</sup>Roches qui sont l'aboutissement de phénomènes physiques (transport et accumulation), chimiques (précipitation) ou biologiques (construction). Ce sont les calcaires, les gypses, les grès, les conglomérats, le charbon...

<sup>8</sup>Roches issues de la transformation d'autres roches sous forte compression et/ou forte température. Ce sont les schistes, les gneiss, les marbres...

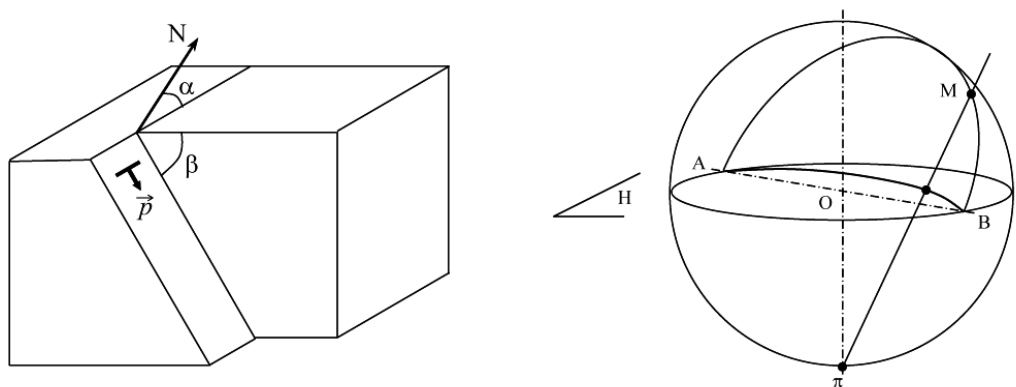


FIG. 2.2 – Représentation géométrique d'une discontinuité.

– *Pendage* : angle  $\beta$  que fait  $\vec{p}$  avec le plan horizontal.

Un plan répertorié **210/60** selon l'AFTES signifie donc : sa direction est de  $120^\circ$  par rapport au Nord en tournant vers l'Est (210-90) et le pendage est de  $60^\circ$  vers l'ouest. Le même plan sera répertorié **N120E - 60W** pour la notation géologique traditionnelle.

Bien qu'apparemment désordonnées dans le détail, les discontinuités d'un massif constituent le plus souvent un ensemble structuré, et leurs orientations observées en un site donné se répartissent en un petit nombre de familles (2 à 5 en général). Pour isoler ces familles, il faut pouvoir représenter chaque discontinuité sur un même graphique. L'outil le plus utilisé est la *projection stéréographique*. Sur la figure 2.2.b, le plan considéré passe par le centre O de la sphère. Soit M un point de l'intersection entre ce plan et l'hémisphère supérieur et  $\pi$  le pôle de notre système. Pour M variant de A à B, la trace que laisse la droite ( $\pi M$ ) dans le plan H équatorial est la projection. En pratique, on oriente le plan H suivant l'horizontale du lieu et on y place le Nord. Chaque plan de discontinuité est virtuellement déplacé pour qu'il passe par O puis on trace la projection. Le dessin réalisé avec tous ces arcs de cercle deviendrait vite illisible. Plutôt que de représenter la trace du plan, on préfère utiliser la trace du vecteur normal au plan, passant par O, que l'on nomme *pôle du plan*. La projection stéréographique de ce vecteur donne un seul point. Celle de tous les plans de discontinuité d'un massif engendrent un nuage de points. Il est ensuite possible de localiser des zones plus concentrées et donc des familles.

Cette projection possède toutefois des défauts, elle dilate ou comprime les angles selon l'orientation. Par exemple, il sera très difficile de séparer deux familles proches de la verticale (Fig 2.3), alors que pour des discontinuités presque horizontales, la chose sera plus aisée.

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 idéal. Une étude de mécanique des roches est donc indissociable d'une campagne de reconnaissances basée sur des sondages carottés ou des photos internes au forage. Par extrapolation aux dimensions du futur ouvrage, il est commode de représenter la trace que feront les discontinuités sur les parois du tunnel. Cette projection développée sur un linéaire de 25m et vue de dessus porte le nom de *DS 25*.

L'observation des carottes permet de déterminer un paramètre empirique proposé par D. Deere en 1964, le Rock Quality Designation, rapport en pourcentage entre la longueur cumulée des carottes supérieures à 10 cm et la longueur totale de carotte considérée (1m pour l'AFTES) :

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

Un RQD de 80 à 100% signifie donc que l'on a affaire à une roche peu ou pas fracturée.



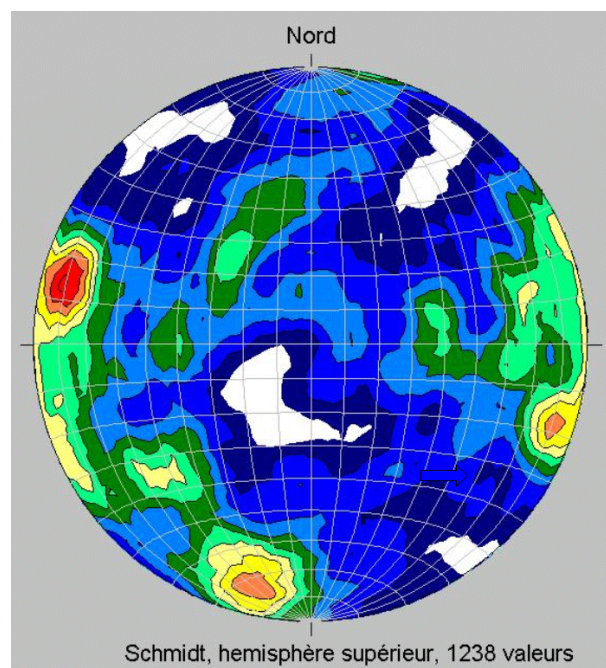


FIG. 2.3 – Stéréogramme d'un massif de brèches volcaniques (Nouveau tunnel du Lioran). On y observe deux familles de discontinuités presque verticales : l'une représentée par les deux zones diamétralement opposées, l'autre par la troisième zone isolée.

**Attention**, cet indicateur peut être trompeur : pour un même massif stratifié, on pourra conclure à un RQD de 0% ou de 100% au même endroit selon l'inclinaison du forage (Fig. 2.4) ! Il est donc important de repérer la direction et l'inclinaison des forages, puis de corrélérer les résultats entre eux.

D'autres indices existent, certes moins utilisés dans la pratique, mais donnant une meilleure indication du degré de fracturation. Nous citerons l'**indice ID** (Intervalle entre Discontinuités), qui "*est défini comme la moyenne des intervalles découpés par les discontinuités successives le long d'une ligne de mesure dont il convient de préciser la longueur et l'orientation*" [10]. Il est donc nécessaire de réaliser des mesures dans plusieurs directions à choisir judicieusement en fonction des discontinuités et de l'orientation de l'ouvrage.

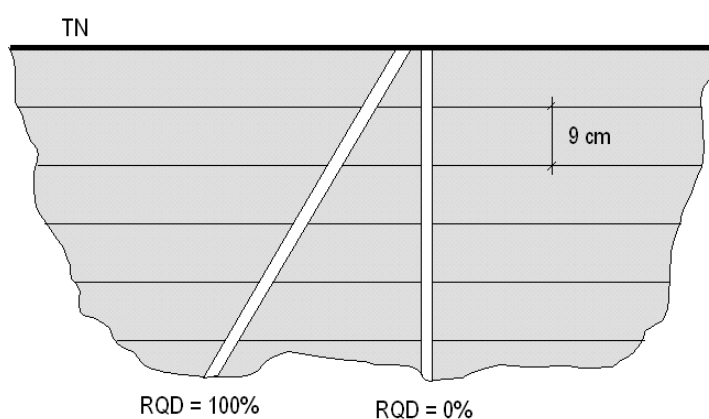


FIG. 2.4 – Configuration géologique illustrant les limites du RQD. Le terrain est stratifié et les bancs font 9 cm d'épaisseur.

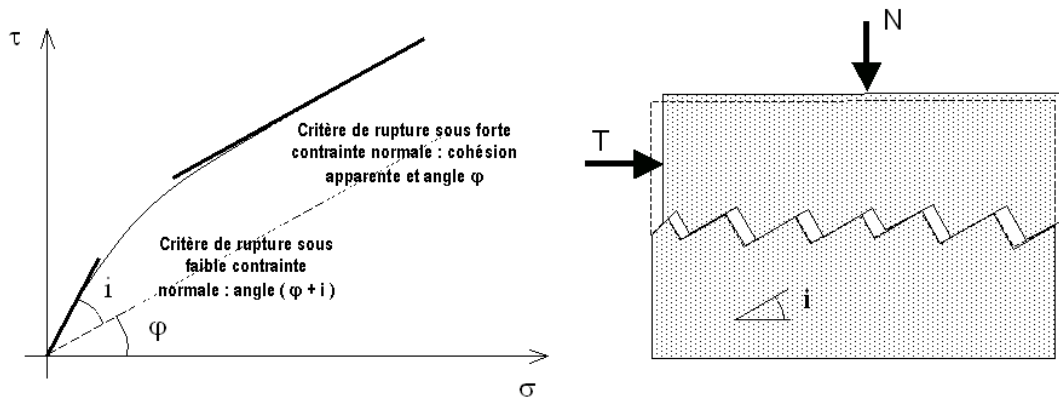


FIG. 2.5 – Essai de cisaillement sur discontinuité. Plan de Mohr et modèle géométrique associé.

### 2.2.3 Propriétés mécaniques d'une discontinuité

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*<sup>9</sup> 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*<sup>10</sup> de quartz) ou bien être un vrai lubrifiant (argile humide).

Mais pour caractériser complètement le comportement d'une fracture de la roche, il faut réaliser des essais en labo. Le plus courant et se rapprochant le plus des sollicitations in situ est l'essai de cisaillement. On applique sur un échantillon représentatif — métrique ou décimétrique — un effort de cisaillement sous charge normale. En cela il se rapproche de la boîte de Casagrande, avec une discontinuité présente dès le début de l'essai. La figure 2.5 donne les résultats généraux d'un essai de cisaillement ainsi que le modèle couramment associé. Sans rentrer dans le détail, on peut remarquer que l'on retrouve la forme classique de critère de rupture<sup>11</sup> en "parabole" dans le plan de Mohr. Deux phases peuvent être isolées :

- **Cas des contraintes normales faibles** : il faut vaincre le frottement sur la surface de discontinuité. On remarque que le déplacement n'est pas uniquement transversal, il existe aussi une composante normale. Il s'agit de la *dilatance*. On approche le critère par la droite :

$$\tau = \sigma \tan(\varphi + i)$$

$i$  est appelé l'*angle de dilatance* et  $\varphi$  l'*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 :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

En définitive, les discontinuités naturelles peuvent présenter deux types de cohésion  $c$  :

- **Cohésion réelle** : due au remplissage argileux ou à des cimentations entre épontes ;

<sup>9</sup>Épontes : les deux parties du rocher qui entourent la faille.

<sup>10</sup>Filon : inclusion centimétrique à décimétrique d'une roche dans une autre, par remplissage d'une fracture.

<sup>11</sup>Le critère est tracé au "pic" des contraintes. Le critère résiduel est quant à lui tracé en pointillés.

- **Cohésion apparente** : sous fortes contraintes, il faut rompre les aspérités avant de mesurer un déplacement (cf. ci-dessus). Cela se traduit par une cohésion qui n'est qu'apparente.

La dilatance — ou augmentation de volume lié à un cisaillement — engendrée par les mouvements relatifs entre masses rocheuses permet d'expliquer bon nombre de situations rencontrées dans la nature. 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.

## 2.2.4 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  $10^{-12}$  m/s, exceptionnellement jusqu'à  $10^{-5}$  m/s pour les roches très poreuses. Autant dire que bien souvent, l'étude hydrogéologique se ramènera à l'étude de la perméabilité des fractures.

Si les discontinuités sont ouvertes et vides, et que le régime d'écoulement est laminaire, la mécanique des fluides permet d'estimer le coefficient de perméabilité :

$$k_f = \frac{\gamma e^2}{12\mu}$$

Avec  $\gamma$  et  $\mu$  les poids volumique et coefficient de viscosité du liquide,  $e$  l'épaisseur de la fracture.

Dans un premier temps, pour estimer la perméabilité globale d'un massif rocheux, on se base sur le modèle géométrique proposé par l'étude des familles de discontinuités. On raisonne par perméabilités équivalentes  $k_{i\text{éq}}$  dans chaque direction d'écoulement  $\vec{u}_i$ <sup>12</sup> et pour un volume représentatif donné. La famille considérée est soumise à un gradient de charge hydraulique  $\overrightarrow{\text{grad}} h \cdot \vec{u}_i$ . La loi de Darcy permet d'écrire :

$$\vec{V}_i = k_{i\text{éq}} \times \overrightarrow{\text{grad}} h \cdot \vec{u}_i \times \vec{u}_i$$

On en déduit le débit dans la famille de section  $S_i$  :

$$\vec{q}_i = S_i \vec{V}_i$$

La matrice de perméabilité tridimensionnelle  $K$  obtenue en faisant la somme des débits  $\vec{q}_i$  de chaque famille, et telle que :

$$\vec{V} = K \cdot \overrightarrow{\text{grad}} h$$

donne une prévision par excès des écoulements à prévoir autour des excavations. C'est une première approche souvent satisfaisante.

Pour le reste, l'étude hydraulique se ramène à celle d'un milieu perméable anisotrope qui est étudié en détail dans les ouvrages spécialisés. Les essais en place utilisés pour les sols peuvent s'adapter aisément aux roches, et donner de bons résultats.

## 2.3 Propriétés mécaniques de la matrice rocheuse

<sup>12</sup>Direction d'écoulement associée à la famille de discontinuités d'indice  $i$ .



Roches	Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )	Minéraux	Masse volumique (Kg/m <sup>3</sup> )
Calcaire compact du Jurassique (Besançon)	2630	Quartz (Silice : SiO <sub>2</sub> )	2650
Craie bleue (Tunnel sous la Manche)	2360	Calcite (CaCO <sub>3</sub> )	2710
Marne du Jurassique	2500	Dolomite (Ca Mg (CO <sub>3</sub> ) <sub>2</sub> )	2870
Basalte	2900	Gypse (Ca SO <sub>4</sub> , 2H <sub>2</sub> O)	2300
Charbon lorrain	1300	Feldspath (Orthose : Si <sub>3</sub> AlO <sub>8</sub> K)	2570
Grès des Vosges	2650	Pyrite (FeS <sub>2</sub> )	5000
Ardoise d'Angers	2800	Magnétite (Fe <sub>3</sub> O <sub>4</sub> )	5180
Granite sain	2650	Kaolinite (Al <sub>4</sub> Si <sub>4</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>8</sub> )	2600
Schistes lustrés (Fréjus)	2740		

TAB. 2.1 – Masses volumiques de quelques roches et minéraux.

Les roches sont fondamentalement hétérogènes, nous l'avons vu. Mais à l'échelle d'un échantillon de laboratoire, on essaie dans la mesure du possible de se ramener à un volume qui possède des propriétés homogènes sans discontinuités discrètes et isolées. La roche est alors considérée comme un matériau plus ou moins poreux, constitué d'un assemblage de cristaux que l'on appelle *minéraux*.

Depuis sa formation, la roche a non seulement évolué dans sa structure globale à l'échelle du massif, mais aussi dans sa composition minéralogique. Le *métamorphisme* caractérise cette transformation interne, possible sous forte compression et/ou forte température. Le tableau 2.1 propose quelques ordres de grandeurs de masses volumiques de roches et minéraux courants. En l'absence d'indications, on prend souvent  $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$  pour estimer les contraintes in situ. De nombreux essais permettent de caractériser la *matrice rocheuse*. Du point de vue mécanique, nous allons étudier dans un premier temps la courbe contraintes-déformations d'un essai de compression uniaxiale (Fig. 2.6). Les éprouvettes font classiquement 50 mm de diamètre et 100 à 120 mm de hauteur. Les contraintes selon l'axe de compression sont notée  $\sigma_1$ .

### 2.3.1 Courbes caractéristiques

Juste après une première phase dite *de serrage*, où les fissures et micro-fissures internes orientées orthogonalement à la direction du chargement se referment, on observe une phase quasi-linéaire (de  $\sigma_1^S$  à  $\sigma_1^F$ ). On définit alors un module d'Young  $E$  et un coefficient de Poisson  $\nu$ . La plage de variation de  $E$  est très grande, allant de quelques milliers de MPa pour des marnes à plus de 100 GPa pour certains grès siliceux. Le coefficient de Poisson est quant à lui le plus souvent pris égal à 0,2 ou 0,3.

Sur la courbe contraintes-déformations, la phase linéaire se poursuit jusqu'à  $\sigma_1^L$  mais la courbe de déformations volumiques ( $\varepsilon_v = \varepsilon_1 + 2\varepsilon_3$ ) ne l'est plus. Cette phase correspond à la création et à l'ouverture de micro-fissures, par flambement parallèle à l'axe de l'éprouvette. La stabilité globale est toujours assurée.

Au-delà de  $\sigma_1^L$ , la roche a un comportement instable, avec un volume qui augmente (foisonnement ou dilatance) et des fissures qui se propagent rapidement. Dans le cas d'un essai uniaxial, la rupture est fragile et la courbe post-pic n'est obtenue qu'avec une presse pilotée en déformations. La contrainte  $\sigma_1^M$  est la résistance à la compression simple, aussi notée  $R_c$ .

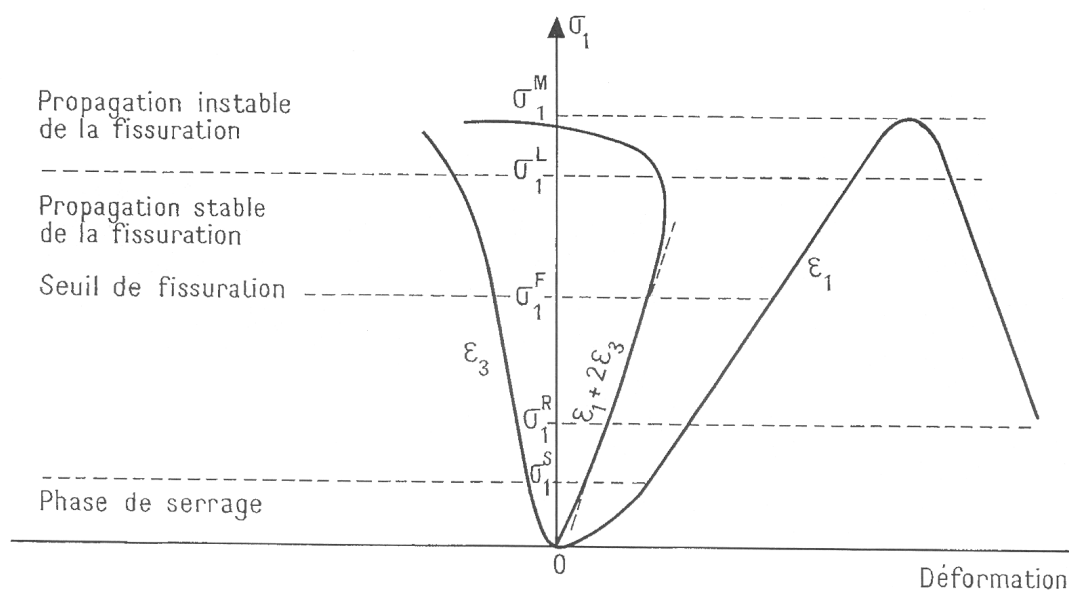


FIG. 2.6 – Essai de compression simple d'une matrice rocheuse. Courbes classiques de réponse.

$R_c$  peut prendre des valeurs très différentes : de quelques MPa pour une roche très altérée à plus de 300 MPa pour certains basaltes ou quartzites.

Il est bon de rappeler ici que  $R_c$  n'est pas véritablement une propriété intrinsèque de la roche. L'effet d'échelle est très sensible. De même la résistance à la compression simple varie selon la taille de l'éprouvette et l'orientation de celle-ci par rapport à la direction de la compression (roche anisotrope).

### 2.3.2 Comportement sous étreinte triaxiale

L'essai de compression simple semble suggérer un comportement fragile et des caractéristiques "post-pic" presque nulles. Les résultats issus des essais triaxiaux ont largement contredit cette observation pour les états de contrainte tridimensionnels. Sous étreinte triaxiale (confinement), on a ainsi pu observer :

- que la charge de rupture croît ;
- que le mode de rupture change. La rupture est ductile, plastique avec palier de résistance, et parfois même non identifiable : la résistance croît progressivement sans pic.

Selon le type de roche auquel on a affaire, on observera un comportement à la rupture différent. Dans tous les cas, on pourra approcher la rhéologie du matériau par la *théorie de la plasticité*<sup>13</sup>. Sans rentrer dans les détails, il est bon de présenter sommairement les deux critères de rupture les plus utilisés en mécanique des roches pour des matériaux homogènes.

#### *Critère de Mohr-Coulomb*

C'est le même qu'en méca sols. Il se représente dans le plan de Mohr par une droite d'équation :

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Dans le plan des contraintes principales, il prend la forme :

$$\sigma_1 = K_p \sigma_3 + R_c$$

<sup>13</sup>Ce qui est légitime, vu que des déformations permanentes sont enregistrées.

Avec

$$K_p = \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Rc = 2c \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

Dans le plan des contraintes principales, ce critère ne prend pas en compte la forme arrondie de la courbe de rupture observée expérimentalement aux faibles contraintes et pour les sollicitations en traction.

### **Critère de Hoek et Brown**

En 1980, Hoek et Brown, deux ingénieurs anglo-saxons, proposent un nouveau critère de plasticité, empirique mais respectant la forme "optimale" de parabole dans le plan des contraintes principales. Il s'écrit de la manière suivante :

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sqrt{m\sigma_3 Rc + sRc^2}$$

Avec :

- $Rc$  la résistance en compression simple de la roche saine ;
- $s$  un paramètre définissant le degré de fissuration (1 pour un échantillon intact et 0 pour un matériau complètement granulaire) ;
- $m$  un paramètre lié à la nature de la roche (notion de cohésion, typiquement de 0.1 à 5).

Ce critère de rupture a été conçu pour pouvoir s'appliquer à l'échelle du massif (rôle du paramètre  $s$  qui prend en compte la fracturation micro et macroscopique). On notera que la résistance en compression simple prise ici — calculable en prenant  $\sigma_3 = 0$  — est  $Rc\sqrt{s}$ . Elle est donc affaiblie par rapport à  $Rc$ , valeur mesurée en labo pour la roche supposée saine.

