

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : Genie Minier

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Etablissement d'un projet sur les
paramètres du soutènement par
boulonnage.
Verification par les méthodes
graphiques.

Proposé par : D^r:M^r
KUDELKO

Etudié par : M^r
Ait_ourджа_Amar

Dirigé par : D^r:M^r
KUDELKO

PROMOTION : Juin 1990

DEDICACE

- A ma mère et mon père qui ont tant souffert pour me voir un jour récolter le fruit de leur souffrance .
- A ma mère , envers qui , je ne peux exprimer mon amour et ma profonde gratitude .
- A mon père , à qui je dois tout le respect , le devouement et la reconnaissance .
- A notre maître et éducateur " Cheikh AHMED SAHNOUN " .
- A mon frère Hamid , à qui je porte un grand amour fraternel.
- A mes très cheres soeurs , sans oublier mes neveux et mes nièces .
- A toute ma famille .
- A mon très cher ami intime et frère fidel " KAMEL " .
- A mes amis , ainsi qu'à tous ceux qui croient en dieu et le craignent .

Je dedie ce modeste travail .

Ait Ourdja Amar

REMERCIEMENTS

Mes remerciements les plus vifs vont tout d'abord à Monsieur "KOUDELKO" ,mon promoteur pour la patience exemplaire dont il a fait preuve ,pour le temps qu'il m'a consacré et pour l'aide et conseils constructifs qu'il m'a prodigué .

Je transmets également mes sincères remerciements à Monsieur " BOUTALEB HOCINE " pour son aide précieuse .

Mes remerciements à tous les enseignants et personnel du département Genie-Minier.

Enfin , je tiens à exprimer ma gratitude à toutes les personnes qui de près ou de loin ont contribué à l'élaboration de ce modeste travail .

Que chacun trouve ici le témoignage de mon estime et de ma sympathie .

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALE.	1
Chapitre I : BUT ET ETENDU DU BOULONNAGE.	2
I-1) -Introduction du boulonnage.	2
I-2) -Les fonctions du boulonnage.	3
A- Généralités.	
B- Fonctions du boulonnage.	4
B-1:Boulonnage de suspension.	
B-2:Boulonnage par confinement des terrains.	
B-3:Armature dans les terrains stratifiés.	
I-3) -Types d'ancrage et de boulons utilisés:	6
A-Boulons à ancrage ponctuel.	
B-Boulons à ancrage réparti.	
I-4) -Influence des conditions technico-minières sur la caractéristique du travail des boulons.	17
Chapitre II : CLASSIFICATION DU SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE.	18
II-1 - Boulonnage simple.	
II-2 - Boulonnage avec plaques.	
II-3 - Boulonnage avec grillage.	
II-4 - Boulonnage combiné.	
Chapitre III: LES METHODES D'EXPLOITATION ET LE BOULONNAGE.	22
III-1 - Méthodes d'exploitation par chambres et piliers avec ou sans dépilage.	22
III-2 - Méthodes d'exploitation par longues tailles.	23
Chapitre IV : CHOIX DES PARAMETRES D'UN SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE	27
IV-1 - En fonction de la nature des terrains.	27
IV-2 - En fonction du comportement différé des terrains.	27
IV-3 - En fonction de l'état de sollicitation du terrain. ...	28
IV-4 - Les parametres du boulonnage.	29
1°)-Longueur des tiges.	
2°)-Types de tiges.	
3°)-Types d'ancrages.	
4°)-Densité du boulonnage.	
5°)-Diametre des boulons.	

