

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET
POPULAIRE**

**Ministère de L'enseignement Supérieur et de la
Recherche Scientifique**



Ecole Nationale Polytechnique

Département : Génie Minier

Projet de Fin d'Etudes

Pour l'obtention du diplôme d'ingénieur d'état en génie minier

Thème

**Le Boulonnage du toit des
galeries minières :
Conception et mise en place**

Proposé et dirigé par :
Dr. K. OMRACI

Présenté par :
M. SELLOUK

Promotion : 2005/2006

ملخص

المذكورة الحالية، بالعنوان الذي هو دعامة سقف الأنفاق المنجمية بمسامير التثبيت الكبيرة، نهتم فيها أولاً بمفهوم الضغط و طبيعة الأرض حول هذه الأنفاق، التي هي الدليل على ثبات توازنها أو انكسارها، بعد ذلك نحصي أنواع التربة التي تحتاج إلى التثبيت بالمسامير الكبيرة، مع مختلف التشققات و الطبقات المتأثرة بالتمزيق و التشويه، بعدها نذكر تشكيلة من مسامير التثبيت و مستلزماتها والتي نستعملها أحياناً بعين الاعتبار طبيعة الأرض، منها مسامير التثبيت النقطة، مسامير التثبيت المنتشر، مسامير الربط مع الإسمنت المرمى بقوة على الحائط " الطريقة النمساوية الجديدة " بعد ذلك نحصي تقنية التركيب و طرق نظام تثبيت المسامير، متبوعاً بمثال من الواقع بنموذج العناصر المتميزة (UDEEC 2D) .

الكلمات المفتاحية: استقرار الأنفاق المنجمية-مسامير التثبيت- طبقات- التشققات - نموذج- التمزيق.

Résumé

Le mémoire ici présenté, dont le thème s'articule autour du soutènement du toit des galeries minières par boulonnage, s'intéresse en premier lieu à la notion de pression et le comportement des terrains autour des galeries souterraines qui ceux-ci sont les indicateurs pertinents sur la tenue stable ou la rupture de celles-ci. Par la suite on dénombre les terrains boulonnables avec les différentes stratifications et les discontinuités préexistantes, siège des grandes déformations et de rupture. Une variété de conception de boulons ainsi que leurs accessoires sont également mis en relief en tenant compte de la nature des terrains (boulons à ancrage ponctuel, à ancrage réparti, boulons avec béton projeté: Nouvelle Méthode Autrichienne), la technologie de mise en place et les méthodes du système de boulonnage s'achève avec un exemple d'étude réel par modélisation aux éléments distincts (UDEEC 2D).

Mots clés : *stabilité des galeries, boulons d'ancrage, stratification, discontinuités, modélisation, rupture.*

Abstract

The report presented here, whose topic is articulated around the supporting of the roof of the mining galleries by bolting, is interested firstly to the concept of pressure and the behavior of the rock around the underground galleries which those are the relevant indicators on the stable behavior or the rupture of those. Thereafter one counts the grounds requiring bolting with the various stratifications and preexistent discontinuities, spot of the large deformations and collapse. A variety of design of bolts as their accessories are also highlighted by taking account of the nature of the grounds (anchor bolts, with anchoring distributed, bolts with shotcrete: New Austrian Method), the technology of installation and the methods of the system of bolting is completed with a real example of 2D study by modeling with the distinct element code UDEEC.

Key words: *stability of the galleries, anchor bolts, stratification, discontinuities, modeling, rupture.*

Dédicace

Je dédie ce modeste travail à :

Mes très chers parents

Mes frères et sœurs

Mon grand père

Toute ma famille

Tous mes amis

Tous ceux que j'aime.

Mohamed.

Remerciements

✚ Je remercie mon promoteur Mr K.Omraci pour son soutien, et son aide dans l'élaboration de ce travail.

✚ Mes remerciements vont également aux enseignants du département Génie Minier qui ont contribué à ma formation.

✚ Et en fin je remercie tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour réaliser ce modeste travail.

Sommaire

| | page |
|--|----------|
| Introduction générale | 1 |
| Chapitre I : Étude de la stabilité des galeries souterraines | |
| Introduction..... | 4 |
| I-1. Problème de stabilité des ouvrages souterrains..... | 4 |
| I-1-1. Tracé en plan et profil en long d'un ouvrage..... | 6 |
| I-1-2. Profil en travers d'un ouvrage..... | 8 |
| I-2. Notions de rupture des terrains..... | 9 |
| I-2-1. Rupture du toit..... | 9 |
| I-2-2. Rupture des piliers..... | 10 |
| I-2-3. Rupture du radier..... | 10 |
| I-3. Le comportement des terrains autour d'une galerie..... | 11 |
| I-3-1. Approche théorique | 11 |
| A. Origine des mouvements de terrain | 11 |
| a. les mesures de convergence..... | 11 |
| b. Les mesures d'expansion interne..... | 12 |
| B. Le purgeage du toit et des parois des excavations | 12 |
| I-3-2. Approches empiriques | 13 |
| a) Terrains peu sollicités et à fissuration peu dense | 13 |
| b) Terrains peu sollicités et à fissuration dense | 15 |
| c) Terrains très sollicités | 15 |
| I-3-2-1. Principaux types d'effondrement de galeries minières | 16 |
| I-3-2-2. Classification des principaux types d'éboulements de galeries minières | 17 |
| A. Terrains stratifiés | 17 |
| A-1. Terrain à stratification sub-horizontale | 17 |
| A-2. Terrain à stratification sub-verticale | 21 |
| B. Terrains non stratifiés | 23 |
| Conclusion..... | 24 |
| Chapitre II : Soutènement des galeries minières et conception du boulonnage | |
| Introduction..... | 26 |
| II-1. Théorie et pratique du soutènement..... | 26 |
| II-1-1. La théorie du soutènement..... | 26 |
| II-1-1-1. les modes d'action du soutènement | 26 |
| II-1-1-2. Les différents types de boulons utilisés dans les mines | 29 |
| A. Boulon à ancrage ponctuel | 30 |
| A-1. Boulons à fente et à coin | 31 |
| A-2. Boulons à coquille d'expansion | 32 |
| B. Boulons à ancrage réparti | 35 |
| B-1. Boulons ancrés par injection..... | 36 |
| B-1-1. Les boulons avec scellement à la résine..... | 36 |
| B-1-2. Les boulons avec remplissage au mortier..... | 38 |
| B-1-3. Boulons scellés à la matière plastique | 40 |
| B-2. Boulons ancrés par friction | 41 |
| B-2-1. Boulon Swellex..... | 41 |
| B-2-2. Boulon Split Set | 43 |
| II-1-1-3. Autres technologies de boulons..... | 45 |

| | |
|--|----|
| A. Les câbles | 45 |
| B. Boulons autoforeurs | 45 |
| C. Boulons en fibre de verre | 46 |
| D. Boulons pliables | 47 |
| II-1-1-4. les accessoires du boulonnage..... | 47 |
| II-1-2. La méthodologie pratique..... | 50 |
| Le dimensionnement du soutènement dans les différents terrains | 50 |
| A. Soutènement dans le cas des terrains peu sollicités et à fissuration peu dense..... | 51 |
| B. Soutènement dans le cas des terrains peu sollicités et à fissuration dense..... | 52 |
| C. Soutènement dans le cas des terrains très sollicités..... | 53 |
| II-2. fonction du boulonnage..... | 53 |
| II-2-1. Boulonnage de suspension | 54 |
| II-2-2. Soutènement par confinement des terrains | 54 |
| II-2-3. Armature dans les terrains stratifiés | 55 |
| II-2-4. Rôle restructurant | 56 |
| II-3. Influence des conditions technico-minières sur la caractéristique du travail des boulons | 56 |
| II-4. Classification du soutènement par boulonnage | 57 |
| II-5. Méthodes d'exploitation et le boulonnage | 57 |
| II-5-1. Méthodes d'exploitation par chambres et piliers avec ou sans dépilage | 57 |
| II-5-2. Méthode d'exploitation par longues tailles | 58 |
| II-6. Choix des paramètres d'un soutènement par boulonnage..... | 60 |
| A. En fonction de la nature des terrains..... | 61 |
| B. En fonction du comportement différé des terrains..... | 61 |
| C. En fonction de l'état de sollicitation du terrain et de la géométrie de l'ouvrage..... | 61 |
| D. Paramètres d'un soutènement par boulonnage..... | 62 |
| II-7. Domaine d'emploi des différents types de boulons | 65 |
| Conclusion..... | 66 |

Chapitre III : Mise en place du boulon dans la mine

| | |
|--|----|
| Introduction..... | 68 |
| III-1. Matériel de pose des boulons | 68 |
| A. Matériel lourd spécialisé..... | 68 |
| B. Matériel léger..... | 69 |
| C. Matériel léger semi-mécanisé..... | 69 |
| III-2. Mise en place des boulons dans une mine..... | 71 |
| III-2-1. Mise en place des boulons à ancrage ponctuel..... | 72 |
| III-2-2. Mise en place des boulons à ancrage réparti..... | 73 |
| III-2-3. Mise en place des boulons ancrés par friction..... | 75 |
| III-3. Engin de serrage des boulons..... | 79 |
| III-4. La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) | 79 |
| Le béton projeté..... | 79 |
| III-5. Surveillance d'un toit boulonné | 80 |
| III-5-1. Mesure de l'étendue ou de la profondeur de la zone fissurée..... | 81 |
| III-5-2. Utilisation des mesures de déformation ou de convergence..... | 81 |
| III-6. Choix du type de boulons en fonction des caractéristiques des terrains (Essais aux vérins)..... | 83 |
| III-6-1. Appareillage d'essai..... | 83 |
| A. Vérin d'arrachement..... | 83 |
| B. Canne-jaugée..... | 83 |

| | |
|---|----|
| III-6-2. Comment essayer un boulon de soutènement à ancrage ponctuel ?..... | 84 |
| III-6-3. Comment essayer un boulon de soutènement à ancrage réparti ?..... | 85 |
| III-7. Méthode de mesure de charge des boulons d'ancrage | 86 |
| III-7-1. La méthode SAFEBOLT..... | 86 |
| III-7-2. Composantes du système SAFEBOLT..... | 87 |
| III-7-3. Fonctionnement du système..... | 89 |
| III-7-4. Caractéristiques du système..... | 90 |
| III-7-5. Limites d'utilisation..... | 90 |
| III-7-6. Les leçons tirées des essais sur le terrain..... | 91 |
| III-8. Incidents du boulonnage | 91 |
| Conclusion..... | 92 |

Chapitre IV : Etude d'un exemple sur le système de boulonnage

| | |
|--|------------|
| Introduction..... | 94 |
| IV-1. Étude analytique..... | 94 |
| A. Stabilité du dièdre..... | 94 |
| 1. Cas au niveau de la voûte..... | 95 |
| 2. Cas au niveau du piédroit..... | 96 |
| B. Stabilité des bancs horizontaux..... | 97 |
| IV-2. Étude numérique..... | 99 |
| -La méthode de modélisation du boulonnage avec le logiciel UDEC 2D | 99 |
| -paramètres des terrains d'étude de cet exemple..... | 100 |
| IV-2-1. Galerie sans soutènement..... | 101 |
| IV-2-2. Introduction des boulons 1.8m..... | 101 |
| IV-2-3. Introduction des boulons 1.8m et de 4m en même temps..... | 102 |
| Conclusion..... | 103 |
| Conclusion générale..... | 104 |
| Bibliographie..... | 107 |

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le creusement d'un ouvrage souterrain, modifiant l'état des contraintes préexistant dans le massif, induit des mouvements du sol encaissant et des tassements en surface.

La mise en place d'une structure rigide au fur et à mesure de l'avancement du creusement permet de limiter ces mouvements. C'est notamment le cas lors de l'exécution des galeries qui permet une excavation dans de meilleures conditions de stabilité.

Cependant, son utilisation admet des limites de deux natures : géotechniques dans les sols fortement hétérogènes (alternance de sols durs et peu consistants) et économiques lorsque le tronçon à creuser est de faible longueur, ou lorsque le sol est doté d'une cohésion qui permet d'assurer sa stabilité.

Dans ce dernier cas, le creusement est réalisé sans pressurisation du toit. L'état d'équilibre du massif est alors fondamental il doit assurer la stabilité du toit pendant le creusement et limiter son extrusion afin de maîtriser les tassements. Diverses techniques permettent de limiter les déformations du toit, ce qui nécessite le soutènement.

Le rôle du soutènement se réduit alors à celui d'un bouclier, retenant les blocs détachés afin qu'ils ne s'éboulent pas, conservant à la galerie le plus longtemps possible une section libre, de forme et de surface suffisantes pour la circulation de l'air, des hommes et des matériaux, le tout sans s'opposer sérieusement aux mouvements d'ensemble.

Quoi qu'il en soit, les trois missions imparties au soutènement sont :

- empêcher les éboulements ou plutôt les chutes de blocs de se détacher.
- freiner les mouvements du toit et mur.
- maintenir la cohésion des terrains.

Parmi les modes de soutènement les plus utilisés dans les mines à cause de ses divers avantages, c'est le boulonnage.

Le boulonnage est un mode de soutènement, qui consiste à introduire dans les épontes d'une galerie des tiges d'acier renforçant les roches qui ceinturent les vides souterrains évitant ainsi la chute des blocs, le rôle de ces tiges est assez semblable en général à celui de certaines armatures d'acier noyées dans le béton (étriers).

Dans le cadre de cette étude, la technique du boulonnage des galeries est examinée. Elle permet de renforcer un noyau de sol au toit, augmentant sa résistance globale au cisaillement et diminuant sa déformabilité.

Dans cette étude :

- Un premier chapitre, est consacré aux différents mouvements liés au creusement d'un ouvrage souterrain, problèmes de stabilité des ouvrages souterrains, le comportement des terrains autour des galeries, et les modes de ruptures des parois des galeries.
- Un deuxième chapitre, est consacré aux différentes fonctions que peut avoir le soutènement par boulonnage, les différents boulons existant, le choix des paramètres de soutènement par boulonnage, matériels de pose des boulons, ainsi que les différents accessoires de boulonnage.
- Un troisième chapitre, est consacré à l'introduction des boulons dans les mines et comment surveiller un toit boulonné, les différentes méthodes de mise en place telle que la Nouvelle Méthode Autrichienne(NMA), et la méthode de contrôle SAFEBOLT.
- Un quatrième chapitre, est consacré à l'étude du boulonnage sur le comportement du toit et les forces exercées dans les boulons, en présentant un exemple de calcul de modélisation en 2D par éléments distincts réalisé avec le logiciel UDEC, par une équipe de chercheurs à l'école des Mines de Nancy.

Chapitre I

*Étude de la stabilité des
galeries souterraines*

Introduction :

Lors du creusement des galeries, la stabilité de celle-ci est un élément clé en termes de sécurité, une rupture pouvant mettre simultanément en danger le personnel travaillant ainsi que les personnes et les biens situés en surface. Il est donc primordial d'assurer un état des ouvrages temporairement stable, tout en conservant des conditions et un coût d'exécution acceptables.

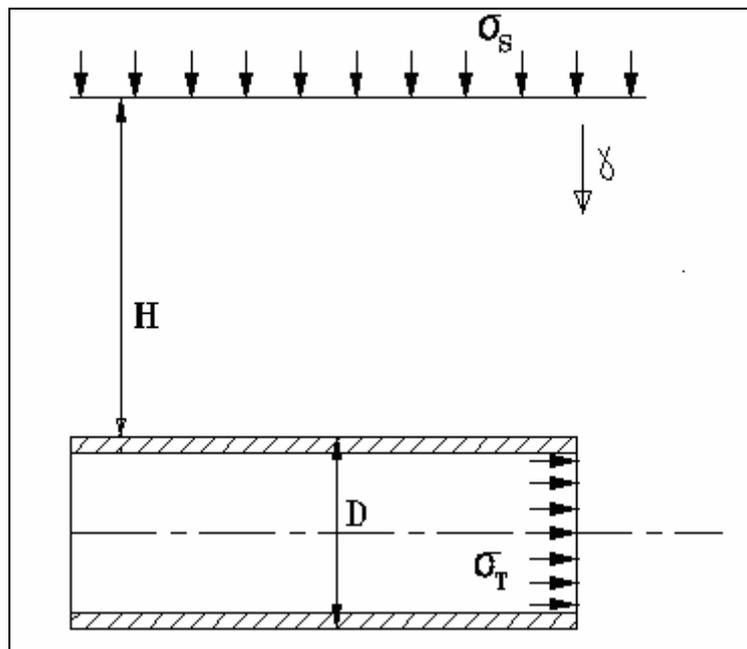
Il faut noter également que le sol à proximité des galeries, soumis à de très fortes réductions de contrainte moyenne, est également le siège de déformations importantes. Celles-ci, même en l'absence de rupture, peuvent engendrer des niveaux de tassement élevés.

I-1. Problème de stabilité des ouvrages souterrains : [1]

La quantification de la stabilité est assez simple lorsque le milieu à excaver est purement cohérent, et devient relativement difficile à exprimer si le terrain a des propriétés de cohésion et de frottement. Ceci nous amène à dégager deux situations distinctes :

- Les terrains argileux définis par une cohésion non drainée à court terme C_u .
- Les terrains granulaires caractérisés par une cohésion C' et un angle de frottement φ' .

De nombreux auteurs se sont penchés sur l'étude de la stabilité dans un terrain tant du point de vue expérimental, analytique que numérique. Dans la plupart des cas, les études ont été réalisées en considérant une galerie circulaire de rayon R (cf.figureI-1).



FigI-1. Configuration étudiée.

Le chargement de la structure peut être défini par trois paramètres : γ (poids volumique du terrain environnant), σ_s (surcharge), et σ_T (pression appliquée au toit), H (profondeur).

La stabilité du front est principalement gouvernée par le facteur de charge N défini par la relation:

$$N = \frac{\sigma_s + \gamma H - \sigma_T}{C_U}$$

Plusieurs auteurs ont proposé des classifications qui permettent de corréler le facteur de charge N et les niveaux de déformation du sol.

Le Tableau I-1 présente la classification de Peck & Al [1972], qui est corroborée par Kirkland [1984], ainsi que celle de Clough & Smith [1981] qui présente un plus grand nombre de classes.

| Peck & Al (1972) | | Clough & Smith (1981) | |
|-----------------------------|--|----------------------------------|---|
| N < 5 | L'excavation peut être réalisée sans aucune difficulté. | N ≤ 2 | Les méthodes de réalisation du tunnel ont très peu d'influence sur les déformations du front de taille. Le volume de sol perdu est inférieur à 2 % du volume du tunnel. |
| 5 < N < 7 | Un effondrement du front de taille peut survenir, | N = 2-4 | On constate de faibles déplacements du front. La perte de sol atteint 10 % du volume du tunnel mais l'utilisation d'un bouclier permet de la réduire à 2 ou 3 %. |
| N > 7 | La réalisation du tunnel va se faire dans des conditions difficiles. | N = 4-6 N ≥ 6 | Nécessité d'utiliser un soutènement afin de limiter les déplacements. La mise en place d'un soutènement au front de taille est indispensable. |

Tableau I-1. critère de classification des sols.

Optimisation de la géométrie :

L'implantation optimale de l'ouvrage au sein du massif nécessite une bonne connaissance :

- Des différentes unités structurales constituant le massif,
- De la nature des diverses couches de terrain composant chacune des unités et de leurs relations géométriques,
- De la nature et de la position des accidents majeurs (accidents tectoniques).
- De la situation et des variations des nappes aquifères,
- De l'importance des venues d'eau.

I-1-1. Tracé en plan et profil en long d'un ouvrage :

Plus précisément le tracé en plan et le profil en long d'un ouvrage sont conditionnés par :

a) L'emplacement des têtes :**- Eviter autant que possible :**

- Les couloirs d'avalanche en haute montagne : l'examen de la végétation, souvent arrachée, la consultation des guides et des professionnels de la montagne apportent des éléments très sûrs ;
- Les zones naturellement instables qui montrent des traces de glissement, superficiels ou en masse ; la pose de repères nivelés périodiquement ou d'inclinomètres peut alors être nécessaire ;
- Les zones exposées à des chutes de blocs ;
- Les zones humides : il convient de s'écarter des fonds de thalwegs ou des zones de sources dont la proximité peut être gênante (instabilité des talus de déblais, assèchement de captages, entraînement des coulis d'injection ou de frigories en cas de congélation...etc.) ;
- Les zones bâties, la proximité de canalisations ou autres aménagements analogues susceptibles de dégradations et pouvant provoquer une alimentation en eau artificielle brutale des terrains.

-Rechercher :

- Les zones où les terrains de bonne tenue sont les moins profonds ;
- Les zones à forte pente où la couverture augmentera très vite ;
- Les structures orientées favorablement vis-à-vis du creusement et de la stabilité du versant (si possible en travers bancs avec pendage vers la montagne).

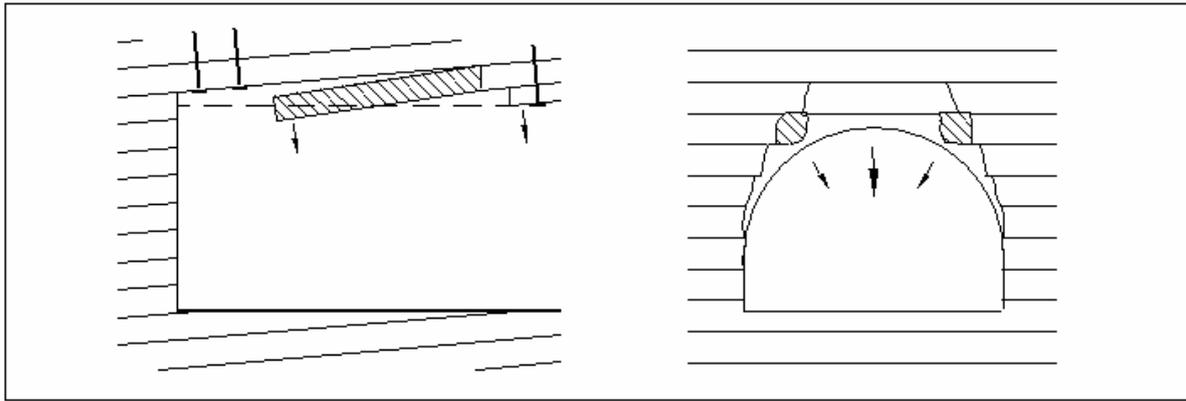
b) La nature des terrains traversés :

Les roches altérées, fissurées ou altérables, les roches très déformables ou susceptibles de gonfler, les sols pulvérulents ou dont la cohésion est amoindrie, sont à éviter autant que possible.

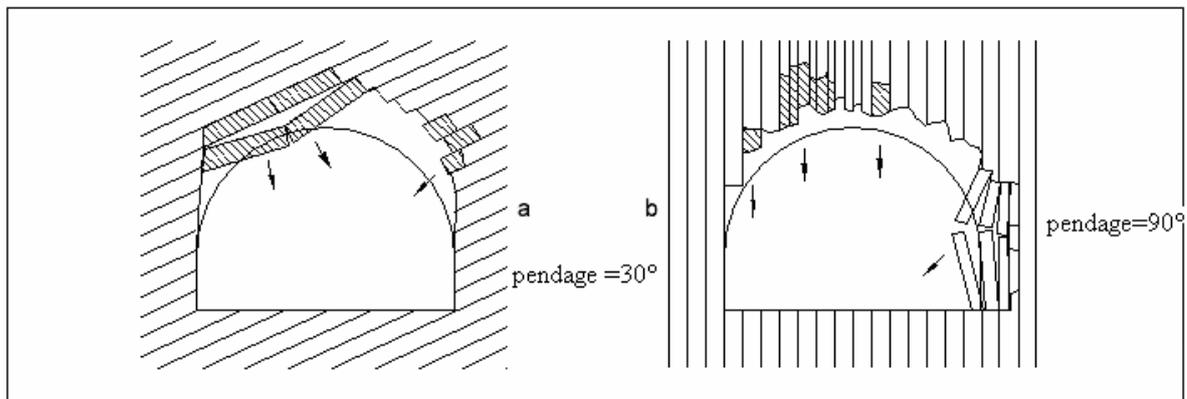
c) L'orientation des ouvrages :

L'orientation des ouvrages se fait par rapport aux :

- Principales directions de discontinuités : (Plans de stratification, schistosité, directions principales de fracturation).
- L'orientation en travers bancs est généralement la meilleure, celle en direction (ou recoupant les couches successives avec un petit angle) la plus défavorable. (cf.figureI-2).

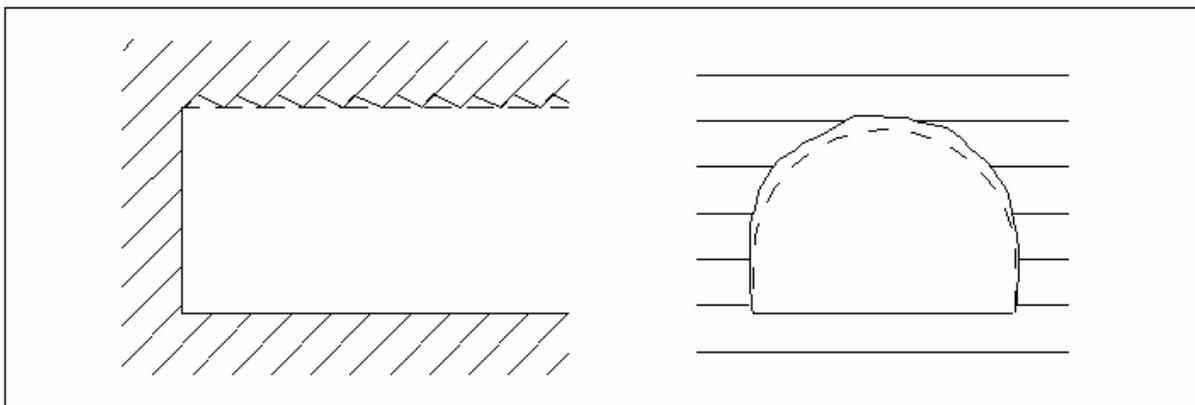


1 - Pendage subhorizontal : hors profils et risques d'effondrement de la voûte (boulonnage)



2 - Galerie en direction : **a)** pendage oblique **b)** pendage vertical.

- hors profils importants.
- flexion des couches minées tangentes à la paroi (boulonnage).
- risque d'effondrement de panneaux importants dans le cas de pendage vertical.



3 - Galerie en travers-bancs : d'autant moins de hors profils que le pendage est plus proche de la verticale.

Fig I-2.

Influence de l'orientation de la stratification
sur la stabilité des parois de la galerie.

d) La présence d'accidents géologiques :

Le plus souvent accompagnés de broyage et de venues d'eau :

- D'une manière générale, il faut les éviter ou si ce n'est pas possible, chercher à les franchir perpendiculairement au plus court.
- En présence d'accidents horizontaux ou faiblement inclinés, le profil en long doit être aménagé de manière à en être tenu le plus loin possible.

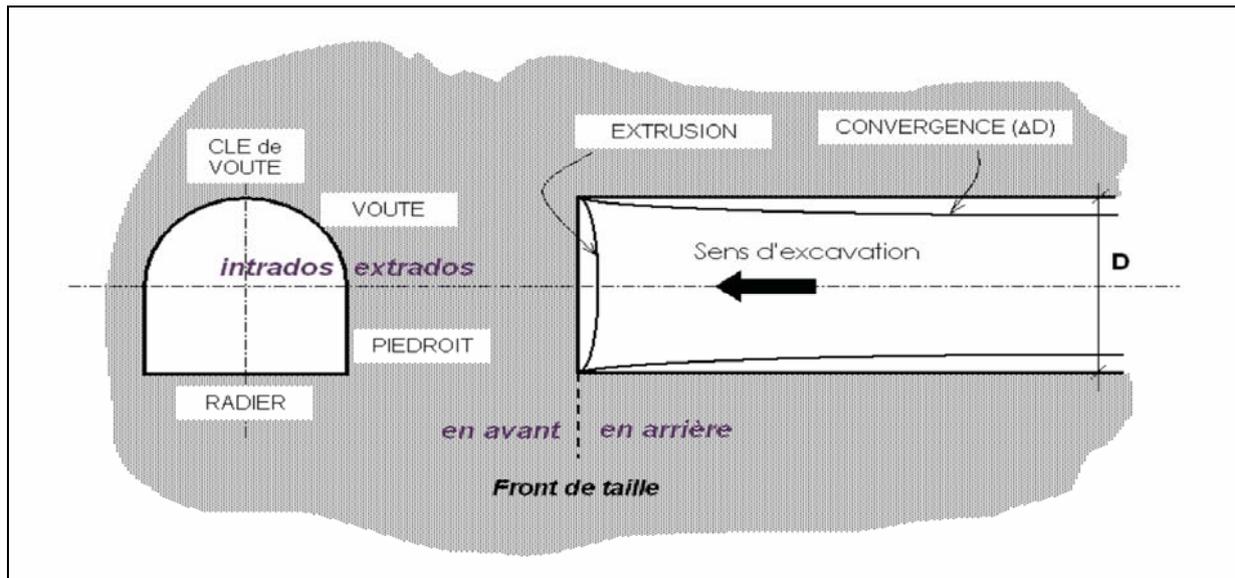
I-1-2. Profil en travers d'un ouvrage:

La définition géométrique du profil en travers excavé résulte de la recherche de la forme optimale permettant de satisfaire les exigences relatives :

- Aux dispositions constructives induites par le respect du programme du maître d'ouvrage, largeur roulable, hauteur libre, revanches diverses, section de ventilation éventuellement, etc..
- Aux conditions de stabilité imposées par la qualité géomécanique du terrain encaissant ; dans un terrain très déformable ou soumis à des contraintes importantes (faible valeur du module de déformabilité, très importante épaisseur de couverture, terrain gonflant, comportement différé très marqué, charge d'eau importante, etc...). Il sera recherché la forme la plus circulaire possible, alors que dans un terrain où l'excavation au rocher est auto-stable il pourra être adopté un profil en travers en voûte surbaissée à plusieurs rayons ;
- Au procédé d'exécution : le creusement implique un profil circulaire alors que dans le cas de tranchées couvertes réalisées depuis la surface le profil en travers est quasiment toujours rectangulaire.

Les variations longitudinales de lithologie et de qualité mécanique des matériaux encaissants peuvent conduire à des changements de méthode ou de section d'excavation (ou des deux en même temps) au cours de l'avancement. Pour des raisons d'économie, il convient d'adopter un profil le plus uniforme possible tout au long de l'ouvrage ; en particulier dans les cas où un profil circulaire ne s'impose que sur une longueur assez courte, il vaudra mieux renforcer très fortement (augmenter l'épaisseur du revêtement, ferrailer le béton, mettre en place un radier contre voûté...) le profil courant non circulaire, plutôt que d'appliquer sur toute la longueur de l'ouvrage la forme circulaire.