Le critère de Hoek et Brown modélise donc le *massif rocheux* dans sa globalité, nous en reparlerons à la partie 2.4.

### **2.3.3 L'essai dilatométrique**

A l'instar du célèbre essai pressiométrique pour les sols, l'essai dilatométrique permet d'accéder directement à la courbe de chargement de la paroi d'un forage dans un milieu rocheux.

Le principe est le suivant : on descend dans un forage, au bout d'un train de tige, la sonde dilatométrique qui permet d'appliquer au terrain une pression orthotrope sur une longueur d'environ 1m. Au milieu de la sonde sont disposés 3 capteurs de déplacement diamétral — en général — régulièrement espacés sur le pourtour de la manchette gonflante. En mesurant la pression de gonflement et le déplacement radial indépendamment, on obtient une courbe de charge-décharge comme sur la Fig. 2.7.

Les meilleurs dilatomètres peuvent aller jusqu'à 30 MPa de pression et descendre à plus de 1000m sous terre. Ils sont très utiles pour étudier le comportement du massif rocheux à l'échelle de la sonde (**métrique**) et dans des conditions in-situ. La formule d'élasticité isotrope d'un trou pressurisé permet d'approcher la valeur du module d'Young du massif :

$$E = (1 + \nu) D \frac{\Delta P}{\Delta u}$$

$\nu$  est pris égal à 0,25 ou 0,3 et  $D$  est le diamètre du forage. Les  $\Delta P$  et  $\Delta u$  sont estimés pour chaque cycle mais c'est souvent uniquement la deuxième charge-décharge qui est utilisée.

### **2.3.4 Fluage et effets différés**

Avec de nombreuses roches tendres<sup>14</sup>, on peut observer, sous charge maintenue constante, des ruptures à long terme. Ce sont les *effet différés* dûs au phénomène de *fluage*.

Trois principaux mécanismes sont à l'oeuvre :

<sup>14</sup>Craie, calcaire, marne, sel gemme, gypse, etc...

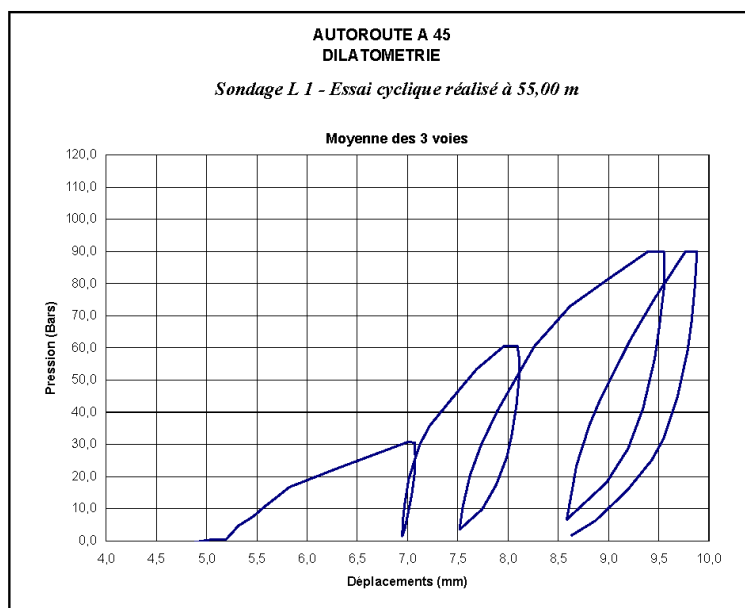


FIG. 2.7 – Essai dilatométrique sur le projet d'Autoroute A45 entre Lyon et St-Etienne.

1. Mouvements de dislocations dans les cristaux — favorisés par les températures élevées — assez courant dans le sel, le gypse et la calcite ;
2. Développement d'une micro-fissuration, notamment aux joints de grains, et pour des contraintes supérieures au seuil  $\sigma_1^L$  ;
3. Altération chimique du ciment minéral entre les grains de roche. Cette dégradation peut agir sur des milliers, voire des millions d'années.

Le fluage des roches est encore mal connu, et fait l'objet de nombreux travaux de recherche. L'enjeu est de taille pour les ouvrages souterrains — les cavités de stockage de déchets radioactifs en particulier — où les calculs à long terme sont souvent dimensionnants.

Dans les zones d'infiltrations et où l'eau peut s'accumuler — en radier par exemple — on peut observer un tout autre phénomène aboutissant au même résultat : une augmentation de la pression de confinement. Il s'agit du *gonflement*, qui survient en présence de certaines argiles, comme les smectites par exemple. Les dégâts occasionnés par cette augmentation de volume du terrain peuvent être spectaculaires si le dimensionnement n'a pas été suffisant (ruptures du radier).

## 2.4 Modélisation du massif rocheux

Après avoir présenté les deux composantes du massif rocheux — roche et discontinuités — il convient de s'intéresser maintenant à leur assemblage pour appréhender le comportement global autour de l'ouvrage à construire.

### 2.4.1 Effet d'échelle

Pour l'échantillon de laboratoire, nous avons vu qu'un paramètre — typiquement la résistance  $R_c$  — dépendait fortement de la taille de l'éprouvette. Cela est dû aux défauts du matériau, répartis de façon aléatoire : la probabilité de rencontrer un défaut augmente avec la dimension.

Pour l'ouvrage projeté, l'effet d'échelle se fait également sentir. On en distingue deux : effet sur la dispersion des valeurs et sur la moyenne mesurée.

### Dispersion

Supposons que l'on cherche à évaluer une propriété, telle que le module d'Young ou la perméabilité équivalente d'un massif rocheux (Fig. 2.8). On réalise plusieurs essais sur plusieurs éprouvettes de tailles différentes. Pour les petites tailles, la dispersion des résultats sera grande. Ils varient en effet selon que l'on se place sur une discontinuité ou complètement dans la matrice rocheuse. La dispersion diminue avec la taille des échantillons, pour se stabiliser à une valeur moyenne, au-delà d'un volume dit *Volume Élémentaire Représentatif* (VER) qui contient statistiquement un nombre à peu près constant de discontinuités.

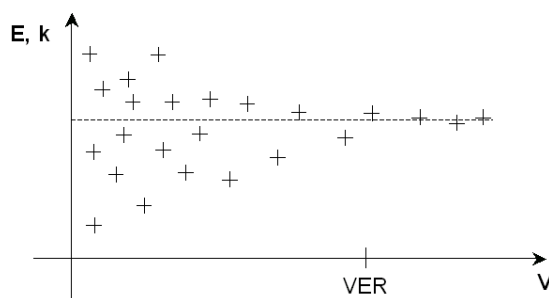


FIG. 2.8 – Dispersion des mesures et Volume Élémentaire Représentatif.

Le VER peut être assez difficile à estimer lorsque plusieurs familles de discontinuités existent.

### Valeur moyenne

Pour l'échantillon de labo, c'est typiquement le cas de  $R_c$  qui diminue avec la taille de l'éprouvette.

De façon analogue, du fait de la présence des discontinuités dans le massif, on peut aussi dire — très schématiquement — que les ouvrages (galeries, talus,...) de grandes dimensions sont moins stables que ceux de petites dimensions. Ils ont en effet plus de chance de rencontrer des discontinuités défavorables pour leur stabilité. La résistance du massif n'est pas la *moyenne des résistances de la matrice et des discontinuités*, mais plutôt le minimum des deux ! C'est la notion de maillon faible.

Faire attention aussi aux différentes échelles des discontinuités, des aspérités, des porosités... qui n'interviendront pas de la même façon selon la grosseur de l'ouvrage.

### 2.4.2 Milieu continu / milieu discontinu

Une notion très importante qui sera reprise de nombreuses fois dans le chapitre 3 est la distinction entre milieu continu et discontinu. A chacun de ces milieux correspondra une branche de la mécanique adaptée à l'étude. Hoek a très justement représenté la nuance entre milieu continu et milieu discontinu sur sa célèbre figure (Fig. 2.9) où l'effet d'échelle est mis en évidence avec deux ouvrages au rocher.

Lorsque le VER n'est pas facile à estimer, une aide supplémentaire peut s'avérer très utile pour les parties de tunnel où le nombre de stabilité est faible ( $2\sigma_0/R_C < 1$ ). Pour des états de contrainte plus forts vis-à-vis de la résistance de la matrice rocheuse, la plastification du terrain impose l'approche continue excepté peut-être lorsque l'orientation des fractures et la taille des blocs isole des dièdres évidents. Le tableau 2.2 a donc été élaboré pour classer les différents tronçons géotechniques du point de vue du comportement du rocher autour de l'excavation<sup>15</sup>.  $D$  est le diamètre moyen du tunnel et les classes AFTES se réfèrent à la recommandation sur la caractérisation du massif rocheux [10].

<sup>15</sup>Le tableau est issu de l'expérience de l'auteur et ne saurait constituer une recommandation.

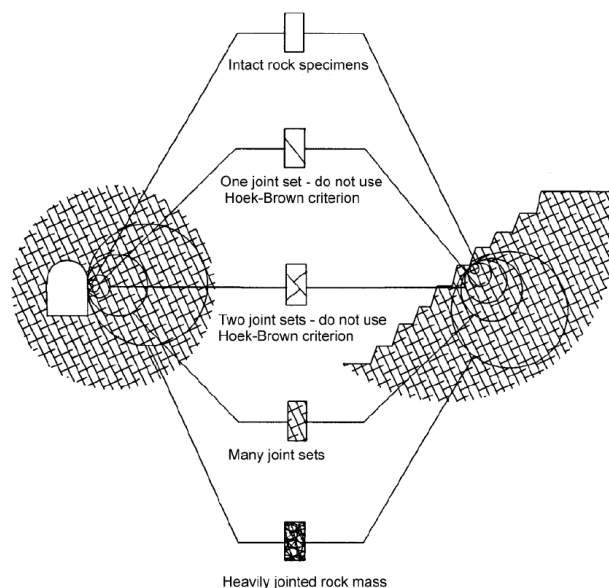


FIG. 2.9 – La célèbre figure de Hoek qui représente les différentes échelles de modélisation et de représentation du massif rocheux : milieu continu ou discontinu ?

Classes AFTES		Taille moyenne du bloc	D < 5m	5 < D < 20m	D > 20m
N1	ID1	> 3m	CONTINU		
N1-N2			DISCONTINU		
N2	ID1-ID2	1 à 3m			
N3-N4	ID3-ID4		20cm à 1m	TRANSITION	
N3-N4-N5	ID5	< 20cm	TRANSITION	CONTINU	
N2					
N1					

TAB. 2.2 – Limites entre milieux continus et discontinus pour  $2\sigma_0/R_C < 1$  et les classes AFTES [10].

### 2.4.3 Mode de rupture en fonction des discontinuités

Mieux qu'un long discours, un tableau synthétique présente les différents modes de rupture en stabilité de pentes (Fig. 2.10).

En travaux souterrains, les ruptures envisagées dans le cas d'un **milieu continu** sont identiques à celles rencontrées en mécanique des sols, à la distinction près que le matériau est parfois fragile et que la rupture intervient brutalement. Ces modes de ruine dépendent fortement de l'état de contrainte initial, de son degré d'anisotropie, de sa dilatance, de son degré d'endommagement, de sa teneur en eau...

Pour les **milieux discontinus**, la rupture ne sera pas la même selon la densité de fracturation et l'orientation de la galerie par rapport à ces discontinuités. On distingue les grandes familles suivantes :

- La galerie traverse une famille de discontinuités perpendiculairement à leur plan. On dit que l'on est en *travers-banc*. C'est une situation idéale que l'on recherche en priorité lorsque la configuration le permet ;
- La galerie traverse une famille de discontinuités en étant parallèle à leur plan. On dit qu'elle est en *direction*. Si les strates formées par ces discontinuités ne sont pas assez résistantes, alors il y aura



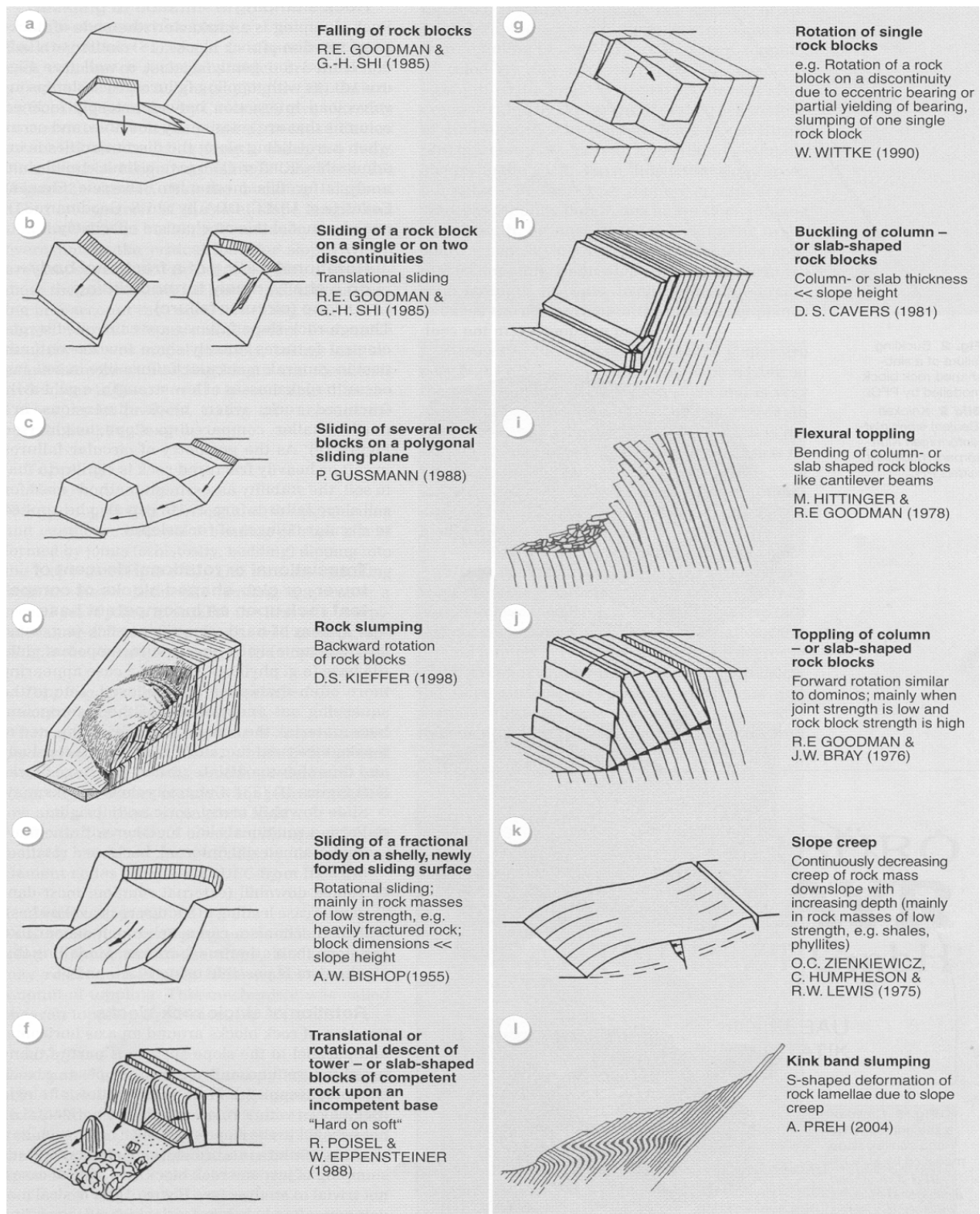


FIG. 2.10 – Différents modes de rupture pour un talus rocheux (d'après Rainer Poisel et Alexander Preh).

risque d'effondrement en voûte (par flexion du banc supérieur) ou encore risque de ruine en piédroit<sup>16</sup> (par flambement du banc).

- La galerie traverse un réseau de discontinuités (minimum trois familles) dont l'espacement est de l'ordre de grandeur du rayon d'excavation. Dans ce cas il peut y avoir chute de blocs, par simple gravité ou par glissements plans (cf. partie 48).

Dans les projets il est possible de prévoir ces modes de rupture, et de dimensionner les ouvrages en conséquence. C'est vrai pour l'étude des fondations au rocher et pour la stabilité des talus, mais un peu moins pour les travaux souterrains qui nécessitent une campagne de reconnaissances préalable beaucoup plus détaillée. Dans ce dernier cas, c'est sur le chantier qu'il faut réagir face à un risque de rupture avéré.

#### **2.4.4 Renforcement par ancrages**

Les inclusions utilisées en travaux souterrains ont été présentées, au moins partiellement, dans la partie 1.4. Les ancrages sont énormément présents en mécanique des roches pour différentes raisons, liées entre autre au mode de rupture envisagé : rôles porteur, restructurant et confinant. Notons que les trois aspects envisagés (soutenir, renforcer et confiner) se combinent en pratique et peuvent aussi se succéder dans le temps.

##### ***Rôle porteur***

Dans un massif fracturé discontinu à l'échelle de l'ouvrage, des blocs rocheux peuvent se détacher de la paroi et tomber sous l'effet de la gravité. Pour empêcher ces chutes, on utilise un boulonnage de "suspension" qui assure un rôle porteur à condition d'être ancré assez profondément dans la partie saine ou non fracturée du massif. Ces boulons doivent être à effet immédiat (boulons à ancrage ponctuel, à expansion, à friction).

La tige est sollicitée à l'arrachement mais aussi en cisaillement selon la disposition des blocs et l'orientation des tiges.

##### ***Rôle restructurant***

Dans les massifs fracturés où les boulons sont sollicités en cisaillement au droit des fissures, les boulons à ancrage réparti s'avèrent les plus appropriés. Leur rigidité limite tout mouvement susceptible de désolidariser les blocs et empêche la formation d'un ensemble disjoint autour du tunnel. En particulier, les tiges sont solidaires de chaque bloc, les rendant moins libres de s'écarter et surtout de glisser. Ils sont plus à même d'assurer un "collage" des bancs entre eux que les ancrages ponctuels : ils arment le terrain, et lui permettent de mieux résister aux sollicitations de compression, de traction, et surtout de cisaillement sur les plans de discontinuités.

Dans un massif stratifié, les boulons sont mis en place de façon à limiter les décollements et les glissements entre les bancs empilés. En épingleant les discontinuités naturelles, le but recherché est de solidariser les couches entre elles, afin de s'opposer aux déplacements différentiels et éviter une rupture par flambement ou fléchissement.

Dans le cas d'un massif soumis à une fracturation dense et aléatoire, l'équilibre dépend de l'adhérence et du frottement qui se développe entre les blocs, conférant à l'ensemble une résistance à la traction. De manière analogue aux armatures de béton armé qui s'opposent à la fissuration, les boulons créent des forces de liaison entre les discontinuités, et augmentent ainsi la cohésion des joints rocheux. Les boulons empêchent aussi la dilatance des joints et contribuent à renforcer le massif.

##### ***Rôle confinant***

Dans un massif homogène, les boulons à ancrage réparti sont les mieux adaptés. Parallèlement à la convergence de la galerie, un anneau de terrain décomprimé apparaît autour de la cavité, où les caractéristiques mécaniques chutent rapidement et de façon irréversible. En ce sens, le boulonnage associé à une couche de béton projeté confine ces terrains sujets à décompression et dégradation : l'orientation radiale

---

<sup>16</sup>Piédroits : parties latérales des tunnels (entre la voûte et le radier).

est la meilleure façon de limiter l'extension de la zone décomprimée et l'amplitude des déformations. La contrainte normale à la paroi qui en résulte confine la zone boulonnée, et confère à la roche un supplément de résistance au cisaillement, d'où la formation d'un anneau résistant qui constitue un véritable soutènement s'opposant aux poussées du terrain. C'est le principe déjà exposé de la NATM.

## 2.5 Exercices

### 2.5.1 Contraintes naturelles

*Cet exercice est inspiré de [28].*

Une des nombreuses difficultés rencontrées par les mécaniciens des roches est l'estimation de la contrainte in situ au niveau du futur ouvrage projeté.

Dans les premiers kilomètres de la croûte continentale, à la profondeur  $h$ , on peut approcher l'état de contrainte de la façon suivante :

- Contrainte compressive verticale :  $\sigma_z = \rho gh$  ;
- Contraintes horizontales :  $\sigma_x = \sigma_y = \frac{\nu}{1-\nu} \rho gh$ .

$\nu = 0,25$  est le coefficient de Poisson de la roche à la profondeur  $h$ .

1) En profondeur, on considère le milieu comme élastique linéaire et isotrope (formule de Lamé). De plus, on estime que l'on est proche d'un état oedométrique ( $\epsilon_x = \epsilon_y = 0$  et  $\sigma_x = \sigma_y$ ). Avec ces indications, retrouvez les formules des contraintes énoncées ci-dessus.

2) Calculez la valeur des composantes de la contrainte naturelle à la profondeur de 1000m et représentez graphiquement leur variation depuis la surface où leur valeur est nulle. Prendre  $\rho = 2700 \text{ kg/m}^3$  et  $g = 9,81 \text{ m/s}^{-2}$ .

3) Représentez l'état de contrainte à 500 puis 1000m de profondeur. Pour cela on dessinera, à chaque profondeur, deux ellipses dont les axes sont les valeurs des contraintes : une ellipse dans le plan  $(\vec{x}, \vec{z})$ , l'autre dans le plan  $(\vec{x}, \vec{y})$ . La contrainte naturelle est-elle isotrope ? A quelle profondeur le devient-elle ?

4) Supposons maintenant une contrainte tectonique uniaxiale de direction  $\vec{y}$  et valant 10 MPa à n'importe quelle profondeur. Cette contrainte est due à la poussée d'une plaque continentale sur une autre. Représentez à nouveau les ellipses de contrainte aux mêmes profondeurs. Comparez. Existe-t'il une profondeur où la contrainte  $\sigma_z$  est égale à l'une des deux autres contraintes ?

5) Comment expliquer qu'en réalité, dans la croûte continentale en équilibre, l'état de contrainte soit isotrope au-delà de 3000 m de profondeur ?