6°)-Garnissage.	
Chapitre V : THEORIES DU BOULONNAGE.	33
A-Methodes analytiques:	33
A-1) Theorie d'accrochage des couches.	
A-2) Théorie de la voute susceptible.	
A-3) Theorie energetique de YOURTSCHENKO.	
B-Méthodes graphiques:	36
B-1) Théorie de PANEK.	
B-2) Théorie de SALUSTOVITCH-PANEK.	
Chapitre VI : EXEMPLE D'APPLICATION "GISEMENT D'EL ABED".	47
VI-1) Presentation du gisement d'el abed.	47
a) Historique.	
b) Situation géographique.	
c) Situation géologique.	
d) Hydrogéologie.	
VI-2) Etude de la stabilité.	51
A) Propriétés physico-mécaniques des roches.	
B) Etat de contraintes du massif rocheux.	
VI-3) Determination des parametres technologiques du soutènement par boulonnage.	62
1) Choix de la forme de la section transversale.	
2) Dimensions de la section transversale.	
3) Determination de la voute de décharge.	
4) Longueur du boulon .	
5) Densité d'installation des boulons.	
6) Disposition des boulons.	
7) Influence de la profondeur de la galerie sur la voute de decharge .	
Chapitre VII : CONCLUSIONS A TIRER DES INCIDENTS DU BOULONNAGE.	80
VII-1 - Rupture des tiges.	80
VII-2 - Passage des écrous.	81
VII-3 - Effondrements des toits boulonnés.	82
VII-4 - Effondrements des toits boulonnés entre les boulons.	82
CONCLUSION GENERALE.	86

INTRODUCTION GENERALE :

Sauf cas exceptionnels , les galeries de mine sont creusées en terrains fragiles et sujets à d'importantes déformations.

Afin de réduire ces déformations , il est recommandé de mettre en place un soutènement adéquat assurant à la fois la sécurité, la commodité d'emploi et un bon prix de revient.

Les missions imparties au soutènement sont les suivantes:

- Empêcher les éboulements ou plutôt les chutes des blocs détachés.
- Freiner les mouvements du toit et mur .
- Maintenir la cohésion des terrains .

Suivant l'intensité du mouvement des terrains, le soutènement peut être rigide, déformable ou compressible.

Quand aux types de soutènements utilisés en galeries de mine, on distingue principalement :

- Soutènement en bois (boisage).
- Soutènement métallique rigide .
- Soutènement articulé compressible.
- Soutènement par béton projeté.
- Soutènement suspendu ou boulonnage.

Dans ce présent ouvrage , nous trouverons illustrer le soutènement par boulonnage avec une étude détaillée sur les différents paramètres de boulonnage déterminés en fonction des conditions géologiques et des exigences géotechniques du terrain.

Pour cela nous nous sommes référés d'une part à la méthode analytique afin de déterminer les paramètres nécessaires au soutènement et d'autre part à la méthode graphique afin d'assurer le contrôle et la vérification systématique des paramètres ainsi déterminés.

CHAPITRE I

BUT ET ETENDU DU BOULONNAGE

BUT ET ETENDUE DU BOULONNAGE

I1: INTRODUCTION SUR LE BOULONNAGE :

Sous la notion de boulonnage des terrains, on comprend l'accrochement des couches rocheuses à l'aide des tiges d'acier introduites dans les épontes de la galerie.

Les boulons seront encastres soit d'une manière pour suspendre une plus grande surface de roches.

L'ensemble des boulons introduits dans les trous d'ancrage d'après un schéma déterminé, constitue ainsi le soutènement par boulonnage.

L'objectif du boulonnage se résume comme suit:

- Renforcement direct des roches qui ceinturent le vide d'une galerie minière par des précontraintes exercées par l'ensemble des boulons.
- Renforcement de la rigidité d'un toit stratifié.
- Elimination des contraintes dangereuses agissant autour des galeries creuses en massif homogène.
- Consolidation des terrains fissurés et disloqués.

Le boulonnage fait développer la résistance de la roche . Une telle résistance doit être suffisante pour garder la structure de la roche et supporter les contraintes qui existent autour de la galerie.

La tension du boulon doit être maintenue à un niveau de sorte que la compression des roches par lesquelles passe le boulon ne provoque pas une expansion.

Le boulonnage peut être utilisé soit pour le renforcement d'un autre type de soutènement (soutènement en porte à faux) soit comme un soutènement autonome dans l'excavation minière.

Dans ce deuxième cas, le boulonnage doit remplir toutes les exigences du soutènement du point de vue géologique et géotechniques.

Il y a lieu de remarquer que le boulonnage permet à la galerie de conserver une plus grande section libre de forme et de surface suffisantes pour la circulation de l'air, des hommes et des matériaux.

Cependant ce type de soutènement a permis de faire des progrès considérables dans les travaux souterrains et en particulier dans l'industrie minière.

I2: LES FONCTIONS DU BOULONNAGE :

A)-Généralités.