La description d'un ouvrage souterrain est donnée par les éléments décrits en figure I-3.



FigI-3. Coupe transversale et longitudinale d'un ouvrage minier au voisinage du front de taille.

I-2. Notion de rupture des ouvrages souterrains : [5] [13]

Plusieurs processus peuvent conduire à la ruine d'une mine souterraine. Parmi les paramètres les plus déterminants qui influencent cette évolution, citons : les caractéristiques naturelles du massif exploité, le mode d'exploitation et la géométrie des cavités, le taux de défructement (pourcentage des vides par rapport à la surface des pleins).

Les accidents peuvent être localisés ou généralisés, progressifs ou brutaux. Nous présentons quelques cas typiques de rupture.

I-2-1. Rupture de toit :

Il s'agit des fontis. Ils naissent en général à l'intersection des galeries, là où les portées entre appuis sont les plus importantes. Cela commence par un ciel tombé, c'est-à-dire la chute d'un banc qui se détache du ciel de la cavité. Lorsque plusieurs bancs se sont ainsi détachés successivement et que la cavité est remontée dans les matériaux meubles qui surmontent la roche exploitée, on parle de cloche de fontis. La progression est alors souvent beaucoup plus rapide.

La manifestation en surface d'un tel phénomène est très variable. Le foisonnement des matériaux effondrés a tendance en effet à combler progressivement la cavité qui remonte. L'évolution du fontis est donc grandement fonction de la nature des matériaux en présence de même que du rapport entre la hauteur du recouvrement et la hauteur du vide initial (hauteur de la galerie d'exploitation).

Dans certains cas la venue à jour du fontis peut donc se traduire par un effondrement brutal de plusieurs mètres de diamètre (de quelques mètres à 25 ou 30 mètres) et d'une profondeur équivalente.

La cloche de fontis peut également se résorber avant d'atteindre la surface, mais dans ce cas une modification du régime des nappes souterraines ou d'autres phénomènes peuvent activer de nouveau le processus et conduire à un effondrement en surface.

I-2-2. Rupture des piliers :

Après l'exploitation souterraine, les charges naturelles des terrains de couverture sont reportées sur les éléments de soutènement qui subsisteront : les piliers laissés en place, dans le cas des exploitations par piliers et les confortements maçonnés.

Pour les raisons évoquées précédemment, les sollicitations mécaniques de ces éléments de soutènement sont en général élevées avec une distribution des contraintes complexe et évolutive. Leur forte compression peut provoquer leur dégradation par écaillage, fissuration et rupture finale.

L'affaissement d'un pilier entraîne souvent une reprise des efforts par les piliers voisins qui peuvent se trouver à leur tour en limite de stabilité. Dans certaines configurations, la généralisation d'une telle situation risque d'entraîner un effondrement généralisé et brutal qui peut concerner plusieurs hectares de carrières.

I-2-3. Rupture du radier :

On peut considérer le radier d'une exploitation comme le massif de fondation des piliers. Ceux-ci transmettent en général des charges à la fois concentrées et élevées. L'assise des piliers peut ainsi être défaillante de plusieurs manières : lorsqu'elle est fragilisée par un autre niveau de galeries sous-jacentes, dans le cas fréquent d'exploitation sur plusieurs niveaux, ou par des phénomènes de dissolution ou de lessivage en cas de venues d'eau. On observe également dans les mines souterraines de gypse, le poinçonnement de la planche résiduelle de gypse laissé en radier, notamment lorsque celle-ci n'est pas assez épaisse.

Dans ce cas le pilier s'enfonce en perdant rapidement son intégrité par expansion et écaillage. Parallèlement, on constate un soulèvement du plancher dans les galeries adjacentes, du fait du développement de coins de poussée sous le pilier et du fluage des marnes inter bancs.

On parle alors de "soufflage de mur", la rupture du radier entraîne donc à terme la ruine du pilier, le mécanisme conduisant en général à des désordres en surface.

I-3. Le comportement des terrains autour d'une galerie : [4]

I-3-1. Approche théorique :

A. Origine des mouvements de terrain :

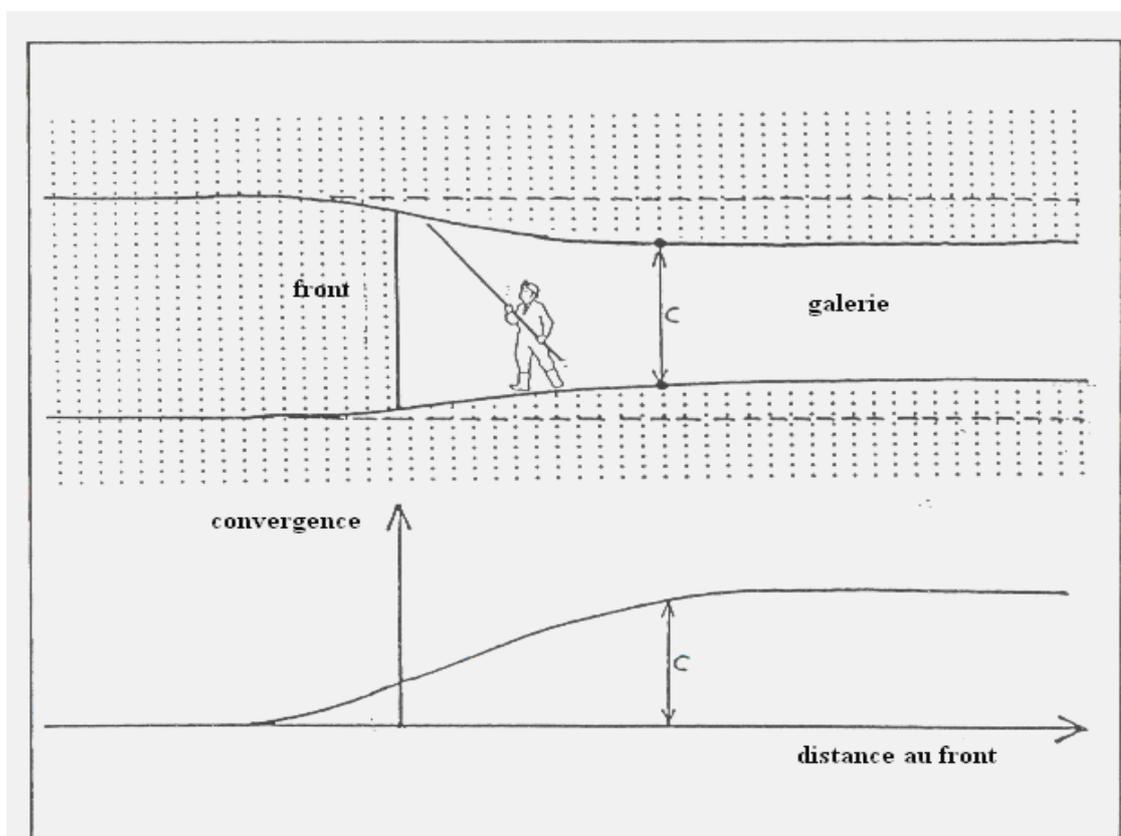
Le creusement d'une excavation souterraine va perturber les contraintes naturelles du terrain. Il en résultera des mouvements de terrain que l'on appellera les mouvements induits.

Pour mettre en évidence ces mouvements de terrain, on met souvent en œuvre deux types de mesure :

a. les mesures de convergence. (cf.figureI-4) On distingue :

a-1. La convergence relative : c'est la variation de distance entre deux points situés sur la paroi de la galerie et diamétralement opposés. On mesure généralement la convergence verticale de la galerie, c'est-à-dire le rapprochement du toit et du mur de la galerie, mais on peut aussi s'intéresser à la convergence horizontale, c'est-à-dire au rapprochement des deux parements.

a-2. La convergence absolue : c'est le déplacement d'un point de la paroi dans la direction perpendiculaire à la paroi. Pour une galerie circulaire, c'est le déplacement radial. Cette mesure est plus difficile à faire car il faut disposer d'un point de référence supposé immobile.



FigI-4. Convergence lors de creusement d'une galerie.

C : mesure de convergence.

b. Les mesures d'expansion interne. On appelle expansion interne la variation de distance entre deux points situés à l'intérieur du massif.

Ces mouvements sont classés en deux catégories :

b-1. La détente élastique des terrains.

Les terrains sont initialement en état de compression triaxiale. Le creusement d'une galerie provoquera une modification progressive de cet état de contrainte qui se caractérise surtout par une libération sur les parois d'une des contraintes. Par exemple, la contrainte verticale qui s'exerçait au toit d'une galerie sera annulée du fait du creusement. Il en sera de même pour la contrainte horizontale sur les parements de la galerie.

Cette modification de l'état des contraintes va conduire à des mouvements de terrains dus aux propriétés élastiques des fissures ou discontinuités.

L'amplitude de ces mouvements, si aucune rupture n'est constatée, reste très faible dans la plupart des cas, car les modules de déformabilité des roches sont en général assez élevés.

b-2. Les mouvements post rupture.

Ces mouvements sont dus à des mouvements relatifs de blocs. Ceux-ci peuvent avoir plusieurs origines :

-Il peut d'abord y avoir glissement le long des fissures naturelles. On observera une instabilité le long de ces fissures si le critère de glissement caractérisant la fissure est atteint.

-il peut y avoir aussi création de fissures nouvelles.

-ces fissures peuvent être la conséquence d'un excès de compression.

-au toit des galeries, il est possible d'observer de nouvelles fissures par excès de traction.

-il est aussi encore possible d'observer de nouvelles fissures par suite des phénomènes de flambage.

B. Le purgeage du toit et des parois des excavations :

Le purgeage consiste à abattre les blocs instables du toit et des parois des excavations; l'opération peut être effectuée manuellement à l'aide d'une barre de purgeage en acier ou en aluminium ou au moyen d'une purgeuse mécanique.

Lorsqu'il effectue un purgeage à la main, le mineur frappe le toit pour vérifier la solidité de la roche; un bruit creux indique habituellement que le matériau est instable et doit être abattu.

Le mineur doit observer des précautions rigoureuses pour éviter d'être blessé pendant cette opération (par exemple, il doit procéder à partir de la zone saine en se dirigeant vers les zones

non vérifiées, prendre un bon appui au sol, disposer d'une aire de repli sûre et s'assurer que les blocs tomberont à un endroit approprié).

Le purgeage manuel nécessite un effort physique considérable et peut comporter des risques élevés.

L'utilisation de paniers de repêchage montés sur des bras extensibles et permettant aux mineurs d'effectuer à la main le purgeage de toits élevés occasionne des risques supplémentaires, comme le renversement de la plate-forme de purgeage par des chutes de blocs.

Le purgeage mécanique est utilisé aujourd'hui couramment dans beaucoup de grandes exploitations minières. La machine est constituée d'un véhicule portant un bras manoeuvrable terminé par un pic qui permet d'assurer la purge mécanique des toits.

I-3-2. Approches empiriques :

Il n'est guère concevable que l'on puisse effectuer, chaque fois que l'on creuse une galerie minière, une véritable étude géotechnique faisant appel à toutes les techniques de base : détermination des caractéristiques mécaniques des terrains, calculs numériques du comportement des terrains, mesures in situ des contraintes ou des déformations. Une telle étude nécessiterait des délais incompatibles avec l'avancement des travaux.

Pour les ouvrages éphémères que constituent les galeries minières, on cherche à remplacer les études géotechniques longues et coûteuses par des méthodologies issues de l'empirisme permettant de faire face rapidement à des situations nouvelles. Ces méthodologies sont basées sur des classifications de terrains.

Du point de vue instabilité, on distingue trois types de terrains :

- les terrains peu sollicités et à fissuration peu dense ;
- les terrains peu sollicités et à fissuration dense ;
- les terrains très sollicités.

a) Terrains peu sollicités et à fissuration peu dense :

Les terrains répondant à cette classification sont les terrains où les conditions ci-dessous sont satisfaites :

-la fissuration est une fissuration dite individualisée, c'est-à-dire qu'il est possible d'identifier chaque fissure, de relever ses caractéristiques principales : azimut, pendage, nature du contact, extension.

-la résistance de la matrice rocheuse est très supérieure aux contraintes régnant autour de la galerie. Pour fixer les idées, la résistance de la roche doit être deux fois supérieur à la contrainte initiale naturelle.

Mécanisme de rupture :

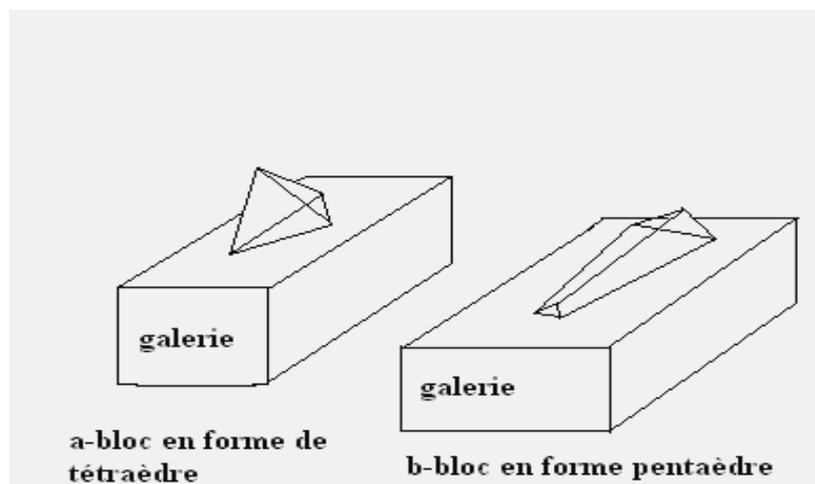
Dans ce type de terrains, les éboulements ne peuvent pas être la conséquence de rupture de la roche par excès de compression. Ils sont dus à la chute de blocs délimités par la fissuration naturelle.

Ces blocs instables peuvent avoir des formes très diverses (figureI-5). Néanmoins, l'observation d'éboulements survenus dans ce type de terrain montre que ces éboulements sont très souvent imputables à deux combinaisons de fissures :

-la combinaison de trois plans de fissures naturelles. Ces fissures délimitent un bloc en forme de tétraèdre. Les mineurs les désignent souvent sous le nom de « chapeaux de gendarmes ».

-la combinaison de deux plans de fissures dont l'arête d'intersection est sub-horizontale.

Ces fissures délimitent un bloc que l'on peut désigner sous le nom de « dièdre » ou sous le nom plus rigoureux de pentaèdre. Ce bloc est généralement allongé, les extrémités correspondent à des plans de fissuration moins marqués ou à des arrachements.



FigI-5. Deux formes assez usuelles de blocs.

b) Terrains peu sollicités et à fissuration dense :

Les terrains répondant à cette classification sont les terrains caractérisés par :

- une densité importante de fissuration rendant impossible leur relevé détaillé ;
- une résistance à la compression de la matrice rocheuse nettement supérieure aux contraintes naturelles.

Mécanisme de l'éboulement :

Dans ce type de terrain, les éboulements ne peuvent pas être la conséquence d'une rupture de la matrice rocheuse par excès de compression. Ils sont dus au cisaillement des fissures existantes, ce qui provoque la chute de blocs.

c) Terrains très sollicités :

Les terrains répondant à cette classification sont les terrains où la résistance de la matrice rocheuse est inférieure aux contraintes régnant autour de la galerie. Pour fixer les idées, cela concerne les terrains où la résistance est inférieure au double de la contrainte verticale naturelle.

Mécanisme de l'éboulement :

Dans ce type de terrain, les éboulements résultent à la fois de la rupture de la roche par excès de compression et du cisaillement des fissures naturelles. Il n'y a pas d'équilibre naturel stable. La galerie est complètement remplie. Si on retire les éboulis, l'effondrement se propage.

I-3-2-1. Principaux types d'effondrement de galeries minières :

Supposons que l'on veuille creuser une galerie de forme et de dimensions données et supposons que l'on ne mette en place aucun soutènement.

A partir des données géotechniques, on peut procéder à une analyse des éboulements qui pourraient alors se produire en l'absence de soutènement.

Extension des éboulements :

Trois situations peuvent se présenter :

-Situation1 : l'éboulement est improbable.

Cette situation se rencontre heureusement fréquemment, en particulier dans les cas suivants :

-la fissuration du massif est inexistante ou orientée de telle sorte qu'elle n'affaiblit pas le massif.

- La forme de la galerie a été étudiée pour éviter les éboulements.
- la résistance du massif rocheux est importante c'est-à-dire :

-la résistance de la matrice rocheuse (R_m) est nettement plus grande que les contraintes naturelles verticales ou horizontales :

$$R_m > 2\sigma_v \text{ et } R_m > 2\sigma_H, \quad \text{Tel que :}$$

- σ_v : est la contrainte verticale sévissant en un point d'un espace souterrain de profondeur H est égale à : $\sigma_v = \gamma H$.

$$\left\{ \begin{array}{l} H : \text{profondeur (m)} \\ \gamma : \text{Poids volumique N/m}^3 \end{array} \right.$$

- σ_H : est la contrainte horizontale sévissant au même point est au moins égale à σ_v et souvent elle peut atteindre $1.5*\sigma_v$ et même dépasser $2*\sigma_v$ dans certaines directions. En l'absence de mesures, il faut au minimum adopter $\sigma_H = \sigma_v$ (c.a.d le cas isotrope).

R_c : c'est la résistance en compression qui est déterminé à partir des essais de compression simple sur des échantillons de la roche de la galerie, qui nous donnera

$R_m = \frac{R_c}{K}$, tel que K coefficient dépendant de la nature des roches et de leur fissuration.

K=2.5 pour les roches sédimentaires, non tectonisées.

$K=4$ pour les roches tectonisées et comprenant plusieurs familles de fissures naturelles horizontales, verticales et obliques.

-Situation 2 : l'effondrement est limité.

Les terrains s'effondrent. Si on retire les éboulis, on observera une propagation de l'effondrement, mais très vite on obtiendra une stabilisation.

L'extension de l'effondrement restera modérée, il y a création d'un profil naturel d'équilibre, il y a adaptation de la forme de la galerie à la structure du massif rocheux.

Cette situation est très fréquente. Elle concerne surtout les galeries à section initiale rectangulaire.

-Situation 3 : l'effondrement se propage.

Les terrains s'effondrent, la galerie est entièrement remplie, si on retire les éboulis, les terrains continuent à s'effondrer. Il n'y a pas stabilisation.

L'extension de l'effondrement est grande. Cette situation concerne les galeries creusées dans un site où :

- $R_m < 2\sigma_v$ ou $2\sigma_h$
- La fissuration naturelle est importante.

I-3-2-2. Classification des principaux types d'effondrements de galeries minières :

Sans avoir la prétention d'être exhaustif, nous allons établir une liste des conditions de terrains dans lesquelles la majorité des effondrements se produisent lors de travaux miniers. Nous distinguerons les terrains stratifiés et les terrains non stratifiés.

A. Terrains stratifiés :

De nombreuses exploitations minières sont conduites dans des terrains sédimentaires, la minéralisation se situant dans une couche. La forme des galeries est généralement rectangulaire et le toit est souvent constitué par le plan de stratification séparant le minerai du stérile. On a souvent affaire à deux configurations principales :

A-1. Terrain à stratification sub-horizontale :

Mécanisme de rupture :

L'observation du comportement d'un toit stratifié dont la stabilité semble précaire permet souvent de faire les constatations suivantes :

-il se produit un décollement des différentes strates entre elles. Cela peut être constaté visuellement en forant un trou dans le toit et en l'auscultant avec un endoscope.

-il se produit un glissement des strates les unes par rapport aux autres au voisinage des parements. En forant un trou dans le toit, il est en effet parfois possible d'observer une réduction de la section du trou au niveau des joints de stratification.

-lors d'un éboulement, les surfaces de rupture sont inclinées vers la galerie. On constate souvent un angle d'inclinaison de l'ordre de 70 à 80°, par rapport à l'horizontale.

Le toit peut être considéré comme un empilage de dalles. La dalle constituant le toit immédiat de la galerie repose sur les parements de la galerie et est soumise initialement à deux types d'efforts :

-un effort dirigé vers le bas dû au poids propre de la dalle et à la charge exercée éventuellement par les strates sus-jacentes. Cet effort fait fléchir la dalle.

-un effort latéral dû aux contraintes initiales naturelles. Cet effort comprime la dalle et amplifie sa flexion. Les contraintes de cisaillement au niveau des plans de stratification conduisent les dalles à glisser les unes par rapport aux autres. Les joints de stratification n'étant pas des plans parfaitement lisses, le phénomène de dilatance conduit à un décollement des bancs entre eux.

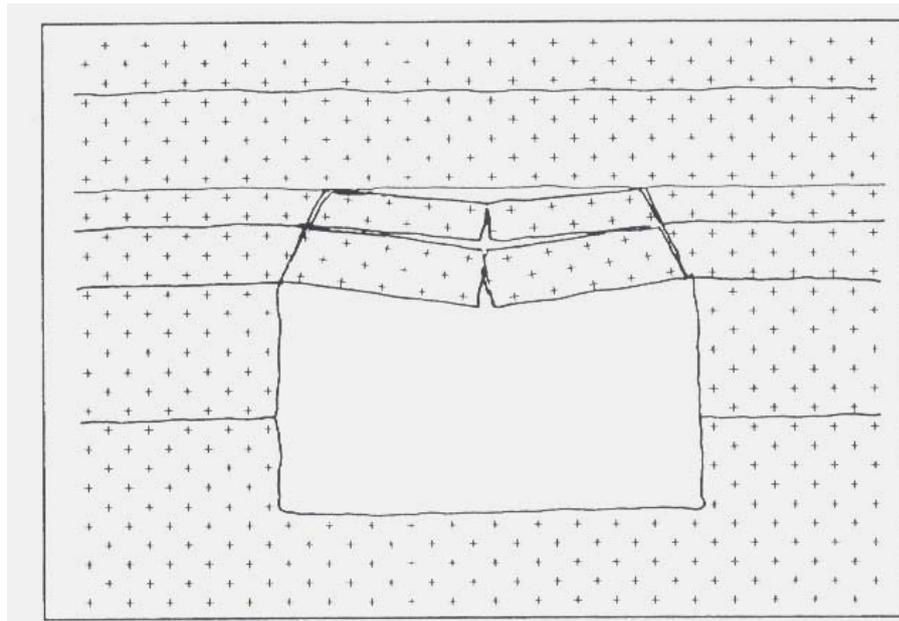
On peut y observer :

-Des ruptures du toit par flexion : (figure I-6)

Ce type de rupture se présente dans les exploitations à faible profondeur et lorsque le rapport entre l'épaisseur des bancs et la largeur de la galerie est faible (inférieur à 1/10 pour fixer les idées). La zone effondrée se referme progressivement et forme un trapèze. L'éboulement s'arrête en général sur un banc plus épais ou plus résistant.

-Des ruptures du toit par flambage : (figure I-6)

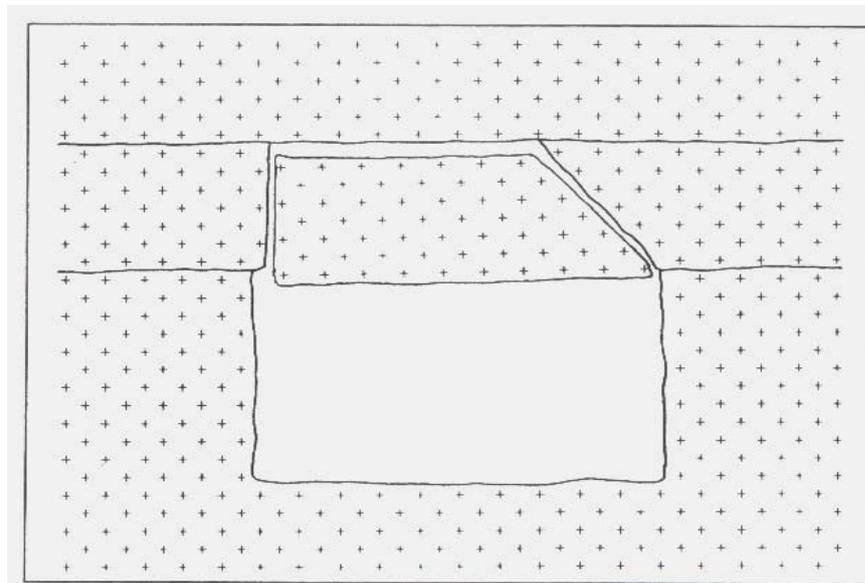
Ce type de rupture se produit lorsque les contraintes horizontales sont fortes et lorsque le rapport épaisseur des bancs sur la largeur de la galerie est faible.



FigI-6. Rupture par flexion ou flambage dans un terrain stratifié.

-Des ruptures par cisaillement de diaclases : (figure I-7)

Caractérisées par une bonne planéité et un coefficient de frottement faible.



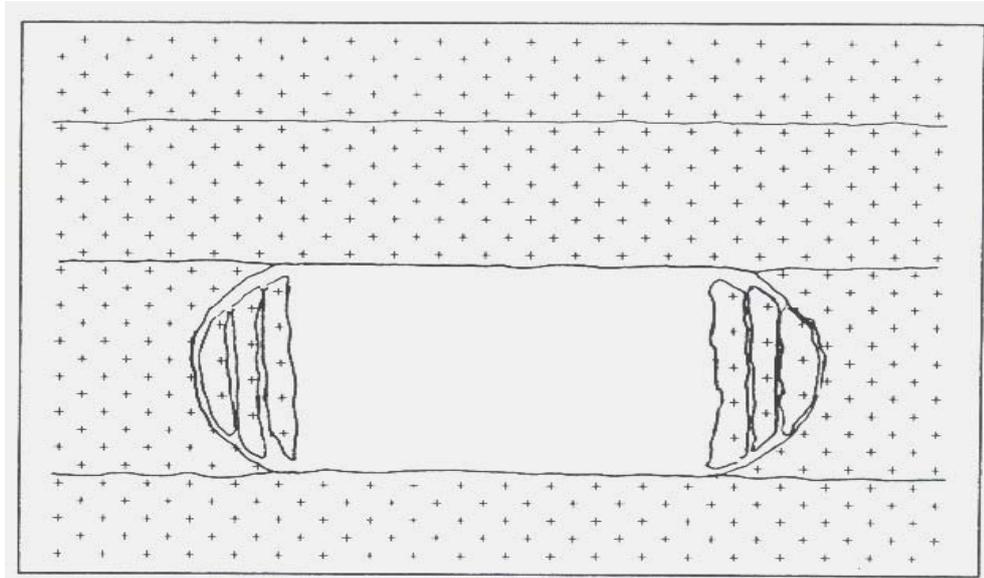
FigI-7. Rupture le long d'une discontinuité dans un terrain stratifié.

Dans les deux premiers types de ruptures, les parois de la zone effondrée sont irrégulières et témoignent d'un mouvement de rotation lors de la chute.

Dans le troisième cas, une ou les deux parois sont plutôt lisses.

-si les contraintes sont fortes par rapport à la résistance du massif, on observera une rupture du toit généralement par flambage, mais également une rupture des parements par excès de

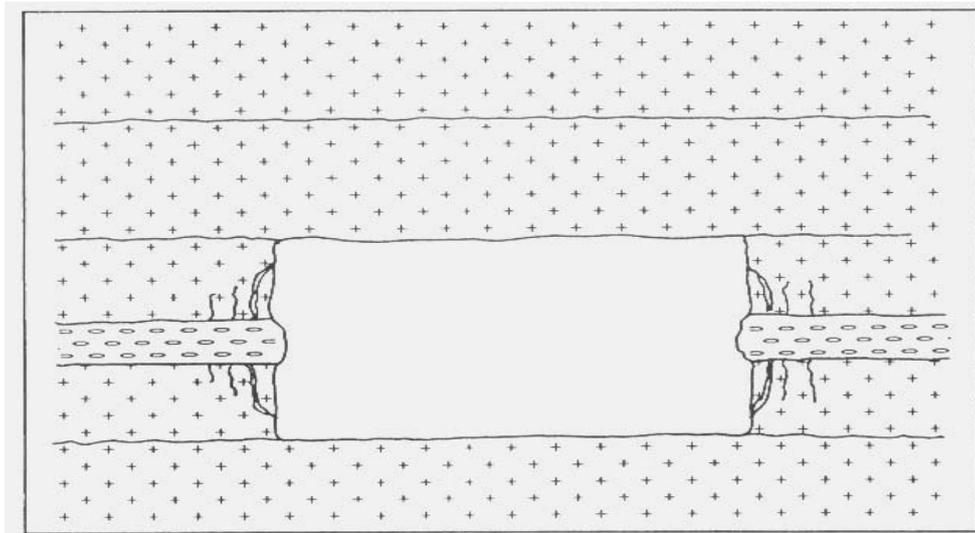
compression (FigureI-8.a). Cette rupture se manifestant par des écailles et des fissures sub-verticales.



FigI-8.a. Rupture par excès de compression sur les parements.

Un cas particulier de cette situation que l'on rencontre assez fréquemment est celui où l'on trouve un banc très déformable et peu résistant dans le parement : on observe alors souvent une extrusion vers le vide de ce banc qui tend à entraîner avec lui les bancs adjacents.

Ces bancs périssent alors par traction, même si leur résistance à la compression est importante (**figureI-8.b**).



FigI-8.b. Rupture en traction par excès de compression sur les parements.

A-2. Terrain à stratification sub-verticale :

On peut y observer :

- Des ruptures des parements par flambage : (figure I-9)

Ce type de rupture peut survenir dans les terrains stratifiés à pendage vertical ou sub-vertical. Il concerne également certaines exploitations de filons où l'on observe fréquemment une famille de fissures parallèles au filon conduisant à assimiler les épontes à un massif stratifié.

Des ruptures par flambage peuvent se produire dans les chambres d'exploitation ou dans des galeries d'infrastructure situées le plus souvent au mur du gisement.