### 2.5.2 Formation de filons de quartz

*Cet exercice est inspiré de [28].*

À 10 km de profondeur et 200 °C, 1 km<sup>3</sup> de schiste (densité 2,5) contient 5% de son poids en eau. Au cours d'un phénomène tectonique, il est enfoui à 30 km de profondeur et porté à la température de 600 °C. Il ne contient plus alors que 2% de son poids en eau.

- 1) Quelle est la masse d'eau perdue au cours de ce déplacement ?
- 2) Les schistes sont riches en silice. À 600 ° et -30 km, la solubilité de la silice dans l'eau est de 1 mg.l<sup>-1</sup>.

Quelle est la quantité de silice perdue par le schiste ?

3) À 200 ° et -10 km, la solubilité de la silice est de 0,2 mg.l<sup>-1</sup>. Quelle est la quantité de silice susceptible d'être déposée dans les fissures de la roche ? On obtient alors un filon de quartz.

### 2.5.3 Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité

*Cet exercice est inspiré de [15].*

Les résultats du tableau 2.3 ont été obtenus par une série d'essais de cisaillement directs sur des discontinuités (éprouvettes de granite carrées de 100 mm de côté). Chaque éprouvette a été prélevée de telle sorte que l'essai se déroule autour de discontinuités propres, rugueuses et parfaitement sèches.

1. Déterminez l'angle de frottement intrinsèque et l'angle de dilatance initial des discontinuités.
2. Etablissez un critère de cisaillement au pic, puis résiduel pour les joints, dans le cas d'une pression de contact comprise entre 0 et 4 MPa.
3. En considérant une relation linéaire entre les contraintes et les déplacements tangentiels avant le pic, étudiez l'influence de la contrainte normale sur la raideur au cisaillement des joints.

Contrainte normale $\sigma_n$ (MPa)	Contrainte tangentielle au pic $\tau_p$ (MPa)	Contrainte tangentielle résiduelle $\tau_r$ (MPa)	Déplacement au pic	
			Normal v (mm)	Tangentiel u (mm)
0.25	0.25	0.15	0.54	2.00
0.50	0.50	0.30	0.67	2.50
1.00	1.00	0.60	0.65	3.20
2.00	1.55	1.15	0.45	3.60
3.00	2.15	1.70	0.30	4.00
4.00	2.60	–	0.15	4.20

TAB. 2.3 – Résultats des essais de cisaillement sur les discontinuités.

### 2.5.4 Formation des alluvions fluviales

Cet exercice est inspiré de [20].

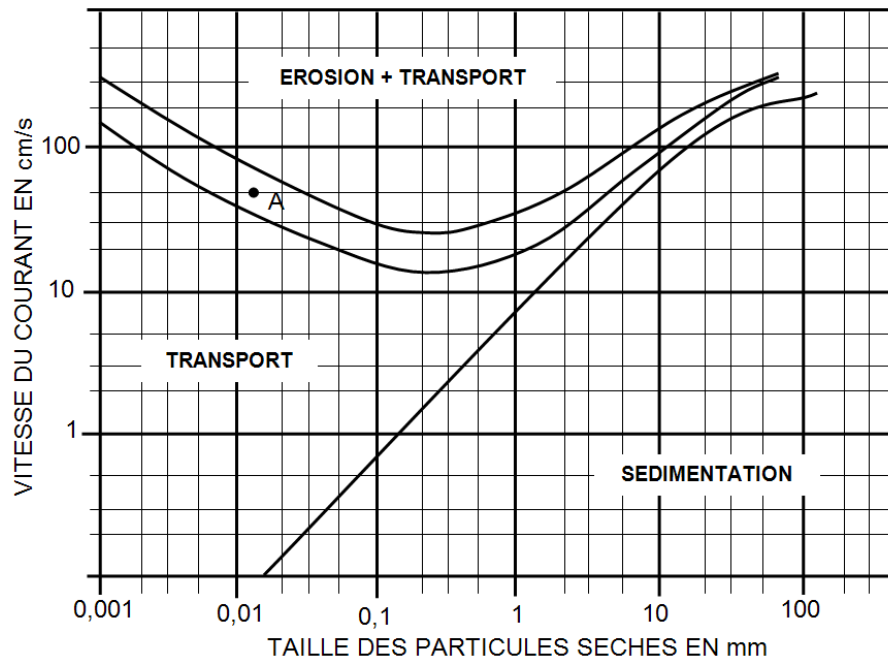


FIG. 2.11 – Diagramme d'équilibre de Hjulström. Equilibre des particules minérales en fonction de leur taille et de la vitesse du courant qui les balaye. Le fuseau où est situé le point A correspond à une zone intermédiaire entre transport et érosion-transport. D'après [20].

F. Hjulström a obtenu expérimentalement le diagramme de la figure 2.11, pour étudier le transport des particules sédimentaires dans une rivière (alluvions fluviales). L'exercice vous propose une application concrète de ce diagramme.



Soit un fleuve drainant des eaux de ruissellement d'un bassin hydrographique de  $50000 \text{ km}^2$ . La moyenne des précipitations annuelles est de  $100 \text{ cm}$ .  $40\%$  des ces eaux ruissellent, le reste s'infiltrant et/ou s'évaporant.

1. Commentez l'abaque de Hjulström en prenant une ligne avec une taille de particule constante et une ligne avec une vitesse constante. Essayez d'expliquer le comportement des particules très fines que l'on ne peut pas "arracher" au lit de la rivière.
2. La partie basse du fleuve a une largeur  $l$  de  $1000 \text{ m}$  et une profondeur moyenne  $p$  de  $5 \text{ m}$ . Quelle est alors sa vitesse  $v$ ? Estimez le débit  $Q$ , supposé constant.
3. On évalue à  $10^{-2} \text{ cm/an}$  l'épaisseur moyenne de sols et de roches érodés dans le bassin hydrographique considéré. Quelle est la quantité théorique globale de matériaux érodés?
4. Quelle est la taille maximum des éléments parvenant à l'embouchure?
5. En supposant que la profondeur moyenne de  $5 \text{ m}$  reste constante, quelle est la largeur du fleuve à partir de laquelle ses alluvions peuvent fournir un matériau dont la granulométrie est essentiellement supérieure à  $0,5 \text{ mm}$ ? Y'a-t-il des particules fines dans ce matériau?
6. Le climat de cette région est celui de la haute montagne à l'amont et tempéré à l'aval. Les parties élevées sont granitiques, les parties basses calcaires et argileuses. Quelle est la nature minéralogique vraisemblable des alluvions en différents points du fleuve?
7. Une retenue crée un lac artificiel de  $2500 \text{ m}$  de large en moyenne et de  $10 \text{ km}$  de long. Quel est l'envasement annuel moyen de ce lac?

# Chapitre 3

## Méthodes de calcul des ouvrages au rocher

---

### 3.1 Stabilité des versants

---

#### 3.1.1 Stabilité d'un dièdre

Dans un premier temps, face à un talus rocheux ou un toit de galerie, il convient d'identifier les mécanismes de rupture dits "cinématiquement admissibles". L'analyse mécanique, comparant efforts moteurs et efforts résistants est effectuée ensuite.

En supposant les blocs très résistants par rapport aux discontinuités — c'est très souvent le cas — et en édulcorant la possibilité de basculement, on peut résumer la situation en disant qu'un bloc amovible est susceptible :

- de se détacher de toutes ses faces (chute directe en voûte de galerie par exemple) ;
- de glisser sur une de ses faces ;
- de glisser sur deux faces à la fois.

Le glissement sur plus de deux faces à la fois est très peu probable.

L'analyse stéréoscopique (cf. 2.2.2) ou numérique des intersections de discontinuités permet de localiser rapidement les blocs susceptibles de bouger. On désigne par *dièdre* un bloc formé par la rencontre d'au moins deux discontinuités et d'une surface libre<sup>1</sup>.

#### *Etude cinématique pour deux familles de discontinuités*

On considère un dièdre limité par deux plans de discontinuités  $P_1$  et  $P_2$  sur un versant dont le relief peut-être relativement compliqué. Le mécanisme de rupture est identique à un cas simple, de volume tétraédrique (Fig. 3.1.a).

La figure 3.1.b présente, dans un plan perpendiculaire à la droite  $OI_{12}$  intersection de  $P_1$  et  $P_2$ , les types d'instabilités d'un dièdre soumis à une force résultante  $\vec{F}$  appliquée en G, en fonction de l'orientation de la projection  $\vec{f}$  de  $\vec{F}$  dans le plan de la figure :

- **Secteur 1** : glissement sur les deux faces à la fois, parallèlement à la droite  $OI_{12}$  (vecteur directeur  $\vec{i}_{12}$ ) ;
- **Secteur 2** : glissement sur la face  $P_2$  seule ;
- **Secteur 3** : décollement des deux faces ;
- **Secteur 4** : glissement sur la face  $P_1$  seule.

Concrètement pour un talus, il s'agit donc de savoir a priori si le glissement possible aura lieu sur une ou sur les deux faces. La projection stéréographique permet dans des cas plus complexes de réaliser le même travail, en étudiant la position de la projection du vecteur  $\vec{F}$  par rapport à la projection des plans.  $\vec{F}$  est le plus souvent égale au poids du bloc.

---

<sup>1</sup>Avec une discontinuité, il est impossible d'obtenir des blocs.

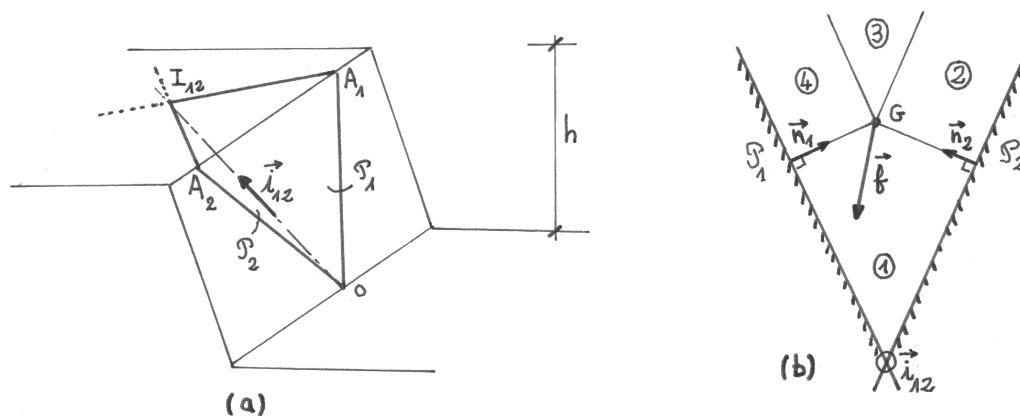


FIG. 3.1 – Dièdre formé par l'intersection de deux discontinuités : vue en perspective (a) et graphe d'instabilités (b).

### Etude mécanique

Supposons que l'étude cinématique a abouti à la conclusion d'un glissement potentiel sur les deux faces du dièdre, parallèlement à leur intersection.

Chaque discontinuité est caractérisée par un critère de rupture de Mohr-Coulomb ( $c_1, \varphi_1, c_2, \varphi_2$ ). La stabilité potentielle du bloc est définie de la manière suivante :

- Il existe des contraintes  $(\sigma_1, \tau_1)$  le long de  $P_1$  et  $(\sigma_2, \tau_2)$  le long de  $P_2$  telles que*
- le dièdre est en équilibre sous l'ensemble des forces  $\vec{F}$  et  $\sigma$ .*
  - le critère de rupture n'est pas dépassé ( $i = 1, 2$ ) :*

$$\tau_i \leq c_i + \sigma_i \tan \varphi_i$$

Posons  $N_i = \int \sigma_i ds_i$  et  $T_i = \int \tau_i ds_i$  pour  $i = 1, 2$ . Si on suppose que l'équilibre des moments est toujours vérifié, on peut réécrire la condition de stabilité potentielle ainsi :

*Il existe  $\vec{R}_1(N_1, T_1)$ , réaction sur le plan  $P_1$  et  $\vec{R}_2(N_2, T_2)$ , réaction sur le plan  $P_2$  telles que pour  $i = 1, 2$  :*

$$\begin{aligned} \vec{F} + \vec{R}_1 + \vec{R}_2 &= 0 \\ T_i &\leq c_i S_i + N_i \tan \varphi_i \end{aligned}$$

$S_i$  est l'aire de la face  $Ol_{12}A_i$ .

Considérons le trièdre de référence formé du vecteur  $\vec{l}_{12}$  et des normales  $\vec{n}_1$  et  $\vec{n}_2$  aux plans  $P_1$  et  $P_2$ . En projetant on obtient ( $i = 1, 2$ ) :

$$\begin{aligned} -\vec{F} &= F_{12}\vec{l}_{12} + F_1\vec{n}_1 + F_2\vec{n}_2 \\ \vec{R}_i &= T_i\vec{l}_{12} + N_i\vec{n}_i \end{aligned}$$

Ce qui implique alors :

$$\begin{aligned} F_{12} &= T_1 + T_2 \\ F_1 &= N_1 \\ F_2 &= N_2 \\ T_i &\leq c_i S_i + N_i \tan \varphi_i \end{aligned}$$

On obtient in fine la **condition de stabilité potentielle** :

$$F_{12} \leq c_1 S_1 + c_2 S_2 + F_1 \tan \varphi_1 + F_2 \tan \varphi_2$$

### **Coefficient de sécurité**

On définit en pratique un coefficient de sécurité  $R$ , établi de manière classique par le rapport "forces résistantes" sur "forces motrices" :

$$R = \frac{c_1 S_1 + c_2 S_2 + F_1 \tan \varphi_1 + F_2 \tan \varphi_2}{F_{12}}$$

On vérifiera ensuite que le critère arbitraire  $R > 1.3$  est vérifié.

## **3.1.2 Flambement et basculement de colonnes**

### **Flambement**

Pour des strates de terrains subverticales<sup>2</sup> très élancées en bord de falaise, il faut vérifier — comme en béton armé ou en construction métallique — que la condition de stabilité de forme est assurée. Pour ce faire, on se placera en 2D dans un plan orthogonal aux strates et on étudiera le flambement d'une colonne de roche d'un mètre d'épaisseur soumise :

- à son poids propre ;
- au frottement latéral avec les strates adjacentes.

On pourra incorporer également la perte de rigidité éventuelle due à la présence d'autres fractures. Les calculs sont ensuite similaires à ceux effectués classiquement en RDM.

### **Basculement**

Considérons la colonne représentée sur la figure 3.2. Cette situation est fréquente le long d'une corniche rocheuse présentant des diaclases verticales et un niveau inférieur plus altérable ou plus gélif (calcaire sur marne par ex.).

La rupture par basculement est liée à la résistance de la section AB, la plus fragile de la colonne. Celle-ci est soumise à un effort normal  $F$  et un moment fléchissant  $M = Fe$ .

Dans l'hypothèse où l'excentrement est suffisant pour faire apparaître de la traction (résultante  $F$  en dehors du noyau central), les contraintes en A et B sont :

$$\begin{aligned} \sigma_A &= \frac{F}{l} \left( 1 + \frac{6e}{l} \right) \\ \sigma_B &= \frac{F}{l} \left( 1 - \frac{6e}{l} \right) \end{aligned}$$

Il y a donc deux ruptures possibles : en traction en B et en compression en A. Pour évaluer un coefficient de sécurité, il faut être prudent sur les résistances à prendre en compte : résistances à long terme, vibrations de la colonne induisant une fatigue du matériau...

## **3.1.3 Effets hydrauliques et climatiques**

### **Effets de la pression hydraulique**

Pour simplifier, plaçons-nous dans le cas d'une discontinuité pouvant entraîner la chute d'un pan entier de talus (Fig. 3.3). Nous avons vu que dans un massif rocheux fracturé, la circulation d'eau se fait

<sup>2</sup>Subvertical : presque vertical.

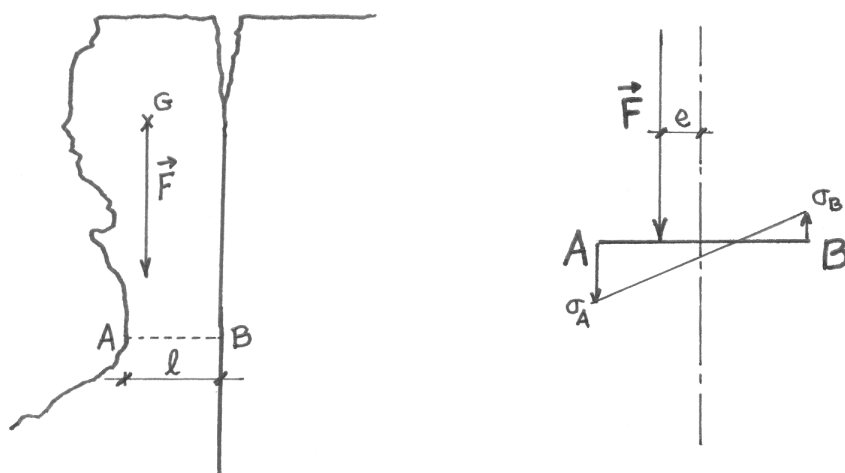


FIG. 3.2 – Basculement d'une colonne rocheuse.

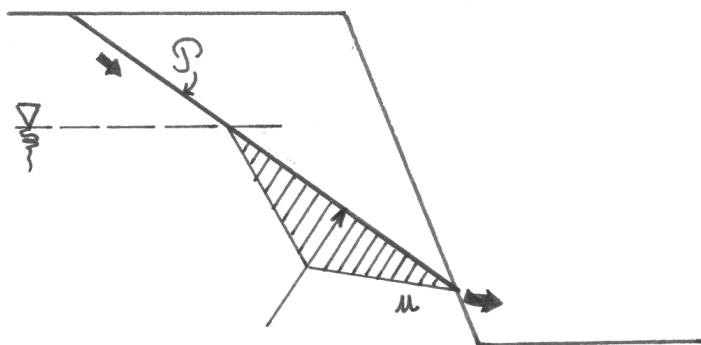


FIG. 3.3 – Effet de l'eau sur la stabilité d'un talus. Cas d'un seul plan de discontinuité.

préférentiellement au travers des discontinuités, de perméabilités beaucoup plus grandes que la matrice qui les entoure. Pour notre talus, l'eau de ruissellement s'infiltré par la partie supérieure de la discontinuité et alimente une nappe phréatique qui trouve un exutoire naturel en partie inférieure. En ne considérant que la nappe (période sèche), comment va se répartir la pression hydraulique sur la discontinuité ?

Une estimation rapide et courante consiste à considérer une pression hydrostatique dans la partie supérieure, puis une décroissance linéaire jusqu'au pied du talus ( $u = 0$ ). Les calculs de stabilité sont ensuite similaires à ceux déjà effectués précédemment. La différence réside dans le calcul de la résultante  $\vec{F}$  (la force motrice) qui devra tenir compte de la pression hydraulique  $u$ .

La présence d'eau dans la discontinuité est défavorable, puisqu'elle a tendance à faire décoller les épontes. Un cas encore plus défavorable serait celui où la fracture aurait son exutoire bouché (gel brutal par exemple). La pression d'eau deviendrait alors entièrement hydrostatique.

### Effets de la glace

La forme de presque tous les versants français est l'aboutissement d'un long processus de dégradation des massifs rocheux durant les différentes époques glaciaires de l'ère quaternaire. La *gélifraction* désigne le débit de la roche par le gel-dégel en fragments anguleux qui se rassemblent aux pieds des pentes.

Outre ce phénomène global et climatique, le gel-dégel est la cause de nombreux phénomènes de rupture par fatigue et par dégradation des propriétés de la roche — c'est une des causes du *vieillessement*. La glace



étant plus volumineuse que l'eau liquide qui l'a engendrée, elle écarte les épontes des discontinuités et crée des contraintes supplémentaires. Celles-ci suffisent parfois à générer une instabilité.

### 3.2 Calcul des fondations au rocher

---

Partie à rédiger. Voir [31] pour plus d'informations.

### 3.3 Calcul des ouvrages souterrains

---

Cette partie présente les différentes méthodes — numériques ou non — existantes pour déterminer et dimensionner le soutènement des ouvrages souterrains. Le parti a été pris de détailler progressivement chaque méthode et d'en définir clairement les domaines d'application. Ceux-ci sont très liés à la notion mécanique de milieu continu ou discontinu. Avant d'aborder le texte qui suit, nous recommandons donc vivement au lecteur de s'imprégner de la partie 2.4.2 de ce présent cours.

#### 3.3.1 Contexte réglementaire

En souterrain, la règle est admise : aucun des Eurocodes ne s'applique *a priori* en l'état. L'environnement, les contraintes, les sollicitations et les aléas sont tels qu'il paraît illusoire de figer définitivement des coefficients sur les charges et sur les valeurs limites. En partant de là on a tout et rien dit !

Pour autant l'ingénieur qui doit calculer un ouvrage souterrain n'est pas complètement livré à lui-même. Fort heureusement l'AFTES a publié un certain nombre de recommandations qui donnent un cadre plus restreint aux dimensionnements. Les lignes suivantes rassemblent les grandes orientations à suivre pour justifier du dimensionnement d'un tunnel :

- L'Eurocode 7 ne s'applique pas aux ouvrages souterrains. On retiendra alors que les paramètres géotechniques pris dans les calculs ne sont pas pondérés, mais qu'une étude de sensibilité est nécessaire afin de choisir le jeu de valeurs le plus prudent ;
- Le calcul des soutènements, s'ils sont considérés comme provisoires, peut ne pas suivre la réglementation des Eurocodes. Ils sont le plus souvent dimensionnés avec l'ensemble des coefficients pondérateurs ramenés à 1 de telle manière à pouvoir estimer la marge de sécurité réelle dont on dispose avant la rupture ;
- Le revêtement quant à lui, presque toujours définitif, est soumis aux Eurocodes 1 et 2 (voir [11] et [9]). Conformément aux textes les coefficients sont adaptés pour tenir compte de la présence de béton non-armé ou de béton préfabriqué. Dans le cas du béton non-armé l'AFTES complète par ailleurs les Eurocodes en tolérant la présence d'une fissuration jusqu'à la moitié de la section ;
- Dans le cas où le niveau d'étude est préliminaire ou d'avant-projet, le calcul des soutènements-revêtements ne requière pas d'appuis réglementaires.

#### 3.3.2 L'effet de voûte

La stabilité d'une excavation souterraine, quelle qu'elle soit, est liée à un phénomène naturel de réarrangement des contraintes nommé *effet de voûte*. Les Romains le connaissaient bien, puisque c'est le même principe mécanique qui permet aux aqueducs — et aux ponts maçonnés en général — de tenir.