Le mode d'action du soutènement par boulonnage (suspendu) diffère de celui du soutènement classique. Le soutènement classique prend appui sur le contour de la galerie, il freine la convergence des terrains et évite les éboulements jusqu'au moment où il est lui-même détruit.

Le boulonnage quand à lui, il s'oppose à l'éboulement et à la convergence des terrains, mais ne prend pas appui sur le contour de la galerie il rend le toit immédiat susceptible de s'effondrer et de se fissurer du haut toit le plus proche.

Il convient maintenant de donner les définitions de quelques termes techniques.

Soit une coupe verticale d'un boulon mis en place dans le toit d'une galerie (voir fig. I) .

On appelle trous d'ancrage, les trous forés dans le toit ou les parements et dans lesquels seront introduits les boulons.

Chaque boulon est constitué d'une tige d'acier rendue solidaire du haut toit solide par un système d'ancrage . Ce système d'ancrage peut être ponctuel c'est à dire situé à l'extrémité de la tige , ou réparti lorsque la tige est scellée au ciment sur une grande longueur ou sur toute la longueur du trou d'ancrage . l'autre extrémité de la tige d'acier sort du trou d'ancrage et maintient par l'intermédiaire d'un écrou , la plaque métallique ou le chapeau de bois contre le toit ou les parements d'une galerie.

En serrant fortement l'écrou , on applique à la tige une certaine tension, la roche se trouve alors comprimée sous la plaque, on arrive ainsi à précontraindre la roche comme le ferait un étau à capacité de serrage initiale donnée.

B)-FONCTIONS DU BOULONNAGE:

Le comportement des terrains boulonnés peut être correctement décrit en assignant au boulonnage l'une des trois fonctions suivantes:

- 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 la dilatation des roches lors de leur rupture.

-Réaliser une armature dans un terrain stratifié ou fracturé en constituant une poutre ou une voûte dans le terrain et 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.

B1-BOULONNAGE DE SUSPENSION (fig Ia):

Le role de suspension que peut avoir le boulonnage , c'est de maintenir en place au toit d'une excavation souterraine des blocs ou des plaques desolidarisées du terrain .

Ce mode de fonctionnement presente deux points critiques dans la determination des parametres du schema de boulonnage ,les tiges des boulons doivent pouvoir supporter en toute sécurité la charge du terrain qui pourra etre 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.

B2-SOUTÈNEMENT PAR CONFINEMENT DES TERRAINS:

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

Deux types de confinement peuvent etre realiser avec les boulons:

- Un confinement superficiel.
- Un confinement profond.

a)-Confinement superficiel:

Ce mode de confinement se rencontre lorsque l'on utilise le boulonnage dans un terrain naturellement stable , mais qui peut etre sujet à un écaillage superficiel en l'abandance de tout comportement.

b)-Confinement profond:

Dans ce cas on utilise le boulonnage pour exercer une faible contrainte superficielle sur des terrains déconsolidés . Cette très faible contrainte sera multipliée par le jeu du frottement interne afin de realiser un etat d'equilibre stable à la limite des zones saines et déconsolidées. Ce type de boulonnage sera menu d'un garnissage solide et durable.

B3-ARMATURE DANS LES TERRAINS STRATIFIES (fig Ib):

Dans les terrains stratifiés , le boulonnage peut réaliser une armature et s'oppose ainsi au déplacement différentiel entre bancs . On sait qu'augmenter l'épaisseur des poutres , réduit les contraintes de compression et de traction parallèles aux bancs, donc l'assemblage de plusieurs bancs par un boulonnage bien adapté permet d'obtenir les résultats souhaités. Mais il est clair qu'à grande profondeur , la précontrainte engendrée par les boulons ne sera plus suffisante pour empêcher les glissements entre bancs. .

I3-TYPES D'ANCRAGES ET DE BOULONS UTILISES:

Il y a deux types d'ancrages:

- Ancre pontuel: se traduit par un contact ponctuel avec les terrains aux deux extrémités du boulon.
- Ancre repartit: se traduit par un collage parfait entre le boulon et les terrains.

Pour les types de boulons , on distingue les boulons à ancre ponctuel et les boulons à ancre repartit.