Mécanisme de rupture :

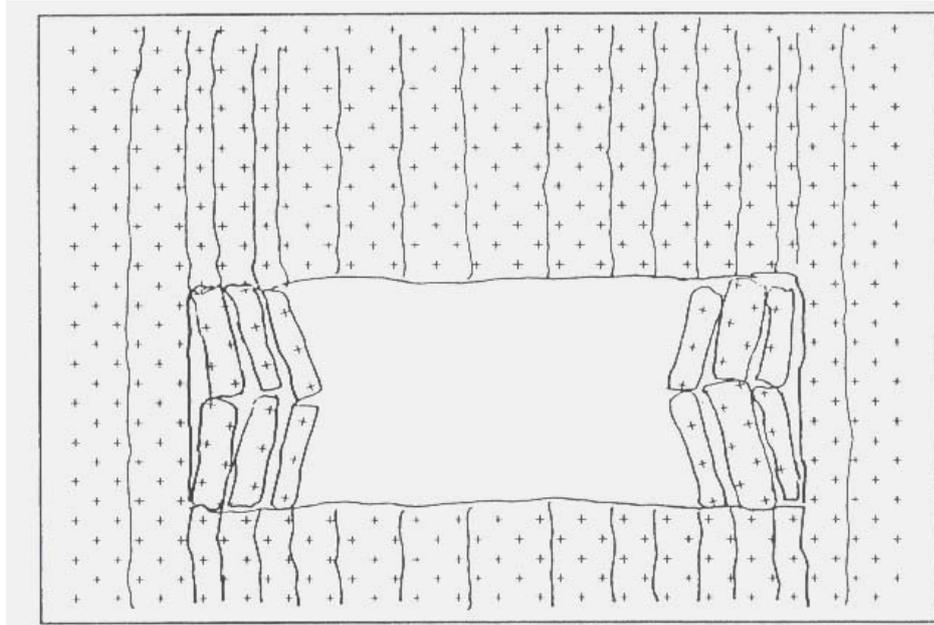
La rupture des bancs ou strates est provoquée par un excès de flexion. Cette flexion est due :

- d'une part aux forces horizontales induites par les contraintes naturelles initiales. Les terrains se détendent par suite du creusement de la galerie et se déplacent vers le vide.

- d'autre part aux forces verticales qui amplifient la flexion et peuvent conduire aux flambements des strates.

Sous l'effet de ces forces, la première strate va se rompre, puis la seconde et ainsi de suite. La rupture va se propager à l'intérieur du parement. On manque de données expérimentales sur l'extension de ce type de rupture car on ne peut pas observer comme dans le cas des toits à stratification horizontale les cloches d'effondrement.

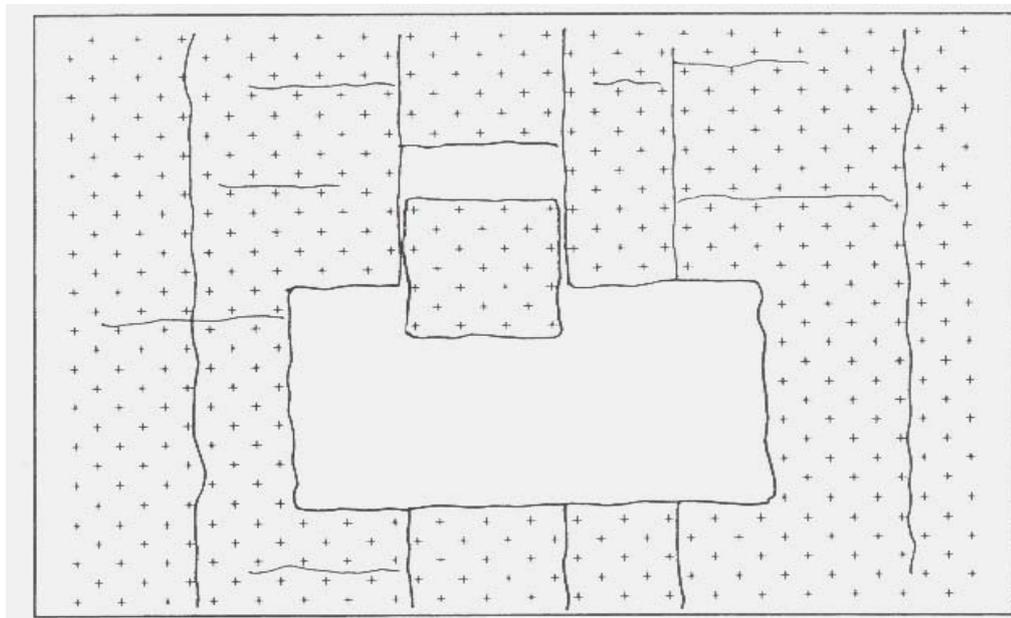
Le risque induit par ce type de rupture n'est pas tellement l'instabilité des parements eux-mêmes, mais plutôt la suppression des appuis du toit : la portée du toit s'élargit et on peut alors craindre une rupture du toit. Les terrains concernés par ce type de rupture sont les terrains où l'épaisseur des bancs est faible.



FigI-9. Rupture des parements par flambage.

-Des chutes de toit dites en tiroir : (figureI-10)

Des plaques d'épaisseurs importantes peuvent glisser lorsque les joints de stratification sont peu rugueux, peu dilatants, avec la présence d'un matériau de remplissage ou d'une couche très mince d'une roche altérée.



FigI-10. Rupture en tiroir.

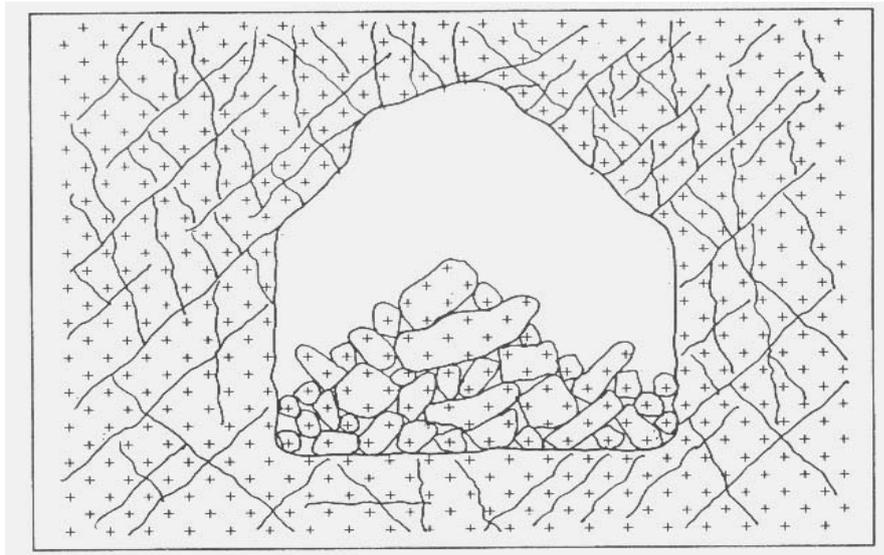
B. Terrains non stratifiés :

On peut y observer :

-Rupture du toit en forme de cloche dans les terrains fissurés et peu sollicités (figureI-11).

Ces ruptures sont dues à des cisaillements, des détentes ou des compressions qui font jouer les discontinuités.

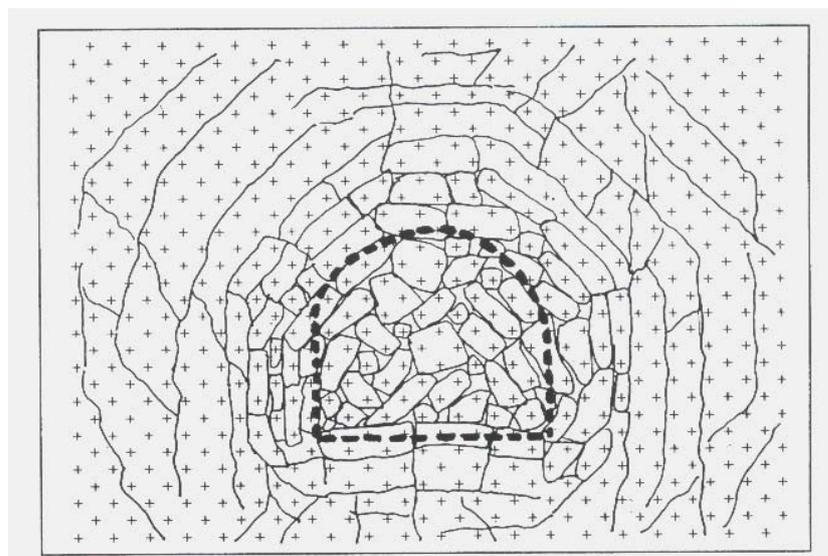
Les éboulis sont constitués par de nombreux petits blocs aux formes diverses.



FigI-11. Rupture en voûte en terrain fissuré.

-Rupture généralisée du toit et des parements, éventuellement du mur lorsque les terrains sont très sollicités (figureI-12).

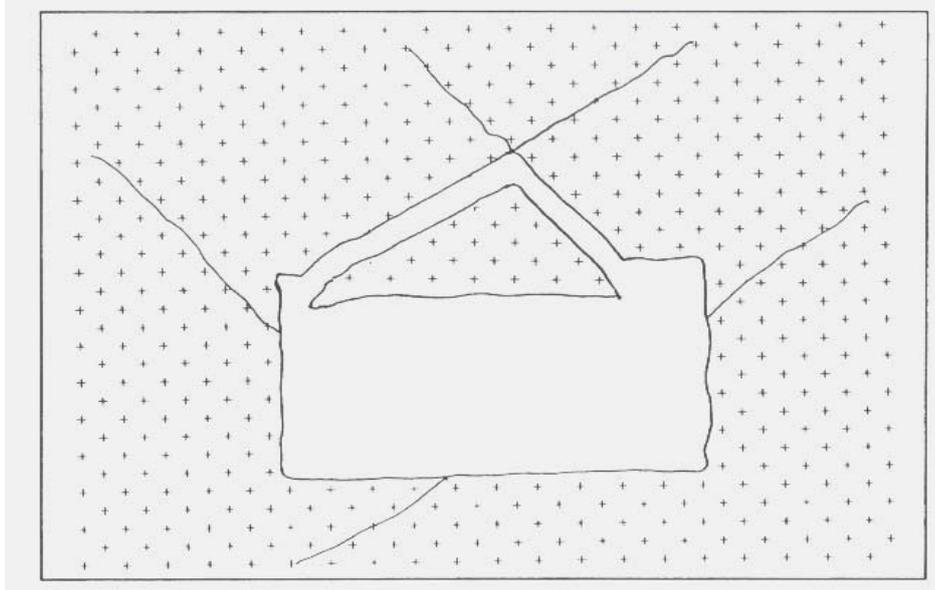
Les contraintes deviennent très fortes par rapport à la résistance de la matrice rocheuse. Il y a à la fois création de fissures nouvelles et cisaillement des discontinuités naturelles.



FigI-12. Rupture par excès de contraintes de compression.

-**Chute de blocs** dans les terrains à fissuration peu dense et peu sollicités (figureI-13).

Ce sont les terrains dont la surface spécifique des fissures reste inférieure à 10. C'est le cas des galeries creusées dans des massifs granitiques à des profondeurs moyennes ou les contraintes ne conduisent pas à des ruptures par excès de compression.



FigI-13. Chute de bloc en terrain peu fissuré.

Conclusion :

Les efforts auxquels la roche est soumise peuvent être la cause d'instabilité dans les mines; une bonne connaissance du comportement des masses rocheuses (contraintes déformations) est essentielle à la réalisation d'une étude géotechnique sérieuse.

Des essais en laboratoire sur des carottes de sondage peuvent fournir des informations utiles sur la résistance et la déformabilité de la roche en place; chaque type de roche présente un comportement différent, allant de la plasticité du sel à l'élasticité, et la friabilité, de beaucoup de roches dures. La fissuration a de grandes conséquences sur la résistance et la déformabilité de l'ensemble du massif rocheux.

L'instabilité des mines souterraines peut être causée par le mouvement et l'effondrement de masses rocheuses dus à une instabilité structurelle, par la rupture de la roche autour d'une ouverture liée à une concentration des contraintes, par une combinaison de ruptures induites par les contraintes, d'instabilité structurelle et d'instabilité créée par les coups de terrain.

Chapitre II

*Soutènement des galeries
minières et conception du
boulonnage*

Introduction :

Le rôle principal du soutènement est d'assurer la sécurité des excavations pratiquées dans les roches et dans le sol.

Toutes les opérations qu'on doit réaliser dans une mine, font appel aux techniques de soutènement, que l'on peut définir comme étant l'application pratique de la mécanique des roches aux opérations courantes d'exploitation minière.

Le boulonnage est un mode de soutènement, il consiste à introduire dans les épontes d'une galerie des tiges d'acier renforçant les roches qui ceinturent les vides souterrains évitant ainsi la chute des blocs, le rôle de ces tiges est assez semblable en général à celui de certaines armatures d'acier noyées dans le béton (étriers).

En effet, ce soutènement s'est imposé dans les années 50 comme une alternative sécuritaire et économique aux boisages utilisés à cette époque (Gagnon, 1996).

II-1. Théorie et pratique du soutènement: [4]

II-1-1. Théorie du soutènement :

En l'absence de galeries, les terrains sont comprimés sous l'action de la pesanteur et des forces orogéniques. Le creusement d'une galerie va perturber l'équilibre naturel des terrains autour du vide que l'on vient de créer. Il en résulte un nouvel état de contraintes qui peut conduire le massif à l'état que l'on appelle « état de post-rupture », c'est-à-dire à une situation où les fissures naturelles où des fissures mécaniques nouvellement créées peuvent mettre en cause la stabilité des terrains. Les instabilités que l'on pourra observer peuvent prendre des formes diverses allant de la chute de quelques blocs à l'éboulement massif.

Pour contrôler les mouvements du massif rocheux et éviter les éboulements, il faut mettre en place un soutènement.

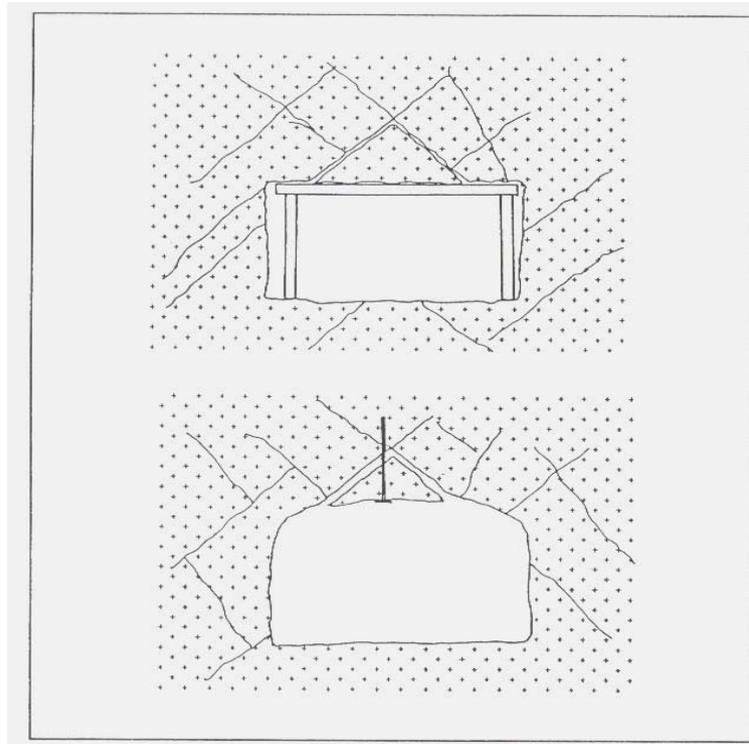
II-1-1-1. Les modes d'action du soutènement :

Nous distinguerons trois modes d'action du soutènement, ces modes d'action pouvant intervenir ensemble ou séparément suivant le type de soutènement et de terrain :

- le soutènement retient les blocs lâchés ;
- le soutènement applique une contrainte de confinement sur le terrain ;
- certains types de soutènement peuvent créer une armature interne dans le terrain.

a) Rôle de support :

Le soutènement permet de maintenir en place les blocs libérés et éviter ainsi les chutes de blocs du toit ou des parements (cf.figureII-1). C'est un rôle *de support*.



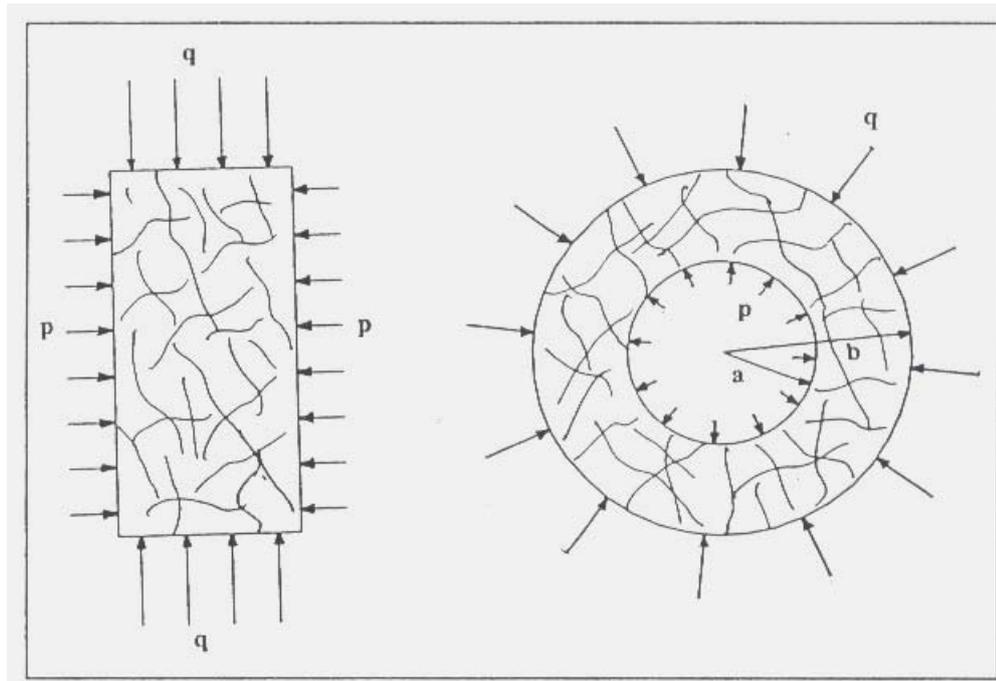
FigII-1. Rôle de support du soutènement. [4]

C'est le cas d'un massif granitique où le creusement de la galerie libère un bloc délimité par des fissures naturelles. Que ce bloc lâché soit maintenu en place ou enlevé, la stabilité du massif reste la même.

b) Rôle de confinement (cf.figureII-2):

Le soutènement applique une contrainte sur la périphérie de l'excavation. Cette contrainte est appelée la contrainte de soutènement ou encore la contrainte de confinement.

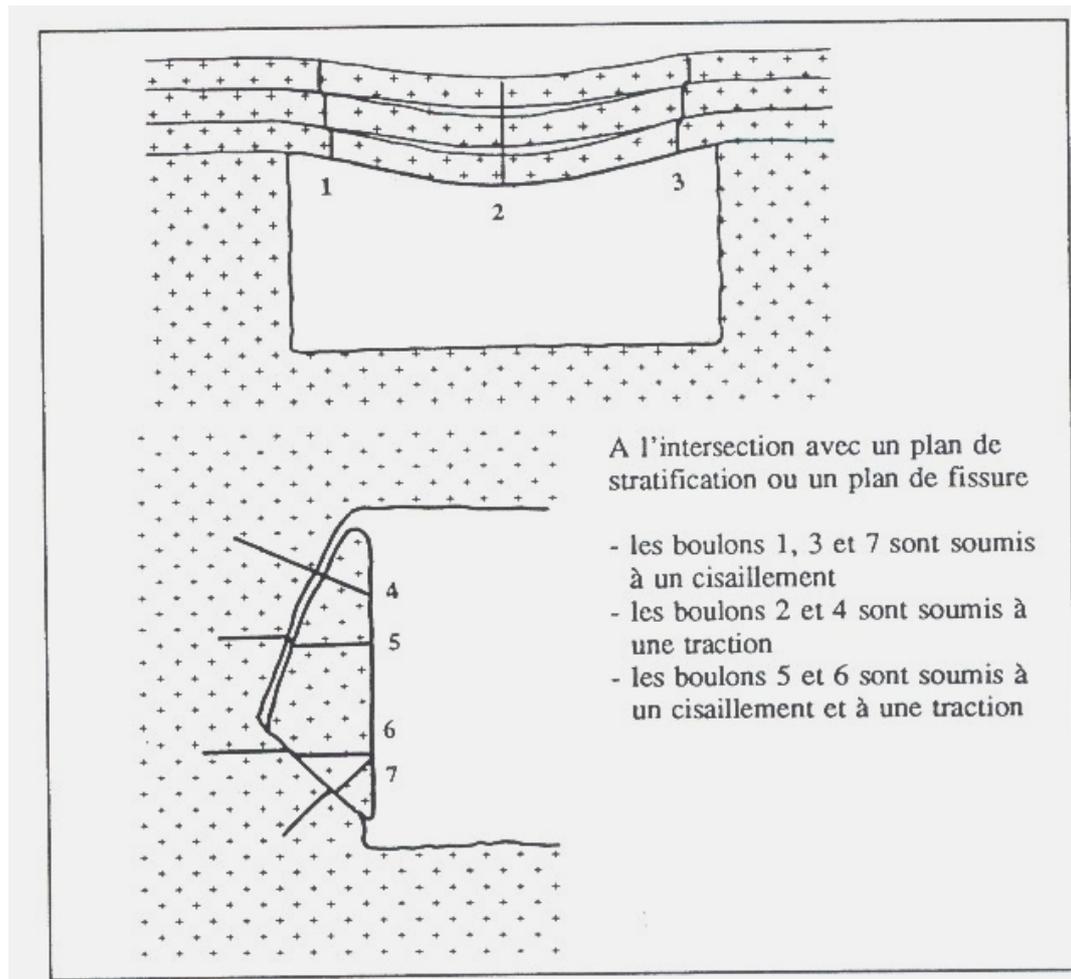
Cette contrainte de soutènement n'est pas exercée de façon uniforme sur les parois de la galerie. Cet effort est distribué de manière plus ou moins ponctuelle.



FigII-2. Rôle de confinement du soutènement. [4]

c) Rôle d'armature (cf.figureII-3):

Ce mode d'action intervient uniquement avec les boulons de type ancrage réparti ou à friction. En effet, ces boulons sont constitués des tiges en contact étroit avec les parois du trou : lorsque ces boulons traversent une fissure, ils offrent une résistance non négligeable à tout glissement des deux faces de la fissure l'une par rapport à l'autre.



FigII-3. Rôle d'armature du soutènement. [4]

II-1-1-2. Les différents types de boulons utilisés dans les mines : [6], [3], [17]

Il y a deux types essentiels de boulons d'ancrage :

-Les **boulons à ancrage ponctuel**, qui sont ancrés aux roches uniquement à l'extrémité de la tige.

-Les **boulons à ancrage réparti**, qui sont solidaires aux roches sur toute leur longueur.

-A ces deux types essentiels, il faut ajouter quelques boulons spéciaux tel que :

- Les tirants d'acier
- Les câbles d'acier
- Les broches en bois.

A. Boulon à ancrage ponctuel:

Les boulons à ancrage ponctuel sont utilisés depuis de nombreuses années dans l'industrie minière. Les boulons à ancrage ponctuel sont principalement utilisés pour renforcer les murs et les toits des galeries, chantiers et sous niveaux.

Les longueurs de boulon les plus souvent rencontrées sont **1.5**, **2.1** et **2.7 m**, avec une tige en acier de **16 mm** de diamètre. Des boulons de faible longueur de **0.6** et **0.9 m**, sont également posés pour installer le grillage.

Le boulonnage à ancrage ponctuel consiste à placer dans un trou une tige ancrée à son extrémité en fond de trou et à munir l'autre extrémité d'une plaque que l'on serre contre le terrain.

Caractéristiques :

- Nécessitent un terrain suffisamment résistant au niveau de l'ancrage.
- Plus rapidement mis en place et moins coûteux.
- Capables de subir une grande déformation avant la rupture.
- Niveau de force axial qu'ils peuvent supporter est relativement bas.
- Grande sensibilité de la qualité de l'ancrage au diamètre de la perforation.
- Importante perte de charge peu après leur mise en place.

| | |
|---------------------------------------|--|
| Aptitude à soutenir une charge | Charge de rupture des filets 100 kN. |
| Durée de vie | Durée de vie limitée en fonction de la corrosion vérification du couple de serrage dans les excavations temporaires. |
| Paramètres critiques | Angle d'installation couple de serrage Contact entre la plaque d'appui et la paroi rocheuse tolérance du trou de forage (-0.8 mm, +1.6 mm). |
| Coût | Faible. |
| Types de terrain | Roches modérément dures à durs, massifs rocheux pas trop fracturés. |

Tableau II-1. Caractéristiques des boulons à ancrage ponctuel.

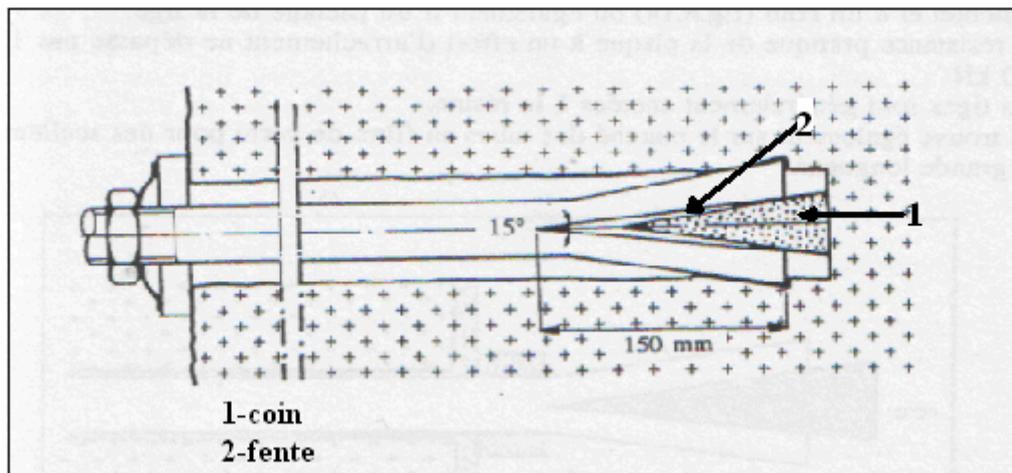
Il y a deux catégories des boulons d'ancrage ponctuel :

A-1. Boulons à fente et à coin :

Les boulons à fente et à coin (figure II-4 et II-5), sont constitués d'une tige d'acier fendue à une extrémité sur 150mm de longueur, les deux lèvres de la fente n'étant pas écartées, ou l'étant très peu.

On introduit de quelques millimètres un coin en acier dans la fente, l'écartement correspondant aux deux lèvres est faible, et l'on peut pousser sans difficulté dans un trou de mine.

Une telle tige avec coin pincé dans la fente une fois le coin arrivé en butée sur le fond du trou d'ancrage, on frappe au marteau piqueur l'autre extrémité de la tige émergeant du trou d'ancrage.

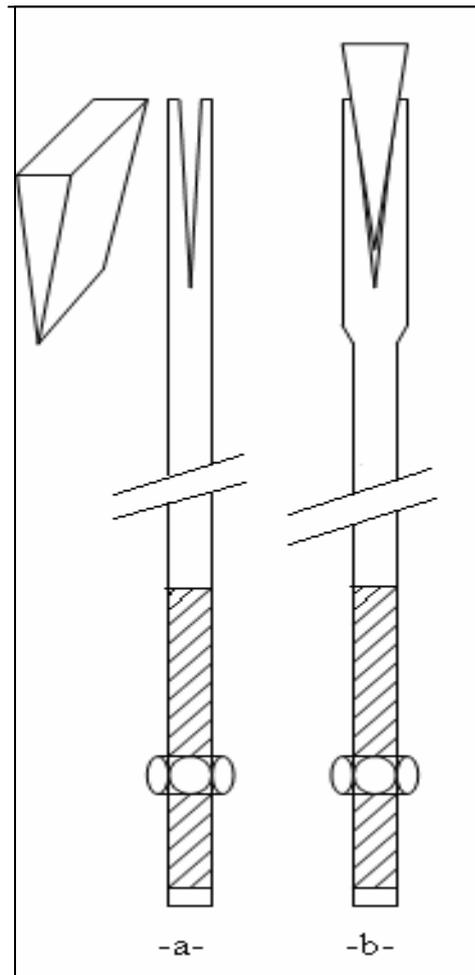


FigII-4. Boulon à fente et à coin. [4]

Sous l'effet des percussions, le coin restant immobile au fond du trou, les deux lèvres de la fente s'écartent et attaquent en burinant les parois du trou d'ancrage puis pénètrent dans la roche. L'extrémité de la tige immergée du trou d'ancrage est filetée, l'écrou se vissant sur ce filetage maintiendra contre le toit la plaque d'acier ou le chapeau de bois.

Les boulons à fente et à coin sont largement répandus. Ils sont d'excellente tenue dans de nombreux terrains, ils sont bon marché, facile à mettre en œuvre, mais, ils présentent quelques inconvénients :

1. foration du trou de faibles diamètres.
2. la frappe implique l'utilisation de l'air comprimé avec les équipements actuels.
3. ils sont d'un emploi difficile dans les parements.



FigII-5. Boulon à fente et à coin

b)-boulon à fente élargie

a)-boulon à fente et à coin

A-2. Boulons à Coquille d'expansion (figureII-6 et II-7) :

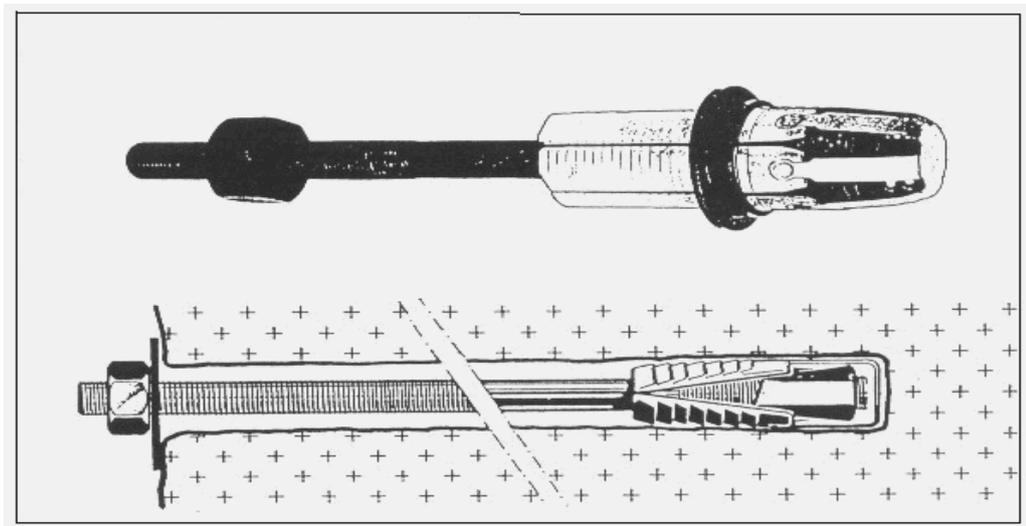
Les coquilles sont disposées autour d'une noix généralement conique fixée au bout du boulon, par cet intermédiaire, la tension de la tige (de l'ordre de 4 tonnes) se traduit par des forces latérales qui dilatent le dispositif et assurent le passage au terrain.