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 (Fig. 3.4) :

- **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 ;

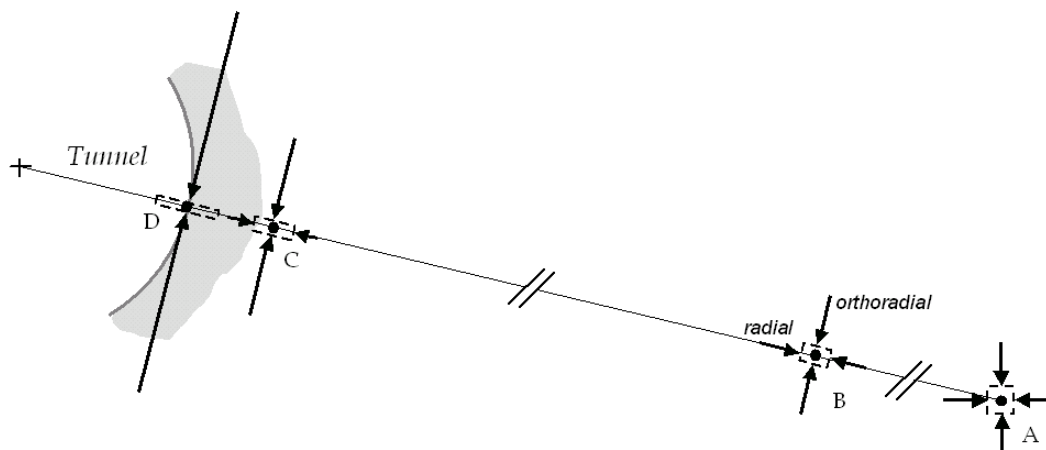


FIG. 3.4 – Explication mécanique de l'effet de voûte : évolution des contraintes et déformation d'un élément de volume autour d'une excavation.

- **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 autostable.

De A à D, le déviateur des contraintes ne fait qu'augmenter — il est nul dans la configuration initiale. Ce déviateur est borné, il ne peut pas être aussi grand qu'on le souhaite : c'est la notion de critère de plasticité (cf. 2.3). S'il dépasse une valeur seuil, il y aura instabilité puis effondrement. S'il reste dans une certaine plage de valeurs, le terrain se tiendra tout seul et ne nécessitera pas, a priori, de soutènement.

On comprend ainsi que pour bénéficier au maximum de ce mécanisme, il faille se rapprocher le plus possible d'une **section circulaire** — la section "idéale".

Enfin, le déplacement vers l'intérieur du tunnel des éléments de volume — initialement carrés — a tendance à leur donner la forme rectangulaire de la Figure 3.4. Ceci est vrai si l'on considère que la sollicitation modifie le terrain à volume constant.

### 3.3.3 Empirisme et règles de l'art

Le calcul — ou plutôt la justification — des ouvrages souterrains est une science relativement récente. Dans tous les pays encore, c'est le *savoir-faire* de l'ingénieur<sup>3</sup> 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 civil 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.

<sup>3</sup>Et aussi, entre nous, du mineur dans de nombreuses situations.

Le choix initial du profil-type de soutènement est donc encore l'affaire d'ingénieurs très expérimentés. On peut espérer que ce *savoir-faire* se transmettra petit à petit avec le perfectionnement des méthodes, ainsi que la précision du modèle de comportement de terrain choisi.

### 3.3.4 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 (cf. partie 2.2.2) 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.

Une bonne description de ces méthodes existe dans [14].

#### *Classification de Bieniawski*

Z. T. Bieniawski a présenté sa classification en 1973 en vue du dimensionnement des ouvrages souterrains et l'a modifiée à plusieurs reprises. La version actuellement utilisée est celle de 1989.

L'indice RMR est la somme de cinq notes représentant la quantification de cinq paramètres caractérisant le rocher et d'une note d'ajustement dépendant de l'orientation des discontinuités vis-à-vis de l'ouvrage (Fig. 3.5). Le RMR a été calculé pour varier dans la gamme 0 à 100. Il utilise à plus de 70% la fracturation et n'accorde que 15% d'influence aux propriétés de la matrice et 15% aux conditions hydrogéologiques. Par contre cette notation ne tient pas compte des situations de fortes contraintes dans le massif au droit de l'ouvrage.

A partir de cette classification, Bieniawski donne des informations :

- sur les propriétés globales attribuées au massif rocheux (le module, la cohésion et l'angle de frottement interne utiles lors de modélisations) ;
- sur la méthode d'excavation envisageable ;
- sur le type de soutènement le mieux adapté.

Le mérite de cette classification est, lorsqu'elle est applicable, de faire intervenir des paramètres essentiels et qui restent facilement mesurables sur le terrain. C'est pourquoi dans la pratique elle est très utilisée sur le chantier par l'établissement, au stade du projet, d'un tableau de correspondance entre profils types de soutènements, et nature et classes RMR de terrain, qui seront évaluées à partir du front. Cette évaluation "à l'avancement" permet d'adapter le soutènement aux situations effectivement rencontrées tout au long du chantier.

#### *Classification de Barton*

L'indice de qualité Q est le paramètre central d'une méthode, appelée Q-System, développée à partir de 1974 par le NGI (Norwegian Geotechnical Institute) pour caractériser la qualité d'un massif rocheux en vue du percement d'un tunnel et l'évaluation de sa stabilité.

La méthode repose sur le même principe que le RMR de Bieniawski, c'est-à-dire qu'il s'agit de donner une note globale à la qualité d'un massif par l'intermédiaires de paramètres. Au lieu d'être une somme de notes, il est le produit de six paramètres. A titre d'information :

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF}$$

La valeur de Q varie logarithmiquement de 0.001 à 1000 et définit 9 classes de rocher correspondant à la qualité du massif, depuis exceptionnellement mauvaise jusqu'à exceptionnellement bonne.

#### *Recommandations de l'AFTES*

Dans sa recommandation du GT1 parue en 2003 [10], l'Association Française des Travaux en Souterrains propose une description plus générale du massif rocheux sous forme de notes alphanumériques

PARAMETRES			COEFFICIENTS						
1	Résistance de la roche	Indice Franklin	> 8 MPa	4 - 8 MPa	2 - 4 MPa	1 - 2 MPa	Indice Franklin non utilisable		
		Résistance à la compression	> 200MPa	100-200MPa	50-100MPa	25-50MPa	10-25 MPa	3-10 MPa	1-3 MPa
	Note		15	12	7	4	2	1	0
2	R.Q.D.		90 - 100	75 - 90	50 - 75	25 - 50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		> 3 m	1 - 3 m	0,3 - 1 m	50 - 300 mm	< 50 m		
	Note		30	25	20	10	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continues Epontes en contact Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur < 1 mm Epontes altérées	Surfaces lustrées ou remplissage < 5 mm ou Joint ouvert 1 à 5 mm Joints continus	Remplissage mou > 5 mm ou Joints ouverts > 5 mm Joints continus		
	Note		25	20	12	6	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau		< 25 l/min	25-125 l/min	> 25 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0		0,0 - 0,2	0,2 - 0,5	> 0,5		
	Hydro-géologie	Complètement sec		suintements (eau interstitielle)	pression d'eau modérée	problèmes sérieux de venues d'eau			
	Note		10		7	4	0		
Direction perpendiculaire à l'axe du tunnel				Direction parallèle à l'axe du tunnel					
Creusement du tunnel dans le sens du pendage		Creusement du tunnel dans le sens inverse du pendage		Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 0-20°			
Pendage 45-90°	Pendage 20-45°	Pendage 45-90°	Pendage 20-45°						
Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	Moyen	Défavorable			
Orientation des joints	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable				
Note d'ajustement	0	-2	-5	-10	-12				
Note globale	100 - 81	80 - 61	60 - 41	40 - 21	<20				
Classe de rocher et description	1 Très bon rocher	2 Bon rocher	3 Rocher moyen	4 Rocher médiocre	5 Rocher très médiocre				
Temps de tenue moyen	10 ans pour 5m de portée	6 mois pour 4 m de portée	1 semaine pour 3m de portée	5 heures pour 1,5 m de portée	10mn pour 0,5 m de portée				

FIG. 3.5 – Paramètres de classification des roches, corrections finales et notes de pondération pour Bieniawski (d'après [14]).

caractérisant chaque paramètre (indice de discontinuité, nombre et orientation des familles, type de roches,

abrasivité, altération, état de contrainte, etc...). A partir de cette combinaison qu'elle se garde bien d'unifier, l'AFTES propose dans une autre recommandation (GT7 : voir [2]) un type de soutènement adapté, grâce à l'utilisation de plusieurs tableaux.

En résumé, pour citer l'AFTES : "*Cette méthode définit des critères généraux pour le choix de certains types de soutènements.[...]Un seul critère suffit souvent à éliminer certains modes de soutènement.*". Elle laisse donc plus de place à l'expérience du concepteur.

### **Domaines d'application**

Le coefficient unique obtenu par Barton ou Bieniawski est à utiliser avec la plus grande prudence. Certes très séduisantes pour le néophyte, il n'en reste pas moins que ces méthodes nécessitent une très bonne connaissance du milieu rocheux et un jugement critique sur les résultats.

De part leur conception originelle (à partir de cas de tunnels creusés au rocher), les classifications ne peuvent être utilisées efficacement pour les sols et les roches tendres. En d'autres termes, on ne peut utiliser les classifications que dans les terrains où les discontinuités sont à l'origine des instabilités. Elles risquent de plus de masquer certains défauts prépondérants, qui s'équilibrent avec la qualité d'autres paramètres. Dans les projets, on raisonnera par *faciès* de terrains ayant les mêmes classes. A chaque faciès — correspondant à une certaine longueur en galerie — sera associé un type de soutènement.

### **3.3.5 Stabilité de dièdres ou bancs rocheux**

#### **Stabilité d'un dièdre**

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 (cf. partie 3.1.1) — 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.

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** :

**Bloc en voûte (Fig. 3.6)** 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). Le nombre total de boulons  $N$  peut être approché par la formule suivante :

$$N = \frac{W \times f}{B}$$

où

$W$  est le poids du bloc ;

$f$ , le coefficient de sécurité, souvent pris entre 2 et 5 ;



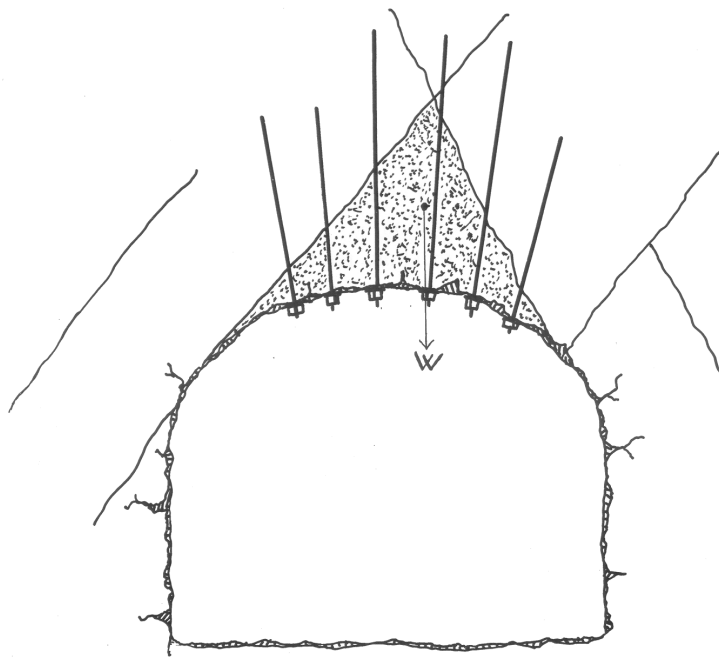


FIG. 3.6 – Renforcement d'un dièdre rocheux susceptible de tomber sous son poids-propre (d'après [32])

$B$ , la charge maximale admise pour un boulon.

Il est important de noter que sur certains chantiers, le boulonnage 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.

**Bloc en piedroits (Fig. 3.7)** 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 rigueuse, un mouvement s'amorce lors du passage du tunnel. 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 vient 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 :

$$N = \frac{W(f \sin \beta - \cos \beta \tan \phi) - cA}{B(\cos \alpha \tan \phi + f \sin \alpha)}$$

Avec :

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

$f$ , le coefficient de sécurité compris entre 1,5 et 3 ;

$\beta$ , le pendage de la discontinuité de glissement ;

$c$ , la cohésion de la discontinuité ;

$A$ , l'aire de glissement ;

$B$ , la charge maximale admise pour un boulon ;

$\alpha$ , l'angle que forment les boulons avec la normale à 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 ( $\phi$ ,  $c$ , etc...).

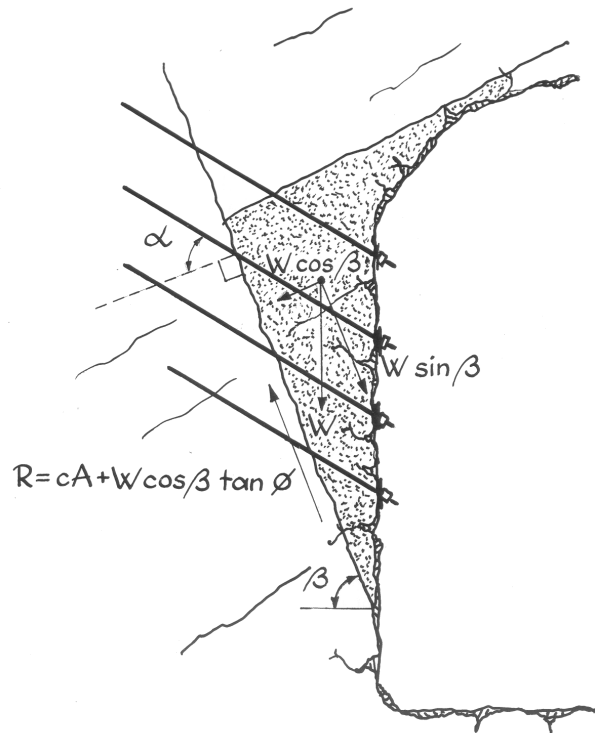


FIG. 3.7 – Renforcement d'un dièdre rocheux susceptible de glisser sous son poids-propre (d'après [32])

### 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 — forme quadrangulaire, voûtes surbaissées, etc... — de telle sorte qu'un schéma de fonctionnement "poutre sur deux appuis" soit pertinent.

Dans le cas représenté Figure 3.8 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.

Soient  $q$  la charge par unité de surface au dessus du toit,  $a$  la portée de la poutre,  $h$  sa hauteur effective (compte tenu de l'action des boulons) et  $t$  la résistance en traction de la roche. Compte tenu d'une rotation possible aux deux extrémités, on admet en première approximation que le moment maximal est :

$$M = \frac{qa^2}{8}$$

La contrainte de traction maximale associée qui s'écrit

$$\frac{6M}{h^2}$$

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

$$h \geq \frac{a}{2} \sqrt{\frac{3q}{2\sigma_t}}$$

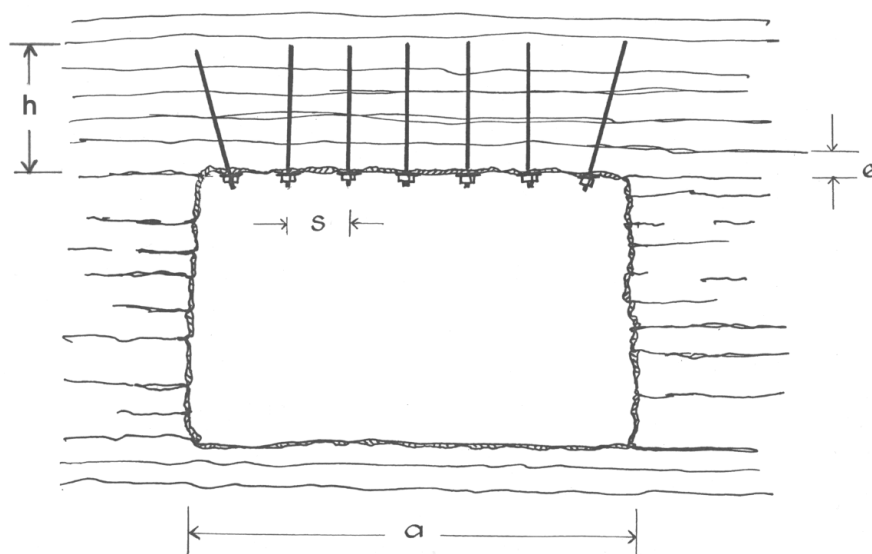


FIG. 3.8 – Représentation d'une galerie en direction dans un massif stratifié à pendage presque nul.

Soit par ailleurs  $\phi$  l'angle de frottement entre deux bancs,  $T$  l'effort tranchant de la section considérée et  $\sigma_b$  la pression de serrage qui doit s'opposer au glissement (précontrainte rapportée à la surface tributaire). La contrainte maximale de cisaillement est atteinte à mi-hauteur au niveau des appuis :

$$\begin{aligned}\tau^{max} &= \frac{3T}{2h} \\ T &= \frac{qa}{2}\end{aligned}$$

et on doit assurer  $\sigma_b \tan \phi \geq \tau^{max}$ . Finalement on obtient :

$$\sigma_b \geq \frac{3T}{2h \tan \phi}$$

### 3.3.6 La méthode des réactions hyperstatiques

Cette méthode de calcul est relativement ancienne comparée aux calculs éléments-finis et aux concepts plus réalistes de convergence-confinement. Elle est cependant simple à comprendre et à utiliser, ce qui lui permet de rester une estimation courante (et économique) dans son domaine d'application (cf. dernier paragraphe).

#### *Déconnection terrain / soutènement*

Le principe est d'étudier le comportement du soutènement (ou du revêtement) sous l'action de charges extérieures. On réalise donc un calcul de structure classique que n'importe quel logiciel de RDM élaboré peut mener. La géométrie du soutènement est rentrée précisément pour un mètre linéaire de galerie sous forme de poutres 2D, puis on vient lui appliquer un chargement. On distingue alors des charges dites *actives*, qui sont indépendantes de l'état de déformation, et des charges dites *passives* qui sont les réactions hyperstatiques issues de la déformation du soutènement. La première catégorie regroupe la pression appliquée par le poids des terrains (verticale et horizontale), la pression hydrostatique si le tunnel traverse une nappe, le gonflement éventuel, le détachement d'un bloc, le poids propre du revêtement, la circulation routière à faible profondeur, etc. Les secondes charges sont les réactions de butée du terrain (Fig. 3.9). Ces dernières

sont considérées comme linéairement liées aux déplacements, ce qui permet de les modéliser par une série de ressorts, dont la rigidité  $K^4$  est issue des propriétés mécaniques de la roche ou du sol environnant.

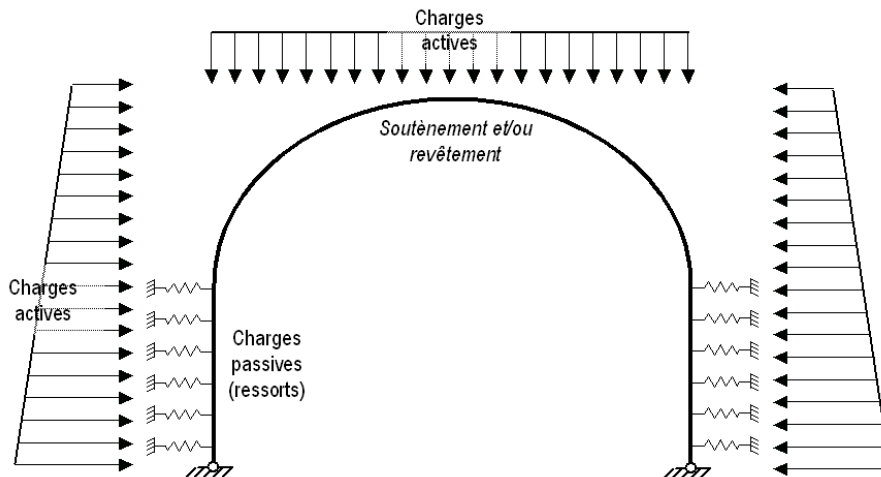


FIG. 3.9 – Schéma classique d'un modèle aux réactions hyperstatiques, avec les forces actives et passives (ressorts).

L'équilibre de la structure établi, il est alors possible d'accéder aux efforts dans le soutènement (M, N et T) ainsi qu'aux convergences maximales.

**Détermination des charges "actives"**

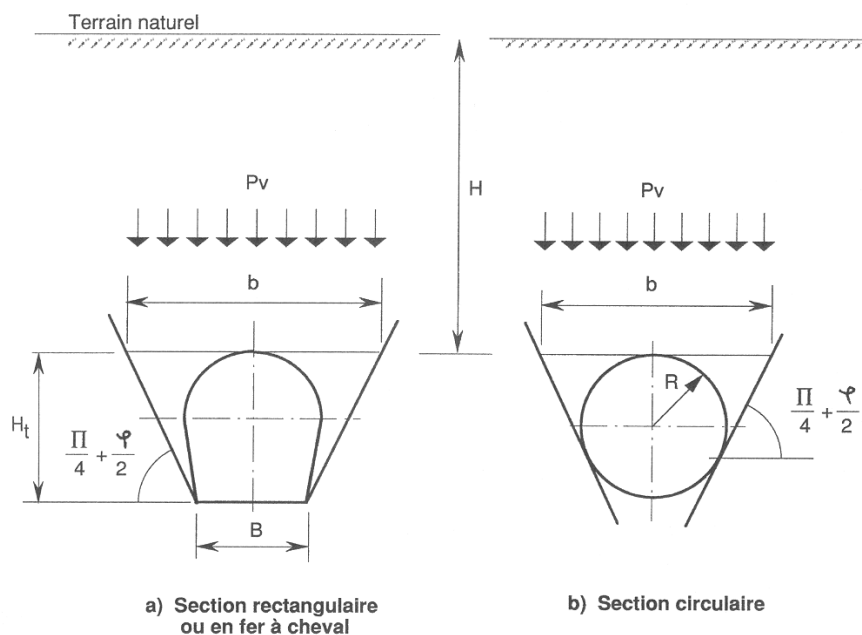


FIG. 3.10 – Représentation géométrique des variables utilisées dans les formules de Terzaghi (d'après [14]).

Dans le modèle proposé, ces charges constituent le "chargement extérieur" qui ne sera pas modifié par le déplacement de la structure. Elles dépendent de nombreux paramètres, tels que la profondeur, les dimensions du tunnel, la qualité de la roche, le *décousu* laissé entre le front de taille et le soutènement, etc...