A-BOULON A ANCRAGE PONCTUEL:

1-Boulons à fente et à coin (voir fig Ic):

Ces boulons sont constitués d'une tige d'acier fondue à une extrémité sur 150 mm de longueur, les deux lèvres de la fente n'étant pas écartées ou l'étant très peu, on introduit quelques millimètres un coin en acier dans la fente et l'on peut pousser sans difficulté dans un trou de mine , 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 immergeant du trou d'ancrage.

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

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

-Foration des trous de faibles diamètres.

-La frappe implique l'utilisation de l'air comprimé avec les équipements actuels.

-Ils sont d'un emploi difficile dans les parements.

2-Boulons à expansion (voir fig Id):

Les coquilles sont disposées autour d'une noix généralement conique fixée au bout du boulon. La tension de la tige se traduit par des forces latérales qui dilatent le dispositif et assurent le passage au terrain. L'ancrage sera bloqué en vissant la tige dans la noix ou par un écrou sous la plaque.

Les boulons à expansion sont utilisés dans le toit de bonne résistance mécanique et dans le toit qui présente de fortes déformations différées.

3-Boulons à ancrage réparti:

3.1-Procédé perfo (voir fig Ie):

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

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

Pour remplir de béton ce récipient ,il a été préalablement ouvert en deux , suivant un plan diamétral , on a ainsi obtenu deux demi cylindres qu'on remplira de béton , 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 en bois à travers ce cylindre , on pousse à force une tige d'acier qui servira de tige de soutènement.

Les parois du récipient étant munies de très nombreuses perforations, d'ou le nom de "procedé-perfo".L'introduction de la tige amene l'expulsion du béton à travers les perforations , le béton remplit ainsi le trou de mine.

3-2-Procédé "injecto" (voir fig If):

Une tige d'acier 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 par un bouchon special qui laisse pénétrer la seringue , puis la tige de soutènement mais retient le béton liquide.

3-3-Boulons scellés à la matière plastique:

Le béton est remplacé par une matière plastique en grains. Actuellement ce type de boulonnage n'entre pas dans ceux qui sont classées : à ancrage réparti , car la zone de scellement n'interesse qu'une vingtaine de CM et non toute la longueur de la tige.

4-Boulon Swellex:

a)Description:

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 bouchon devient plus court et la plaque se trouve bloquée contre la roche .

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

b)Caracteristiques et avantages de Swellex:

- Pas d'équipement supplémentaire pour la pose (cout de materiel réduit)
- Temps d'installation court.
- Cout de main d'oeuvre réduit.
- A peine installé , le boulon Swellex est operationnel.
- Bonne resistance aux vibrations rendant possible l'utilisation de la methode 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.
- Preservation de l'environnement ;le procedé 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.