L'ancrage est donc autoserant mais, doit être bloqué à la pose par une forte tension obtenue en vissant la tige dans la noix, ou par un écrou sous la plaque [figure II-9].

Ces boulons à expansion sont utilisés dans le toit de bonne résistance mécanique et dans le toit qui présente une forte déformation différée.



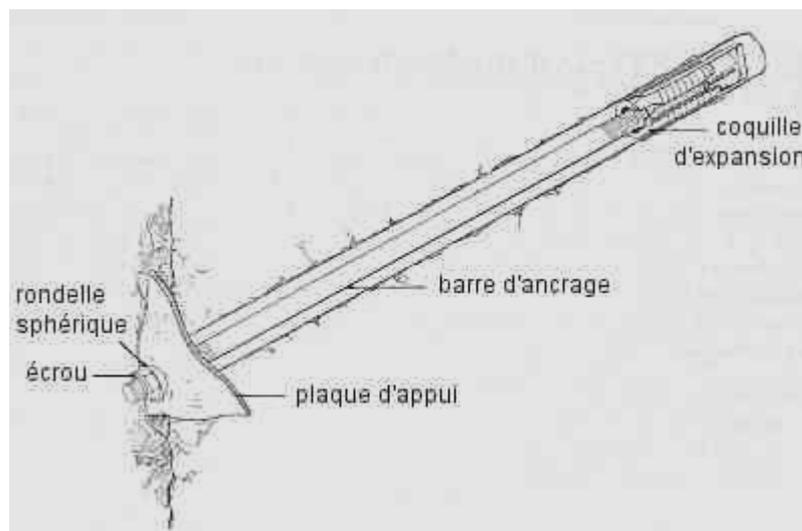
FigII-6. Têtes d'expansion



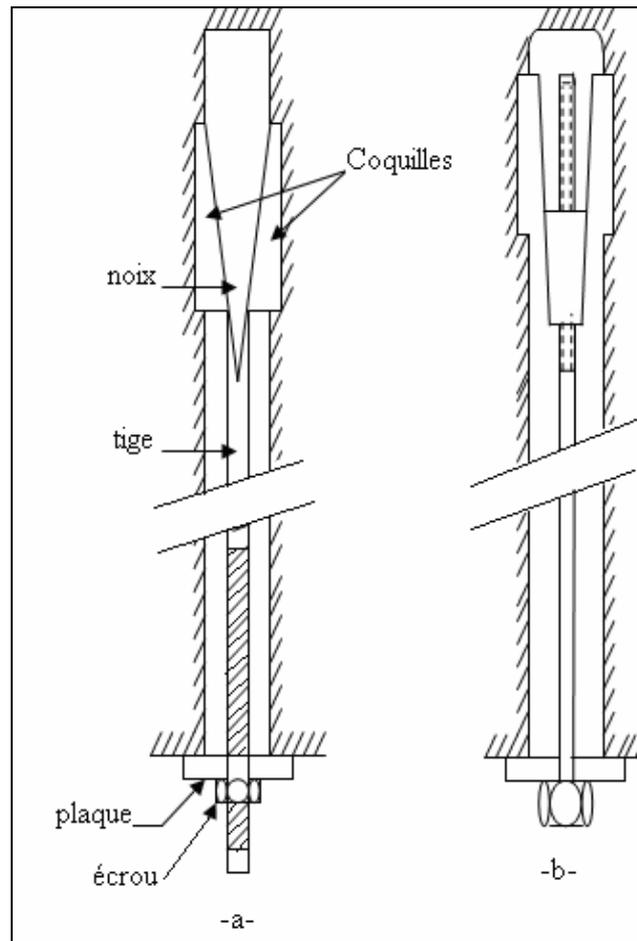
FigII-7. Boulons à Coquille d'expansion

(D'après documentation Ancrall et Lenoir-Mernier). [18]

Dans ce type de boulons, l'ancrage s'obtient uniquement à l'extrémité du boulon, au moyen de systèmes mécaniques qui pénètrent dans le terrain [Figure II-8]. Ils appartiennent aussi à la catégorie des **boulons ancrés par friction**, avec une pression élevée de contact.



FigII-8. Boulon d'ancrage à pression de contact élevée. [4]



FigII-9. Boulons à expansion

a)-vissage sur la plaque, **b)**-vissage sur la noix.

La tension dans le boulon et son efficacité peuvent être réduites à cause des vibrations provoquées par les sautages. C'est pourquoi, il est fortement recommandé de vérifier régulièrement la valeur du couple de serrage de l'écrou du boulon à l'aide d'une clé dynamométrique et de le resserrer lorsque c'est nécessaire.

De plus, dans certaines conditions, les éléments du boulon peuvent être soumis à des problèmes de corrosion. C'est pourquoi, le boulon à ancrage ponctuel est généralement utilisé pour le soutènement d'excavations temporaires.

B. Boulons à ancrage réparti (figureII-10):

Un boulon à ancrage réparti est une tige que l'on place dans un trou et que l'on scelle au terrain sur toute sa longueur au moyen d'un produit de scellement, **résine** ou **ciment**.

Une plaque est fréquemment fixée par un écrou et serrée contre la paroi bien que cette plaque ne soit pas essentielle au fonctionnement du boulon.

Les tiges que l'on utilise sont :

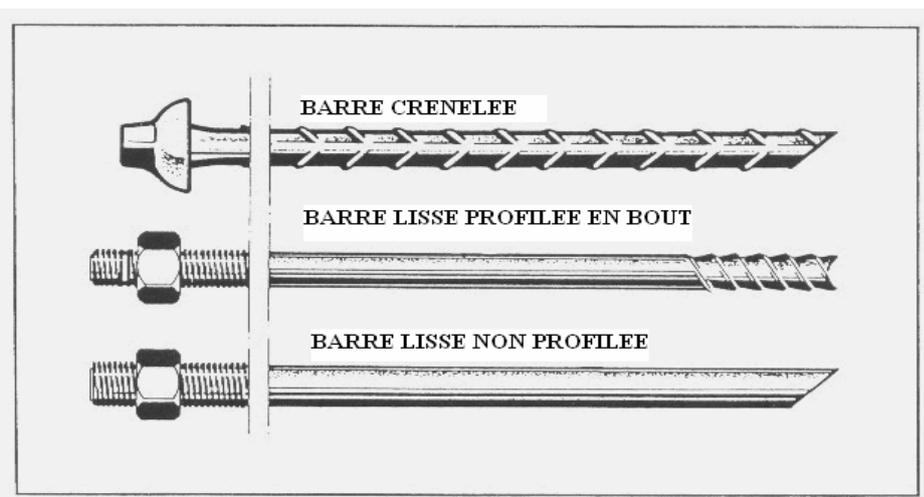
-soit des tiges lisses qui peuvent permettre un glissement entre l'acier et le matériau de scellement.

-soit des tiges crénelées qui procurent une très bonne adhérence entre l'acier et le produit de scellement.

L'extrémité de la tige à recevoir la plaque peut être :

-soit filetée, ce qui permet de serrer la plaque avec un écrou.

-soit forgée avec une collerette supportant la plaque.

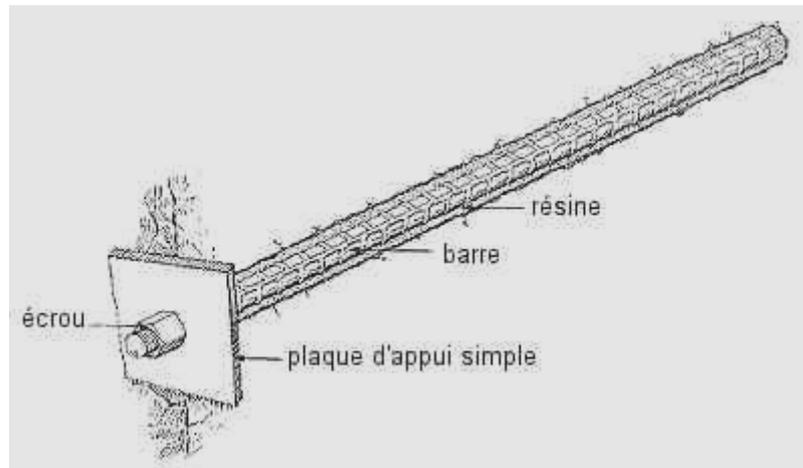


FigII-10. Boulons à ancrage réparti (Lenoir-Mernier). [4]

Parmi ceux-ci, on peut encore faire la distinction entre les *boulons ancrés par friction* et les *boulons ancrés par injection* : Ce type de boulon est totalement en contact avec la roche, donnant ainsi lieu au concept de *roche armée*.

B-1. Boulons ancrés par injection : On trouve parmi ceux-ci notamment :

B-1-1. Les boulons avec scellement à la résine :(figureII-11).



FigII-11. Boulon ancré à la résine. [4]

Description :

Ces dernières années, les Rebars scellées à la résine sont devenus de plus en plus populaires jusqu'à devenir le système de boulonnage le plus utilisé dans l'industrie minière.

Il s'agit d'une barre en acier crénelée entourée, dans le trou de forage, par une résine thermodurcissable introduite sous forme de cartouches et servant d'agent de scellement entre la tige et la paroi du trou de forage.

Dans la plupart des cas, on utilise des tiges filetées mises en tension par l'intermédiaire d'un écrou en dôme auquel est appliqué un couple de serrage. Dans ce cas, une résine à prise rapide est installée au fond du trou de forage tandis qu'une résine à prise lente est placée dans le reste du trou. La mise en tension du boulon doit se réaliser après que la résine à prise rapide ait durci mais avant le durcissement de la résine à prise lente. Notons qu'il existe également des rebars à tête forgée qui ne sont pas mis en tension. Dans ce cas, on utilise un seul type de résine sur toute la longueur du trou.

Les cartouches à prise rapide rencontrées ont un temps de prise de 30 secondes ou moins. Par contre, les cartouches à prise lente ont des temps de prise qui peuvent varier de 2 à 30 minutes.

Le boulon scellé à la résine est utilisé dans les ouvrages permanents tel que les rampes d'accès. Les galeries principales, les points de soutirage et de chargement. Il est également installé dans les chantiers et les excavations provisoires surtout lorsque le terrain est très fracturé ou de mauvaise qualité.

En effet, la longueur de scellement des rebars est largement supérieure à celle nécessaire pour assurer une adhérence égale à la charge de rupture de la tige qui est de l'ordre de 30cm pour les roches dures.

Lorsque le trou est complètement rempli de résine, la tige en acier est protégée des problèmes de corrosion contrairement aux autres types de boulons. Cette protection et sa résistance élevée expliquent, qu'actuellement, le rebar scellé à la résine est le seul système de boulonnage réellement considéré comme un soutènement pouvant être utilisé dans les ouvrages souterrains permanents.

Caractéristiques et avantages des boulons avec scellement à la résine :

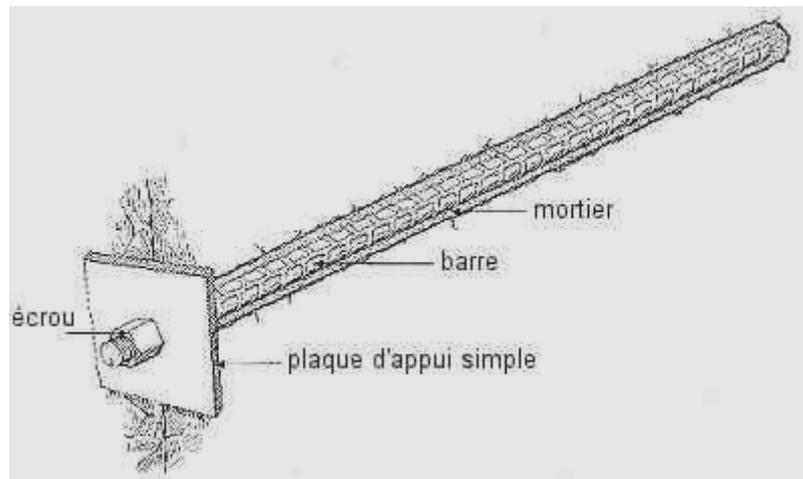
1. Système compétent et durable, fournit une haute capacité portante dans des conditions exceptionnelles de roches dures.
2. Action de support rapide après l'installation.

Inconvénients :

1. Pas recommandés en présence d'eau, en raison des aléas de polymérisation de la résine.
2. La résine peut être sale et d'utilisation hasardeuse.

| | |
|---------------------------------------|--|
| aptitude à soutenir une charge | charge de rupture des filets du rebars: 134 kN. |
| durée de vie | longue durée de vie. pour excavations temporaires et permanentes. |
| paramètres critiques | diamètre et longueur du trou de forage. temps de mélange. temps de retenue. température ambiante et température des cartouches. |
| coût | Moyennement élevé. |
| types de terrain | conditions de terrain variées. adapté pour des déplacements faibles ou modérés. |

TableauII-2. Caractéristiques des boulons avec scellement à la résine.

B-1-2. Les boulons avec remplissage au mortier (cf.figureII-12):**FigII-12.** Boulon ancré par injection de mortier. [4]

Avant la mise en place de la barre, le trou est injectée avec un mortier de ciment introduit depuis le fond par un tube. Le mortier injecté par une pompe repousse le tube vers l'extérieur du trou.

Caractéristiques :

1. Recommandés dans les terrains fissurés ou hétérogènes, où les trous de foration sont mal calibrés.
2. Possèdent une haute capacité portante dans des conditions exceptionnelles de roches dures.
3. Nécessité de devoir attendre plusieurs jours pour qu'ils puissent reprendre la charge.
4. La qualité du ciment est difficilement connue.
5. À éviter en présence d'eau.

Les boulons à ancrage réparti se caractérisent par deux procédés :

1. Procédé perfo (cf.figureII-13) :

Ce procédé est utilisé lorsque la roche à soutenir est fissurée ou trop poreuse.

Dans ce cas, ou bien le béton qui coule par les fissures, ou bien l'eau du béton liquide est aspirée quasi immédiatement par capillarité.

Le procédé perfo consiste à introduire le béton dans le trou d'ancrage à l'aide d'un récipient perdu définitivement et abandonnée dans le trou. Ce récipient a la forme d'un cylindre de 35mm de diamètre, il existe d'aussi long que la tige de soutènement, il est fait de tôles d'acier.

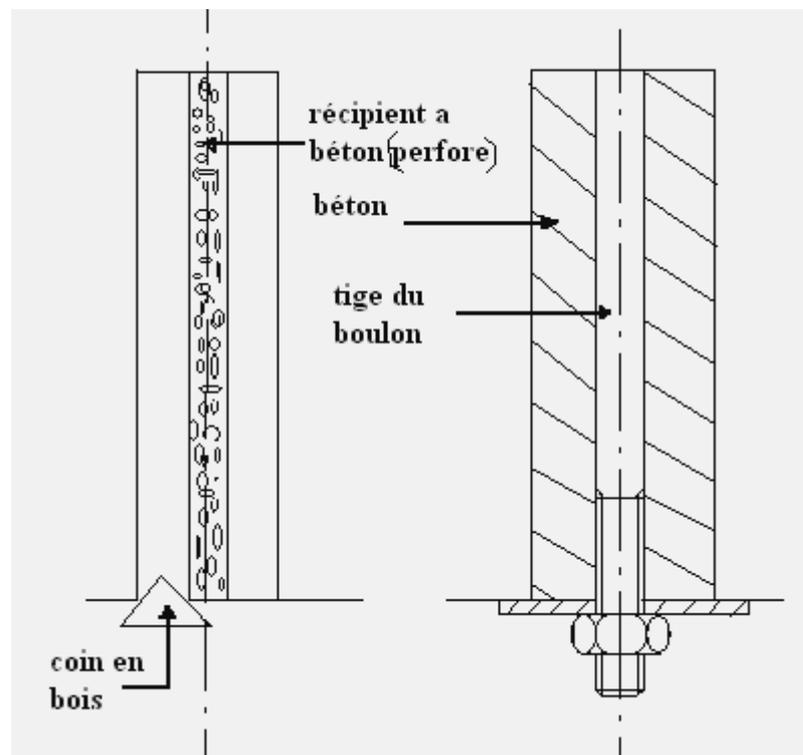
Pour remplir de béton, ce récipient à été préalablement ouvert en deux, suivant un plan diamétral, on a aussi obtenu deux demi cylindres qu'il est facile de bourrer de béton à l'aide

d'une truelle. On reconstitue le cylindre en superposant les deux demi cylindres qu'on ligature avec du fil de fer.

Le cylindre, plein de béton frais est introduit dans le trou d'ancrage, on le maintient à l'aide d'un coin de bois, au travers de ce cylindre mis en place dans le trou d'ancrage, on pousse à force d'une tige d'acier cannelée ou lisse qui servira de tige de soutènement.

Les parois du récipient cylindrique étant munies de très nombreuses *perforations*, d'où le nom de procédé perfo.

L'introduction de la tige amène l'expulsion du béton au travers des perforations, le béton remplit ainsi le trou de mine.



FigII-13. Boulonnage « Procédé perfo ».

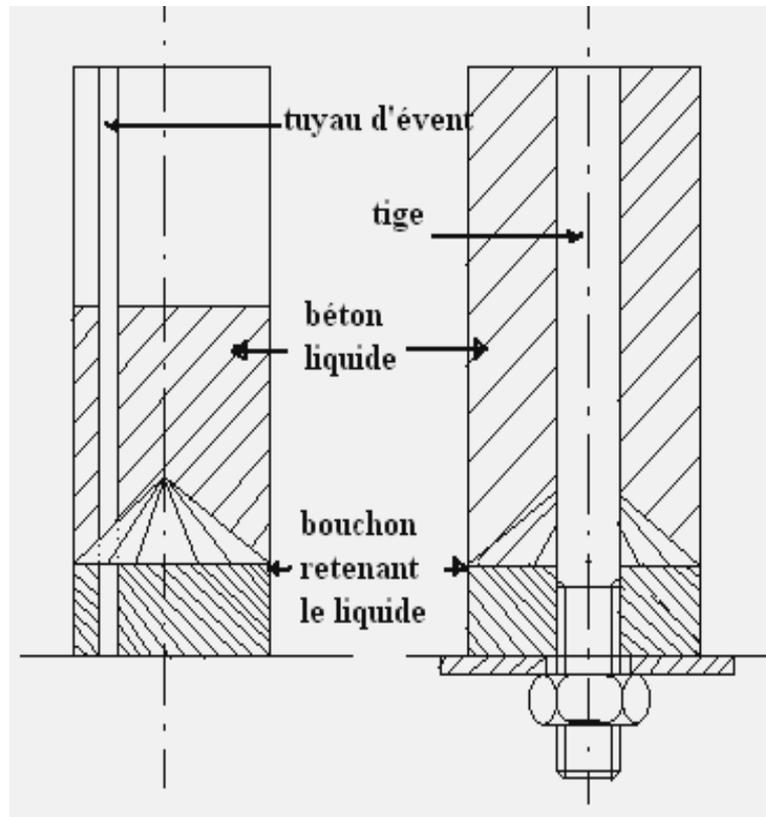
2. Procédé injecto (cf.figureII-14):

Une tige d'acier lisse ou cannelée est introduite dans un trou de mine préalablement rempli de béton sur une certaine hauteur, ce remplissage se fait à l'aide d'une pompe à main très simple (seringue).

Le béton est retenu dans le trou d'ancrage par un bouchon spécial qui laisse pénétrer la seringue, puis la tige de soutènement, mais retient le béton liquide.

Ce bouchon est constitué par une lame d'acier munie de dents comme une scie, toutes les dents se rejoignent et forment un cône, la seringue peut passer à travers les dents.

Ce type de bouchon doit être mis en place à front dès que possible, si l'on attend quelques temps, des fissures peuvent prendre naissance dans lesquelles le béton liquide s'écoulera sans assurer l'ancrage, il faut utiliser du béton à prise rapide.



FigII-14. Boulonnage «Procédé injecto ».

Boulons scellés à la matière plastique :

Le béton est remplacé par une matière plastique en grains, noyée dans un liquide et contenue dans un récipient cylindrique en verre, dont le diamètre est assez faible pour pouvoir être pousser au fond du trou d'ancrage.

A l'intérieur de ce récipient, se trouve un autre récipient en verre contenant un produit chimique qui mélangé aux grains noyés dans le liquide, amène le durcissement quasi-immédiat de la masse. L'introduction de la tige de soutènement dans le trou conduit à la pulvérisation des récipients en verre, puis à la mise en route des réactions chimiques de durcissement.

Les boulons scellés à la matière plastique ne sont pas à proprement parler des boulons à ancrage réparti car la zone de scellement n'intéresse qu'une vingtaine de centimètres et non pas toute la longueur de la tige.

B-2. Boulons ancrés par friction :

Les boulons à friction, plus récents, sont couramment utilisés dans l'industrie minière. On distingue deux types de boulons à friction: le boulon Split Set et le boulon Swellex.

B-2-1. Boulon Swellex (figureII-15):

Description :

Les boulons Swellex ont été introduits en 1982 par la compagnie Atlas Copco. Il s'agit de tubes en acier doux repliés sur eux-mêmes dont l'expansion est provoquée par injection d'eau à haute pression. Cette expansion développe une pression radiale et une force de friction entre le tube et la paroi du trou de forage.

Plusieurs types de boulons Swellex telle que: le boulon **Swellex Standard**, le **coated Swellex** (recouvert d'une peinture bitumineuse élastique), le **Yielding Swellex** (grande capacité d'allongement) et le **Super Swellex** (plus grande résistance).

Le boulon Swellex standard, le plus fréquent, est généralement utilisé aux murs et aux toits des chantiers et des galeries provisoires dans des conditions de terrain variées, il peut également servir à fixer les câbles lacés (cable lacing).

Le boulon Super Swellex, est plutôt utilisé dans les zones de cisaillement et lorsqu'un pré-soutènement est nécessaire dans des terrains de mauvaise qualité.

La résistance à l'arrachement des boulons Swellex est proportionnelle à la longueur du boulon et varie en fonction du diamètre et de la rugosité du trou de forage, de la pression de gonflement et du type de roche.

La résistance à l'arrachement d'un boulon Swellex Standard pour un trou de 32 mm de diamètre dans une roche dure et une pression de gonflement de 30 MPa, est de l'ordre de 100 kN/m. Or, les longueurs des boulons utilisés en pratique sont supérieures à 1,5 m et la résistance en tension du boulon est de 100 kN. On peut donc considérer qu'en pratique, on doit observer la rupture du boulon lorsque la charge à laquelle il est soumis est supérieure à 100 kN ou 10 tonnes.

Lors de l'installation, le boulon se dilate sous l'effet de la pression élevée de l'eau, épousant les irrégularités du trou. Par suite de sa dilatation, le boulon devient plus court et la plaque se trouve bloquée contre la roche.

L'installation terminée, l'alimentation en eau sous pression cesse.

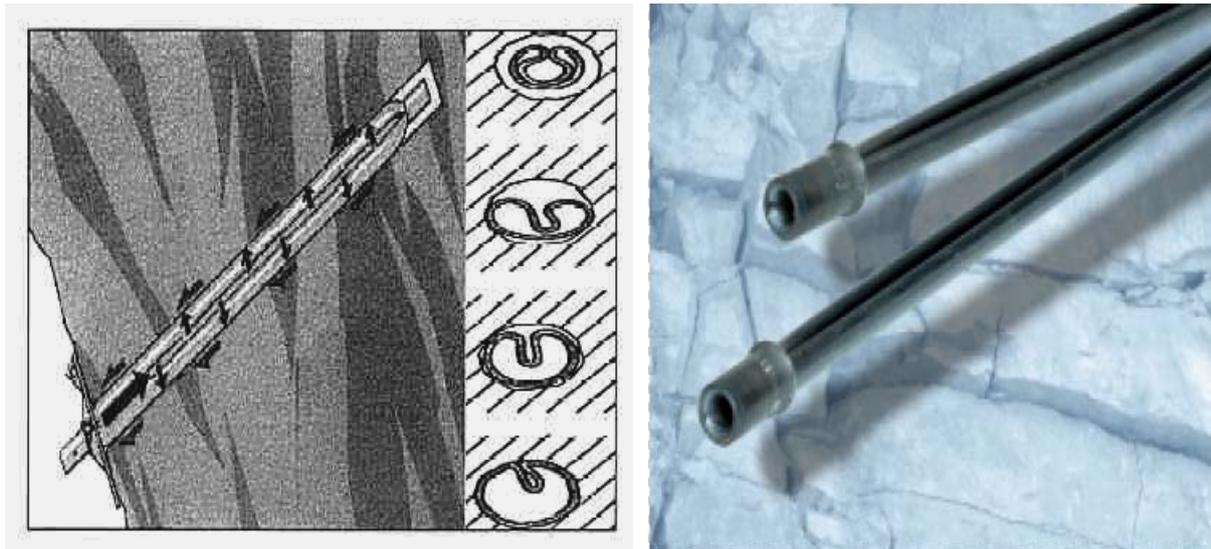
Caractéristiques et avantages de Swellex :

- pas d'équipement supplémentaire pour la pose (coût de matériel réduit).
- temps d'installation court.
- coût de main d'oeuvre réduit.
- à peine installé, le boulon Swellex est opérationnel.
- bonne résistance aux vibrations, rendant possible l'utilisation de la méthode Swellex à proximité du front de taille.
- excellente efficacité en terrain aquifère.
- simplicité : le boulonnage est effectué sans rotation ni couple ni poussée. Il suffit de raccorder un flexible d'eau à haute pression sur le boulon.
- préservation de l'environnement ; le procédé utilisant de l'eau exclusivement aucune pollution n'est à craindre contrairement à ce qui se passe avec les techniques ayant recours au ciment ou aux produits chimiques.

Le boulon Swellex est très sensible aux problèmes de corrosion puisqu'il s'agit d'un tube en acier directement en contact avec la paroi du trou de forage. C'est pourquoi dans certaines conditions, sa durée de vie est relativement courte et son utilisation est limitée au renforcement d'ouvrages miniers provisoires. Pour remédier à ce problème, des boulons en acier inoxydable ou recouverts d'une peinture bitumineuse élastique ont été développés (Charrette, 1998). Cependant ces améliorations augmentent le prix déjà élevé du Swellex par rapport aux autres types de boulons.

| | |
|---------------------------------------|---|
| aptitude à soutenir une charge | charge de rupture d'un Swellex Standard 100 kN charge de rupture d'un Super Swellex = 200 kN |
| durée de vie | durée de vie limitée du Swellex Standard car très sensible à la corrosion. pour excavations temporaires. |
| paramètres critiques | pression de gonflement pompe spéciale. |
| coût | Elevé. |
| types de terrain | conditions variées. adapté aux grands déplacements. |

Tableau II-3A —Caractéristiques des boulons Swellex



FigII-15. Boulon Swellex. [2]

B-2-2. Boulon Split Set (figureII-16) :

Description :

Il s'agit d'un tube en acier à haute résistance munie d'une rainure, dont le diamètre est supérieur au diamètre du trou de forage. Une fois installé, le tube comprimé exerce une pression radiale sur la paroi du trou de forage et oppose par friction une résistance à son glissement.

Il existe différents diamètres de tubes Split set. Celui utilisé dans les mines québécoises est le Split SS-33 puisque le diamètre standard des trous de forage est de 32 mm (1 1/4).

Des boulons Split Set de faibles longueurs (45 et 60 cm) et de même diamètre sont également utilisés pour installer du grillage et des traverses de soutènement.

Au Québec, le boulon de type Split Set est généralement utilisé pour renforcer les murs des excavations provisoires, Il sert également à poser le grillage, à placer les traverses de soutènement, à fixer les câbles lacés (cable lacing) et les câbles suspendus (cable sling).

La charge à la rupture du tube Split Set est de 110 kN ou 11 tonnes.

Cependant, la force d'ancrage que peut développer un boulon SS-33 devrait se situer entre 30 et 50 kN. C'est pourquoi, en pratique, on assiste au glissement du boulon et non pas à sa rupture lorsque la charge à laquelle il est soumis excède 3 à 5 tonnes.

La valeur de la force d'arrachement nécessaire pour faire glisser un boulon Split Set dépend principalement du diamètre du trou de forage mais aussi du type de roche et de la qualité du trou foré.

Remarquons que cette force d'arrachement peut augmenter avec le temps lorsque des déplacements ont lieu au sein du massif rocheux.

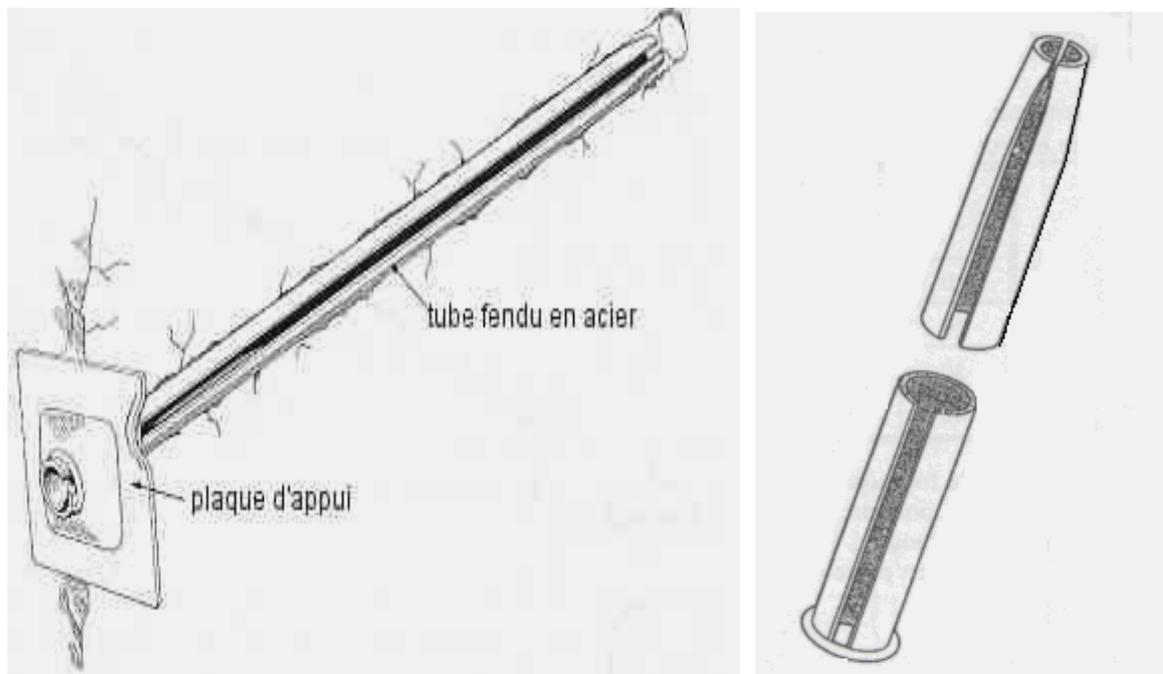
Tout comme le boulon de type Swellex, le Split Set est confronté au problème de corrosion et n'est donc pas utilisé pour le soutènement à long terme. Notons qu'il existe également des versions en acier galvanisé ou inoxydable qui permettent d'allonger la durée de vie du boulon.