<sup>4</sup>K est aussi appelé *module de réaction*.

Il existe de nombreuses théories permettant d'évaluer les pressions appliquées sur une structure de soutènement.

**Milieux continus** La méthode des réactions hyperstatiques étant plutôt adaptée aux tunnels peu profonds dans des sols, on utilise principalement les formules de Terzaghi ou de Caquot qui sont basées sur une rupture en coin du terrain en piédroits et l'effet du poids d'une voûte de décharge. La formule de Terzaghi s'exprime ainsi (Fig. 3.10) :

$$P_v = \frac{b \left( \gamma - \frac{2C}{b} \right)}{2 \tan \phi} \left( 1 - e^{-\frac{2H \tan \phi}{b}} \right)$$

H et b sont la profondeur du tunnel et la largeur du cône d'effondrement estimé en clef de voûte. C,  $\phi$  et  $\gamma$  sont les paramètres de Coulomb et le poids volumique du terrain. La pression  $P_h$  sur les parois latérales — qui peut être triangulaire — est estimée avec  $P_v$  et par l'intermédiaire du coefficient  $K_a$  (coefficient de poussée) ou  $K_0$  (coefficient des terres au repos). D'autres formules, basées sur les classifications du massif rocheux, fournissent des valeurs approchées des pressions. Toutes sont à utiliser avec la plus grande prudence.

**Milieux discontinus** Dans certains cas, il peut être intéressant de modéliser la chute d'un bloc rocheux sur un soutènement/revêtement. Il faut alors vérifier la stabilité de la structure sous deux types de charge active :

- **Chute d'un bloc en voûte.** On ne considère que le poids propre du bloc, situé en clef de voûte ;
- **Chute d'un bloc en piédroit.** Ce cas de charge dissymétrique est particulièrement défavorable. Il faut considérer le glissement du bloc sur une ou deux discontinuités.

#### **Détermination des charges "passives"**

Outre la difficulté de savoir jusqu'où placer les ressorts<sup>5</sup>, il est souvent difficile, sans essais sur le matériau, de déterminer la valeur du module K.

L'expression analytique du déplacement  $\vec{u}$  en paroi d'un tunnel circulaire pour un massif de roche élastique, isotrope et linéaire permet d'accéder à une expression approximative de ce module :

$$K = \frac{E}{(1 + \nu)R}$$

$$\vec{q} = K\vec{u}$$

$\vec{q}$  est la pression appliquée en paroi. Dans le logiciel, il suffira de considérer la butée comme une série d'appuis élastiques normaux.

Le contact soutènement-terrain n'est jamais parfaitement glissant, et des frottements tangentiels existent. On pourra également les modéliser par des ressorts, tangents au soutènement.

#### **Champ d'application**

En général, la méthode est adaptée aux ouvrages construits en terrain meuble ou en rocher fracturé, sous faible couverture et avec des techniques de soutènements lourds (têtes de tunnel remblayées par ex.). Dès que l'on s'enfonce un peu, il faut faire intervenir des concepts issus de la méthode convergence-confinement. Il est impossible de modéliser un couplage terrain/soutènement au niveau des charges actives, ce qui est un gros handicap si l'on utilise la NATM. Dans des cas particuliers cependant, la méthode aux réactions hyperstatiques peut être utile à l'étude d'impacts sur les structures d'un tunnel : chute de blocs en milieux rocheux discontinus ou impact d'un véhicule sur les structures internes (cloisons, dalles de roulement, etc...).

<sup>5</sup>Difficile d'évaluer le passage de l'état de butée à l'état de poussée : c'est la raison pour laquelle on procède toujours par itérations successives.

Il est bon de rappeler que la pression des terrains ne s'applique pas sur toute la longueur du soutènement, et que les contacts sont souvent localisés à certains endroits des cintres. Difficile dans ce cas de prédire avec précision les sollicitations de la structure...

Enfin, notons que cette méthode s'avère très utile pour la tenue au feu des structures, la modélisation étant bien plus simple qu'en éléments finis par exemple (cf. 3.3.8).

### 3.3.7 La méthode convergence-confinement

Plutôt que de méthode, il conviendrait de parler de concept. Les idées et théories qui sont liées à ces deux termes : convergence et confinement, sont reprises dans toutes les autres approches du dimensionnement. La *convergence* a été définie dans la partie 1.3.1, elle est liée à un déplacement<sup>6</sup>. Le *confinement* est la pression radiale qui s'applique sur le pourtour de l'excavation, en présence d'un soutènement. Il constitue en quelque sorte le chargement du soutènement. On parle aussi de *déconfinement*, mais pour le terrain. Il s'agit de la décompression causée par la présence du tunnel. Ce déconfinement s'amorce bien en avant du front (un diamètre environ).

Pour situer le contexte, cette méthode est née suite au succès de la NATM dans les années 70. Sa conceptualisation complète remonte au tout début des années 80.

La méthode convergence-confinement est une méthode analytique : toutes les formules sont explicites et peuvent être entrées sur une simple calculette. Le lecteur désirent rentrer dans l'intimité de la méthode pourra se référer à l'ouvrage de Marc Panet [30].

#### Hypothèses

L'hypothèse forte est la considération unidimensionnelle du problème :

- Hypothèse des déformations planes ;
- Hypothèse d'isotropie des contraintes initiales ( $K_0 = 1$ ) et d'isotropie du massif ;
- La cavité étudiée a une forme cylindrique.

L'état initial est défini par l'état de contrainte isotrope.  $H$  est la hauteur de couverture et  $\gamma$  le poids volumique des terrains sus-jacents. La contrainte initiale dans le massif est donc :

$$\sigma_0 = \gamma H$$

#### Courbe de convergence

Pour passer d'un état tridimensionnel, avec un terrain que se déconfinement progressivement autour du front de taille, à un état de déformation plane (que l'on rencontre traditionnellement dans une section éloignée du front), on introduit une *pression fictive* en paroi. Cette pression, uniformément répartie sur le pourtour de l'excavation, a une valeur qui décroît avec l'éloignement au front.  $P_i$  varie ainsi de  $\sigma_0$  à 0, de l'état de contrainte initial à l'état entièrement déconfiné. L'évolution de  $P_i$  est donc gouvernée par la distance  $x$ , qui permet de se situer par rapport au front de taille (où  $x = 0$ ). On écrit :

$$P_i = (1 - \lambda(x)) \sigma_0$$

$\lambda(x)$  est appelé *taux de déconfinement* car il caractérise l'état du massif à l'endroit  $x$  considéré. Il varie de 0 (état initial, en avant du front de taille) à 1 (état complètement déconfiné, loin en arrière du front).

Cette notion de pression fictive — illustrée sur la figure 3.12 — permet de ne considérer qu'une tranche de terrain pour l'étude de l'effet de l'excavation, dans un état mécanique de quasi-déformations planes. La théorie des milieux continus nous donne ensuite les champs de déplacement et de contrainte autour du tunnel. Là où réside encore une forte incertitude, c'est dans l'équation permettant de définir  $\lambda(x)$ .

<sup>6</sup>C'est exactement la somme des déplacements en paroi de deux points diamétralement opposés.



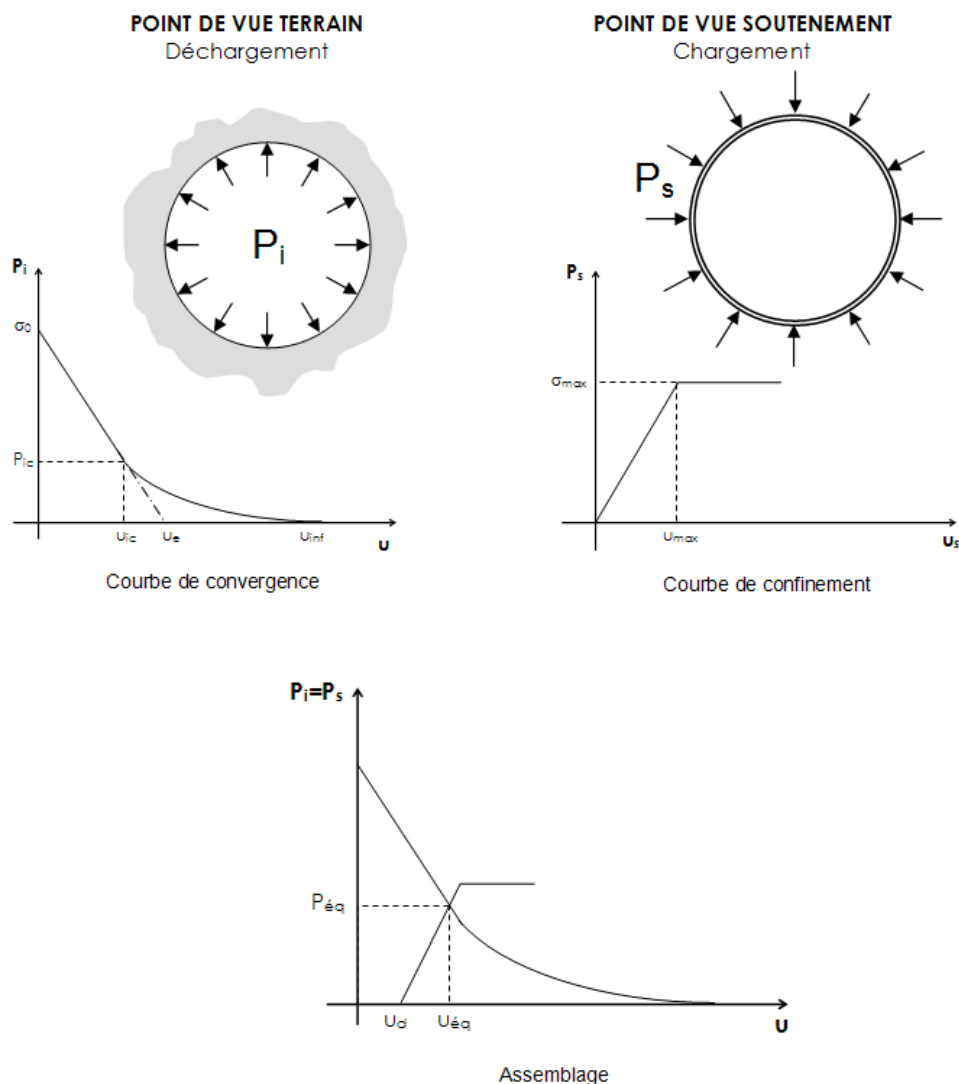


FIG. 3.11 – Courbes de convergence, de confinement et assemblage.

Plusieurs auteurs ont proposé des formules, nous en retiendrons une, la plus simple, lorsque le terrain reste en élasticité :

$$\lambda(x) = \alpha + (1 - \alpha) \left( 1 - \left[ \frac{m_0 R}{m_0 R + x} \right]^2 \right)$$

$\alpha$  et  $m_0$  sont deux constantes (on prendra respectivement 0.25 et 0.75) et  $R$  le rayon d'excavation.

La *courbe de convergence* (Fig. 3.11) est la courbe donnant la valeur du déplacement en paroi  $u$  en fonction de la pression fictive  $P_i$ , et en l'absence de soutènement. Il s'agit d'une courbe paramétrique — de paramètre  $x$  — qui se représente sur un graphe  $(P_i, u)$ .

La théorie de l'élasto-plasticité permet d'obtenir l'équation de cette courbe pour des critères simples (Mohr-Coulomb par exemple). Le détail des calculs sort du cadre de ce cours, nous nous contenterons simplement de distinguer deux phases et de donner les principaux résultats <sup>7</sup> :

- **Une phase élastique**, de  $u = 0$  à  $u = u_{ic}$ . Le terrain se déconfiné progressivement de manière linéaire. Par prolongement de la droite sur l'axe des abscisses, on obtient le pseudo-déplacement élastique  $u_e$ . L'expression simple de  $u_e$  donne une première approximation des déplacements en

<sup>7</sup>Le lecteur désireux de connaître le détail des équations élasto-plastiques se référera à [27].

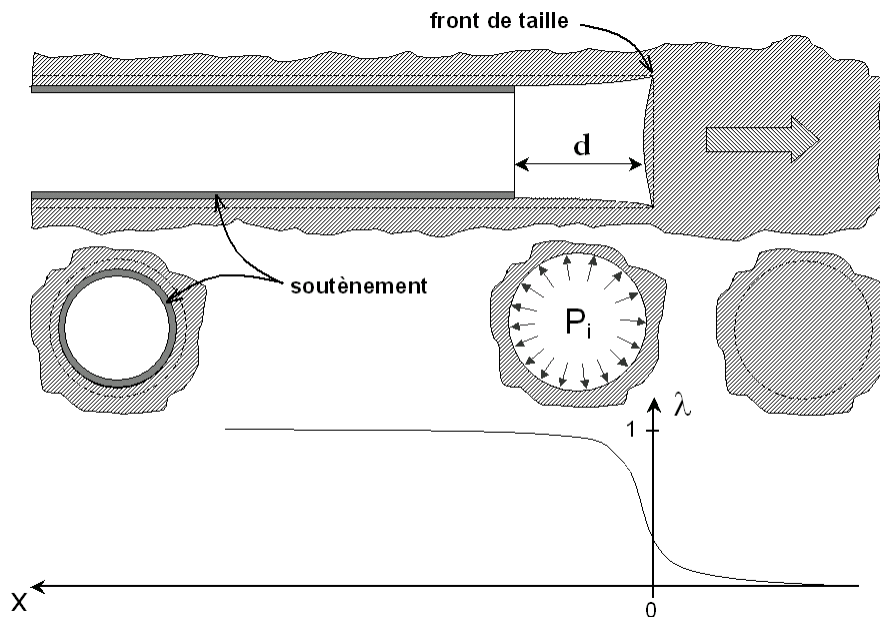


FIG. 3.12 – Notion de pression fictive et de déconfinement autour du front de taille.

tunnels :

$$u_e = \frac{(1 + \nu)}{E} R \sigma_0$$

- **Une phase plastique**, de  $u = u_{ic}$  à  $u = u_{inf}$ . Le terrain en paroi passe dans un état de déformations irréversible. Il y a rupture par excès de compression, par écrasement. Parfois la courbe ne recoupe pas l'axe des abscisses, et la paroi se referme sur elle-même (très grandes déformations). L'état plastique est à éviter, c'est un des rôles du soutènement. Pour le critère de Mohr-Coulomb, l'équation de la courbe plastique est :

$$u = R \frac{(1 + \nu)}{E} \left( C_1 + C_2 \left( \frac{R}{R_p} \right)^{K_p - 1} + C_3 \left( \frac{R_p}{R} \right)^{\beta + 1} \right)$$

Avec :

$$\begin{aligned} C_1 &= -(1 - 2\nu)(\sigma_0 + H) \\ C_2 &= \left( \frac{(1 - \nu)(1 + \beta K_p)}{K_p + \beta} - \nu \right) \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \\ C_3 &= 2(1 - \nu) \frac{(K_p - 1)(\sigma_0 + H)}{K_p + \beta} \\ R_p &= \left[ \frac{2(\sigma_0 + H)}{K_p + 1} \frac{R^{K_p - 1}}{P_i + H} \right]^{\frac{1}{K_p - 1}} \end{aligned}$$

Les constantes du modèle de Mohr-Coulomb non-associé (angle de dilatance  $\psi$ ) sont exprimées ainsi :

$$\begin{aligned} \beta &= \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi} \\ K_p &= \tan^2 \left( \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned}$$

$$H = \frac{C}{\tan \varphi}$$

Enfin, pour tracer la courbe il faut calculer la pression  $P_{ic}$  d'apparition de la plasticité :

$$P_{ic} = \frac{2\sigma_0 - H(K_p - 1)}{K_p + 1}$$

Pour calculer le déplacement maximal du terrain  $u_{inf}$ , on utilise les formules ci-dessus en prenant simplement  $P_i = 0$ .

Lorsque le terrain est de bonne qualité, dans les roches dures par exemple, il se peut que la paroi reste en élasticité durant tout le déconfinement. Un critère très utilisé en travaux souterrains pour déterminer si le massif encaissant risque de rentrer en plasticité est le *facteur de stabilité* :

$$F = \frac{2\sigma_0}{R_c}$$

Avec  $R_c$  la résistance en compression simple de la roche ; si  $F > 1$  alors il y a risque d'instabilité.

Les figures du tableau 3.1 permettent de visualiser l'influence des différents paramètres du modèle élastoplastique de Mohr-Coulomb sur la courbe de convergence. Le tunnel de référence qui a servi à l'étude paramétrique est le suivant :  $R = 6\text{m}$ ,  $\sigma_0 = 1.25\text{MPa}$ ,  $\nu = 0.3$ ,  $E = 500\text{MPa}$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $C = 200\text{kPa}$  et  $\psi = 0^\circ$ .

### **Courbe de confinement**

Une deuxième courbe est requise pour la méthode. Il s'agit de la *courbe de confinement* (Fig. 3.11), qui va permettre de caractériser le comportement du soutènement sous son chargement.

Le chargement considéré est purement radial, il s'agit d'une pression appliquée sur tout le pourtour extérieur de la structure<sup>8</sup>. Le calcul du déplacement radial  $u_s$  en fonction de la pression appliquée  $P_s$  permet de tracer la courbe de confinement sur un graphe identique à celui de la courbe de convergence. On distingue également deux phases dans les modèles classiques :

- **Une phase élastique**, de  $u_s = 0$  à  $u_s = u_{max}$ . Le soutènement se comporte linéairement.
- **Une phase plastique**, après  $u_{max}$ . Cette zone correspond à la rupture du soutènement, elle est donc interdite.

### **Optimisation du soutènement**

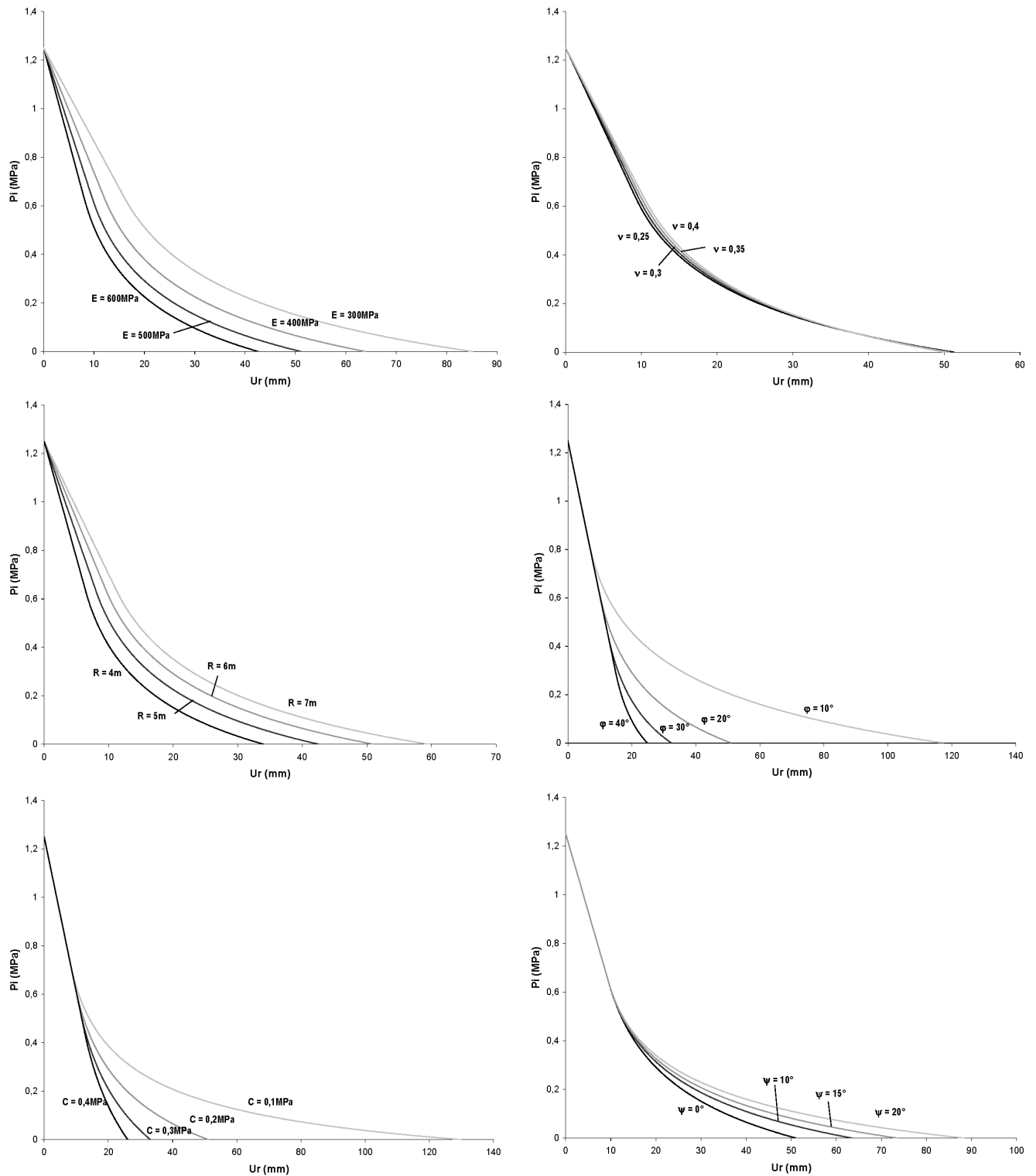
Une fois paré de nos deux courbes — l'une caractérisant le comportement du terrain et l'autre celui du soutènement — on va pouvoir les coupler pour étudier l'interaction roche-structure. Comment ?

On va simplement superposer les deux courbes. La pression fictive de l'un correspond parfaitement au chargement du second. Mais le couplage va nécessiter l'introduction d'un nouveau paramètre : le déplacement à la pose du soutènement. En effet, le soutènement n'est pas posé immédiatement au front de taille, et encore moins dès les prémices de déconfinement en avant du front. Il est posé à quelques décimètres en arrière<sup>9</sup>, alors que le terrain s'est déjà partiellement déconfiné. On ajoute ainsi un paramètre  $u_d$ , qui est stricto-sensu le déplacement en paroi à la pose du soutènement.  $u_d$  est bien entendu étroitement lié à  $\lambda_d$ , taux de déconfinement à la pose.