COUPE VERTICALE D'UN BOULON

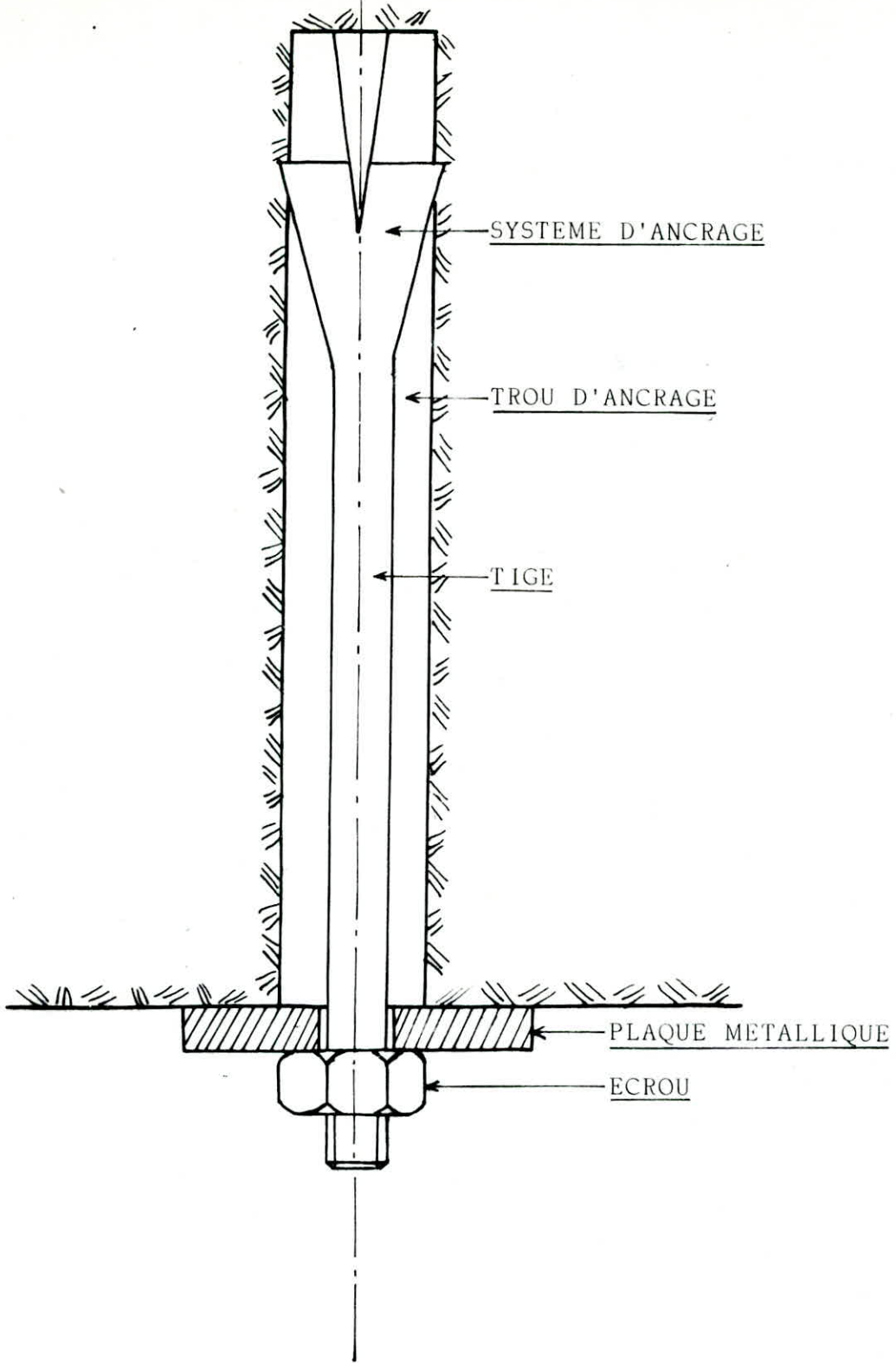
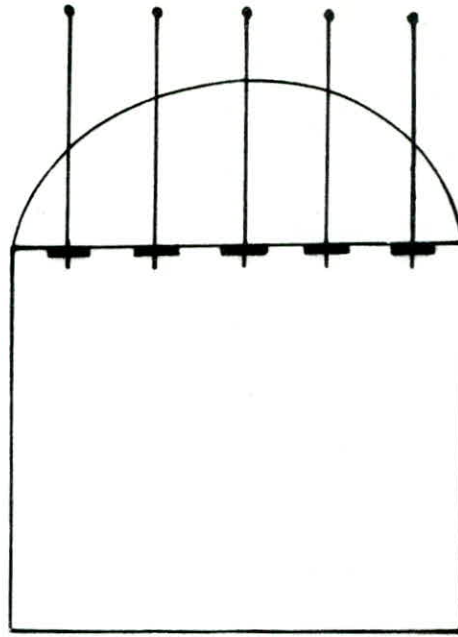


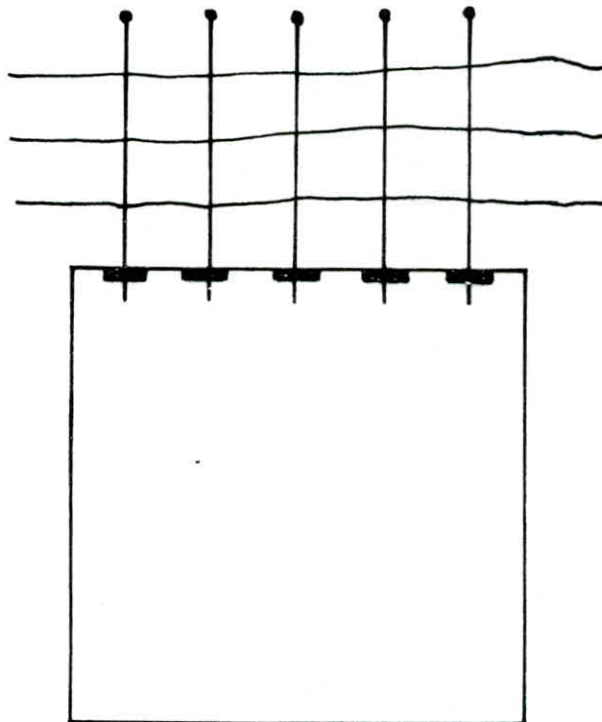
Fig (I)