Caractéristiques et avantages de Split set :

- épaisseur du tube : 2.3mm.
- diamètre extérieur : 38 à 39mm.
- largeur de la fente : 18mm.
- l'acier utilisé est un acier à haute résistance.

| | |
|---------------------------------------|--|
| aptitude à soutenir une charge | résistance au glissement du SS-33: 30 à 50 kN |
| Durée de vie | durée de vie limitée car très sensible à la corrosion pour excavations temporaires |
| paramètres critiques | très sensible au diamètre du trou de forage |
| coût | moyennement élevé. |
| types de terrain | conditions de terrain variées, roches modérément fracturées. particulièrement adapté aux grands déplacements. |

Tableau II-3b - Caractéristiques des boulons Split Set.



FigII-16. Boulon Split set. [4]

II-1-1-3. Autres technologies de boulons:

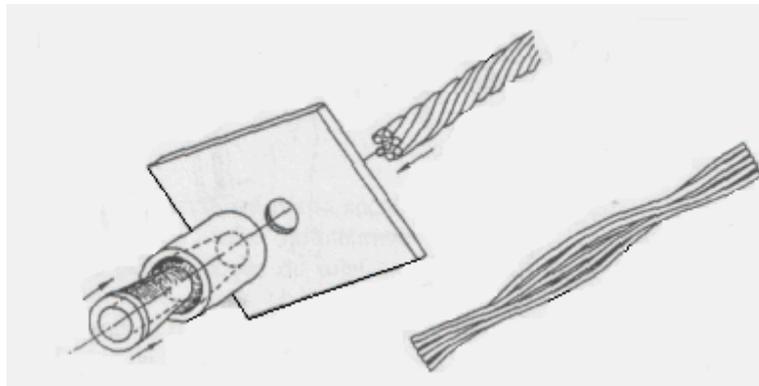
A. Les câbles (cf.figureII-17):

Etant donné l'efficacité du soutènement par boulonnage, il y a des recherches ayant conduit à utiliser cette technique pour des cavités de grandes dimensions. Cela nécessite d'implanter des boulons de grande longueur.

C'est pourquoi s'est développée la technique des câbles scellés au ciment. Cette technique n'est autre que celle de l'ancrage réparti où la tige d'acier rigide est remplacée par un ou plusieurs câbles.

Il existe de nombreux modèles de câbles pouvant être utilisés à des fins de soutènement. Les câbles les plus couramment utilisés sont les câbles servant pour les ouvrages en béton précontraint dans le génie civil. Ils ont pour caractéristiques :

- appellation : câble T15 (7 torons).
- diamètre 15.2mm.
- résistance à la rupture : 250kN.
- limite élastique : 220kN.



FigII-17. Câble T15 et câble "birdcage"

B. Boulons autoforeurs :

Ce type de boulon diffusé par Cocentall est un fleuret fileté sur toute sa longueur à l'extrémité duquel est fixé un taillant. Après la foration, qui doit être rotopercutante, le fleuret est laissé en place et le taillant est perdu. On injecte alors un mortier pour effectuer le scellement. Ce boulon est donc du type à ancrage réparti.

Il est possible de raccorder de nombreuses barres avec des manchons jusqu'à des longueurs de 15 ou 20 m. les diamètres des taillants sont de 42 ou 52mm.

C. Boulons en fibre de verre (cf.figureII-18):

L'intérêt de ces tiges est surtout de permettre d'exploiter un massif déjà boulonné sans dégrader les outils d'abattage ; haveuse, machine à attaque ponctuelle ou autre ou sans que cela procure une gêne pour le transport de la roche abattue car les tiges en fibre de verre se fragmentent aisément sous l'action de l'explosif.

Les caractéristiques de ces tiges sont :

| | | | | |
|--------------------------------------|-----|-----|-----|-----|
| Diamètre en mm | 18 | 20 | 22 | 26 |
| Résistance à la rupture en kN | 180 | 200 | 220 | 250 |

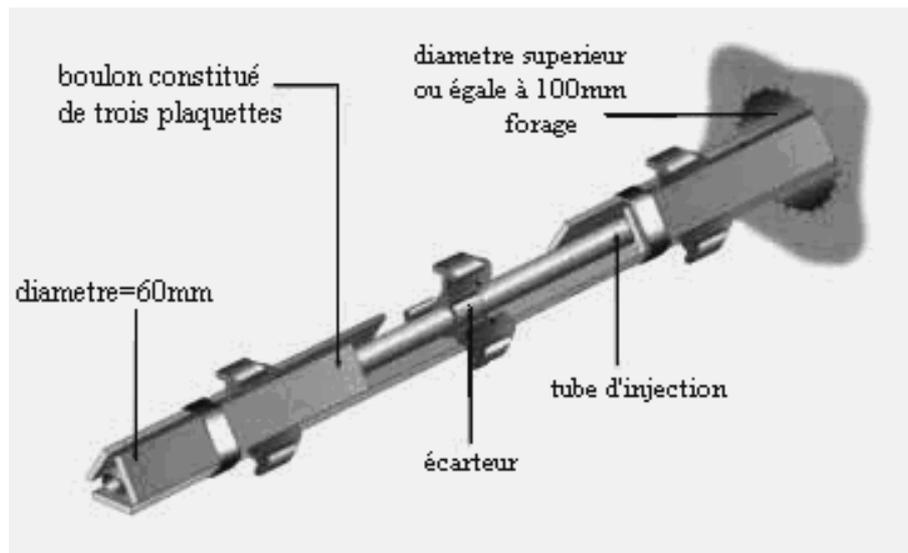
Les boulons en fibre de verre se présentent sous forme de tubes ou de lanières disposées autour d'un tube central servant à l'injection. Il s'agit de boulons passifs scellés au terrain par un coulis de ciment.

Les boulons sont mis en oeuvre par une machine spéciale comportant des glissières de grande longueur. On utilise couramment des boulons de 18 mètres de longueur ; Si l'on considère que les quatre premiers mètres de ceux-ci sont perdus en raison de la "jeunesse" du scellement et que les quatre derniers sont nécessaires à l'ancrage minimum du boulon, il reste environ 10 mètres de longueur de boulon dit "utile". Ceci doit être pris en compte dans le calcul du nombre de boulons à réaliser.

En général on cherche à maintenir un renforcement assez constant en renouvelant un certain nombre de boulons à chaque pas d'avancement.

La force résistante des boulons (généralement quelques centaines de kN) et le schéma de boulonnage doivent être adaptés à la nature du terrain et à l'objectif poursuivi (stabilité du front, maîtrise des déplacements).

La densité des boulons peut varier dans de larges proportions : de 1 boulon pour 4 ou 5m² à 2 boulons par m².



FigII-18. Boulon en fibre de verre.

D. Boulons pliables :

Pour permettre de placer des boulons dont la longueur est nettement supérieure à la hauteur de la galerie, on réalise des boulons pliables constitués par des tiges rigides reliées entre elles par un câble d'une dizaine de centimètre de longueur que l'on sertit aux tiges par l'intermédiaire de manchons.

II-1-1-4. Les accessoires du boulonnage:

Les accessoires du boulonnage sont le matériel qui est souvent mis en place avec les boulons : plaques, blochets et grillage. Mais par ce mot accessoire, il ne faudrait pas croire que ces éléments jouent un rôle négligeable ou superflu ; ils font souvent partie intégrante du schéma de boulonnage. Le choix des caractéristiques de ces éléments doit être réfléchi et peut faire parfois l'objet d'un calcul précis.

A. Les plaques (cf.figureII-19):

Les plaques d'appui que l'on fixe à l'extrémité des boulons ont pour rôle :

- d'assurer la tension des boulons à ancrage ponctuel ;
- avec tous les types de boulon, de mieux confiner les terrains et d'empêcher la chute de petits blocs autour du boulon.
- dans les terrains soumis à de grandes déformations, d'augmenter la déformabilité des boulons afin que ceux-ci s'adaptent mieux à la déformabilité des terrains.

Les modèles de plaques disponibles sur le marché sont très nombreux. Sont classées en deux catégories principales :

-les plaques rigides, qui peuvent être :

-planes ;

-bombées afin qu'elles puissent jouer le rôle de rotule lorsque la tige n'est pas perpendiculaire au parement. On peut y ajouter une rondelle améliorant le rôle de rotule. On arrive ainsi à incliner les boulons de 15 à 20 degrés par rapport à la perpendiculaire à la plaque.

-les plaques déformables bombées, avec ou sans rondelle. Ces plaques peuvent subir un écrasement de l'ordre de quelques centimètres.

FigII-19. Quelques modèles de plaques. [12]

Les dimensions de plaques les plus courantes sont :

-80×80 mm, épaisseur 8 ou 10 mm ;

-100×100mm, épaisseur 8mm ;

-120×120mm, épaisseur 8mm ;

-150×150mm, épaisseur 8 ou 10mm ;

-200×200mm, épaisseur 5, 6, 8 ou 10mm.

B. Les blochets (cf.figureII-20):

Les blochets sont des morceaux de bois, généralement en résineux, de forme parallélépipédique, sommairement équarris, percés d'un trou central pour y faire passer la tige du boulon. Les dimensions les plus courantes sont :

-longueur 300 à 500mm ;

-largueur 150 à 200mm ;

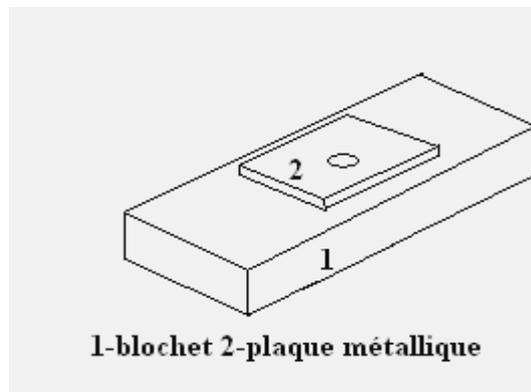
-épaisseur 70 à 100mm ;

Les blochets ont des rôles identiques à ceux de la plaque :

- ils augmentent la déformabilité du boulonnage ;
- ils retiennent les petits blocs lâchés au voisinage du boulon.

Les blochets se placent entre le terrain et l'écrou du boulon. Il est indispensable d'intercaler une plaque métallique plane entre l'écrou et le blochet afin de répartir la contrainte car un simple écrou traverserait le blochet sous la moindre charge. En jouant sur les dimensions de cette plaque, on peut théoriquement ajuster la déformabilité du système à la valeur désirée.

Les blochets sont sensibles aux effets du tir à cause de leur encombrement et sujets à une pourriture au cours du temps s'ils ne sont pas traités : ils ne sont pas conseillés pour des galeries à longue durée de vie.



FigII-20. Blochet.

C.Les grillages :

Le grillage que l'on plaque contre le toit ou les parements d'une excavation a pour rôle de maintenir en place les blocs non retenus par les boulons et pourraient se détacher.

Le grillage est indispensable lorsque l'on souhaite boulonner une galerie creusée dans un massif très fissuré, par exemple dans un massif où la fissuration découpe des blocs dont le volume reste inférieur à 10000 cm^3 .

On utilise en général deux types de grillage :

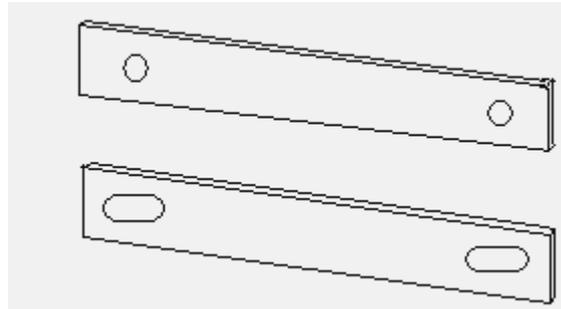
-le grillage simple torsion constitué de fils en zigzag. C'est le grillage le plus utilisé avec le boulonnage. Il a l'avantage d'être très souple et donc :

- de pouvoir se transporter et se manipuler aisément ;
- de pouvoir être appliqué facilement contre le toit ou les parements et d'épouser des formes irrégulières.

-le treillis soudé constitué de deux familles orthogonales de fils soudés à leur intersection. Ce grillage est plus rigide que le grillage simple torsion.

D. Les feuilards (cf.figureII-21):

Les feuilards sont des tôles épaisses ou plaques métalliques percées de trous à leurs extrémités et que l'on place entre deux boulons.



FigII-21. Feuilards.

II-1-2. La méthodologie pratique : [4]

Pour aboutir au choix et au calcul du soutènement, les démarches suivantes sont proposées :

- réunir le maximum de données géotechniques sur le site ;
- à partir de ces données, faire une analyse prévisionnelle des mécanismes de déformations des terrains et des éboulements qui pourraient se produire en l'absence de soutènement ;
- effectuer une réflexion sur la forme de la section de la galerie projetée car le soutènement nécessaire est très souvent lié à cette forme ;
- choisir le mode de soutènement : boisage, cadres, cintres, boulonnage ou béton projeté, compte tenu des avantages du boulonnage, le problème du choix revient à se poser la question : le terrain est-il boulonnable?

Le dimensionnement du soutènement dans les différents terrains :

Après avoir prévu le type d'éboulement potentiel, le dimensionnement du soutènement choisi sera conçu comme une parade à cet éboulement.

Pour cela, on pourra s'aider des trois concepts suivants, établis à partir des trois modes d'action du soutènement :

- le concept du soutènement porteur. Si l'on estime que les éboulements éventuels ont une extension limitée et qu'il se formera une voûte naturelle d'équilibre, on peut essayer de déterminer le volume de roche susceptible de tomber et calculer le soutènement nécessaire pour supporter ce volume. Dans le cas d'un boulonnage, le volume de roches supposées instables sera suspendu par des boulons à une zone saine du massif qui présente toutes les garanties de

stabilité. Dans les autres types de soutènement, le volume instable sera soutenu par le mur de la galerie par l'intermédiaire des cintres, des bois ou des cadres.

-le concept du soutènement confinant. Il consiste à exercer sur le pourtour de l'excavation une pression de confinement afin que le terrain, même fracturé, soit rendu auto-portant.

Il faut essayer de réaliser tout autour de la galerie un anneau de roche apte à supporter une poussée de la part du massif. Dans le cas où l'on estime qu'il ne peut pas se produire une voûte d'équilibre stable, la poussée du massif peut être importante, la roche confinée subira des mouvements qui pourront être de grande amplitude : le soutènement doit pouvoir se dérober tout en maintenant un confinement lorsque les efforts deviennent trop importants. Il faut donc un soutènement déformable.

-le concept du soutènement armant. Ce concept peut être mis en pratique seulement dans le cas d'un soutènement effectué au moyen de boulons à ancrage réparti ou à friction. Il consiste à introduire dans le massif des éléments en acier ou en d'autres matériaux qui lutteront contre les cisaillements ou l'ouverture des fissures. Dans la réalité, ces deux ou trois modes d'action du soutènement interviennent simultanément. En plaçant un soutènement auquel on veut faire jouer un rôle porteur, on met forcément en place une pression de confinement sur la paroi de l'excavation. En armant le massif au moyen de boulons à ancrage réparti, on met en place une pression de confinement.

Si l'on suppose connue la forme de la voûte stable, il est évident que le calcul du soutènement porteur est trivial. Lorsque sur un même site, ces trois concepts peuvent être utilisés, ils peuvent conduire à des dimensionnements un peu différents. En général, le calcul d'un soutènement porteur est plus sûr. On peut illustrer ce fait par l'exemple simple d'une dalle reposant sur deux appuis et soumis à son propre poids. Sans soutènement, cette dalle peut se rompre en son centre par flexion. Le soutènement porteur sera calculé pour résister au poids de la dalle. Le soutènement confinant sera calculé pour stabiliser la fissure qui risque de naître au centre de la dalle : un soutènement plus léger peut en principe convenir.

A. Soutènement dans le cas des terrains peu sollicités et à fissuration peu dense:

Pour dimensionner le soutènement, il serait logique de penser qu'il suffit de créer une force **S** de telle sorte que tout glissement soit impossible le long des faces du bloc. On laissera donc le bloc glisser et atteindre un équilibre limite. On dimensionne donc le soutènement au moyen du concept du soutènement porteur. Pour cela, tous les types de soutènement : boisage, cadres métalliques, boulonnage ou même revêtement de béton projeté peuvent être utilisés mais il est certain que l'on **choisira en priorité le boulonnage.**

-Soutènement par boulonnage : Tout bloc susceptible de tomber doit être suspendu au moyen de boulons à une zone considérée comme parfaitement stable. Il faut donc respecter les conditions suivantes :

-la longueur d'ancrage située dans la zone stable doit être suffisante pour obtenir la résistance souhaitée. Si l'on utilise un ancrage ponctuel, une trentaine de centimètres dans la zone saine permet à la coquille de s'ancrer. En revanche, avec un ancrage réparti ou à friction, il faut une longueur d'ancrage plus importante ; une cinquantaine de centimètres conviennent dans la plupart des cas avec un ancrage à la résine ou avec un Swellex. L'utilisation du Split set n'est pas recommandée pour ce cas.

-le nombre de boulons doit être suffisant pour supporter le poids du bloc. Néanmoins, il faut prendre garde au phénomène de bras de levier qui peut se produire si le boulon devant soutenir un bloc se trouve trop éloigné de la verticale du centre de gravité du bloc.

B. Soutènement dans le cas des terrains peu sollicités et à fissuration dense:

Le soutènement peut être conçu aussi bien à partir du concept du soutènement porteur qu'à partir du soutènement confinant ou du soutènement armant.

-soutènement porteur : il faut estimer la hauteur de cloche de terrain susceptible de s'ébouler et évaluer le poids de cette cloche.

Si l'on utilise un boulonnage, la longueur des boulons devra être suffisante pour s'ancrer dans une zone considérée.

Leur densité sera calculée à partir de l'estimation du poids des terrains susceptibles de s'effondrer. Le type d'ancrage recommandé est plutôt un ancrage réparti car on risque fort d'obtenir un déchaussement de blocs à la base des boulons et donc une perte de tension si l'on utilise un ancrage ponctuel, ce qui conduirait à une inefficacité totale. Les Swellex nous paraissent également convenir. Les Split set ne conviennent pas si la longueur des boulons est supérieure à 2 ou 3m. De plus, dans tous les cas, il faut que le terrain situé entre les boulons puisse être soutenu, un grillage est indispensable si l'on constate la chute de blocs entre les boulons.

-soutènement confinant et armant. Il s'agit de constituer une voûte de terrain renforcée capable de supporter son propre poids ainsi que le poids des terrains sus-jacents lâchés.

Cette voûte peut être constituée par un boulonnage réalisé selon le schéma suivant :

-les boulons doivent être du type à ancrage réparti ou à friction afin de profiter de l'armature constituée par les tiges d'acier et qui permet de lutter contre les cisaillements.

-la longueur des boulons peut être relativement courte, puisque l'on ne cherche plus à s'ancrer dans le terrain stable.

-la densité de boulon doit être importante afin d'assurer le meilleur confinement possible du terrain.

C. Soutènement dans le cas des terrains très sollicités :

Soutènement par boulonnage : le boulonnage a pour fonction de constituer autour de la galerie un anneau de roche renforcée. Le calcul du boulonnage consiste à définir le type de boulon le plus approprié, la longueur des boulons et leur densité.

- **Type de boulon.** L'expansion interne du massif risquant d'être importante, il faut choisir un boulon déformable, c'est-à-dire :

-un boulon à ancrage ponctuel dont la déformabilité sera augmenté par l'adjonction d'une plaque déformable ou d'un blochet de bois ;

-un boulon à ancrage réparti avec une tige lisse ;

-un boulon à friction : Swellex en priorité, éventuellement Split set.

- **Longueur et la densité des boulons.** Ces deux paramètres sont liés. La méthode de calcul que nous proposons est basée sur les deux règles suivantes :

Règle1 : la longueur des boulons doit être de l'ordre de grandeur de l'épaisseur de l'anneau en état de post-rupture.

Règle2 : la densité doit être supérieure à un seuil minimal afin que la contrainte de confinement soit assez uniforme dès que l'on s'enfonce dans le massif. (Le seuil= $4/L_b^2$, L_b : longueur des boulons).

II-2. Fonction du boulonnage: [3]

Dans la plupart des chantiers, le comportement des terrains boulonnés peut être correctement décrit en assignant au boulonnage l'une des trois fonctions suivantes, il peut :

-suspendre à un terrain réputé sain, une épaisseur de terrain superficielle instable.

-réaliser un confinement de la roche, qui permet au terrain de se supporter lui-même par l'effet du frottement interne et de dilatation des roches lors de leur rupture.

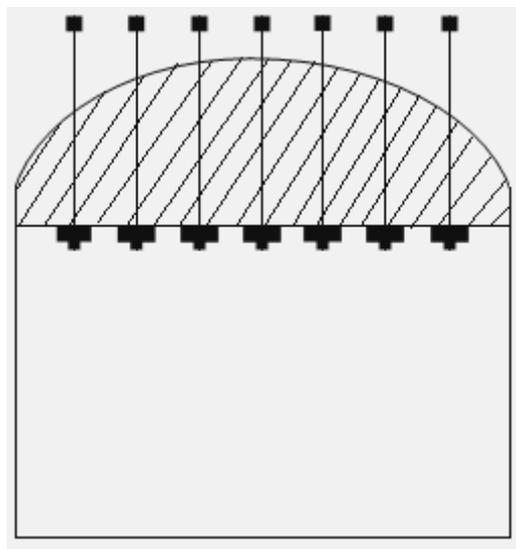
-réaliser une armature dans les terrains stratifiés ou fracturés en constituant une poutre ou une voûte dans les terrains en limitant les déplacements tangentiels des discontinuités dans le matériau.

A chacun de ces rôles correspond un mode de fonctionnement et de sollicitation différent pour les boulons.

II-2-1. Boulonnage de suspension (cf.figureII-22):

C'est le rôle de suspension que peut avoir le boulonnage pour maintenir en place au toit d'une excavation souterraine des blocs ou des plaques désolidarisées du terrain.

De manière assez fondamentale, cette fonction présente deux points critiques dans la détermination des paramètres du schéma de boulonnage, les tiges des boulons doivent pouvoir supporter en toute sécurité la charge de terrain qui pourrait être suspendue, ce qui impose une résistance à la traction minimale des tiges, et un choix judicieux de la zone et du mode d'ancrage des boulons.



FigII-22. Boulonnage de suspension

II-2-2. Soutènement par confinement des terrains :

Le boulonnage réalise un confinement des terrains qui peut être dans certain cas la fonction essentielle du boulon.

Deux types de confinement peuvent être réalisés avec des boulons :

- un confinement superficiel ;
- un confinement profond (de masse).

II-2-2-1. Confinement superficiel :

Ce mode de confinement se rencontre lorsque l'on utilise du boulonnage dans les terrains naturellement stable, mais qui peut être sujet à un écaillage superficiel en l'absence de tout confortement.

II-2-2-2. Confinement profond :

Dans ce mode de confinement, on utilise le boulonnage pour exercer une faible contrainte superficielle sur des terrains déconsolidés.

Cette très faible contrainte superficielle se trouve multipliée par le jeu du frottement interne du matériel pour réaliser un état d'équilibre stable à la limite des zones saines et déconsolidées, ce type de boulonnage est donc indispensable d'un garnissage solide et durable.

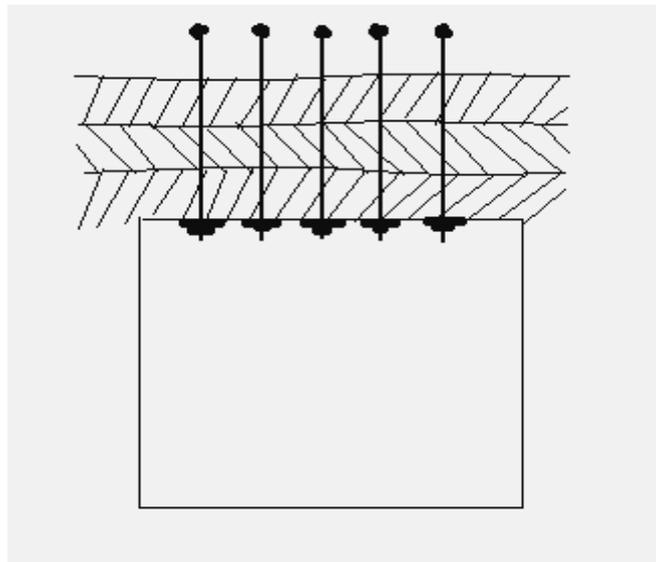
II-2-3. Armature dans les terrains stratifiés (cf.figureII-23):

Dans les terrains stratifiés, le boulonnage peut réaliser une armature et ainsi constituer indirectement un soutènement en s'opposant au déplacement différentiel entre bancs.

La modélisation du toit (ou des parements) par un assemblage de poutres encastrées, donne également l'allure d'une voûte d'effondrement, mais elle a l'avantage de suggérer un moyen de l'éviter. En effet, l'épaisseur de ces poutres joue un rôle prépondérant dans ce mécanisme de rupture principalement due à des contraintes de compression et de traction d'intensité excessive, parallèle aux bancs.

On sait qu'augmenter l'épaisseur des poutres, réduit ces contraintes.

La solidarisation de plusieurs bancs par un boulonnage bien adapté permet d'obtenir les résultats escomptés.



FigII-23. Soutènement de renforcement (armature).

II-2-4. 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 épinglant 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.

II-3. Influence des conditions technico-minières sur la caractéristique du travail des boulons : [3]

Les facteurs les plus importants qui ont une influence sur le changement de la caractéristique du boulon sont :

1. durée incommensurable de la charge active du boulon dans la mine en comparaison avec la durée de charge du boulon à l'aide d'un dynamomètre.
2. corrosion des éléments du boulon.
3. influence dynamique des roches sur les boulons due au minage, à la rupture périodique du toit principal et aux coups de terrain.

Les deux premiers facteurs se rapportent aux chantiers de longue durée, mais le plus dangereux est la corrosion des éléments du boulon.

La capacité de charge des boulons dans une zone faillée effectuée par les eaux actives ne dépasse pas 50 KN. Cependant l'emploi des boulons dans de telles conditions exige des

protections spéciales d'anticorrosion. Le travail du boulon est aussi influencé par l'action dynamique des roches qui a lieu surtout dans les chantiers d'exploitations.

Si dans le cas de l'expansion du massif rocheux, les boulons montrent une charge beaucoup plus inférieure que celle prévue selon la caractéristique nominale du travail du boulon, dans ces conditions, la caractéristique nominale n'est pas utile et elle ne peut être à la base de l'estimation de l'utilité des boulons par des conditions géologiques et minières données.

II-4. Classification du soutènement par boulonnage :

L'élément essentiel du boulonnage est le boulon, c'est-à-dire la tige et l'écrou, les autres éléments ne sont qu'auxiliaires mais adaptés à chaque fois par les exigences posées pour le soutènement ou conditions minières.

Les boulons seront introduits soit d'une manière simple afin de réagir contre la chute des roches, soit d'une manière complexe pour suspendre une plus grande surface du massif rocheux.

Cependant, selon PN 71 : G-01100 (Norme Internationale), on prévoit la classification suivante du boulonnage :

- boulonnage simple : avec les boulons seulement.
- Boulonnage avec plaques.
- Boulonnage avec grillage.
- Boulonnage avec rallonge.
- Soutènement combiné (boulonnage avec béton projeté).

II-5. Méthodes d'exploitation et le boulonnage :

Les boulons peuvent aboutir dans une certaine mesure à une précontrainte de la roche mais renforcer un toit par boulonnage sans s'assurer de sa stabilité, grâce à l'existence des parements est une ineptie.

Tout ceci ne constitue que des évidences, voyons maintenant à la lumière de ces évidences, les possibilités du boulonnage suivant les méthodes d'exploitation.

II-5-1. Méthodes d'exploitation par chambres et piliers avec ou sans dépilage :

La présence de deux parements, de résistance à peu près équivalente dans tous les cas, constitue les points d'appui nécessaires à la stabilité.

La puissance des couches est en fait presque toujours importante et la mise en place des boulons de longueur suffisante est donc possible.

La stabilité du toit étant assurée et la mise en place des boulons possible, le boulonnage du toit et des parements est convenable.

Le boulonnage doit d'ailleurs suffire à condition de maintenir les galeries suffisamment étroites, et à condition de limiter leur durée de vie.

Nous insistons sur le fait que bien souvent, il faut boulonner les parements pour éviter leur écaillage si les points d'appui du toit s'écartent, la stabilité de celui-ci augmente car la portée augmente.

La durée de vie d'une galerie est un facteur essentiel, négligé trop souvent, la méthode d'exploitation doit être conduite de manière à limiter de façon impérative, la durée de vie des chambres et recoupes.

Il existe dans tous les cas, dans les mines de fer, une durée de vie que le soutènement par boulonnage soit suffisant. Cette conclusion est certainement valable pour beaucoup d'autres mines, mais dans certains cas elle peut conduire à des vitesses d'exploitation difficiles à atteindre dans la pratique.

II-5-2. Méthode d'exploitation par longues tailles :

II-5-2-1. Taille rabattante foudroyée :

a) Galerie d'accès aux fronts : le soutènement des galeries d'accès aux quartiers rabattant peut se faire en deux phases :

1^{ère} phase: loin de tout front de taille en exploitation, on utiliserait le boulonnage pour les mêmes raisons que celles invoquées précédemment pour les chambres et piliers.

2^{ème} phase: lors de l'approche du front de taille, la profondeur de la zone fissurée dépassera bien souvent la longueur des plus grands boulons susceptibles d'être mis en place.

Il faudra alors renforcer ou plutôt doubler le boulonnage à 50 ou 100 mètres en avant de la taille par des cadres.

b) Dans la taille elle-même : il ne saurait être question d'utiliser exclusivement les boulons pour soutenir une taille foudroyée. La stabilité du toit à soutenir ne serait plus assurée. Celui-ci est en porte à faux, il n'y a qu'un seul parement. C'est pourquoi on met en place un soutènement marchant.