Le point d'intersection des deux courbes correspond ainsi au point d'équilibre entre terrain et soutènement. C'est ce point ( $P_{\acute{e}q}$ ,  $u_{\acute{e}q}$ ) qui donne l'état mécanique de la structure "à l'infini", loin du front de taille. Toute la puissance de la méthode convergence-confinement réside donc dans cette simplicité de représentation. En jouant sur chacun des paramètres du problème, on optimise le soutènement : **pas ou peu de plasticité pour le terrain, et chargement à 70 ou 80 % de la rupture pour le soutènement.**

<sup>8</sup>On considère souvent une structure circulaire en forme de coque, typiquement du béton projeté, pour simplifier les calculs. Mais la courbe de confinement se détermine aussi pour les autres soutènements.

<sup>9</sup>De 0,5 à 4m pour un tunnel routier classique ( $D \approx 12\text{m}$ ).



TAB. 3.1 – Etude paramétrique de la courbe de convergence pour différentes valeurs de  $E$ ,  $\nu$ ,  $R$ ,  $\varphi$ ,  $C$  et  $\psi$ .

A titre d'exemple, en jouant sur le paramètre  $u_d$  : un soutènement placé trop près du front de taille sera chargé prématurément et arrivera donc plus rapidement à la rupture. A l'opposé, un soutènement placé trop loin du front n'aura aucun effet, car le terrain se sera déjà presque entièrement déconfiné, voire effondré, et le chargement sera pratiquement nul. Rappelons que le soutènement est aussi là pour limiter la convergence.

### Domaines d'application

La méthode est essentiellement utilisée dans le cadre d'un prédimensionnement des soutènements. Les hypothèses de base sont en effet rarement toutes vérifiées dans la réalité ; le cas idéal étant celui du tunnel circulaire profond en milieu isotrope. Néanmoins l'approche est valable pour obtenir des "ordres de grandeurs" d'épaisseur de soutènement dans les cas suivants :

- Le massif de terrain doit pouvoir être représenté comme un milieu homogène, isotrope et continu à l'échelle de l'ouvrage. Cela conditionne les calculs dans le cadre de la mécanique des milieux continus. La partie 2.4 présente brièvement les roches qui peuvent être considérées comme continues.
- Le dimensionnement concerne une section courante du tunnel. Afin de pouvoir simplifier le problème tridimensionnel en un problème unidimensionnel, il faut que de part et d'autre de la section étudiée, le terrain soit identique sur un tronçon de quelques dizaines de mètres. Cette condition exclut donc également les têtes du tunnel. La distance entre la clé de voûte du tunnel et la surface topographique doit être au minimum égale à 4 fois le diamètre du tunnel. Les conditions de creusement doivent être identiques sur un linéaire d'au moins 1 diamètre en avant et 2 diamètres en arrière de la section étudiée.
- La géométrie du tunnel est supposée circulaire dans la méthode. Dans le cas d'une section quasi-circulaire, on utilisera un *rayon équivalent*, calculé par exemple sur la base d'une section circulaire identique. La condition de circularité parfaite exclut de pouvoir calculer les moments de flexion dans le soutènement. Ces derniers sont pourtant souvent dimensionnants.
- L'état de contraintes initial est isotrope ( $K_0 = 1$ ). Cela se vérifie souvent à moyenne et grande profondeur.

La notion d'équilibre par déconfinement progressif — à la base du concept — est quant à elle reprise dans les calculs par éléments finis phasés. Cette méthode, nous le verrons dans la partie suivante, nécessite la donnée du taux de déconfinement à la pose du soutènement.

### 3.3.8 Les méthodes numériques

Apparues dans les années 70, d'abord pour les matériaux métalliques et progressivement adaptées pour les géomatériaux, les méthodes numériques<sup>10</sup> permettent d'obtenir des champs de déplacements et de contraintes avec un niveau de précision sans équivalent. On est vite tenté de les utiliser systématiquement tant leur rapidité et leur simplicité d'utilisation sont grandes. Il convient cependant de borner précisément leurs domaines d'utilisation ainsi que l'utilité d'une modélisation complexe.

*Milieu continu : éléments finis, différences finies...*

**Présentation générale** Pour les milieux continus<sup>11</sup>, il existe deux méthodes de calculs similaires basées sur une discrétisation spatiale du massif rocheux. Nous ne rentrerons pas dans le détail de la description de ces méthodes, car elles sont identiques à celles utilisées en Génie Civil ou en Mécanique. On se contentera de donner quelques recommandations et quelques limitations sur leur application aux travaux souterrains :

- Ne pas perdre l'idée qu'un tunnel, surtout près du front de taille, constitue un problème complètement tridimensionnel. Seuls les calculs 3D — plus longs et coûteux que les calculs 2D — permettent donc d'appréhender efficacement l'état de déformation du massif. On peut toutefois s'affranchir de

<sup>10</sup> Aussi appelées *méthodes du solide composite* dans les travaux souterrains.

<sup>11</sup> Pour la distinction milieu continu/discontinu, on se référera à la partie 2.4.

la troisième dimension en utilisant les concepts de convergence-confinement (pression fictive, voir partie 3.3.7).

- On ne peut, à priori, modéliser qu'un massif continu. Les discontinuités uniques localisées peuvent tout de même être représentées mais nécessitent un raffinement du maillage et une bonne connaissance de leur comportement au cisaillement.
- Les conditions initiales et aux limites du modèle sont primordiales pour la qualité du résultat.
  - **Conditions initiales** : Déplacements nuls et contraintes initiales  $\sigma = \sigma_0$ .
  - **Conditions aux limites** : Déplacements nuls aux frontières du modèle, situées à 4 ou 5 diamètres du tunnel. Le déplacement est laissé libre à la surface topographique.
- Les lois de comportement utilisées peuvent être très complexes et nécessiter la mesure d'un grand nombre de paramètres que très peu de projets vont justifier. On utilise donc dans 90% des cas les lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance) ou de Hoek et Brown (6 paramètres avec la dilatance).
- Le maillage nécessite d'être plus raffiné dans les zones de forte variation des contraintes — dans les angles d'une excavation par exemple.

En France, trois logiciels sont principalement employés en travaux souterrains : CESAR (Éléments finis, logiciel élaboré par le LCPC), PLAXIS (Éléments finis, par la société DELFT) et FLAC (Différences finies, par la société ITASCA).

**Modèle 2D en déformations planes** Les calculs en déformations planes, dans le profil en travers d'une section de tunnel, représentent 98% des calculs numériques réellement effectués en bureau d'étude. Ils utilisent les concepts de pressions fictives et de déconfinements élaborés pour la méthode convergence-confinement. Ils apportent d'ailleurs de nombreux avantages par rapport à cette dernière : section quelconque, état de contrainte anisotrope, calculs en sections divisées (Fig. 3.13.a). Le calcul se réalise par phases successives, à des états de déconfinement progressifs :

1. Massif de roche ou de sol continu sans tunnel. On applique la gravité, et on définit ainsi notre "état initial" ;
2. Creusement simulé par l'annulation de la rigidité des éléments dans le tunnel, et par l'application d'une pression de déconfinement — appelée *force d'excavation* — sur la paroi, directement opposée aux contraintes initiales qui agissaient sur ces éléments. Déconfinement jusqu'à la pose du soutènement ( $\lambda = \lambda_p$ ).
3. Mise en place du soutènement à  $\lambda_p$ . Application de la force de déconfinement restante et équilibre du massif avec le soutènement.
4. Effets différés sur le revêtement (viscosité ou rétablissement d'une charge hydrostatique par exemple).

Dans le cas d'un creusement par demi-sections, il faut répéter le processus pour chaque phase de creusement. La difficulté supplémentaire est alors de déterminer  $\lambda$  pour chaque phase.

**Modèle 2D axisymétrique** Les modèles axisymétriques représentent le tunnel selon son axe longitudinal. Les hypothèses d'axisymétrie sont celles de la méthode convergence-confinement : section circulaire, matériau isotrope, état de contrainte isotrope. Mais ils ont le gros avantage de pouvoir étudier l'état mécanique du terrain autour du front de taille. C'est par cette modélisation que l'on approche la fameuse loi d'évolution du coefficient  $\lambda$  (Fig. 3.13.b).

#### **Milieu discret : méthode des éléments distincts**

Le cas des milieux continus n'est tout de même pas une généralité en travaux souterrains et en mécanique des roches. Le rocher est un milieu fondamentalement fracturé, et vouloir à *tout prix* se ramener à un milieu continu par des techniques d'homogénéisation et de corrélation serait une grave erreur, pouvant conduire à des conclusions complètement fausses.



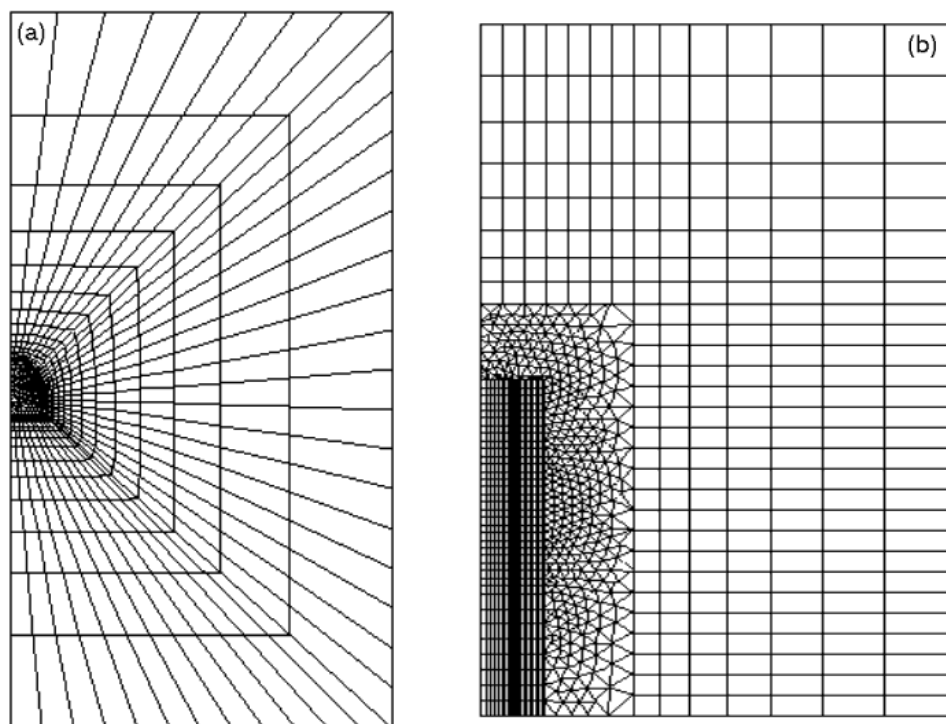


FIG. 3.13 – Maillages numériques 2D en déformations planes (a) et axisymétrique (b) (CESAR).

C'est la raison pour laquelle les mécaniciens des roches ont élaboré des méthodes de calculs numériques adaptées aux milieux discrets. Leur domaine d'utilisation est fonction du degré de fracturation du massif.

La méthode des éléments distincts s'attache à représenter le comportement de milieux discrets, allant des milieux faiblement fracturés (méthode des dièdres) à fortement fracturés, presque continus. Les assemblages de blocs — qui peuvent être modélisés sous forme rigide ou déformable — interagissent au travers de joints, représentés par des contacts.

La méthode permet de prendre en compte les grands déplacements, les rotations et les instabilités à un stade avancé. Des contacts peuvent donc s'ouvrir puis disparaître, et d'autres apparaître. Un algorithme de reconnaissance automatique des contacts doit être intégré et relancé à chaque incrément cinématique (Fig. 3.14).

L'unique logiciel permettant de mener à bout ces calculs est UDEC - 3DEC (société ITASCA). Il est à noter que cette méthode nécessite une très bonne reconnaissance de l'état de fracturation du massif, et un temps de calcul encore très élevé. La représentation 2D, certes plus rapide, reflète mal le comportement véritablement tridimensionnel de ce type de problème. C'est pourquoi les éléments distincts sont encore très peu utilisés pour dimensionner les talus dans les bureaux d'étude géotechniques, et encore moins pour vérifier un soutènement de tunnels.

### 3.3.9 Calcul des tassements

L'estimation des tassements engendrés en surface par le creusement d'une cavité n'est pas chose aisée. Le déplacement vertical de la cote T.N. au droit du tunnel est la répercussion en surface des déplacements en paroi (convergence et extrusion), du drainage éventuel voire des vibrations émises par les engins. Ces déplacements sont non seulement liés à la configuration géométrique et mécanique, mais aussi au procédé de creusement choisi : tunnelier avec front ouvert, fermé, pression de confinement ; soutènement du front avec boulons, prévoûtes ; pose du revêtement très près du front, etc... De façon générale, on ne s'intéressera aux tassements que pour les ouvrages souterrains urbains de faible profondeur, et pour ceux passant à proximité d'autres ouvrages "à risques" : voie de chemin de fer, pile de viaduc, etc...

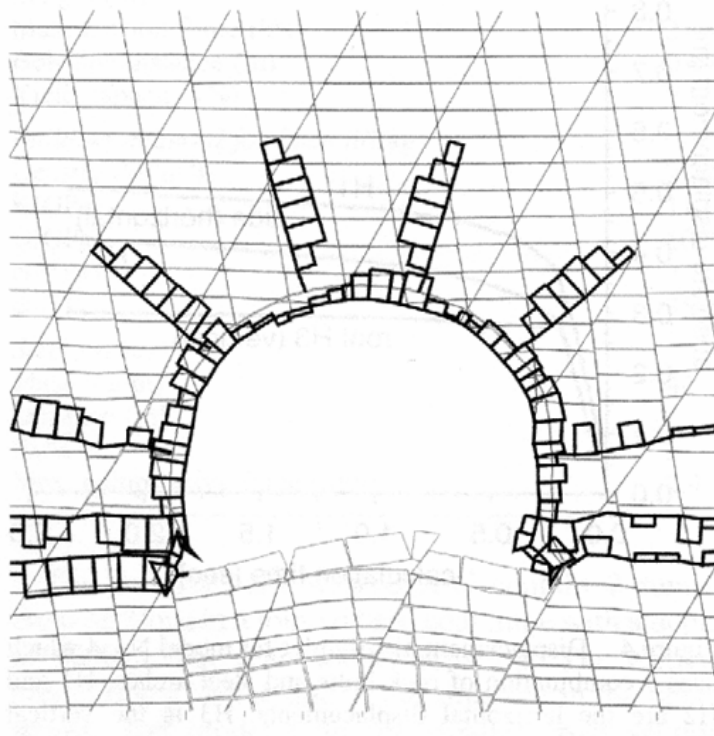


FIG. 3.14 – Etude du renforcement par boulonnage d'une mine de charbon sous UDEC (d'après Lendel et al. 2004). Les contraintes normales sont représentées par des histogrammes.

Transversalement au tunnel, la *cuvette de tassement* est assez bien approximée par une courbe de Gauss. Des formules plus ou moins empiriques ont été proposées pour estimer le volume de terrain tassé, ainsi que l'amplitude de ce tassement.

L'AFTES a édité en 1995 une recommandation pour estimer ces mouvements de terrains [3].

*Partie à compléter.*

### 3.4 Exercices

#### 3.4.1 Dièdre sur versant rocheux

Cet exercice constitue la suite de la partie 3.1.1. On peut écrire :

$$F_{12} = \gamma h^3 \lambda_{12}$$

$$F_1 = \gamma h^3 \lambda_1$$

$$F_2 = \gamma h^3 \lambda_2$$

$$S_1 = h^2 \mu_1$$

$$S_2 = h^2 \mu_2$$

Avec  $\lambda$  et  $\mu$  des coefficients sans dimension ne dépendant que des orientations relatives du talus et des discontinuités.

Réécrire la condition de stabilité potentielle dans le cas où  $c_1 = c_2 = c$  et  $\tan \varphi_1 = \tan \varphi_2 = \tan \varphi$ .

Tracez la limite d'instabilité dans le graphe  $(\frac{c}{\gamma h}, \tan \varphi)$ . A partir de quelle valeur de  $\varphi$  est-on sûr d'avoir une stabilité potentielle quelque soit  $c$  ?

Même question pour  $c$ , quelque soit  $\varphi$ .

*Application* : les plans de discontinuité ont un pendage de  $45^\circ$ , leurs traces affleurantes respectives forment un angle droit (Fig. 3.15) et le talus est droit. Valeurs numériques :  $h = 20m$ ,  $\gamma = 25kN/m^3$ ,  $c = 150kPa$ ,  $\varphi = 30^\circ$ . Calculez la valeur des constantes  $\mu_1, \mu_2, \lambda_1, \lambda_2$  et  $\lambda_{12}$  puis vérifiez sa stabilité.

*Aide* : le volume du dièdre est  $\frac{(h\sqrt{2})^3}{6}$ . Vous devrez également utiliser le théorème d'Al-Kashi.

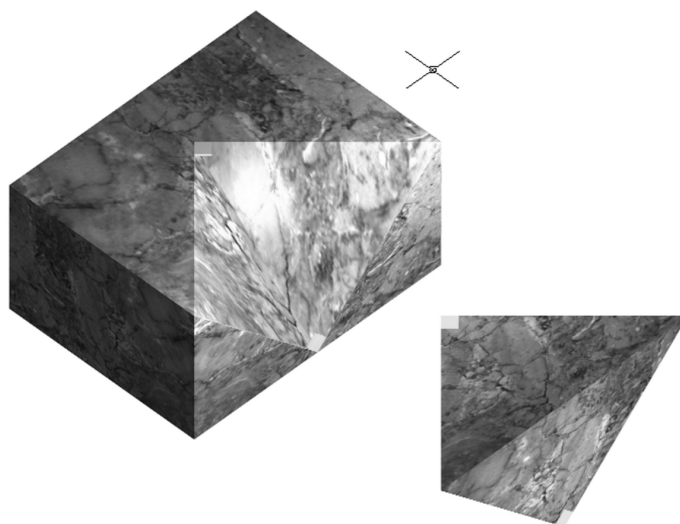


FIG. 3.15 – Visualisation en perspective du dièdre de l'exercice (dessin DBV - Cetu).

#### 3.4.2 Stabilité du terrain à l'avant d'un tunnelier

Comme dans toutes les excavations souterraines, le front de taille d'un tunnelier est soumis à des sollicitations qui peuvent le rendre instable, en particulier si la limite de cisaillement dans le terrain est atteinte.

Dans le cas d'un tunnel excavé en méthode conventionnelle, le front de taille doit être maintenu principalement pour des raisons de sécurité, pour les ouvriers travaillant à proximité. Dans le cas du creusement au TBM, le front doit être stable :

1. Afin d'éviter l'initiation d'une surface de rupture à l'avant de la machine, et risquer de créer un *fontis* ;
2. Afin de faciliter l'excavation et le guidage de la machine (absence de vide ou de terrain déconfiné).

Si le terrain à front n'est pas assez résistant, il est nécessaire d'appliquer une pression de confinement  $P_c$  qui peut être estimée de plusieurs manières. L'objet de cet exercice est de présenter une des méthodes couramment employées en travaux souterrains pour calculer ce confinement.

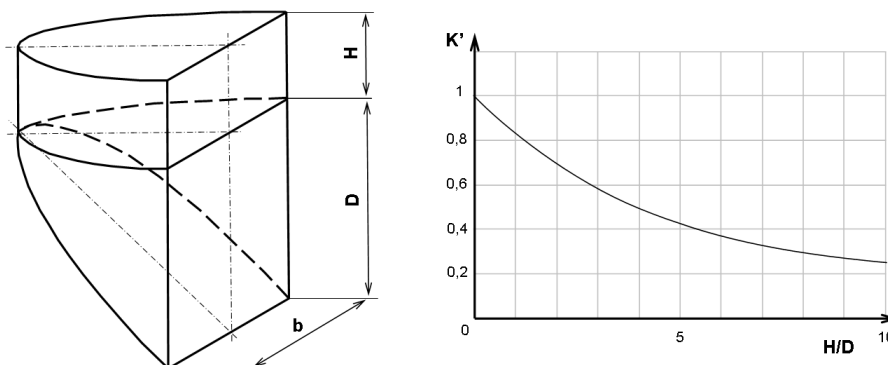


FIG. 3.16 – Illustration de la méthode de Piaskowski : schéma de rupture et abaque du  $K'$ .

A. Piaskowski a publié en 1965 le résultat de ses essais expérimentaux relatifs à la tenue de parois moulées remplies de boue. Il a ainsi pu préciser le modèle de rupture de Coulomb en intégrant un effet de voûte tridimensionnel. La Figure 3.16, à gauche, illustre le mode de rupture considéré par Piaskowski pour une hauteur de boue  $D$ , dont le niveau est situé à une distance  $H$  de la surface. Ses essais ont permis de tracer la courbe de la Figure 3.16, à droite, reliant le coefficient  $K'$  au rapport  $H/D$ .  $K'$  est un coefficient de correction du coefficient de poussée classique  $K_a$ , intégrant l'effet tridimensionnel.

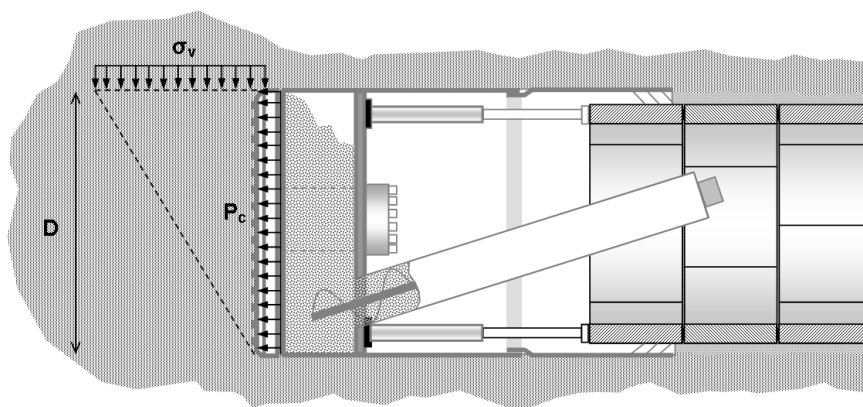


FIG. 3.17 – Application de la méthode de Piaskowski au front de taille d'un TBM.