Boulonnage de suspension



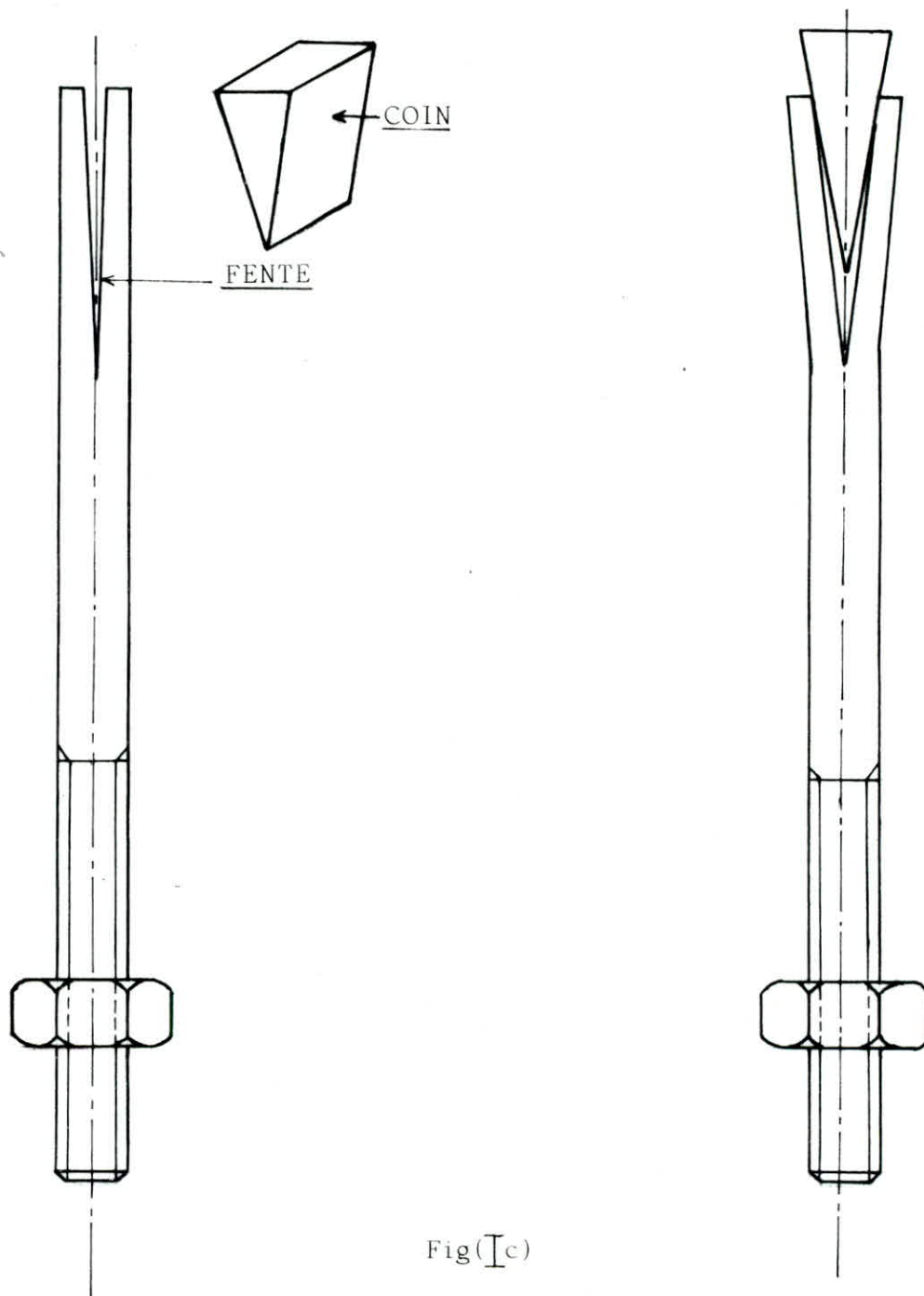
Fig(I a)