II-5-2-2. Taille chassante foudroyée :

a) Galerie d'accès aux fronts : les cadres s'imposent souvent :

-si les deux parements des galeries ont la même déformabilité (remblai de chaque coté) ; le toit peut être renforcé grâce aux boulons, la déformation du toit est alors faible et symétrique par rapport à l'axe de la galerie.

-si les deux parements ont une déformabilité nettement différente, le toit va se déformer énormément et d'une façon dissymétrique. Une fissuration importante va prendre naissance.

Un soutènement par boulonnage et même en présence de cadres est alors souvent illusoire. En d'autres termes il y aurait intérêt à éviter la construction de ce type de galeries.

b) Fronts de taille : même remarque et même conclusions que pour la taille rabattante foudroyée.

II-5-2-3. Tailles ou chantiers remblayés :

1- En ce qui concerne les galeries, nous retrouverons les mêmes conclusions que pour les galeries d'accès aux fronts foudroyés suivant qu'il s'agit de fronts chassants ou rabattants.

2- Pour les tailles, nous aurons maintenant un toit soutenu par deux parements, l'un constitué par la minéralisation et l'autre par le remblai.

Le toit peut avoir une stabilité sans étaçons.

La solidité de ce toit peut dans certains cas, être assuré par du boulonnage.

Plus les deux parements tendront vers la même déformabilité, moins le toit se déformera et plus l'emploi du boulonnage sera convenable.

Les facteurs étudiés pour garantir des faibles déformations pour un toit donné seront :

- Une faible distance front-remblai.
- Un remblai bien compact.
- Une grande rapidité d'avancement de la taille pour diminuer l'influence du temps.
- Un pendage assez fort.

L'emploi des boulons ne sera possible que si la puissance de la couche exploitée est suffisante pour permettre le passage des boulons.

Le **tableau II-4**, résume ces notions qui doivent être interprétées comme des tendances et non comme des règles absolues, on trouvera facilement des exceptions.

Tableau II-4 : Travaux dans lesquels le boulonnage est concevable

| Méthodes d'exploitation | Soutènement des tailles ou fronts remblayés | Soutènement des galeries d'accès | Soutènement des galeries durant l'exploitation | Types de boulons conseillés |
|---|---|-------------------------------------|--|--|
| Chambre et piliers avec ou sans dépilage. | boulonnage | boulonnage | boulonnage | A ancrage ponctuel en règle général |
| Taille rabattante avec foudroyage | étançons | boulonnage | Boulonnage + cadres | A ancrage réparti |
| Taille chassante avec foudroyage | étançons | Cadres+ éventuellement boulonnage | Cadres+ éventuellement boulonnage | A ancrage réparti |
| Taille ou chantier remblayés | étançons ou éventuellement boulonnage | Cadres ou éventuellement boulonnage | Cadres ou éventuellement boulonnage | En taille : Boulon à ancrage ponctuel. En galerie : A ancrage réparti |

II-6. Choix des paramètres d'un soutènement par boulonnage: [3]

A. En fonction de la nature des terrains :

Les terrains ont été classés en trois catégories :

-les terrains homogènes et peu fracturés, sont constitués d'un seul banc d'une même roche sur une épaisseur supérieur ou égale à la longueur du boulon.

-les terrains stratifiés et peu fracturés verticalement, qui se présentent sur l'épaisseur contrôlée par le boulonnage sous la forme de plusieurs bancs séparés par des plans de discontinuité.

-les terrains irréguliers, dont la structure s'accommodent en général difficilement avec les techniques du boulonnage, lorsque l'instabilité des terrains rend un soutènement indispensable.

B. En fonction du comportement différé des terrains :

On distingue deux catégories :

-les terrains qui ne présentent pas des déformations différées imposantes ; ce sont des terrains à rupture fragile qui lorsqu'ils sont sollicités (calcaire, grès, schistes gréseux) au delà de leurs résistance mécanique se fracturent en blocs de taille très variable et présentent alors peu ou pas de plasticité, au cours de leur fracturation ces terrains présentent une certaine augmentation de volume (foisonnement) qui se traduit par des mouvements des parois de l'ouvrage que le soutènement doit tolérer.

-les terrains visco-plastiques, qui peuvent présenter des déformations différées dans leur état plastique.

Lorsqu'il sont sollicités au delà de leur résistance ou lorsqu'ils sont altérés par des agents extérieurs (eau en particulier) ces terrains (marnes, certains schistes sensibles à l'eau) présentent de fortes déformations qui évoluent dans le temps.

C. En fonction de l'état de sollicitation du terrain et de la géométrie de l'ouvrage :

L'état de sollicitation du matériau rocheux autour de l'ouvrage intègre l'état de contraintes qui règnent dans l'ouvrage avant l'ouverture de la cavité.

La géométrie de l'ouvrage est la réponse mécanique du matériau rocheux à l'état de contrainte ; c'est-à-dire sa stabilité ou son instabilité ; ce problème se pose à deux échelles :

-A la périphérie ; le boulonnage doit lutter contre les déformations et les décohésions superficielles.

-dans le massif, sur plusieurs mètres : le boulonnage doit alors lutter et s'adapter aux déformations internes du terrain.

Cette analyse peut se faire à priori avant le creusement de l'ouvrage par des calculs sur les modèles mathématiques, ou bien par l'observation et la mesure in situ pendant le creusement ; trois classes de l'état de sollicitation ont été retenues :

- stabilité profonde et stabilité superficielle.
- stabilité profonde et instabilité superficielle.
- instabilité profonde et instabilité superficielle.

En fonction du très grand nombre de situations différentes qui découlent de l'analyse présentée ci-dessus, le boulonnage offre une large gamme de solution par le nombre et la variabilité des paramètres. Chacun a un rôle spécifique dont l'analyse est faite dans les ouvrages spécialisés.

D. Paramètres d'un soutènement par boulonnage :

D-1. Longueur des tiges : Elle est caractérisée généralement par :

-**Les tiges courtes** : ont une longueur de l'ordre d'un mètre et sont employées lorsque la stabilité du terrain est assurée sans soutènement, c'est-à-dire lorsque les boulons n'ont pour rôle que d'empêcher les ruptures superficielles ou de maintenir en place des écailles.

-**Les tiges moyennes** : dont la longueur ne dépasse pas en général le 1/3 du diamètre de la galerie.

-**Les tiges longues** : dont la longueur est égale ou supérieure à 1/2 du diamètre de la galerie, et sont utilisés lorsque le matériau est sollicité à l'intérieur du massif jusqu'à sa rupture. Le boulonnage a un rôle actif par confinement ou par armature de poutre ou de bloc selon l'homogénéité des terrains.

D-2. Type de tiges : on distingue deux catégories :

-**Les tiges en acier à forte déformation** : adoptées particulièrement aux terrains à déformations différées surtout lorsque ceux-ci atteignent la rupture.

-**Les tiges en acier à haute résistance** : ces tiges permettent de réaliser un soutènement bloquant, particulièrement intéressant lorsque le risque d'instabilité des terrains est lié aux mouvements relatifs de blocs préalablement dissociés.

D-3.Type d'ancrage : il sera à choisir entre l'ancrage ponctuel et l'ancrage réparti.

L'ancrage ponctuel est préféré lorsque l'on doit utiliser des boulons à forte déformation, de manière à ce que ce soit toute la tige qui puisse participer à ces déformations.

Par contre l'ancrage réparti est préféré dans le cas où la résistance mécanique de la roche au point d'ancrage et au niveau superficiel est très faible ou susceptible d'évoluer défavorablement en raison de l'altérabilité du matériau.

D-4.Densité du boulonnage : elle se subdivise en 3 classes :

-**Les densités faibles :** inférieures à 0.75 boulons/m², et sont utilisées essentiellement lorsque le boulonnage a un rôle protecteur; c'est-à-dire lorsque la stabilité des terrains est assurée sans soutènement aussi bien dans le domaine profond que superficiel.

-**Les densités moyennes :** comprises entre 0.75 et 1.25 boulons par m², et sont utilisées principalement lorsque le boulonnage a un rôle porteur, c'est-à-dire lorsque la stabilité des terrains profonds est assurée, mais qu'un soutènement est nécessaire pour maintenir en place la zone superficielle.

-**les densités fortes :** égales ou supérieures à 1.25 boulons par m² et sont utilisées dans le but de contribuer au boulonnage un rôle actif par confinement des terrains lorsque l'état de sollicitation dans le massif est tel que le seuil de rupture est dépassé.

D-5. Diamètre des boulons :

Dans ce cas, trois catégories sont à signaler :

-**Petit diamètre :** inférieur à 20 mm.

-**Diamètre moyen :** compris entre 20 et 25 mm.

-**Gros diamètre :** supérieur à 25 mm.

Ce paramètre est généralement choisi en fonction de la longueur des tiges, soit pour garantir un effet porteur avec les tiges longues, soit plus simplement pour éviter le plombage lors de l'introduction des boulons dans les trous.

D-6. Garnissage : il peut être léger ou lourd.

-**Garnissage léger :** est constitué de quelques feuillets ou plaques d'envol ou d'un grillage simple s'il est continu.

Ce type de boulonnage se rencontre chaque fois que le boulonnage a un rôle peu ou pas actif dans le soutènement d'ensemble des terrains.

-Garnissage lourd : est constitué de grillage résistant ou de treillis soudés, éventuellement associés à du béton projeté, ceci étant nécessaire lorsque le boulonnage a un rôle dans le soutènement d'ensemble des terrains et doit réaliser un confinement efficace sur ceux-ci pour qu'ils se maintiennent en place.

TableauII-5. Matrice de choix des principaux paramètres du schéma de boulonnage :

| Type de terrain | Conséquences de l'état de sollicitation | Paramètres du boulonnage | | | | | |
|---|---|--------------------------|---------------------|------------|----------|---------|------------|
| | | Effet du temps | Type d'ancrage | longueur | diamètre | densité | garnissage |
| Homogène et peu fracturé | Stabilité profonde et superficielle | Déformation stabilisée | / | / | / | / | / |
| | | Déformation différée | ponctuel | courte | petit | faible | léger |
| | Stabilité profonde, instabilité superficielle | Déformation stabilisée | indifférent | courte | petit | Moy | léger |
| | | Déformation différée | ponctuel | courte | petit | Moy | léger |
| | Inst. Profonde et superficielle | Déformation stabilisée | Ponctuel ou reparti | Moy à long | Moy | Forte | Lourd |
| | | Déformation différée | ponctuel | Moy à long | Moy | forte | lourd |
| Stratifié et peu fracturé verticalement | Stab. Profonde et superficielle | Déformation stabilisée | / | / | / | / | / |
| | | Déformation différée | ponctuel | courte | petit | faible | léger |
| | Stab. Profonde et Inst. superf | Déformation stabilisée | indifférent | Moy | petit | Moy | léger |
| | | Déformation différée | ponctuel | Moy | Moy | Moy | léger |
| | Inst. Profonde et Inst. superf | Déformation stabilisée | Ponctuel ou reparti | long | Moy | Forte | lourd |
| | | Déformation différée | ponctuel | long | Moy | forte | lourd |
| Irrégulier lenticulaire ou fracturé dans plusieurs directions | Stabilité profonde et superficielle | Déformation stabilisée | Ponctuel ou reparti | courte | petit | Moy | léger |
| | | Déformation différée | Ponctuel reparti | courte | petit | Moy | léger |
| | Stab. Profonde et Inst. superf | Déformation stabilisée | reparti | Moy | Moy | Moy | léger |
| | | Déformation différée | Ponctuel ou reparti | Moy | Moy | Moy | lourd |
| | Inst. Profonde et Inst. superf | Déformation stabilisée | reparti | long | Moy | Forte | lourd |
| | | Déformation différée | Ponctuel ou reparti | long | gros | forte | lourd |

II-7. Domaine d'emploi des différents types de boulons :

A. Boulon à fente et à coin :

1. ils conviennent parfaitement aux roches de dureté moyenne, se laissant entamer par les outils de frappe en acier ordinaire et par les perforatrices, ce type de roche se rencontre fréquemment. Le domaine d'emploi des boulons à fente et à coin est très étendu.

2. ils ne s'ancrent pas dans les roches très dures, car les deux lèvres de la fente ne peuvent pas buriner les parois des trous d'ancrage, la roche ne se laisse pas entamer.

3. ils ne s'ancrent pas non plus dans les roches très tendres, car les coins s'enfoncent dans la roche sans pénétrer dans la fente.

Il est facile de se rendre compte grossièrement des possibilités d'ancrage des boulons à fentes et à coin dans une roche donnée, pour cela, on se munit d'un coin (ou d'un burin) et d'un marteau. C'est encore le roi des boulons, car l'ancrage par queue d'aronde reste toujours supérieur à celui des boulons à expansion mettant en jeu les forces de frottements.

B. Boulons à coquilles d'expansion :

A condition de bien mettre ces types de boulons en tension au moment de la pose et à condition de bien respecter les consignes relatives au diamètre des trous d'ancrage, on peut trouver parmi eux des boulons d'excellente tenue, grâce à la grande variété des surfaces des coquilles d'expansion, on trouvera même des boulons capable de s'ancrer dans des roches tendres.

C. Boulons bétonnés :

Ces boulons s'imposent lorsque la roche est normalement très fissurées ou lorsqu'elle se fissurera profondément au moment de l'approche des trous en foration. Ces boulons seront également utilisés dans les roches très tendres ou les boulons à ancrage ponctuel ne peuvent pas tenir.

Conclusion :

Le rôle principal du soutènement est de contribuer à la stabilité du massif rocheux.

La mauvaise qualité d'un soutènement peut avoir pour origine: une conception inadéquate (choix incorrect du type, de la longueur ou du modèle de soutènement compte tenu des caractéristiques du massif); des matériaux de soutènement de qualité inférieure (fournis tels quels ou endommagés en cours de manutention ou par les conditions d'entreposage à la mine); des anomalies reliées à la mise en place (matériel défectueux, mise en œuvre à un moment inopportun, préparation inadéquate de la surface rocheuse, formation insuffisante des équipes, inobservation des procédures recommandées); des effets imprévus de l'abattage (variations des contraintes, fissures/effritement induits par les tirs à l'explosif, détente des joints ou coups de terrain); des changements de configuration de la mine (changements de la géométrie des excavations ou durée de vie plus longue que ce qui avait été initialement prévu).

Le comportement des masses rocheuses renforcées ou supportées est encore mal connu.

Parmi les différents types des boulons, on trouve les boulons à ancrage ponctuel et les boulons à ancrage réparti, qui ont de nombreux avantages économiques et techniques lors de la mise en place dans le massif, que ceux du soutènement par boisage.

Chapitre III

*Mise en place des boulons
dans les mines*

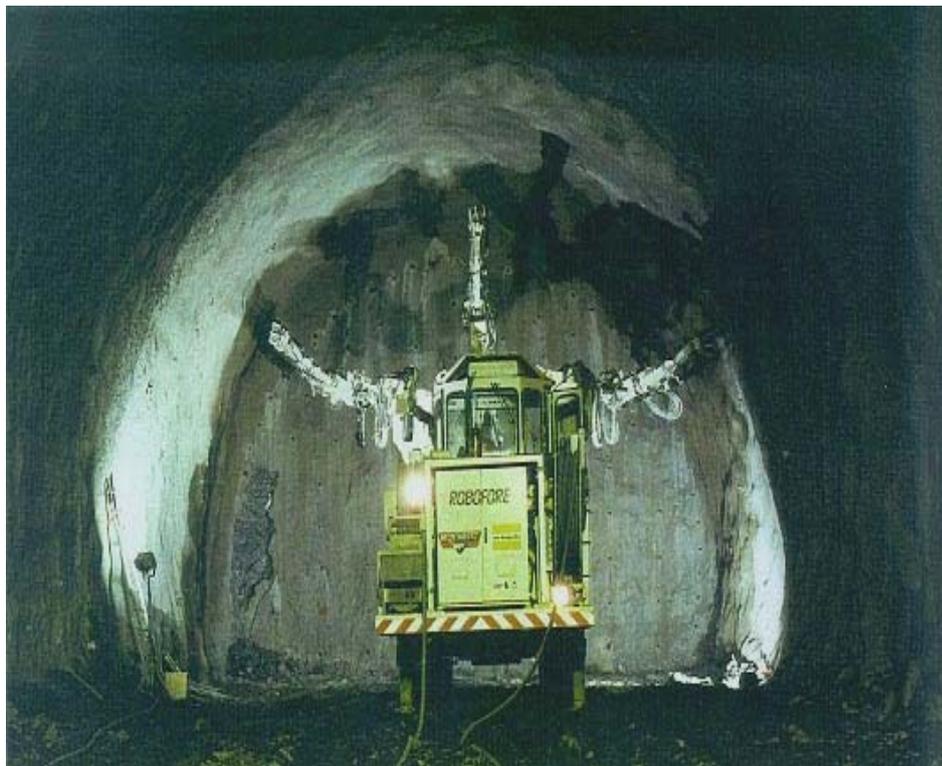
Introduction :

Dans les petites excavations souterraines, des moyens manuels de soutènement sont couramment mis en œuvre à l'aide d'un marteau perforateur sur affût. Pour les excavations plus importantes, il existe des équipements semi-mécanisés (foration mécanique avec pose manuelle de boulons d'ancrage) et des matériels entièrement mécanisés (foration mécanique et pose de boulons d'ancrage commandée à partir d'un pupitre installé sous un toit boulonné).

III-1. Matériel de pose des boulons : [2], [15]

A. Matériel lourd spécialisé:

Il est constitué essentiellement d'un jumbo de foration dont les bras orientables portent à leur extrémité des glissières également orientables, sur ces glissières avancent, suivant la dureté des roches, soit des perforatrices rotatives, soit des marteaux perforateurs à percussion.



FigIII-1. Le Jumbo Robofore

Le Jumbo Robofore : (cf. figureIII-1):

Utilisé pour la perforation des trous de mines ; une plate forme élévatrice permet le chargement de la volée ; un robot à béton projeté et un Jumbo boulonneur sont chargés du revêtement.

En général, ces appareils ou engins ne font que forer les trous d'ancrage, on pose ensuite les boulons à la main puis on serre les écrous à l'aide d'une clé à choc.

Il existe également dans quelques mines, des tourelles de mise en place des boulons. Ces tourelles forent des trous d'ancrage en y introduisant les boulons, puis exécutent un serrage soit à l'aide d'un vissage hydraulique à choc, soit à l'aide d'un vissage progressif.

Ces tourelles sont montées à la place des glissières, aux extrémités des bras de foration du jumbo, certaines d'entre elles sont munies d'un capteur de poussières.

B. Matériel léger :

Utilisé par les mineurs ou les boulonneurs, ce matériel léger se compose de :

- Soit d'un marteau perforateur à pousseur, soit d'une perforatrice à pousseur ;
- D'une clé à choc ou d'une clé à grand bras de levier.

Grâce à la choc ou d'une clé à grand bras les boulons aux endroits inaccessibles aux jumbos, par exemple au dessus des tas de minerai, ou aux endroits pour lesquels le déplacement d'un matériel lourd ne se justifie peut être pas.

C. Matériel léger semi-mécanisé :

Il y'a dans quelques mines, on a mis au point une glissière extensible et se coinçant facilement entre le toit et le mur, une telle glissière extensible munie de sa perforatrice pèse 70Kg, elle est donc facilement transportable par deux hommes.

On trouve parmi ces matériels la pompe PSP300 (cf. figureIII-2-a).

La pompe pneumatique [Atlas Copco Swellex. PSP 300](#) est une pompe à eau haute pression qui a fait ses preuves. Elle comprend une unité de pompage intégrée, avec un supprimeur composé d'un cylindre pneumatique à double action relié à une pompe hydraulique au moyen d'un piston commun. Elle nécessite une pression d'alimentation d'air de 5 bars pour gonfler les boulons jusqu'à 300 bars. La durée d'expansion pour un boulon d'ancrage Swellex standard de 4,0 m de long est d'environ 70 secondes. La conception robuste mais légère avec un capot protecteur et un châssis à patins de glissement garantit l'adaptation de la pompe avec les conditions difficiles rencontrées dans les travaux souterrains.



FigIII-2-a. Pompe PSP 300



FigureIII-2-b.Engin de foration des trous de mine. [11]

III-2. Mise en place des boulons dans une mine : [17]

L'introduction du boulon doit se faire avec beaucoup de précaution, pour éviter les déceptions qui conduisent trop souvent le personnel à douter d'un mode de soutènement presque toujours efficace.

1- Le premier choix à faire est celui du type de boulons. Il faudra d'abord se déterminer entre boulon à ancrage ponctuel et boulon à ancrage réparti.

- si la zone fissurée qui règne toujours autour des galeries ne doit pas dépasser, même à l'approche d'une taille ou d'un front de défilage, la longueur maximum de boulons qu'on puisse poser, compte tenu des dimensions des galeries, on choisira un type de boulon à ancrage ponctuel.

Le choix plus précis du type à adopter sera fait alors à la suite d'essais d'arrachement.

- si au contraire, la zone fissurée risque de dépasser la longueur des boulons, ou si les essais d'arrachement n'ont pas permis de trouver un type de boulon s'ancrant correctement dans les roches données, on adoptera les boulons bétonnés.

2- On détermine ensuite la longueur et l'inclinaison des boulons.

3- Il conviendra ensuite également de fixer la densité de boulonnage, en principe, elle sera au maximum d'un boulon par m². Si le toit est friable, on pensera immédiatement à mettre en place du grillage, si le toit est très friable, le grillage sera doublé par des feuillards.

En fixant la densité, il vaut mieux dessiner un plan de boulonnage qui détermine l'emplacement de principe des boulons, suivant un schéma répétitif.

4-Il faut aussi décider si les boulons seront ou non munis de plaques souples formant rotules, de blochets de bois, ce choix dépend évidemment de l'amplitude des dilatations à craindre.

5-Enfin, il faut éviter une faible précontrainte parce qu'elle doit être aussi élevée que possible, la seule limitation en ce domaine étant la limite élastique de la tige.

Une fois toutes ces précautions prises, il faut surveiller ce qui se passe dans le toit boulonné, et de façon à dominer le phénomène.

Il existe des toits qui tiennent en règle générale, même sans soutènement, on pose simplement des boulons pour éviter les chutes de blocs ou d'écaillés, dans ce cas les techniques de surveillance des toits seraient sans doute superflues.

Dans la cas général où le toit risque de ne pas tenir sans soutènement, la surveillance des toits boulonnés devient indispensable, cette surveillance ne doit pas être axée sur la seule détermination de l'instant à partir duquel le comportement du toit boulonné devient douteux,

entraînant soit l'abandon de la galerie, soit le doublage des boulons par un soutènement classique, elle doit encore avoir pour but la recherche des modalités de boulonnage les mieux adaptées aux terrains rencontrés.

III-2-1. Mise en place des boulons à ancrage ponctuel:

Plusieurs points importants doivent être respectés pour garantir l'installation d'un boulon fonctionnel. Tout d'abord, la plaque d'appui doit s'appuyer fermement, sur toute sa surface contre la paroi rocheuse. Un boulon dont la plaque n'est pas en contact avec la paroi est inutile.

Ensuite, le boulon doit être installé le plus proche possible de la perpendiculaire à la paroi car la tension dans la tige en acier dépend de l'angle de pose. Une perte de 75% ou plus de la tension apparaît lorsque le boulon est incliné de 30° par rapport à la normale à la paroi (Mining Health & Safety Branch, 1981).

C'est pourquoi, l'usage d'une rondelle biseautée ou d'un siège hémisphérique entre la plaque d'appui et l'écrou est fortement recommandé (Gagnon, 1996).

Il est également important que la valeur du couple de serrage imposé à l'écrou soit suffisante pour obtenir un bon ancrage et réduire sa sensibilité aux vibrations dues aux sautages (MAPAO, 1994).

Il est donc souhaitable de vérifier régulièrement le couple de serrage appliqué au boulon juste après l'installation pour s'assurer qu'il pourra remplir son rôle de renforcement du massif rocheux.

Enfin, il est essentiel de vérifier que le diamètre du trou de forage ne dépasse pas les tolérances requises.

En effet, si le diamètre du trou est trop petit, l'expansion de la coquille contre la paroi ne pourra avoir lieu. Par contre, si ce diamètre est trop grand, la résistance de l'ancrage sera réduite, on considère généralement que l'intervalle de tolérance est de (- 0.8 mm à +1.6 mm) par rapport au diamètre nominal de 32 mm (Choquet, 1987).

Cependant ces valeurs peuvent varier avec le type de roche et le type de coquille utilisée, le boulon à ancrage ponctuel est le boulon le moins coûteux des boulons rencontrés. Cette caractéristique est probablement une des raisons pour lesquelles, il est encore couramment utilisé à l'heure actuelle.

L'efficacité du boulon dépend également de la dureté de la roche. En effet, lorsque la dureté de la roche est faible, la paroi du trou se déforme sous l'effet de la pression exercée par la coquille. Par contre, lorsque la roche est trop dure, la coquille s'agrippe difficilement à la paroi du trou. Enfin, il n'est pas adapté aux roches trop fracturées en raison de la difficulté de

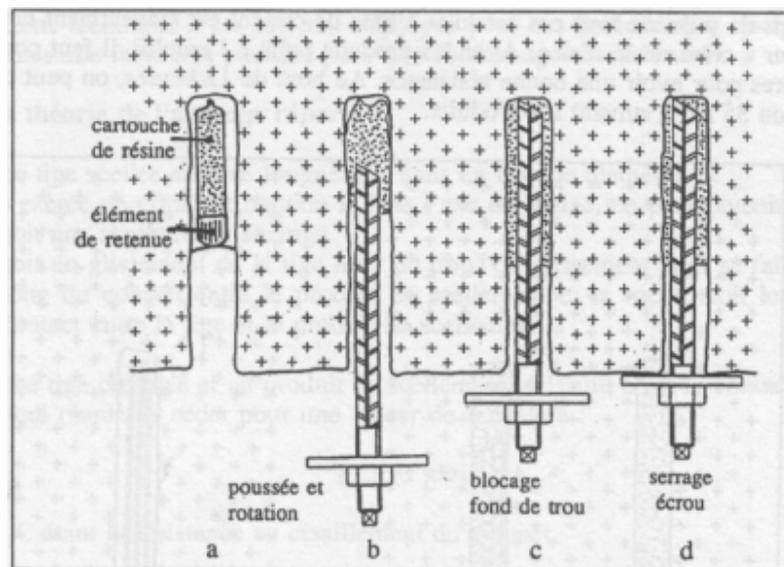
maintenir la tension dans le boulon dans de telles conditions. En tension, le pourcentage d'allongement à la rupture de la tige est de l'ordre de 5%.

III-2-2. Mise en place des boulons à ancrage réparti :

➤ Scellés à la résine:

L'installation correcte de ces boulons dépend d'un certain nombre de paramètres critiques. Les cartouches de résine ont des durées de vie limitées qui peuvent varier en fonction des conditions d'entreposage. Ces cartouches sont constituées de deux parties qui contiennent respectivement la résine elle-même et un catalyseur. Lorsqu'il est mélangé avec la résine, le catalyseur provoque son durcissement à la température ambiante de la mine. Le temps de mélange de la résine et du catalyseur (pouvant varier, en général, de 8 à 12 secondes) est un paramètre conditionnant la réussite de l'installation.

On introduit d'abord les cartouches dans le trou (cf.figureIII-3), puis la tige que l'on fait tourner pour malaxer la résine en détruisant les enveloppes. Pour cela, on utilise une perforatrice ou un jumbo. On arrête la rotation lorsque la tige arrive en fond de trou. On serre ensuite l'écrou de fixation de la plaque. Le nombre de cartouches doit être calculé pour remplir tout le trou, compte tenu du diamètre du trou et du diamètre de la tige.



FigIII-3. Mise en place d'un boulon à la résine.

On peut faire varier le temps de prise entre quelques secondes et quelques minutes en choisissant le type de cartouche. Si le temps de prise est très court, il vaut mieux disposer d'un jumbo, l'effort de rotation étant important. Avec un marteau, il vaut mieux utiliser une résine à

prise pas trop rapide et donc plus fluide. A cause de l'effort de rotation, la longueur des boulons scellés à la résine ne dépasse pas 2.5 m en général.

Les trous de foration sont de faible diamètre, supérieur de 4 à 12 mm au diamètre des tiges, car la résine est un matériau onéreux et il importe de l'économiser. On fore souvent des trous de 28 ou 32 mm de diamètre. Dans les terrains durs, la foration de trous de faible diamètre n'est pas toujours possible, les fleurets de trop faible diamètre risquent de se rompre.

C'est pourquoi, l'étude de la foration doit accompagner la définition d'un schéma de boulonnage.

D'autre part, dans les terrains fissurés, il faut s'assurer qu'il n'existe pas de fissures ouvertes qui conduiraient à une perte importante de résine.

➤ **Scellement au ciment :**

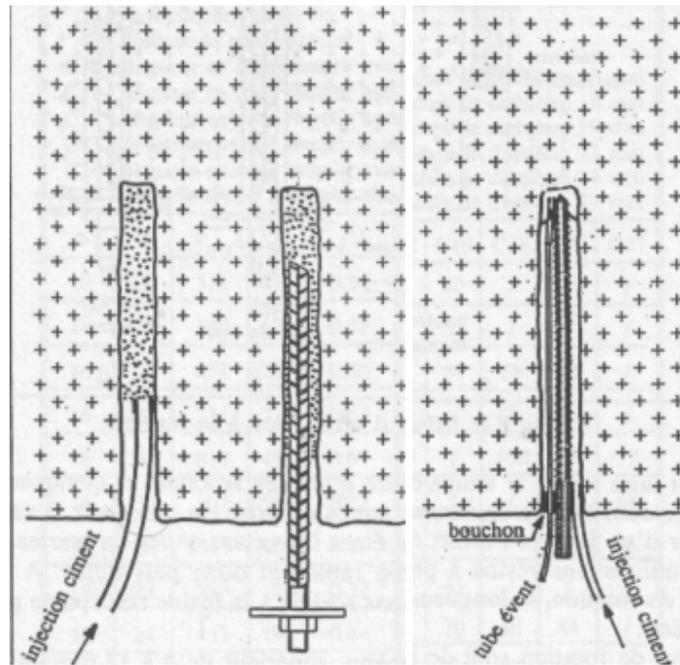
Les procédés de mise en place du ciment sont:

- l'injection de ciment (**CPJ 45**) en vrac dans le trou au moyen d'une pompe à béton (cf.figIII-4), puis l'introduction de la tige. C'est le procédé le plus courant. Il permet d'enfoncer à la main des tiges jusqu'à 3 m de longueur. Au delà, l'effort devient trop grand; il faut utiliser un engin pour disposer de plus de puissance: on peut alors aller jusqu'à 6 ou 8 m, avec plusieurs tiges raccordées par des manchons. Cette technique est très simple, mais nécessite un dosage en eau très précis pour obtenir la bonne maniabilité du produit: assez visqueux pour minimiser l'effort d'introduction de la tige, pas trop visqueux pour que le produit puisse rester dans le trou.