Dans le cas d'un tunnelier à front pressurisé, le terrain en avant du front est soumis à la pression des terres susjacentes notée  $\sigma_v$ . Le front pourrait se rompre selon le schéma de Piaskowski (Fig. 3.17). Dans ce cas les calculs de contraintes effectués selon la théorie de Rankine permettent d'obtenir les formules donnant la pression de confinement  $P_c$  nécessaire pour équilibrer le coin :

$$P_c = K'K_a(\sigma_v - 2C)$$

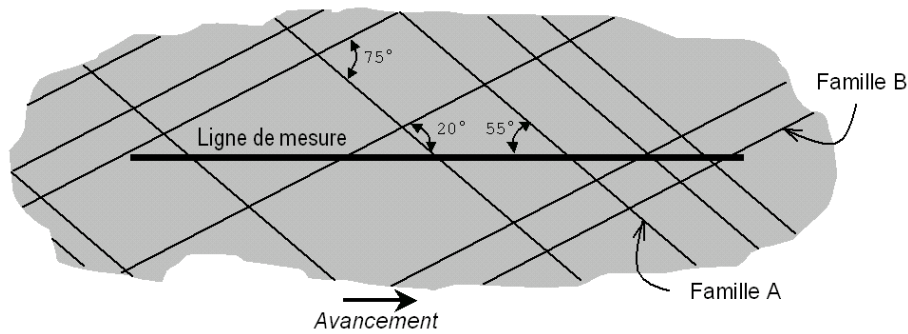


FIG. 3.18 – Ligne de mesure sur un piédroit de la galerie.

pour un terrain purement cohérent, de cohésion  $C$ ,

$$P_c = K' K_a \left( \sigma_v - \frac{2C}{\sqrt{K_a}} \right)$$

pour les terrains cohérents/frottants.

1. Expliquez la forme de la courbe trouvée expérimentalement par Piaskowski.
2. Un tunnelier mixte – mode ouvert / mode pression de terre – de diamètre 10m creuse des terrain marno-calcaires altérés dont les caractéristiques géotechniques sont les suivantes :  $C = 10kPa$ ,  $\varphi = 35^\circ$  et  $\gamma = 24kN/m^3$ . La hauteur de couverture est variable, et croit progressivement depuis la zone d'entrée où la hauteur est  $H_0 = 7m$ .
  - (a) Calculez la pression de terre à appliquer au front de taille dès le démarrage du creusement, à la zone d'entrée.
  - (b) Pour quelle valeur de cohésion serait-il possible de commencer en mode ouvert, sans confinement au front ?
  - (c) Après 100m de creusement, les relevés géotechniques à front montrent une cohésion du terrain bien meilleure, avoisinant les  $250kPa$ . La hauteur de couverture est alors d'environ 30m. Est-il possible de supprimer le confinement et basculer en mode ouvert ?

### 3.4.3 ID, RQD et RMR

*Cet exercice est inspiré de [15].*

Une étude des discontinuités d'une paroi de galerie en cours de creusement doit être effectuée. Pour cela on trace une ligne horizontale sur un des piédroits verticaux. Le massif rocheux recèle deux familles de discontinuités qui sont inclinées entre elles de  $75^\circ$  (cf. Fig. 3.18). La trace du jeu A fait un angle de  $55^\circ$  avec la ligne horizontale. Un grand nombre de mesures donnent un espacement moyen entre discontinuités (valeur de l'indice ID) de 0,450 m pour la famille A et 0,800 m pour la famille B.

1. Estimation du RQD.
  - (a) Calculez la valeur de l'indice ID *normal* de chaque famille. Déterminez ensuite la classe ID de ces familles.
  - (b) Quelle est la valeur de l'indice ID global de toutes les discontinuités confondues dans la direction de la ligne de mesure ?
  - (c) En supposant que l'ID des deux familles confondues suit une loi de distribution en exponentielle négative, estimez le RQD du massif rocheux dans la direction de la ligne de mesure.

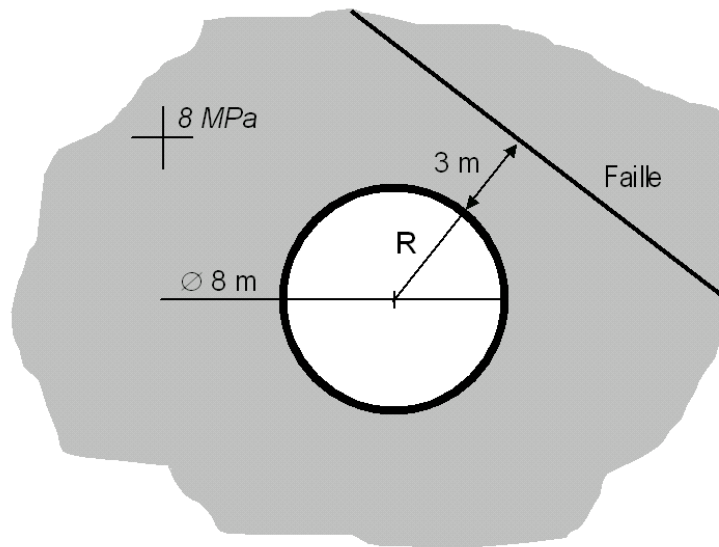


FIG. 3.19 – Vue en plan du puits et de la faille.

## 2. Estimation du RMR (Fig. 3.5)

- Considérons que chaque famille de discontinuité coupe la galerie perpendiculairement à son axe d'avancement avec une orientation des joints très favorable. La matrice rocheuse intacte possède une résistance à la compression simple de 120 MPa, la surface des joints est légèrement rugueuse avec une séparation moyenne de 0,2 mm et, bien qu'il y ait de l'eau à l'intérieur des joints, l'écoulement dans la galerie est assez faible. Déterminez l'indice RMR de base pour ce massif rocheux.
- La valeur trouvée conduit-elle à une bonne stabilité des terrains sans soutènement ?

### 3.4.4 Plan de discontinuité proche d'un puits

*Cet exercice est inspiré de [15].*

La figure 3.19 représente une vue en plan d'un puits vertical, creusé à proximité d'une faille remplie d'argile. L'état de contrainte environnant est considéré isotrope, de valeur  $\sigma_0 = 8$  MPa. Le comportement de la faille est purement cohésif, avec une cohésion  $C = 1,8$  MPa.

En considérant le milieu élastique, déterminez la contrainte de cisaillement maximale dans la faille, générée par le creusement du puits. Peut-on alors conserver l'hypothèse d'un état de déformation élastique ?

*Rappel*

En coordonnées cylindriques, le champ de contrainte autour de la cavité est le suivant :

$$\begin{cases} \sigma_{rr} = \sigma_0 \left(1 - \frac{R^2}{r^2}\right) \\ \sigma_{\theta\theta} = \sigma_0 \left(1 + \frac{R^2}{r^2}\right) \\ \sigma_{r\theta} = 0 \end{cases}$$

### 3.4.5 Influence de la hauteur de couverture sur le dimensionnement du soutènement

On se place dans le cas d'une portion de tunnel routier à projeter de longueur 300m pour laquelle la hauteur de couverture  $h$  varie selon le schéma indiqué Fig. 3.20. On désire dimensionner le soutènement lors du creusement du tunnel. L'excavation est supposée circulaire de rayon  $R$  égal à 5 mètres et creusé dans le



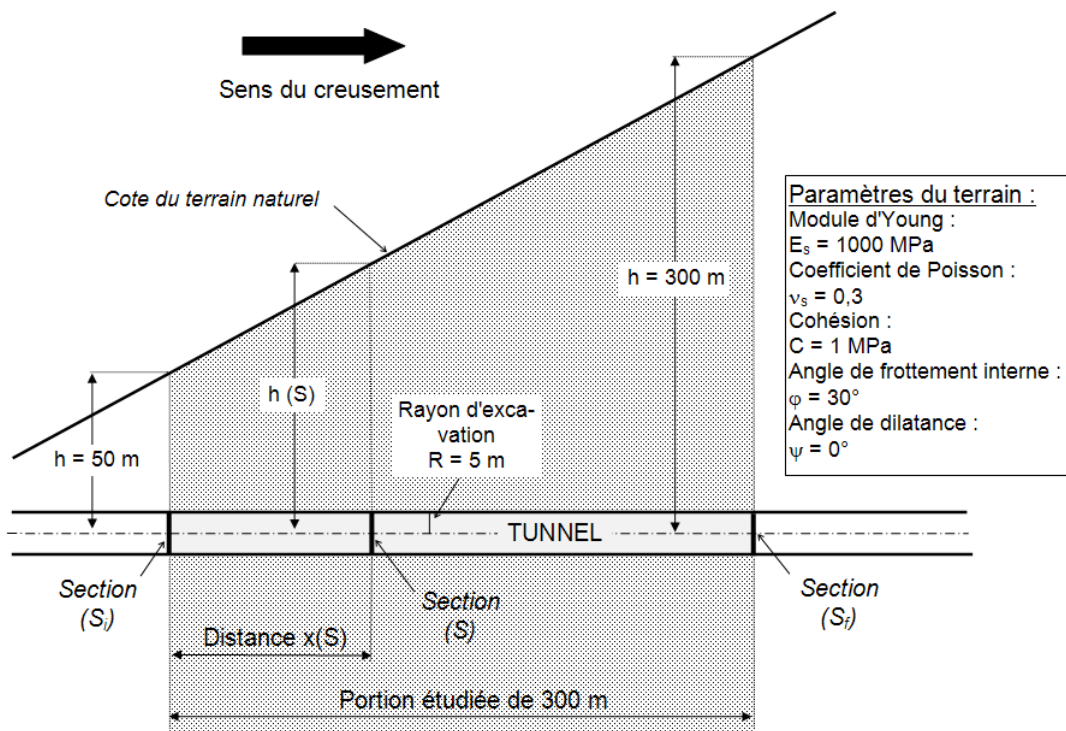


FIG. 3.20 – Profil en long du tunnel.

sens d'une augmentation de la hauteur de couverture. Le terrain est homogène dans la portion considérée et possède un comportement élastoplastique parfait dont les paramètres sont donnés en Figure 3.20. On supposera que la méthode convergence-confinement est valable et la pression initiale  $P$  est calculée de la façon suivante pour chaque section :

$$P = \gamma \cdot h$$

avec :

$\gamma$  : poids volumique du terrain pris égal à  $0,025 \text{ MN/m}^3$  ;

$h$  : hauteur de couverture de la section considérée ; la valeur de  $h$  sera prise égale à la distance entre la côte du terrain naturel au droit de la section et le centre de l'excavation.

### Dimensionnement de la section de hauteur de couverture minimale ( $S_i$ )

On s'intéresse dans cette partie à la section ( $S_i$ ) (voir Figure 3.20) de la portion dont la hauteur de couverture est minimale. On cherche à dimensionner l'épaisseur de soutènement à mettre en oeuvre.

1. Montrer que la pression initiale  $P$  du terrain avant creusement pour la section ( $S_i$ ) est égale à  $1,25 \text{ MPa}$ . Y a-t-il apparition de la plasticité dans le terrain pour la section ( $S_i$ ) ?
2. Quelle est la valeur finale du déplacement de la paroi au cas où aucun soutènement n'est mis en place ?
3. Tracer la courbe de convergence du massif pour la section ( $S_i$ ).
4. On décide de mettre en oeuvre en ( $S_i$ ) un soutènement à base de béton projeté dont les caractéristiques sont les suivantes :
  - Module d'Young  $E_b = 10\,000 \text{ MPa}$
  - Coefficient de Poisson  $\nu_b = 0,2$
  - Contrainte maximale de compression admissible  $\sigma_{max} = 20 \text{ MPa}$

L'épaisseur choisie ( $e$ ) est de 20 centimètres et la distance de pose ( $d$ ) du soutènement par rapport au front de taille est de 1,5m.

- (a) Calculer le taux de déconfinement  $\lambda_p$  à la pose du soutènement. Calculer la pression fictive  $P_{id}$  à la pose du soutènement.
  - (b) Quel est le déplacement  $u_d$  du terrain à la pose du soutènement ?
  - (c) Tracer la courbe de confinement.
5. On recherche les valeurs atteintes à l'équilibre :
- (a) Quelle est la valeur du déplacement de la paroi à l'équilibre ?
  - (b) Quelle est la valeur du taux de déconfinement à l'équilibre ?
  - (c) Quel pourcentage de la contrainte maximale admissible  $\sigma_s$  a-t-on mobilisé à l'équilibre ?
  - (d) Conclusions sur l'épaisseur de soutènement choisie pour la section (Si).

### **Dimensionnement du soutènement lorsque la hauteur h varie**

On s'intéresse dans cette partie à l'effet de la variation de hauteur h sur le dimensionnement du soutènement.

1. A partir de quelle distance (x) du début de la portion étudiée (voir Figure 3.20) y aura-t-il apparition de la plasticité dans le terrain ?
2. Le dimensionnement est réalisé en étudiant dans cette question la section (Sf) de hauteur h égale à 300m (voir Figure 3.20).
  - (a) Montrer que la pression initiale P du terrain est de 7,5 MPa. Calculer la pression d'apparition de la plasticité à la paroi dans le cas où la section étudiée est (Sf).
  - (b) Tracer la courbe de convergence du terrain dans le cas où la section étudiée est (Sf).
  - (c) On suppose que la distance de pose (d) est telle que le taux de déconfinement à la pose est de 0,6. Déterminer graphiquement le déplacement de la paroi à la pose à partir de la courbe de convergence. Est-ce que cette valeur de déplacement est admissible ?
  - (d) On propose de mettre en oeuvre un béton projeté dont les caractéristiques sont identiques à la question 2 de la partie précédente. On garde la même épaisseur e de soutènement égale à 20cm. Tracer la courbe de confinement correspondante. Conclusion sur l'épaisseur de soutènement choisie pour la section (Sf).
3. On suppose que sur toute la longueur de la portion projetée (300m), à cause de contraintes de chantier, on prévoit de mettre en oeuvre deux types de soutènements différents à base de béton projeté dont les caractéristiques sont identiques à la question 2 de la première partie mais d'épaisseurs e différentes.
 

D'après les résultats obtenus, indiquer qualitativement la manière dont on doit procéder pour choisir les épaisseurs à mettre en oeuvre dans la portion considérée.

### **3.4.6 Interprétation des mesures de convergence d'une galerie de reconnaissance**

On se place dans le cas d'une portion de tunnel routier à projeter pour laquelle, d'une part, la hauteur de couverture h est constante et égale à 100m et, d'autre part, la géologie est parfaitement homogène. Afin de mieux connaître le comportement mécanique des terrains à traverser, une galerie de reconnaissance de diamètre plus petit que le futur tunnel a été creusée (galerie pilote). Des mesures de convergences ont été réalisées afin de mieux apprécier la stabilité de l'excavation. A partir des résultats de la galerie de reconnaissance, on désire dimensionner le soutènement lors du creusement du futur tunnel.

On supposera que la méthode convergence-confinement est valable pour les calculs dans la galerie et le dimensionnement du futur tunnel routier. La pression initiale P est calculée de la façon suivante pour chaque section :

$$P = \gamma \cdot h$$

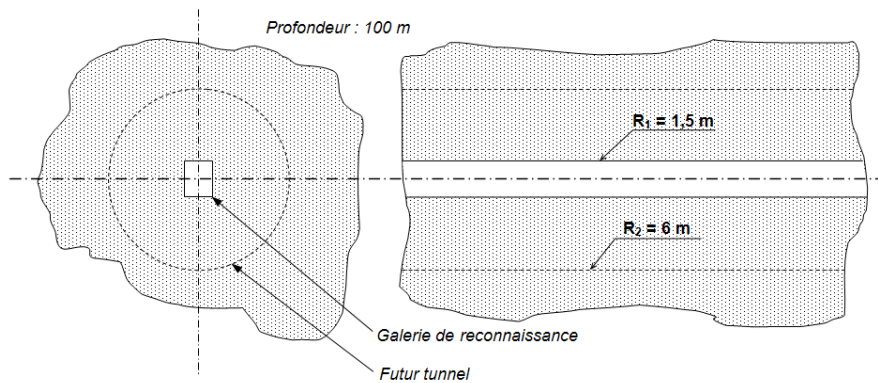


FIG. 3.21 – Tunnel et galerie pilote de reconnaissance.

avec :

$\gamma$  : poids volumique du terrain pris égal à  $20 \text{ kN/m}^3$

$h$  : profondeur moyenne à l'axe du tunnel ;

### Calcul du module du terrain à partir des résultats issus de la galerie de reconnaissance

La galerie excavée a une section rectangulaire. Pour se placer dans les hypothèses de la méthode convergence-confinement, on a calculé un rayon équivalent  $R_1 = 1,5\text{m}$ . Le terrain est homogène dans la portion considérée et possède un comportement élastoplastique parfait. Le critère de plasticité est celui de Mohr-Coulomb. La profondeur  $h$  est constante et prise égale à  $100\text{m}$ . Dans la portion étudiée, la galerie a été creusée alors qu'aucun soutènement n'a été mis en place.

Des mesures de convergences ont été réalisées dans cette galerie pour une section donnée. Elles consistent à mesurer quotidiennement le déplacement radial de la paroi au cours de l'excavation. On suppose que la première mesure a été réalisée au front de taille et que la dernière mesure a eu lieu alors que le front de taille est très éloigné par rapport à la section de mesure. Les dernières mesures n'évoluent pas et montrent que le déplacement radial de la paroi est stabilisé depuis un certain temps. La convergence (c'est-à-dire le double du déplacement radial de la paroi) obtenue entre la première mesure et la dernière mesure est égale à  $8,15\text{mm}$ .

On cherche à retrouver le module d'Young  $E$  du terrain à partir des mesures de convergences réalisées dans la galerie de reconnaissance.

Des reconnaissances antérieures par sondages carottés ont montré que les paramètres élastoplastiques du terrain sont les suivants :

- Paramètres terrain : Coefficient de Poisson  $\nu_t$  :  $0,3$
- Cohésion  $C$  :  $1,2 \text{ MPa}$
- Angle de frottement interne  $\varphi$  :  $30^\circ$
- Angle de dilatance  $\psi$  :  $0^\circ$  ( $\beta=1$ )

1. Montrer que le terrain reste élastique lorsque le front est très éloigné de la section considérée, c'est-à-dire lorsque la dernière mesure de convergence est effectuée.
2. Calculer le taux de déconfinement du terrain au moment où la première mesure de convergence est effectuée. On utilisera pour cela la formule élastique donnée en cours reliant la distance de pose du soutènement au taux de déconfinement à la pose.
3. Calculer le module d'Young  $E$  du terrain à partir des résultats des mesures de convergences.

***Dimensionnement du soutènement à mettre en oeuvre dans le futur tunnel***

Compte tenu des conclusions de l'analyse précédente, on retiendra une valeur de module d'Young  $E_s$  du massif de 700MPa. Les valeurs pour les autres paramètres du terrain sont celles données dans la première partie.

On désire dimensionner le soutènement à mettre en place dans le futur tunnel.

Le rayon  $R_2$  du futur tunnel est égal à 6m (voir Figure 3.21). La profondeur  $h$  est supposée être la même que pour la galerie, c'est-à-dire égale à 100m.

**1. Courbe de convergence du massif**

- (a) Peut-on attendre une plastification dans le massif au cours des travaux ?
- (b) Tracer la courbe de convergence en précisant la valeur du déplacement final que l'on obtiendrait s'il n'y avait pas de soutènement.

**2. Courbe de confinement du soutènement**

Le soutènement est constitué d'une coque en béton projeté dont le comportement peut être supposé élastique parfaitement plastique. Ses caractéristiques sont les suivantes :

- Module d'Young  $E_b$  : 10000 MPa
- Coefficient de Poisson  $\nu_b$  : 0,2
- Epaisseur  $e$  : 10cm
- Contrainte maximale admissible  $\sigma_{max}$  : 20MPa

- (a) On suppose que la distance de pose  $d$  du soutènement est égale à 1m. Calculer le taux de déconfinement  $\lambda_d$  à la pose du soutènement. Donner ensuite la valeur du déplacement du terrain  $u_d$  à la pose du soutènement en précisant clairement la démarche.
- (b) Tracer la courbe de confinement en précisant la valeur du module de rigidité  $K_s$  du soutènement.

**3. Recherche de l'équilibre**

- (a) Quel est le déplacement théorique du terrain  $u_{\acute{e}q}$  à l'équilibre ?
- (b) Quel est la contrainte  $\sigma_s$  supportée par le soutènement à l'équilibre ?
- (c) Que peut-on conclure concernant le soutènement prévu ?

# Corrigés des Exercices

---

## Chapitre 1

*Pas d'exercices.*

## Chapitre 2

### Exercice 2.5.1 : Contraintes naturelles

1. Ecrire la relation de comportement en élasticité linéaire isotrope :

$$\epsilon = \frac{(1 + \nu)}{E}\sigma - \frac{\nu}{E}\text{trace}(\sigma)I$$

et utiliser les hypothèses d'état de déformation oedométrique.

2.  $\sigma_z = 26,46\text{MPa}$ ,  $\sigma_x = \sigma_y = 8,82\text{MPa}$
3. Pas d'état de contrainte isotrope.
4. La poussée décale la droite  $\sigma_y$  de 10MPa. Elle coupe la droite  $\sigma_z$  en un point où  $\sigma_y = \sigma_z$ . Ce point est situé à 567m de profondeur.
5. A 3000m, les roches deviennent plus ductiles et le phénomène de fluage accomode les inégalités de pression.

### Exercice 2.5.2 : Formation de filons de quartz

1. – poids initial du schiste :  $1,9 \times 2,5 \cdot 10^3 = 2,5 \cdot 10^{12}\text{kg}$   
– teneur en eau à -10km :  $12,5 \cdot 10^{10}\text{kg}$   
– teneur en eau à -30km :  $5 \cdot 10^{10}\text{kg}$   
soit une perte de  $75 \cdot 10^9\text{kg}$  (ou litres).
2. Si cette eau est partie à -30km, elle a pu évacuer  $1\text{mg} \times 75 \cdot 10^9\text{mg}$  de silice.
3. La solubilité de la silice étant de 0,2mg au lieu de 1mg par litre, on aura une précipitation de  $0,8\text{mg} \cdot \text{l}^{-1}$  soit  $0,8 \times 75 \cdot 10^9 = 60 \cdot 10^9\text{mg}$ .

### Exercice 2.5.3 : Caractéristiques mécaniques d'une discontinuité

1.  $\phi_b = 30^\circ$  et  $i = 15^\circ$ .
2. Deux enveloppes bi-linéaires :
  - Pour le comportement au pic,  $c = 0$ ,  $\phi = 45^\circ$  pour  $0 < \sigma_n < 1\text{MPa}$  et  $c = 0,5\text{MPa}$ ,  $\phi = 26,5^\circ$  pour  $1 < \sigma_n < 4\text{MPa}$ .