- l'introduction de la tige, puis l'injection de ciment à partir de la gueule du trou.

Cette technique nécessite un tube évent pour chasser l'air du trou. Elle n'est en fait utilisée que dans le cas où l'on veut sceller un boulon à ancrage ponctuel déjà en place.

- l'introduction de cartouches de ciment préconditionnées puis l'introduction de la tige. On immerge les cartouches dans l'eau: elles sont prêtes à l'emploi dès que le dégagement de gaz s'arrête, c'est à dire au bout de quelques minutes.



a. Injection préalable b. Injection postérieure

figIII-4. Mise en place d'un boulon cimenté.

III-2-3. Mise en place des boulons ancrés par friction :

A. Boulon Swellex (cf. figureIII-5):

L'installation d'un boulon Swellex nécessite l'utilisation d'une pompe spéciale le plus souvent pneumatique. L'efficacité du boulon dépend principalement de la pression d'eau injectée dans le tube en acier qui doit être de 30 MPa. En effet, ce type de boulon permet une grande tolérance du diamètre du trou de forage pouvant varier de 32 à 39 mm pour un Swellex Standard.

De plus, lors de la pose, la pompe s'arrête automatiquement lorsque la pression réglée est atteinte. Si elle continue de fonctionner et que l'eau coule hors du trou, cela signifie que le boulon est défectueux. Il s'agit d'un moyen simple de contrôler la qualité du boulon pendant ou après l'installation. Il suffit donc à l'opérateur de vérifier que la pompe fournit une pression suffisante et de compléter le gonflement jusqu'à l'arrêt de la pompe. Par conséquent, il faut toujours s'assurer que la pompe fonctionne correctement et qu'il n'y a pas de pertes de pression dans le circuit d'eau.

Le boulon Swellex peut être utilisé pour des conditions de terrain variées et est particulièrement adapté aux terrains où de grands déplacements sont attendus comme dans les zones en cisaillement du massif rocheux. En effet, le pourcentage d'allongement à la rupture en tension des boulons Swellex et Super Swellex est de 15 %.

De plus, le déplacement en cisaillement qu'ils peuvent supporter avant la rupture tout en restant fonctionnels est de l'ordre du diamètre du trou de forage (32 mm pour le boulon Standard), (Stillborg, 1994).

Notons enfin que le boulon Yielding Swellex, dont le pourcentage d'allongement à la rupture est de 30%, a été spécialement conçu pour subir des déplacements très importants.



FigIII-5. Mise en place d'un boulon Swellex.

Il s'agit d'un tube de métal plié qui est inséré dans un trou foré dans la roche.

En injectant de l'eau sous haute pression dans le tube, celui-ci se déplie et épouse exactement la forme du trou en s'adaptant à toutes ses irrégularités.

A la fin du soufflage, il procure ainsi une stabilisation mécanique radiale et axiale immédiate tout le long du boulon ; après l'expansion, la contraction du boulon entraîne la plaque contre le rocher avec une force de 20 kN.

- Ils permettent un gain de temps (l'installation prend moins de 30 secondes !) et d'argent considérables.
- Ils s'adaptent à des conditions de roche variant de la plus dure à l'argile et même au sable.

B. Boulons Split set (cf. figure III-6 et III-7):

La pose d'un boulon Split Set est relativement simple puisqu'il suffit de forcer le tube à rentrer dans le trou de forage, par exemple, à l'aide d'une foreuse à percussion munie d'un adaptateur.

Cependant, la résistance à l'arrachement du boulon est directement liée au diamètre du trou de forage. En effet, il doit impérativement être inférieur au diamètre du boulon, mais pas trop petit car l'insertion du boulon devient difficile.

Les taillants utilisés pour le forage dans les mines ont un diamètre nominal de 31.75 mm. Cependant, les trous forés peuvent atteindre des diamètres supérieurs en fonction du type de roche et du taillant utilisé et se rapprocher du diamètre du tube du boulon Split Set qui est de 33 mm. Il est donc important de mesurer régulièrement le diamètre des trous de forage. Une manière simple et rapide de vérifier l'efficacité d'un boulon Split Set est de mesurer la largeur de la rainure du tube qui ne devrait pas dépasser 6 mm.

Enfin, le temps nécessaire pour introduire le Split Set à l'intérieur du trou de forage indique également si le diamètre de ce dernier est adéquat (Kaiser et al, 1996).

En effet, plus ce temps est court et moins la force développée par le boulon est importante. Idéalement, il faudrait réaliser des essais d'arrachement de Split Set pour chaque type de roche rencontré en vérifiant si le taillant utilisé pour forer le trou permet au boulon d'obtenir une force d'adhérence à la paroi suffisante.

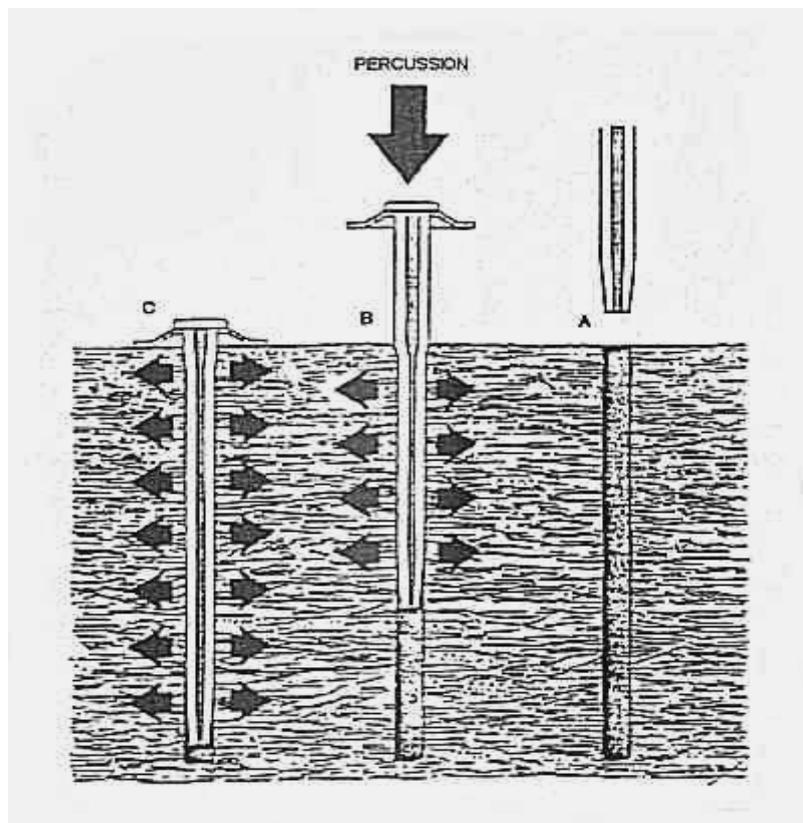
Bien que moins onéreux que le boulon Swellex. Le Split Set est environ deux fois plus chère que le boulon à ancrage ponctuel également utilisé pour les excavations temporaires.

Ce type de soutènement est utilisable dans des conditions de terrain variées mais pour des massifs rocheux modérément fracturés. Il est particulièrement adapté aux terrains où de grands déplacements sont attendus et propices aux coups de toit de faible intensité (dans ce cas, il est installé avec du grillage et/ou du béton projeté) (Kaiser et al, 1997).

En effet, ce boulon glisse et ne se rompt pas lorsque la charge qui lui est appliquée dépasse sa force d'adhérence à la paroi. De plus, sa résistance et le déplacement qu'il peut subir lorsqu'il est soumis à un effort de cisaillement sont relativement élevés (Stern, 1995).



FigIII-6. Mise en place d'un boulon « Split set ».



FigIII-7. Phénomène de mise en place d'un boulon « Split set ».

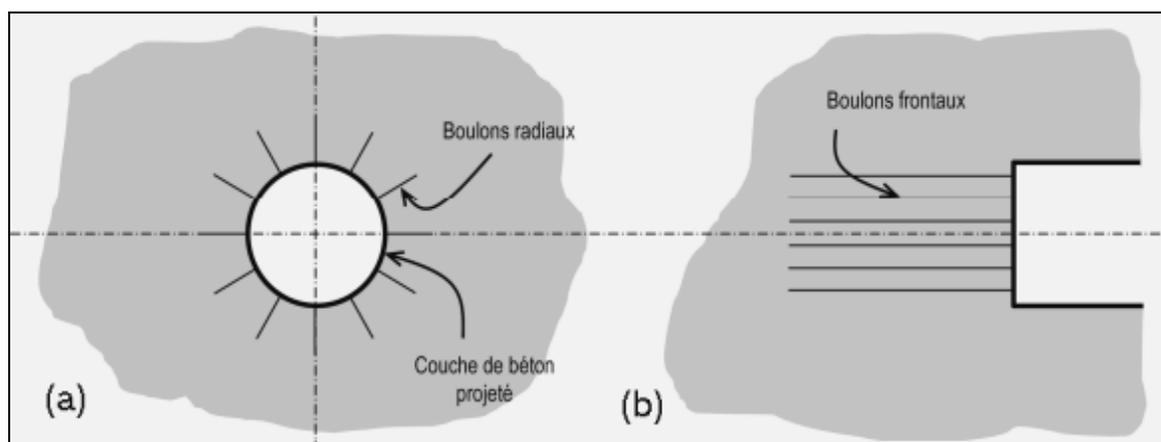
III-3. Engin de serrage des boulons :

Les meilleurs engins de serrage des boulons devraient être capables :

- a- D'assurer un couple de serrage de façon progressive et sans choc.
- b- D'assurer un couple de serrage tel qu'on obtienne en moyenne une mise en tension de la tige légèrement inférieure à sa limite élastique compte tenu :
 - des surfaces d'acier en contact dans le filetage d'une part, entre plaque et écrou d'autre part.
 - du pas de filetages.
- c- De se déclencher automatiquement, une fois le couple voulu atteint, ce déclenchement automatiquement :
 - Eviter des mises en tension exagérées.
 - Uniformisera, dans une certaine mesure, la précontrainte.
 - Servira de test ou d'essai de bonne tenue de l'ancrage.

III-4. La Nouvelle Méthode Autrichienne (NMA ou NATM) : [1]

Cette méthode est apparue dans les années 60, 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. Nous rappelons que le boulonnage à été largement décrit dans le chapitre précédent.



FigIII-8. – (a) Application de la *New Austrian Tunnelling Method* (b) Boulonnage du front.

Le béton projeté (cf.figureIII-8):

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 semblables.

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 :

- 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 se détacher de la paroi ;
- Il a un véritable rôle structurant, et reprend les charges issues du terrain. Son épaisseur est 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.

En couplant l'usage du béton projeté avec un boulonnage radial systématique, 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-gunitage (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.

III-5. Surveillance d'un toit boulonné : [3]

Disons tout de suite que cette surveillance est délicate et qu'il n'existe toujours pas de règles absolues et précises pour affirmer que tel ou tel toit boulonné est sûr ou non.

On dispose de moyens divers de vérification, dont l'efficacité a été éprouvée dans les mines souterraines.

III-5-1. Mesure de l'étendue ou de la profondeur de la zone fissurée :

Pour cela on dispose de deux techniques :

-l'examen des cloches d'éboulement, ou l'examen des fissures du toit en se plaçant dans le foudroyage.

-lorsqu'il n'y a pas d'éboulement constaté et lorsqu'il n'y a pas de foudroyage on utilise l'endoscope.

L'endoscope est un appareil destiné à l'inspection visuelle des parois de trous de mine foré, soit dans le toit soit dans les parements. C'est un périscope muni à une extrémité d'une source lumineuse éclairant les parois des trous de visite ou du trou d'inspection. A coté de la source lumineuse se trouve l'objectif ; à l'autre extrémité, émergeant du trou d'inspection, il y a l'oculaire.

Il est nécessaire de forer des trous d'inspection au moment du creusement de la galerie ou bien avant l'approche du front de taille ou du front de défilage.

En effet, l'endoscope a pour mission essentiel de repérer dans chaque trou la profondeur de la zone fissurée, si on fore les trous après l'apparition des fissures, les poussières de foration colmatent les dépassés et l'on ne voit rien, si la zone fissurée vient à dépasser une profondeur égale aux 2/3 de la longueur des boulons, il sera bon de prévoir par mesure de sécurité, un doublage des boulons par un soutènement classique.

Lorsqu'on s'aperçoit par l'observation que la zone fissurée à tendance à s'approfondir et les fissures s'élargir, il ne faut pas en conclure systématiquement que le soutènement par boulonnage est inefficace. On envisagera d'apporter quelques modifications, on dispose en effet de plusieurs palliatifs applicables à la zone au cours de creusement et de boulonnage.

- Augmentation de la longueur des boulons.
- Diminution de la durée de vie des ouvrages miniers.
- Modification du schéma de tir à l'avancement.
- Modification de l'exploitation.
- Diminution de la largeur des galeries.
- Augmentation de la densité de boulonnage.

III-5-2. Utilisation des mesures de déformation ou de convergence :

Les mesures de convergence ne pose en général pas de problème. Mais dans les mines métalliques, la mesure de la convergence est pratiquement impossible, le déplacement des appareils et leurs remises en place conduit en effet à des erreurs de lecture aussi grandes que les

convergences à mesurer, ceci est d'autant plus que la hauteur de la galerie est plus importante. Les techniques de mesure s'améliorent tous les jours, il se peut qu'un appareil sensible et précis puisse être mis au point pour les mesures de convergence dans les mines. Les appareils de mesures sont disposés dans des trous de mine forés verticalement dans le toit.

On utilise soit des appareils à corde vibrante (cf. figure III-9), soit des appareils munis de comparateur (cf. figure III-10) au 1/100 de mm.

A- tête d'ancrage

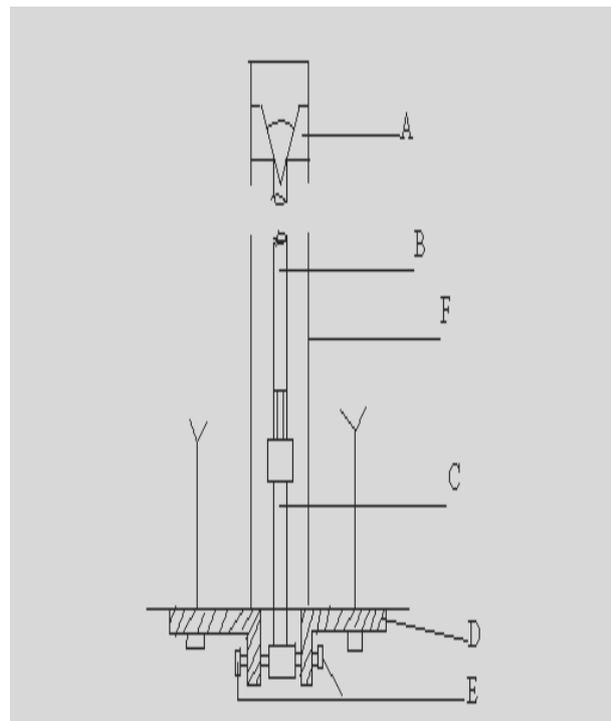
B- tige

C- extensomètre à corde vibrante vissé à l'extrémité de la tige.

D- plaque de base ronde solidaire du toit

E- vis pointeau calant l'extensomètre sur la plaque

F- trou d'ancrage.



FigIII-9. : appareil à corde vibrante.

A- ancrage ;

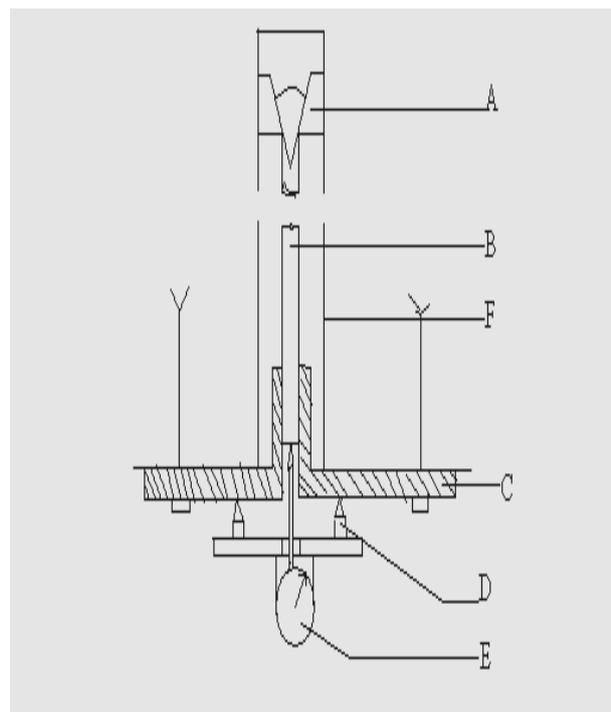
B- tige ;

C- plaque de base solidaire du toit ;

D- appareil de mesure amovible portant le Comparateur ;

E- comparateur ;

F- trou d'ancrage.



FigIII-10. : Appareil avec Comparateur.

Dans tout les cas, la convergence résulte toujours de l'action simultanée de ces deux phénomènes qui se cumulent :

- Déformation du toit par dilatation ou expansion de la roche qui le constitue, les boulons du toit devant subir cette déformation, ils parviennent à le contrecarrer dans une certaine mesure.
- Descente globale du toit, le boulonnage du toit ne peut pas lutter contre cette déformation parce qu'il ne le subit pas, alors que le soutènement classique tend à s'y opposer, sans d'ailleurs y parvenir la plupart du temps.

III-6. Choix du type de boulons en fonction des caractéristiques des terrains (Essais aux vérins) : [3]

Les constructeurs ont mis au point de nombreux types de boulons, bien que le principe du fonctionnement de ces différents types soient peu variés, il apparaît que bien souvent chaque type de boulon possède un domaine d'application où il réussit mieux (en fonction des qualités mécaniques des terrains notamment).

Il est rare de trouver un boulon universel, aussi efficace dans toutes les roches où il est susceptible d'être posé. On est donc obligé de procéder à des essais dits (d'arrachement) pour déterminer les types de boulons convenant aux roches constituant les toits ou parements à boulonner.

III-6-1. Appareillage d'essai :

Il se compose de deux appareils principaux :

- un vérin creux de 30 tonnes et ses accessoires, cet appareil est appelé vérin d'arrachement.

- Un mesureur de diamètre de trou de mine en profondeur. Cet appareil est appelé Canne-jaugé.

A. Vérin d'arrachement :

Est destiné à exercer des efforts de traction sur les boulons ancrés dans les toits ou parements, de manière à vérifier leur tenue ou leur capacité d'ancrage.

B. Canne-jaugé :

Est destinée à la mesure des diamètres des trous de mine en profondeur. Elle se compose d'une canne en duralumin (mélange d'Al, de Cu et de Mg) de deux mètres de longueur, et de cinq têtes de mesure amovibles, permettant de mesurer les diamètres variant de 22 à 27 mm.

II-6-2. Comment essayer un boulon de soutènement à ancrage ponctuel ?

A. Boulon à fente et à coin :

Le boulon muni de son coin mais sans sa plaque, sera lancé dans le trou pour permettre son accrochage, la longueur de tige sortant du trou étant notée, le boulon sera frappé au marteau piqueur jusqu'à refus.

On mesurera la longueur de tige sortant du trou avant et après la frappe au marteau piqueur, la différence entre ces deux allongements donnera déjà une idée de la tenue du boulon.

B. Boulon à expansion :

Le boulon est introduit dans le trou d'ancrage, sans sa plaque lorsqu'il est muni de dispositif en caoutchouc de rappel des coquilles tendant à assurer une application immédiate de toute la surface des coquilles sur la paroi du trou d'ancrage.

Si le boulon est muni d'un dispositif métallique l'écartement ou l'accrochement des coquilles, il faut mettre en place le boulon avec sa plaque et son écrou. Quelques tours de clé à main assurant la traction nécessaire pour appliquer des coquilles contre les parois du trou d'ancrage sur toute leur surface, on enlèvera ensuite la plaque et l'écrou.

C. Pose du vérin :

On rallonge le boulon d'une longueur supérieure à celle du vérin, à l'aide d'une tige spécial en acier à haute résistance et de section importante. Cette tige spéciale est appelée rallonge, ses déformations peuvent être considérées comme négligeables devant celles des boulons à ancrage.

On met ensuite le vérin en place, la rallonge le traversant de part en part, sa surface d'appui étant maintenue contre la terrain par le vissage d'un écrou sur l'extrémité de la rallonge entre cet écrou et le vérin, il est recommandé de caler soigneusement le vérin pour être sûr que l'axe soit le même que celui de la tige et du trou.

Enfin, on accroche solidement le vérin aux boulons voisins, à l'aide de cordes ou de chaînes, pour éviter sa chute en cas de rupture de la tige ou de tout autre accident du boulon.

D. Essai instantané :

Les manomètres étant à zéro, on note le chiffre lu sur le piston du vérin par rapport à un index fixe et indiquant de combien de millimètres le piston est sorti du vérin.

On fait monter la pression en manoeuvrant la pompe lentement et sans à coups, lorsque l'aiguille du manomètre est stabilisée à la valeur désirée, on lit le chiffre de coulissement sur le

piston du vérin, la différence entre cette lecture et celle relevée à chaque nulle (0t) correspond à la course du piston et pratiquement à la somme (glissement, allongement) du boulon résultant.

On procède ainsi, tonne par tonne, jusqu'à 7 tonnes, puis on relâche la pression jusqu'à zéro, la différence de lecture entre 7 tonnes et 0 tonne, donnera une idée des déformations propres à l'élasticité de la tige. On remonte à 7 tonnes ou valeur maximale du premier essai et on augmente la traction jusqu'à 10 tonnes ou valeur minimum de la limite élastique.

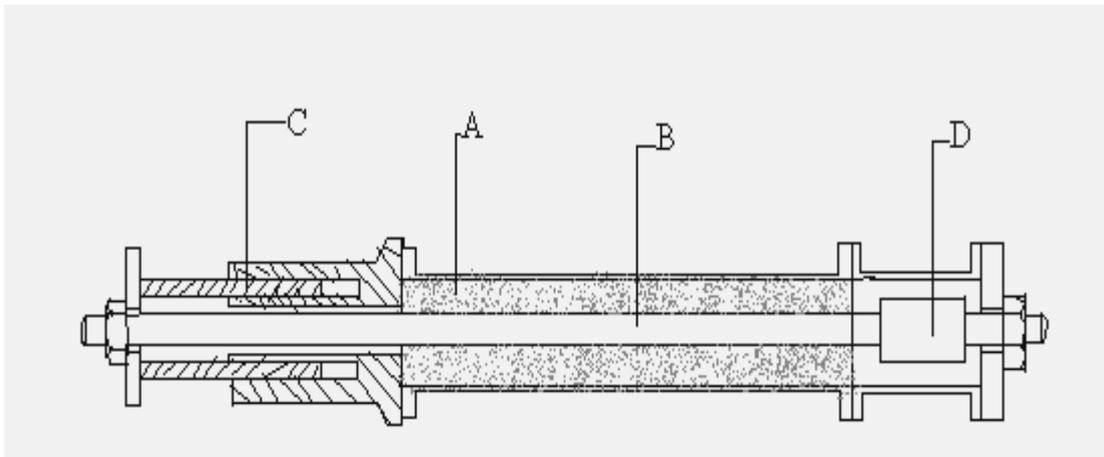
Après lecture sur le piston, on relâche à nouveau la pression jusqu'à zéro, la différence de lecture nous permettra de noter encore une fois les déformations propres à l'élasticité de la tige.

L'essai sera continué jusqu'un peu au delà de 13 tonnes charge pour laquelle aucune rupture ne doit être contractée.

II-6-3. Comment essayer un boulon de soutènement à ancrage reparté ?

Comme nous l'avons dit, les boulons à ancrage reparté ne sont pas encore d'un emploi généralisé, c'est pourquoi qu'il n'a pas d'expérience aussi complète que pour les boulons à ancrage ponctuel.

Les essais de traction au vérin sur boulons bétonnés (cf.figureIII-11) (type perfo ou injecto), se déterminent soit par les ruptures des tiges, soit par coulissement des tiges dans la gaine de béton, on en conclut facilement dans le deuxième cas que c'est la résistance à l'adhérence du boulon qui a été dépassée.



FigIII-11.Schéma de l'installation d'essais de boulons à ancrage reparté

A- béton ;

B- tige scellée dans le béton ;

C- vérin creux tirant sur la tige ;

D- dynamomètre à corde vibrante.

Conditions d'essai :

Un boulon bétonné peut céder pour les raisons suivantes :

- Parce que la résistance de la tige à la rupture (section multipliée par la résistance spécifique du métal) est dépassée.

- Parce que l'adhérence acier-béton a été dépassée.

- Parce que l'adhérence béton-terrain a été dépassée.

Éliminons tout de suite la première cause, pour s'assurer qu'elle ne jouera pas, il suffit de faire des essais de traction sur la tige seule.

En ce qui concerne l'adhérence acier-béton, on peut la mesurer en procédant à des essais de traction sur tige enrobée dans un bloc de béton. On exerce sur la tige une traction croissante en mesurant avec précision le déplacement de l'extrémité qui sort du verin creux, le déplacement de l'autre extrémité, ainsi que la traction qui s'exerce, sont donnés par le dynamomètre à corde vibrante.

Lorsque une traction apparaît sur le dynamomètre, on sait que le taux d'adhérence a été dépassé sur la longueur du scellement considéré.

D'autre part, par comparaison avec la courbe effort/déformation d'une tige tirée à nu, on peut savoir pour chaque charge, quelle est la longueur de scellement qui est intéressée.

En ce qui concerne l'adhérence béton-terrain, il est difficile de la mesurer, mais on peut toujours donner (par exemple 10 tonnes), sur le boulon. Il suffit en effet de procéder à un essai au verin dans les mêmes conditions que pour les boulons à ancrage ponctuel, en prenant la précaution que le verin prenne appui en dehors de la gaine de béton.

III-7. Méthode de mesure de charge des boulons d'ancrage : [8], [9], [7]**III-7-1. La méthode SAFEBOLT :**

Les éboulements qui se produisent dans les mines souterraines risquent le plus souvent de causer de graves blessures, sinon de faire des victimes. On utilise dans ces mines un grand nombre de boulons d'ancrage servant essentiellement à retenir la masse rocheuse de manière à créer un milieu de travail plus sûr. On en installe notamment dans les puits, les rampes, les galeries, les travers-bancs et les points de soutirage, de même qu'aux intersections.

Compte tenu de leur importance à titre d'éléments de soutènement primaires de la masse rocheuse, il s'avère souvent primordial, pour des raisons de sécurité, de veiller à ce qu'ils ne subissent pas une charge excessive et ne soient pas en voie de rupture. De nombreuses situations justifient une telle précaution dans les mines souterraines, par exemple dans les installations

permanentes — tel un entrepôt souterrain où les hommes travaillent sous un toit boulonné — et aux intersections importantes ou dans les galeries principales, où les mineurs passent régulièrement à chaque quart de travail.

Le seul test utilisé à ce jour dans les mines, consiste à vérifier l'efficacité du boulon d'ancrage en appliquant un couple de serrage à la tête (ou à l'écrou) du boulon au moyen d'une clé dynamométrique.

On augmente le couple jusqu'à ce que l'écrou commence à tourner, puis on utilise la mesure ainsi obtenue pour en déduire indirectement la charge du boulon. Cela dit, on a rarement recours à cette méthode dans les mines métallifères car, plus souvent qu'autrement, le test en question fait sauter la tête du boulon sous l'effet de la rouille, ce qui en cause la perte ; pour cela a été introduite une nouvelle méthode de vérification de l'efficacité du boulon d'ancrage c'est la méthode SAFEBOLT.

(SAFEBOLT) : (Stress And Force Evaluator in BOLT), (évaluateur de la pression et de la force dans les BOULONS).

C'est une nouvelle technologie permettant de mesurer la charge axiale des boulons d'ancrage mécanique et des « rebar » (boulons à la résine) dans les mines souterraines qui a été conçue et développée en laboratoire. Elle réunit trois composantes :

- 1) le mesureur de charge SAFEBOLT installé dans la tête des boulons ;
- 2) un module d'affichage et ;
- 3) un câble de raccordement.

Les installations effectuées sur le terrain démontrent que la technologie SAFEBOLT promet de devenir un excellent outil de suivi de la charge des boulons, dans la mesure où elle est simple à utiliser, où elle s'est révélée fiable et où elle bénéficie désormais d'une construction robuste.

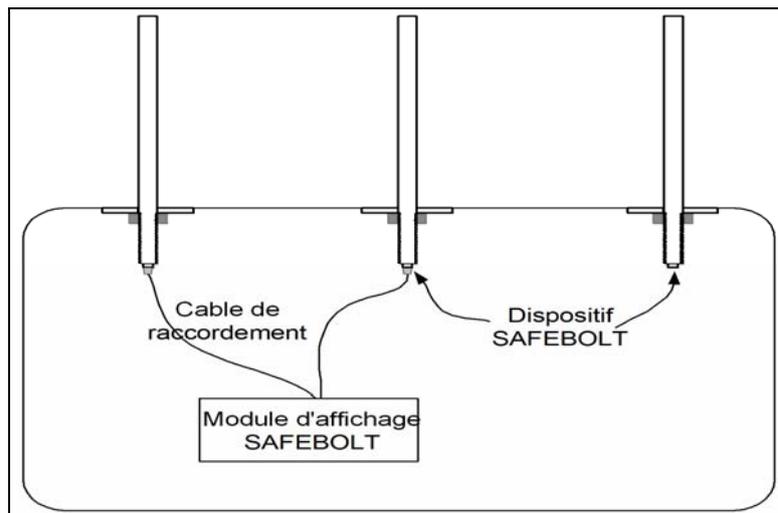
Cette méthode a été développée afin d'assurer le suivi des charges axiales imposées aux éléments de soutènement des masses rocheuses souterraines, tels que les boulons d'ancrage et les « rebar » installés dans les mines et galeries souterraines.

III-7-2. Composantes du système SAFEBOLT :

La FigIII-12, illustre une excavation souterraine au plafond de laquelle des éléments de soutènement ont été installés. Le système SAFEBOLT réunit les composantes suivantes :

1. un dispositif de mesure installé dans la tête du boulon (Fig III-13);
2. un module d'affichage portable, qui est à toute fin utile un indicateur de signal (Fig III-14);

3. un câble de raccordement tissé relié en permanence au module d'affichage (Fig III-13).