- Pour le comportement résiduel,  $c_r = 0$ ,  $\phi_r = 30^\circ$  pour  $0 < \sigma_n < 1\text{MPa}$  et  $c_r = 0,1\text{MPa}$ ,  $\phi_r = 26^\circ$  pour  $1 < \sigma_n < 4\text{MPa}$ .

### Exercice 2.5.4 : Formation des alluvions fluviales

1. Trois remarques :

- Sur une ligne  $v = 100 \text{ cm/s}$  : pour les fines, on observe un transport, plus ou moins couplé à une érosion. Les particules se décollent plus facilement du lit de la rivière pour des tailles comprises entre  $0,01$  et  $5 \text{ mm}$  (grains de sable). Pour des graviers ou galets, il n'y a aucun transport et le processus de sédimentation est immédiat ;
- Sur une ligne  $r = 1 \text{ mm}$  : les grains de sable tombent sur le fond de la rivière jusqu'à une vitesse de courant proche de  $8 \text{ cm/s}$ , au-dessus ils sont immédiatement transportés par le courant et pour des vitesses supérieures à  $12 \text{ cm/s}$ , le courant creuse le lit de la rivière ;
- Pour les particules très fines, on remarque qu'il faut un courant très important pour déclencher l'érosion. Ceci est en partie dû aux forces d'attraction électrochimiques qui font adhérer les fines avec les plus gros grains. Il faut un courant beaucoup plus important pour les "arracher" au lit de la rivière.

2. Les eaux de ruissellement représentent annuellement :

$$\frac{40}{100} \times 5.10^{10} = 2.10^{10} \text{ m}^3 = V$$

Le débit  $Q$  du fleuve dans sa partie basse sera donc  $V/t$  où  $t$  est le temps (un an). Comme  $Q = l \times p \times v = V/t$ ,

$$v = \frac{V}{t} \times \frac{1}{l.p} = \frac{2.10^{10}}{365 \times 24 \times 3600} \times \frac{1}{1000 \times 5} = 0,126 \text{ m/s}$$

3.  $5.10^{10} \text{ m}^2 \times 10^{-4} \text{ m} = 5.10^6 \text{ m}^3$ .

4. Environ  $2 \text{ mm}$ .

5.  $v$  doit être inférieure mais voisine de  $4 \text{ cm/s}$ . En supposant la profondeur et le débit constants,

$$l > \frac{Q}{p.v}$$

Soit  $l > 3170 \text{ m}$ .

Dans ces conditions –  $v$  voisine de  $4 \text{ cm/s}$  et  $l$  voisine de  $3170 \text{ m}$  – il y a peu de particules fines dans les alluvions.

6. La partie amont est caractérisée par des sables grossiers et des graviers provenant du tri des débris de roches granitiques, la partie aval sera, elle, caractérisée par des particules fines en provenance de l'amont et donc par une charge argileuse.

Le climat tempéré de la partie aval fait que l'on ne décèlera que peu de particules calcaires, les phénomènes de dégradation mécanique étant restreints sous un tel climat.

7. Dans la mesure où l'on retrouve dans la retenue la totalité des matériaux érodés et où il y a répartition homogène, on aura un envasement annuel de :

$$\frac{5.10^6}{2500.10^4} = 0,2 \text{ m}$$

Soit une vase de  $20 \text{ cm}$  d'épaisseur.



## Chapitre 3

### Exercice 3.4.1 : Dièdre sur versant rocheux

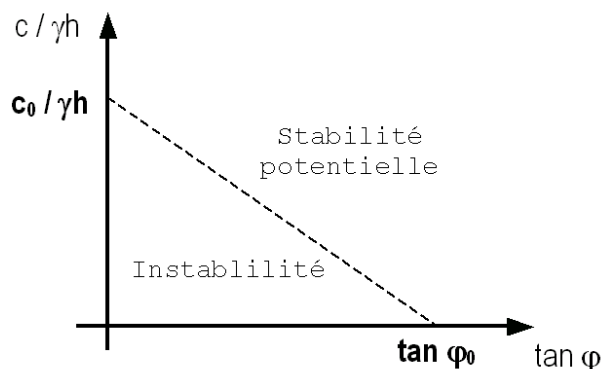


FIG. 3.22 – Graphique  $(\frac{c}{\gamma h}, \tan \varphi)$

La condition de stabilité potentielle s'exprime ainsi :

$$\lambda_{12} \leq \frac{c}{\gamma h} (\mu_1 + \mu_2) + (\lambda_1 + \lambda_2) \tan \varphi$$

Le graphe 3.22 permet de situer les limites au-delà desquelles il y a toujours stabilité :

$$\varphi_0 = \arctan \frac{\lambda_{12}}{\lambda_1 + \lambda_2}$$

$$c_0 = \frac{\gamma h \lambda_{12}}{\mu_1 + \mu_2}$$

*Application numérique :*

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{\sqrt{3}}{2}$$

$$\lambda_1 = \lambda_2 = \frac{1}{3\sqrt{1+\cos \alpha}}$$

$$\lambda_{12} = \frac{2}{3}$$

$\alpha$  est l'angle entre les deux plans :  $\alpha = \arccos\left(-\frac{1}{3}\right) = 109.47^\circ$ . Le calcul aboutit à la stabilité du dièdre avec un coefficient de sécurité d'1.5 environ.

### Exercice 3.4.2 : Stabilité du terrain à l'avant d'un tunnelier

1. Pour  $H = 0$ , on a  $K' = 1$  autrement dit il n'y a pas de réduction du coefficient  $K_a$  et on retrouve la théorie classique du coin de Coulomb. On ne bénéficie d'aucun effet de voûte transversal. Plus  $H$  augmente relativement à  $D$  et plus l'effet de voûte se fait sentir, le coefficient  $K_a$  est de plus en plus minoré par un coefficient  $K'$  qui diminue. A plus forte profondeur, on a en effet un effet de voûte plus marqué. Enfin, pour un  $H$  constant, on remarque que l'augmentation du diamètre du tunnel a un effet minorant sur l'effet de voûte :  $K'$  se rapproche de 1. C'est également logique puisque la taille de la surface de rupture augmente en fonction du diamètre.

## 2. Tunnelier mixte

- (a)  $P_c = 0,028\text{MPa}$ , avec une contrainte verticale estimée selon la formule  $\sigma_v = \gamma H$ .
- (b) On obtient  $C = 44\text{kPa}$  pour une valeur  $P_c = 0$ .
- (c) Oui, car les calculs donnent une pression  $P_c$  négative. Le front est autostable.

**Exercice 3.4.3 : ID, RQD et RMR**

## 1. Estimation du RQD.

- (a)  $ID_A = 0,369\text{m}$  et  $ID_B = 0,274\text{m}$ .
- (b)  $ID_{AB} = 0,288\text{m}$ .
- (c)  $RQD = 95,2$ .

## 2. Estimation du RMR.

- (a)  $RMR = 69$ .
- (b) Nous sommes dans un bon rocher, avec un temps de tenue moyen de 6 mois pour 4m de portée non-soutenue.

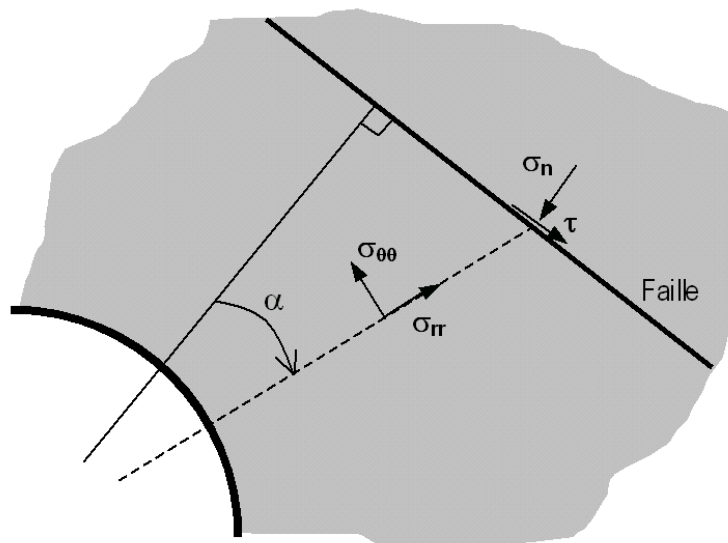
**Exercice 3.4.4 : Plan de discontinuité proche d'un puits**


FIG. 3.23 – Contraintes principales et facette orientée selon la faille.

Pour calculer la valeur du cisaillement sur la faille, il faut exprimer la valeur du couple  $(\tau, \sigma_n)$  en fonction de  $\sigma_{rr}$  et  $\sigma_{\theta\theta}$  avec l'aide du cercle de Mohr (Fig. 3.23). Après calcul, on trouve :

$$\sigma_n = \sigma_0 \left( 1 - \frac{R^2}{r^2} \cos 2\alpha \right)$$

$$\tau = \sigma_0 \frac{R^2}{r^2} \sin 2\alpha$$

En exprimant  $\tau$  uniquement en fonction de  $\alpha$ , on peut calculer le pic de cisaillement. Sur la faille,  $\tau_{max} = 1,69\text{MPa}$  pour  $\alpha = 30^\circ$ . La modélisation élastique reste donc valable.

### Exercice 3.4.5 : Influence de la hauteur de couverture sur le dimensionnement du soutènement

#### Dimensionnement de la section de hauteur de couverture minimale (Si)

1. Non.
2.  $8,1 \cdot 10^{-3} \text{m}$
3. Cf. Fig. 3.24
4. (a)  $\lambda_p = 0,6$  et  $P_{id} = 0,5 \text{MPa}$   
 (b)  $u_d = 4,9 \text{mm}$   
 (c)  $\sigma_s = 0,8 \text{MPa}$ ,  $K_s = 416 \text{MPa}$  et  $u_{smax} = 9,6 \text{mm}$
5. (a)  $u_{\acute{e}q} = 7 \text{mm}$   
 (b)  $\lambda_e = 0,86$   
 (c) 25%  
 (d) Soutènement largement surdimensionné.

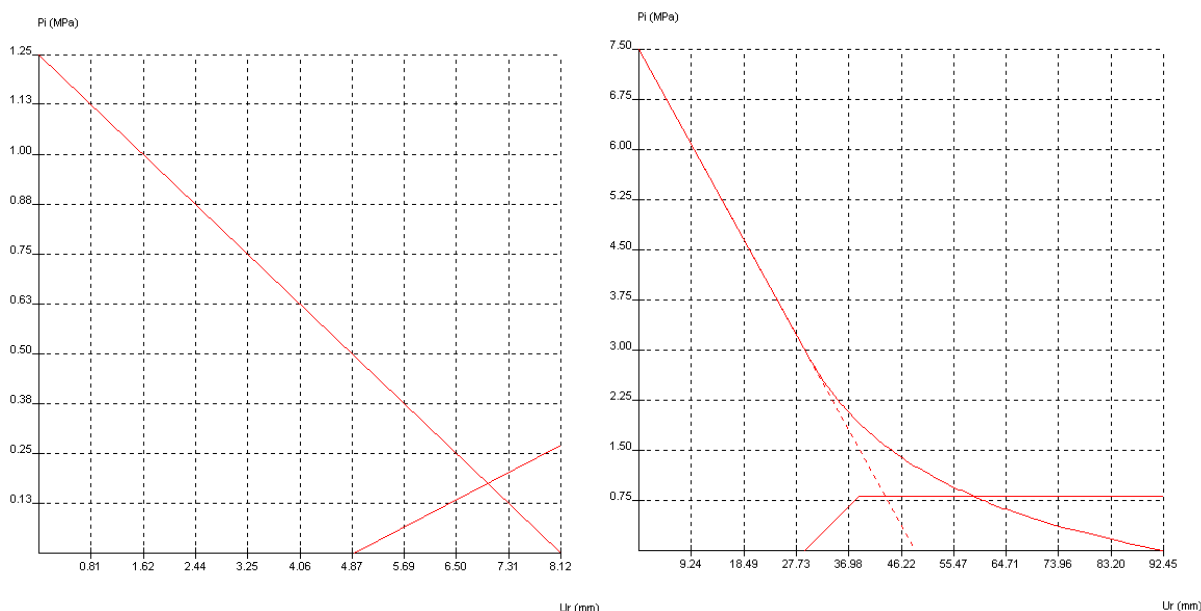


FIG. 3.24 – Courbes de convergence-confinement en Si (à gauche) et en Sf (à droite)

#### Dimensionnement du soutènement lorsque la hauteur $h$ varie

1.  $x = 24 \text{m}$
2. (a)  $P_{ic} = 2,88 \text{MPa}$  et  $u_{ic} = 3 \text{cm}$ . Avec les constantes de plasticité suivantes :  $C_1 = -3,69 \text{MPa}$ ,  $C_2 = 1,85 \text{MPa}$ ,  $C_3 = 6,46 \text{MPa}$ ,  $\beta = 1$ ,  $K_p = 3$ ,  $R_{P0} = 8,16 \text{m}$  et  $u_0 = 9,24 \text{cm}$ .  
 (b) Cf. Fig. 3.24  
 (c)  $u_d = 2,9 \text{cm}$  et  $P_{id} = 3 \text{MPa}$ . Non.  
 (d) Rupture du soutènement.
3. Il faut limiter au maximum les changements de section — donc de soutènement — sur un profil en long de tunnel. On choisira donc deux soutènements, calculés selon leur configuration la plus défavorable (pour  $x$  maximum). On conserve le soutènement en Si jusqu'à une certaine valeur de  $x$  (qu'il faudrait déterminer), puis on agrandit l'épaisseur de béton sur le reste de la portion de tunnel pour qu'il résiste aux pressions calculées en Sf.

**Exercice 3.4.6 : Interprétation des mesures de convergence d'une galerie de reconnaissance**

**Calcul du module du terrain à partir des résultats issus de la galerie de reconnaissance**

1.  $\sigma_0 = 2\text{MPa}$  donc  $F = \frac{2\sigma_0}{R_c} < 1$ , on est élastique.
2.  $d = 0$ ,  $\lambda = 0,27$
3. Le déplacement mesuré loin du front n'est pas  $u_{inf}$  mais  $u_{inf} - u_{front}$ . On trouve  $E = 700\text{MPa}$ .

**Dimensionnement du soutènement à mettre en oeuvre dans le futur tunnel**

1. *Courbe de convergence du massif*
  - (a) Non
  - (b)  $u_{inf} = 22,3\text{mm}$
2. *Courbe de confinement du soutènement*
  - (a)  $\lambda_d = 0.49$  et  $u_d = 10,9\text{mm}$
  - (b)  $K_s = 173,61\text{MPa}$  et  $P_{max} = 0,33\text{MPa}$ .
3. *Recherche de l'équilibre*
  - (a)  $u_{eq} = 19,5\text{mm}$  (cf. Fig. 3.25)
  - (b)  $P_{ieq} = 0,248\text{MPa}$  donc  $\sigma_s = 14.75\text{MPa}$
  - (c) Soutènement bien dimensionné au regard des sollicitations. On peut cependant discuter de son utilité mécanique.

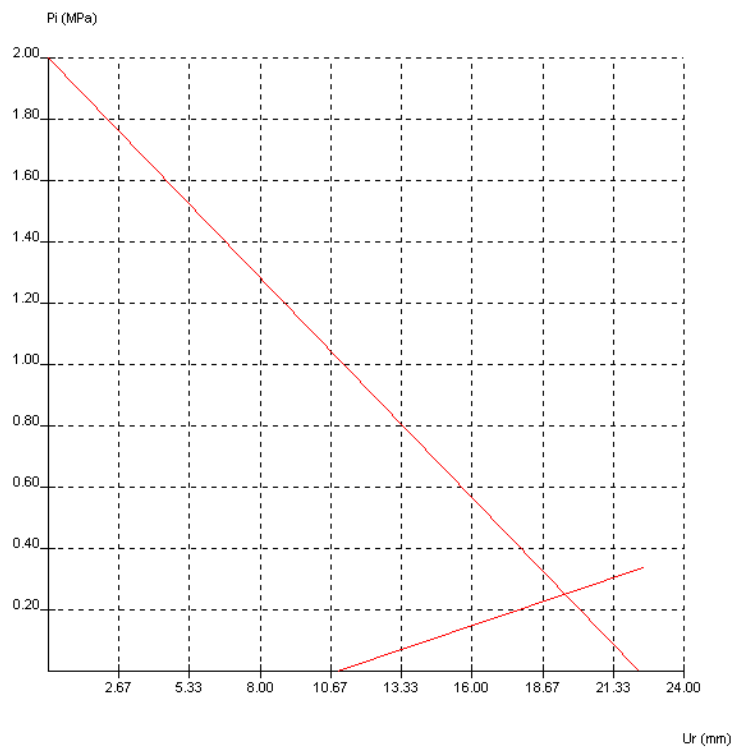


FIG. 3.25 – Courbes de convergence-confinement du futur tunnel

# Bibliographie

---

- [1] AFTES, *Recommandations relatives aux travaux d'injections pour les ouvrages souterrains*, TOS, (1987).
- [2] —, *Recommandations relatives au choix du soutènement en galerie*, TOS hors-série, (1993).
- [3] —, *Recommandations relatives aux tassements liés au creusement des ouvrages souterrains*, TOS, (1995).
- [4] —, *Recommandations relatives à l'organisation de l'auscultation des tunnels*, TOS, (1998).
- [5] —, *Recommandations relatives à l'utilisation du béton non-armé en tunnel*, TOS, (1998).
- [6] —, *Glossaire relatif aux tunneliers, groupe de travail 4*, TOS, (1999).
- [7] —, *Recommandations relatives aux choix des techniques d'excavation mécanisées*, TOS, (2000).
- [8] —, *Recommandations relatives à la conception et dimensionnement du béton projeté utilisé en travaux souterrains*, TOS, (2001).
- [9] —, *Recommandations relatives à l'utilisation des règles et normes générales de conception et de dimensionnement pour les revêtements de tunnel en béton armé et non armé*, TOS 165, (2001).
- [10] —, *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*, TOS 177, (2003).
- [11] —, *Compatibilité des recommandations de l'afes relatives aux revêtements des tunnels en béton avec les eurocodes*, TOS 204, (2007).
- [12] ASQUAPRO, *Fascicules techniques et recommandations de l'association pour la qualité de projection des mortiers et bétons*.
- [13] M. BENJUI, *Les travaux souterrains en France : Passé, présent, avenir*, notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers, 1996.
- [14] A. BOUVARD-LECOANET, G. COLOMBET ET F. ESTEULLE, *Ouvrages souterrains - Conception, réalisation, entretien*, Presses de l'ENPC, Paris, 1992.
- [15] B. BRADY ET E. BROWN, *Rock Mechanics for underground mining (third edition)*, Springer, 2004.
- [16] CETU, *Dossier pilote des tunnels : Génie Civil / Conception et dimensionnement*, vol. 3, Ministère de l'Équipement, Bron, 1998.
- [17] CFMR, *Fondements*, vol. 1 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, 2000.
- [18] —, *Les applications*, vol. 2 de Manuel de mécanique des roches, Presses de l'ENSMP, Paris, 2004.
- [19] R. COTTARD, *Méthodes de creusement à l'explosif*, notes de cours, Conservatoire National des Arts et Métiers, 1996.
- [20] J. DERCOURT ET J. PAQUET, *Géologie : objets et méthodes (11ème éd.)*, Dunod, Paris, 2002.
- [21] F. DESCOEUDRES, *Mécanique des roches (notes de cours)*, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Lausanne, 1989.
- [22] J.-L. DURVILLE, *Mécanique des roches appliquée au génie civil*. Cours du DEA MSOE, 2001.
- [23] J.-L. DURVILLE ET H. HÉRAUD, *Description des roches et des massifs rocheux (c352)*, Techniques de l'Ingénieur, Traité de Construction (1995).



- [24] J. FINE, *Le soutènement des galeries minières*, Sciences de la Terre et de l'Environnement, Presses de l'ENSMP, Paris, 1998.
- [25] E. HOEK, *Rock engineering, course notes*, 2000.
- [26] P. LUNARDI, *Conception et exécution des tunnels d'après l'analyse des déformations contrôlées dans les roches et dans les sols : proposition d'une nouvelle approche*, Revue Française de Géotechnique, (1999).
- [27] F. MARTIN ET A. SAÏTTA, *Manuel théorique du logiciel C-Lambda*, rap. tech., CETu - Itech, 2004.
- [28] P. NOUGUIER, *Déformation des roches et transformation de leurs minéraux - Initiation à la tectonique*, Ellipses, Paris, 2000.
- [29] M. PANET, *Mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, Presses de l'ENPC (épuisé), Paris, 1976.
- [30] ———, *Le calcul des tunnels par la méthode convergence - confinement*, Presses de l'ENPC, Paris, 1995.
- [31] SETRA, *Fondations au rocher - guide technique*, 2009.
- [32] B. STILLBORG, *Professional User Handbook for Rock Bolting*, Trans Tech Publications, 1994.

Plusieurs sites Internet abordent les travaux souterrains et la mécanique des roches. Voici une courte liste de sites intéressants :

- <http://www.aftes.asso.fr/>, le site de l'AFTES (incontournable) ;
- <http://www.asquapro.asso.fr/>, le site de l'ASQUAPRO (béton projeté) ;
- <http://www.ita-aites.org/>, le site de l'AITES (l'AFTES mondiale) ;
- <http://www.planete-tp.tm.fr/>, le musée virtuel des travaux publics ;
- <http://www.cetu.equipement.gouv.fr/>, le Centre d'Études des Tunnels et les dossiers pilotes ;
- <http://www.geotechnique.org/>, la page d'accueil des trois associations françaises en lien avec la géotechnique : Comité Français de Mécanique des Sols, Comité Français de Mécanique des Roches et Comité Français de Géologie de l'Ingénieur ;
- <http://www.bg-21.com/>, BG Ingénieurs Conseils, un Bureau d'Etudes spécialisé en travaux souterrains ;
- <http://www.rocscience.com/>, site du Pr Hoek en anglais ;
- <http://www.rockmass.net/>, site du Pr Palmström en anglais.

Le site de l'AFTES possède une page de liens vers les entreprises spécialisées en travaux souterrains.