FigIII-12. Composantes du système SAFEBOLT



FigIII-13. Dispositif SAFEBOLT enchâssé dans la tête du boulon et raccordé au câble.



FigIII-14. Module d'affichage.

III-7-3. Fonctionnement du système :

Pour suivre la charge axiale d'un boulon instrumenté SAFEBOLT, on relie tout d'abord la tête du boulon au module d'affichage au moyen du câble de raccordement de manière à obtenir une lecture initiale **A** préalable à l'installation du boulon, c'est-à-dire avant qu'il ne subisse une charge. Le signal ainsi obtenu représente le coefficient de contrainte nulle, ou d'équilibre de jaugeage. Lorsqu'une charge est appliquée au boulon (en laboratoire ou sur le terrain), le module d'affichage renvoie un signal de magnitude **R**. Ainsi la contrainte axiale résultant de la charge appliquée est-elle représentée par la valeur **R-A**. La contrainte axiale peut alors être exprimée comme une fonction de (R-A), de telle sorte que:

\mathcal{E} : Contrainte axiale. $\mathcal{E} = f [(R-A)]$.



FigIII-15. Mesure des charges axiales dans la mine à l'aide du système SAFEBOLT.



FigIII-16. Type de boulons d'essai.

III-7-4. Caractéristiques du système :

Le système SAFEBOLT possède plusieurs caractéristiques qui en font un attrayant instrument de suivi des charges auxquelles sont soumis les éléments de soutènement des masses rocheuses. Entre autres :

1. Il peut être installé sur n'importe quel type de boulon d'ancrage ou «rebar» normalisé;
2. Il ne requiert aucun filage; son capteur est entièrement intégré au boulon, ce qui lui procure par ailleurs une bonne protection;
3. Il est facile à utiliser;
4. Le connecteur plaqué lors du dispositif offre une excellente protection contre la corrosion;
5. Le capuchon en acier posé sur la tête du boulon l'assure d'une protection adéquate au moment du transport ou de l'installation;
6. Les boulons peuvent continuer d'être installés à l'aide d'un simple « stopper »;
7. Le dispositif est en mesure de suivre les charges imposées au boulon jusqu'à la limite élastique;
8. Le système ne risque pas d'être endommagé en ayant recours aux méthodes d'installation qui appliquent un couple de serrage à la tête du boulon afin de bien en coincer l'écrou.

III-7-5. Limites d'utilisation :

La technologie SAFEBOLT possède par contre un certain nombre de limites. Entre autres:

1. Le dispositif est sensible aux écarts d'angle avec la surface du roc;
2. L'utilisation d'un écrou demi-dôme pour installer un «rebar» a pour effet d'endommager le dispositif; il faut plutôt utiliser un écrou conventionnel sur un «rebar» pourvu d'un interrupteur de pas de vis;
3. Il est impossible de garantir le suivi des charges jusqu'à la limite portante du boulon, dans la mesure où la jauge de contraintes peut se briser avant que la charge de rupture ne soit atteinte;
4. Le système ne peut être adapté aux éléments de soutènement tels que Split Set, Swellex ou boulon serre-câble.

III-7-6. Les leçons tirées des essais sur le terrain :

- L'installation d'un boulon en plan incliné peut endommager le connecteur du dispositif; l'utilisation de cales obliques permet toutefois de résoudre ce problème jusqu'à un certain point; reste qu'il n'est pas recommandé d'installer des boulons instrumentés dans un angle prononcé par rapport à la surface du roc;

- Le dynamitage de zones voisines des boulons d'ancrage instrumentés peut endommager le dispositif de mesure; l'utilisation de blocs en bois ancrés au plafond à la périphérie des boulons instrumentés semble néanmoins en protéger les capteurs contre les effets du dynamitage;

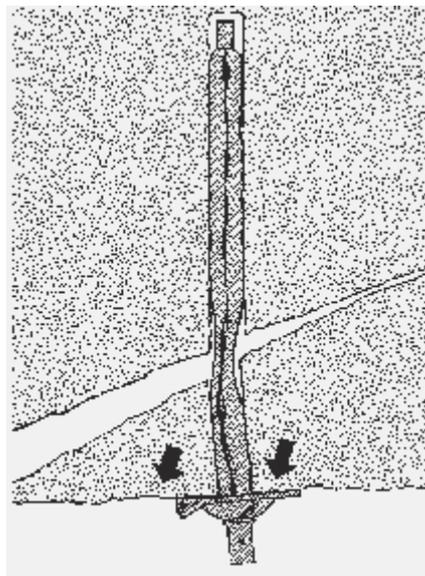
- Il s'avère impossible d'installer avec succès des «rebars» instrumentés immobilisés au moyen d'écrous demi-dômes; le dôme écrase en effet le connecteur du dispositif lors du serrage final du boulon.

III-8. Incidents du boulonnage : [14]

A. Rupture des tiges (cf.figureIII-17):

Cette rupture a presque lieu toujours dans le filetage, très rarement avec les boulons à fente et à coin, elle a lieu au niveau de la fente lorsque celle-ci n'est pas centrée.

Ces ruptures surviennent soit dans les quartiers en traçage, soit en creusement de galerie, soit en voisinage des fronts de défilage.



FigIII-17. Rupture de la tige. [14]

B. Passage des écrous au travers des plaques :

Les terrains se déformant et la plaque étant déformable, l'écrou a tendance à passer au travers de la plaque. C'est un phénomène identique au précédent : ici le point faible n'est plus dans la tige, mais dans la plaque.

C. Effondrement des toits boulonnés :

Ces effondrements résultent, la plupart du temps, d'une fissuration du toit ou des parements au-delà des ancrages.

D. Effondrement des toits boulonnés entre les boulons :

Le toit immédiat ou la roche des parements est trop friable ou trop fissurée, les blocs se détachent entre les boulons et des petites « cloches » se forment progressivement qui entraînent à plus ou moins brève échéance le « déchaussement » des boulons.

Conclusion :

La mise en place manuelle d'un soutènement est une activité à risque élevé. Le tiers de tous les accidents sont causés par des chutes de blocs durant la pose de boulons d'ancrage.

Les autres risques associés aux travaux de soutènement comprennent la fatigue, les projections de laitier de ciment ou de résine dans les yeux et les réactions allergiques suite à des déversements de produits chimiques. La mécanisation du boulonnage a toutefois permis de rendre la pose de grandes quantités de boulons moins dangereuse et plus efficace.

Chapitre IV

*Etude d'un exemple sur le
système de boulonnage*

Introduction :

Les travaux d'analyse de la stabilité des ouvrages miniers en souterrain (galeries), ont été nombreux. Parmi ceux-ci, nous allons présenter deux cas d'études : l'étude analytique et une étude numérique (analyse par éléments distincts en utilisant le logiciel UDEC 2D) réalisée par une équipe de chercheurs à l'école des Mines de Nancy. Le rôle du boulonnage est ainsi mis en évidence.

IV-1. Étude analytique : [1]

A. Stabilité du 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 » a pour objectif de définir le renforcement 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.

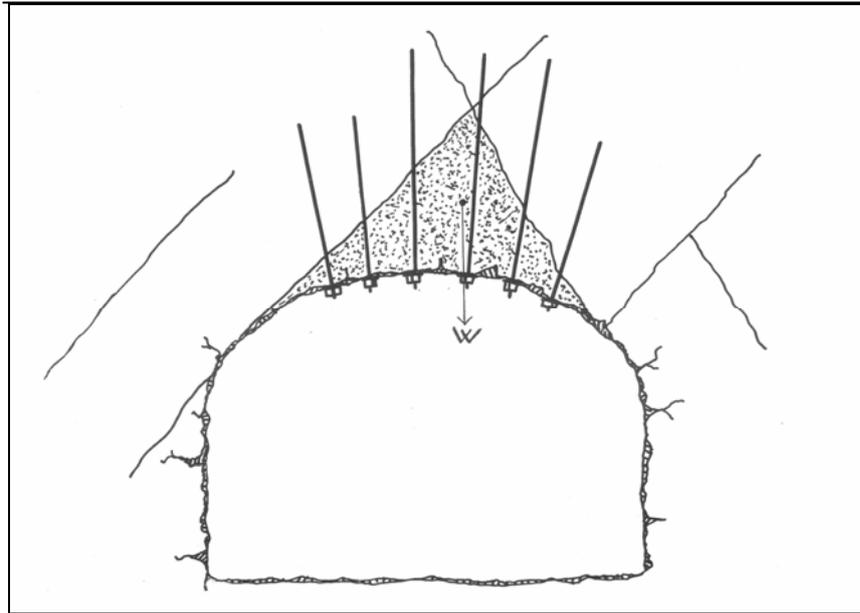
L'étude de la stabilité de dièdre comporte quatre étapes principales

- 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.

L'étude analytique comporte deux cas essentiels d'instabilité potentielle :

1. Cas au niveau de la voûte (FigIV-1) :



FigIV-1 : Renforcement d'un dièdre rocheux susceptible de tomber sous son poids-propre.

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 :

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

Où

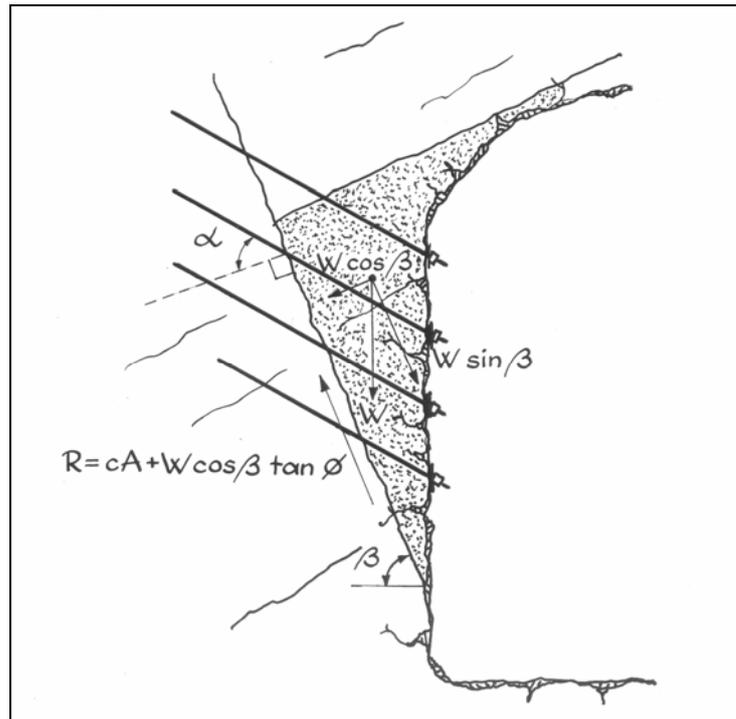
W est le poids du bloc;

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

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.

2. Cas au niveau du piédroit (cf.figureIV-2) :



FigIV-2 : Renforcement d'un dièdre rocheux susceptible de glisser sous son poids-propre.

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 de glissement s'amorce.

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 :

$$N = \frac{W*(f*\sin\beta - \cos\beta*tg\phi) - c*A}{B*(\cos\alpha*tg\phi + f*\sin\alpha)}$$

Ou :

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;

β , le pendage de la discontinuité de glissement;

c , la cohésion de la discontinuité;

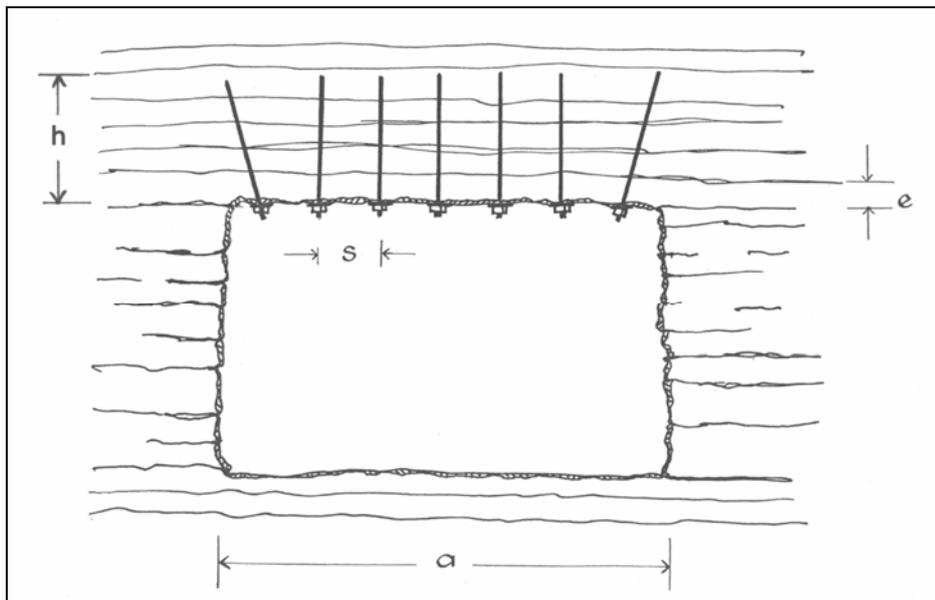
A , l'aire de glissement;

B , la charge maximale admise pour un boulon;

α , 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 (ϕ , c , etc...).

B. Stabilité des bancs horizontaux (cf.figureIV-3):



FigIV-3 : Représentation d'une galerie en direction dans un massif stratifié à pendage presque nul.

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 (FigureIV-3), 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 σ_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 :

$$M = \frac{q^* a^2}{8}$$

La contrainte de traction maximale associée qui s'écrit :

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

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

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

Soit par ailleurs ϕ l'angle de frottement entre deux bancs, T l'effort tranchant de la section considérée et σ_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 :

$$\tau^{\max} = \frac{3T}{2h}$$

$$T = \frac{q^* a}{2}$$

Et on doit assurer $\sigma_b \operatorname{tg} \phi \geq \tau^{\max}$. Finalement on obtient :

$$\sigma_b \geq \frac{3 * T}{2 * h * \operatorname{tg} \phi} = \frac{3 * \frac{q a}{2}}{2 h \operatorname{tg} \phi} = \frac{3 q a}{4 h \operatorname{tg} \phi}$$

$$\sigma_b \geq \frac{3 q a}{4 h \operatorname{tg} \phi}$$

IV-2. Étude numérique :

❖ La méthode de modélisation du boulonnage avec le logiciel UDEC 2D:

La discrétisation complète du massif rocheux, c'est-à-dire la représentation explicite de chaque fracture, permet une étude plus approfondie du comportement du massif rocheux.

Dans des massifs fortement fracturés, pour lesquels l'espacement des joints est du même ordre de grandeur ou inférieur aux dimensions de l'excavation, les intersections entre joints forment des blocs qui peuvent être libres de tourner et de se déplacer relativement les uns par rapport aux autres.

Les déformations qui ont lieu aux zones de contacts entre ces blocs peuvent alors s'avérer significativement plus grandes que celles de la roche intacte.

Dans de telles conditions, il est généralement nécessaire de modéliser de nombreux joints de manière rigoureuse, le comportement de tels systèmes pouvant alors devenir très fortement non linéaire. Là où d'autres techniques explicites peuvent se révéler relativement inefficaces, les codes par éléments distincts permettent la modélisation de ces joints, en échange d'une augmentation en temps de calcul relativement faible, dépendant linéairement du nombre d'éléments utilisés.

❖ Le logiciel UDEC (Universal Distinct Element Code, Itasca Consulting Group Inc., 1993)

Considère des blocs déformables limités par des joints, ce qui procure dans certains cas une représentation plus réaliste de la structure géologique.

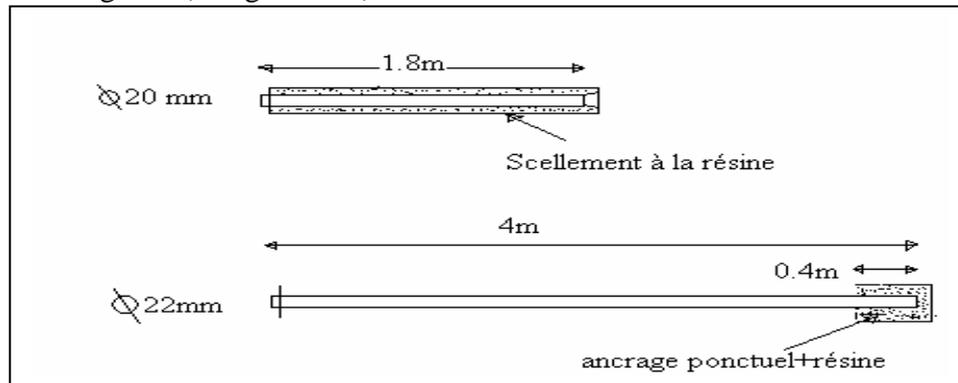
Des critères constitutifs, aussi bien élastiques linéaires qu'élastoplastiques de type Mohr-Coulomb, peuvent être utilisés pour représenter la déformation des blocs intacts. L'interaction entre les blocs est alors gouvernée par des lois de frottement réalistes et des paramètres de rigidité simples ou complexes (non linéaires).

Chaque bloc est considéré comme un corps unique, libre de ses mouvements, qui peut interagir avec ses voisins au niveau de surfaces de contact. Cette méthode a l'avantage de pouvoir gérer la création ou la perte de contacts entre blocs et elle est caractérisée par deux ensembles de paramètres géométriques et mécaniques : ceux qui décrivent la roche proprement dite et ceux qui décrivent les fractures.

La méthode des éléments distincts présente donc l'avantage supplémentaire de pouvoir calculer les structures en très grandes déformations, ce qui serait difficile avec les éléments finis.

D'autre part, la méthode des éléments distincts est étudiée pour la modélisation de soutènement par boulonnage dans les galeries minières, pour cela une étude est développée pour voir l'influence du boulonnage sur le comportement du toit et les forces axiales dans les boulons.

Cette étude est basée sur le choix de système des boulons pour lesquelles il résulte des convergences dans le toit les plus petites, les boulons choisis sont des boulons de longueur de 1.8m avec Scellement à la résine sur toute la longueur, et de 4 m avec ancrage ponctuel et résine sur 0.4m de sa longueur (cf.figureIV-4).



FigIV-4. Schématisation des boulons utilisés dans l'exemple.

❖ **Paramètres des terrains d'étude de cet exemple:**

R_c = Résistance à la compression en MPa.

R_l = limite élastique en MPa.

R_t = Résistance à la traction en MPa.

E = Module de Young en MPa.

ν = Coefficient de poisson

ρ = Masse volumique en 10^{-3}kg/m^3 (g/cm^3).

Ces caractéristiques sont pour les bancs du toit :

| | d (kg/m^3) | G (MPa) | K (MPa) |
|--------------------|-------------------------|-----------|-----------|
| Mauvaise mine | 2000 | 926 | 2770 |
| Calcaire gris noir | 2500 | 7083 | 9444 |
| Coquiller | 2500 | 5200 | 8666 |
| Lintaux | 2500 | 2840 | 2604 |
| charbon | 2000 | 926 | 2770 |

Tableaux IV-1: propriétés choisies pour les bancs de stratification (modèle 2D, UDEC)

G. module de cisaillement.
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

K. module de compressibilité :
$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)}$$

| | Raideur normale Kn (MPa) | Raideur tangentielle (MPa) | Angle de frottement (°) | Cohésion (MPa) |
|--------------------------|-----------------------------|-------------------------------|----------------------------|-------------------|
| Joints de stratification | 10^4 | 10^3 | 7 | 0 |
| Diaclases sub-verticales | 10^4 | 10^4 | 7 | 0 |

Tableau IV-2. Propriétés choisies pour les joints (modèle 2D, UDEC).

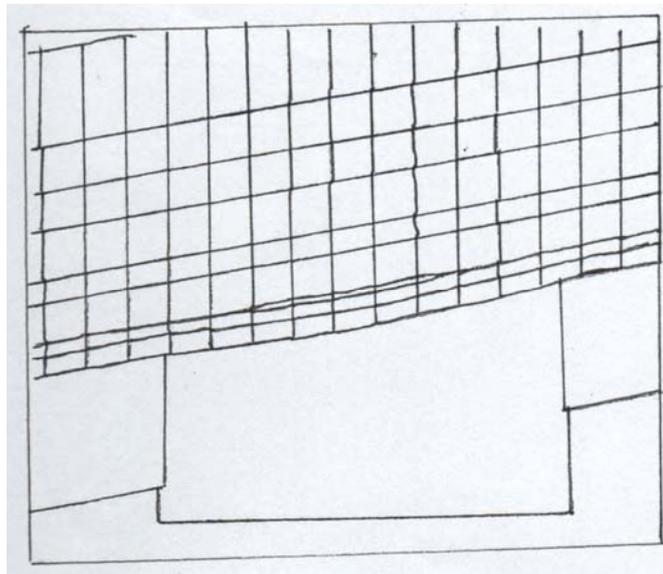
Le modèle de comportement pour les blocs est 1 modèle élastique.

Les joints sont supposés avoir un comportement élasto-plastique (plasticité parfaite) avec critère de rupture de type Mohr-Coulomb.

L'exemple est analysé en trois étapes :

1- Galerie sans soutènement (cf.figureIV-5):

Il a été constaté que la convergence maximale du toit de la galerie était de l'ordre de 196mm, qui est un signe de danger qui nécessite le soutènement.



FigIV-5. galerie sans soutènement par boulonnage.

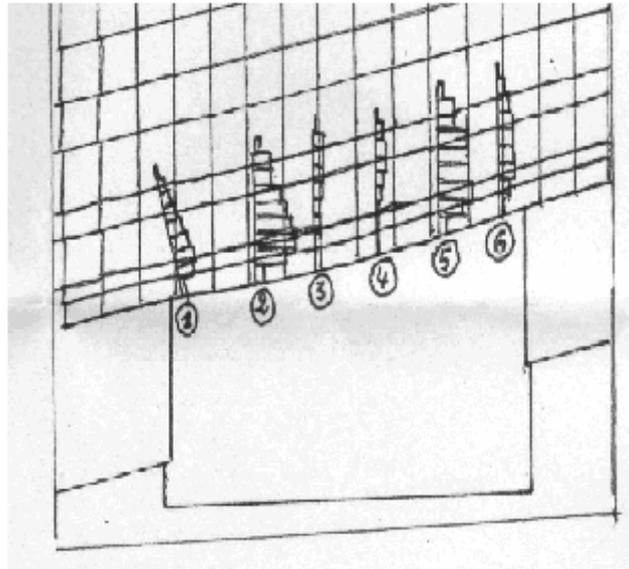
2- l'introduction des boulons 1.8m (cf.figureIV-6).

On introduit 6 boulons de longueur de 1.8 m dans le toit, est on mesure la force axiale maximale dans chaque boulon, ce qui nous donne :

| N° du boulon | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------------|-----|------|-----|-----|------|-----|
| Force axiale max (en T) | 6.6 | 14.4 | 3.3 | 3.3 | 12.1 | 4.9 |

D'après les résultats on observe que la force axiale dans les boulons 2 et 5 est la plus grande, cela est due à l'influence des deux extrémités de la déformation, dans lesquelles il y a la plus grande charge des couches, par contre la charge dans les boulons 1 et 6 est supportée par les deux parements de la galerie.

La convergence maximale est de l'ordre de 158mm.



FigIV-6. Galerie avec soutènement par boulons de 1.8m

3- Introduction des boulons de 1.8m et de 4m en même temps (cf.figureIV-7):

On introduit 6 boulons de longueur de 1.8m, et 3 boulons de longueur de 4m, de telle sorte que les boulons 7 et 9 soient inclinés par rapport aux autres boulons, on mesure la force axiale maximale dans chaque boulon :

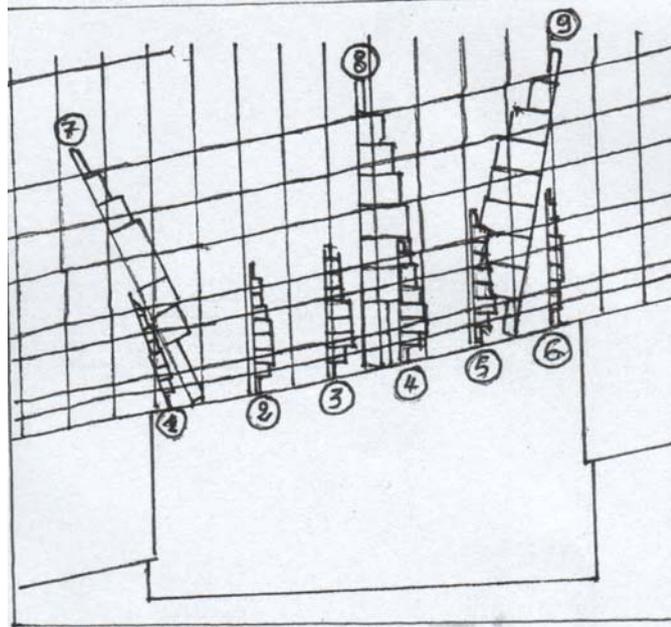
-Boulon de 1.8m :

| N° du boulon | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 |
|-------------------------|-----|-----|------|------|-----|-----|
| Force axiale max (en T) | 6.1 | 7.8 | 11.1 | 10.5 | 7.1 | 4.5 |

-Boulon de 4m :

| N° du boulon | 7 | 8 | 9 |
|-------------------------|------|------|------|
| Force axiale max (en T) | 12.8 | 19.3 | 21.7 |

Les résultats obtenus montrent que la force dans les boulons de 4m augmente avec le pendage du toit de la galerie, donc il y a influence sur les boulons de **1.8m**, celle-ci est observée dans les boulons **3** et **4** dont la force axiale est la plus grande des autres forces, ce qui montre que le combinaison entre les deux types de boulonnage est le meilleur soutènement pour garantir la stabilité du toit, et limiter les déformations de celui-ci. Il a été observé que la convergence maximale était de l'ordre de **121mm**.



FigIV-7. Galerie avec soutènement combiné des boulons 1.8m et 4m.

Conclusion :

L'étude analytique nous donne une idée sur l'ordre de grandeur de la charge max que doit supporter le boulon ainsi que le nombre de boulons à mettre en place dans le cas de glissements de dièdres que ce soit en voûte ou en piédroits. Lorsque le terrain est stratifié avec un pendage nul, le problème de stabilité se résout avec les équations de la RDM (résistance des matériaux).

Avec l'étude numérique par éléments distincts (avec UDEC 2D), on a des renseignements plus fournis sur l'état de convergence de la galerie avant et après mise en place des boulons. Le boulonnage a indiscutablement un rôle de limitation de la convergence maximale du toit de la galerie et à plus forte raison lorsqu'on utilise une combinaison de boulons courts (1.8m) à ancrage réparti et des boulons plus longs (4m) à ancrage ponctuel, qui est réduite de **38%** par rapport à la convergence du toit non soutenu.

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

Le rôle principal du soutènement est de contribuer à la stabilité du massif rocheux. On peut mettre en place des boulons d'ancrage ou un soutènement porteur dans lequel des étaçons ou des cadres en acier ou en bois fournissent au massif un support externe.

Il existe un grand choix de systèmes de boulonnage. Plusieurs facteurs doivent être pris en considération lorsqu'il s'agit de sélectionner un système en particulier, entre autres les conditions du terrain, la durée de vie utile prévue de l'excavation, la facilité d'implantation de l'installation, la disponibilité et le coût.

Le boulonnage a modifié bien les méthodes de travail dans les exploitations minières, qui ont tiré de nombreux avantages techniques et économiques.

Les avantages techniques du boulonnage sont liés aux effets qu'il a sur le comportement des terrains, ce qui signifie que le boulonnage est d'une grande simplicité de pose, un seul homme peut par exemple dans un poste poser 60 à 120 boulons.

A côté des avantages techniques du boulonnage il faut citer les avantages économiques de ce type de soutènement par rapport au soutènement traditionnel qui peut dans certains cas coûter près de 3 fois plus cher au mètre creusé.

Le boulonnage est caractérisé par trois fonctions:

- suspendre à un terrain réputé sain, une épaisseur de terrain superficielle instable.
- réaliser un confinement de la roche, qui permet au terrain de se supporter lui-même par l'effet du frottement interne et de dilatation des roches lors de leur rupture.
- réaliser une armature dans les terrains stratifiés ou fracturés en constituant une poutre ou une voûte dans les terrains en limitant les déplacements tangentiels des discontinuités dans le matériau.

La mécanisation du boulonnage a toutefois permis de rendre la pose de grandes quantités de boulons moins dangereuse et plus efficace que la pose manuelle, ce qui nécessite l'utilisation des engins tel que les jumbos, et les pompes d'injection.

Parmi les exemples d'études qui simplifient les calculs de soutènement, on trouvera celle de la modélisation du soutènement par la méthode des éléments distincts réalisé avec le logiciel UDEC 2D. Cette étude nous donne des renseignements sur la convergence de la galerie avant et après la mise en place du boulon. Après avoir placé les boulons on a constaté que la convergence est réduite de 38% par rapport à celle du toit non boulonné.

BIBLIOGRAPHIE

[1]. François Martin, Adrien Saitta.

« Mécanique des roches et travaux souterrains ».

Centre d'études des tunnels. Novembre 2005

[2]. Atlas Copco, Rock Reinforcement.

Publication de l'Atlas Copco, octobre 2001

[3]. Ait Ourdja Amar.

« Établissement d'un projet sur les paramètres du soutènement par
boulonnage, vérification par les méthodes graphiques »

Thèse d'ingénieur 1990.

[4]. Jaques Fine.

« Le soutènement des galeries minières ».

Les presses de l'école des mines. Juin 1998.

[5]. Duffaut, Pierre.

« Manuel de mécanique des Roches : tome1 ».

Comité française de mécanique des roches. 2000.

[6]. Françoise Homand ; Duffaut, Pierre.

« Manuel de mécanique des roches : tome2, les applications ».

Comité Française de mécanique des roches. 2003.

[7]. John Hadjigeorgiou, Jean-François Lessard, Martin Grenon.

« Soutènement des excavations souterraines ».

Publication du (irsst) institut de recherche en santé et en sécurité du travail du Québec.

MAI .2001.

[8]. Hani. S. Mitri.

« Conception et développement d'un nouveau mesureur de charge des boulons
d'ancrage ».

Publication du (irsst) institut de recherche en santé et en sécurité du travail du Québec.

Juillet .2002.

[9]. www.irsst.qc.ca

[10]. www.mines.inpl-nancy.fr/leago/roches.html

[11]. <http://geos1777.free.fr/conso-martin.htm>

[12]. www.steeledalescs.co.za

[13].www.thèses.ulaval.ca/2003

[14].www.atlascopco.com/SGSite/Products.html

[15].www.Miningandconstruction.com

[16].www.Univ-Savoie.fr

[17].http://www.solem.ch/Tunnel/didacticiel/creusement/notions_theoriques/soutènement_revêtement/boulons.htm