BOULONNAGE EN ARMATURE



Fig(I b)

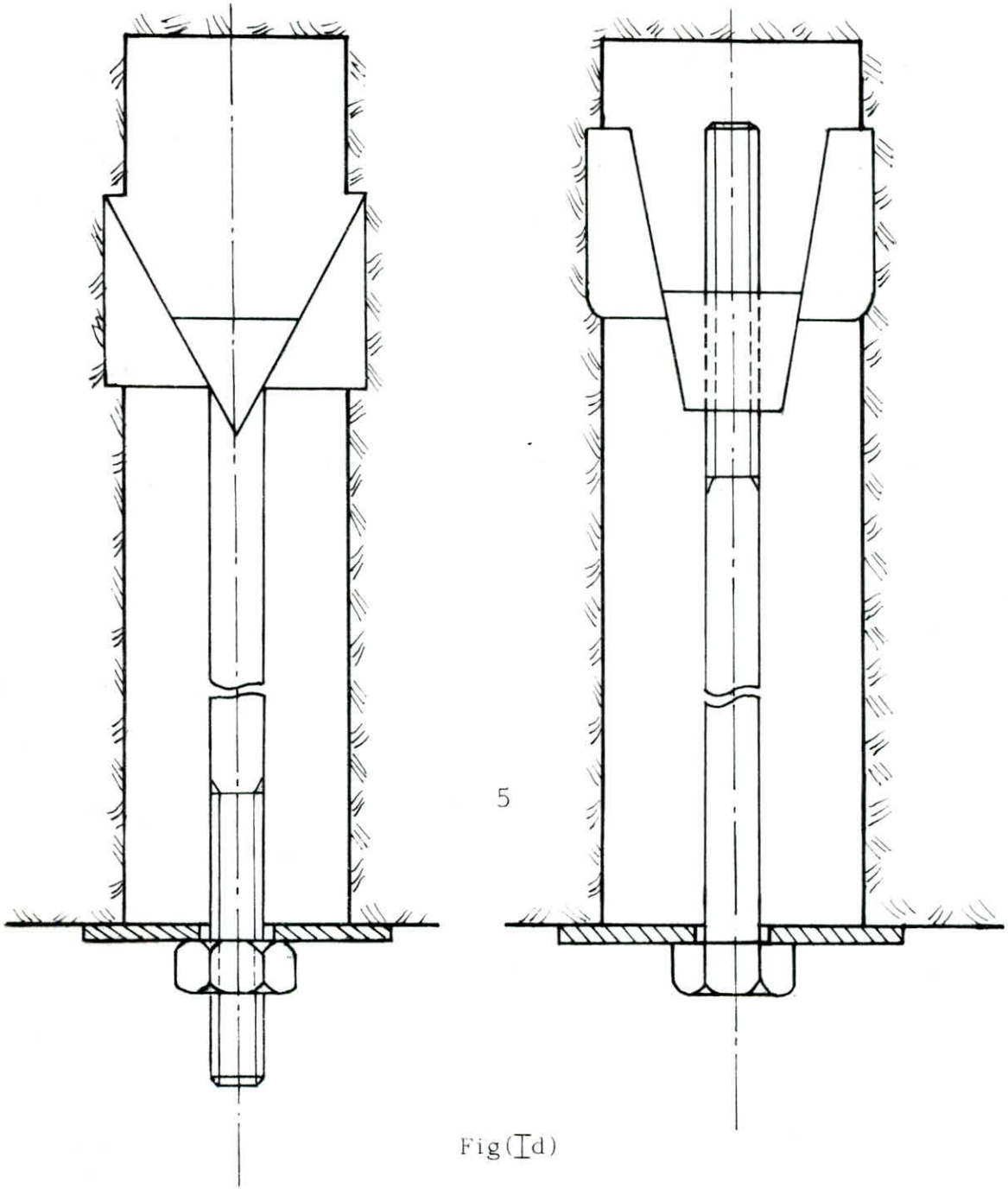
Ancrage Ponctuel



Fig(Ic)

BOULONNAGE A FENTE ET A COIN

Ancrage Ponctuel

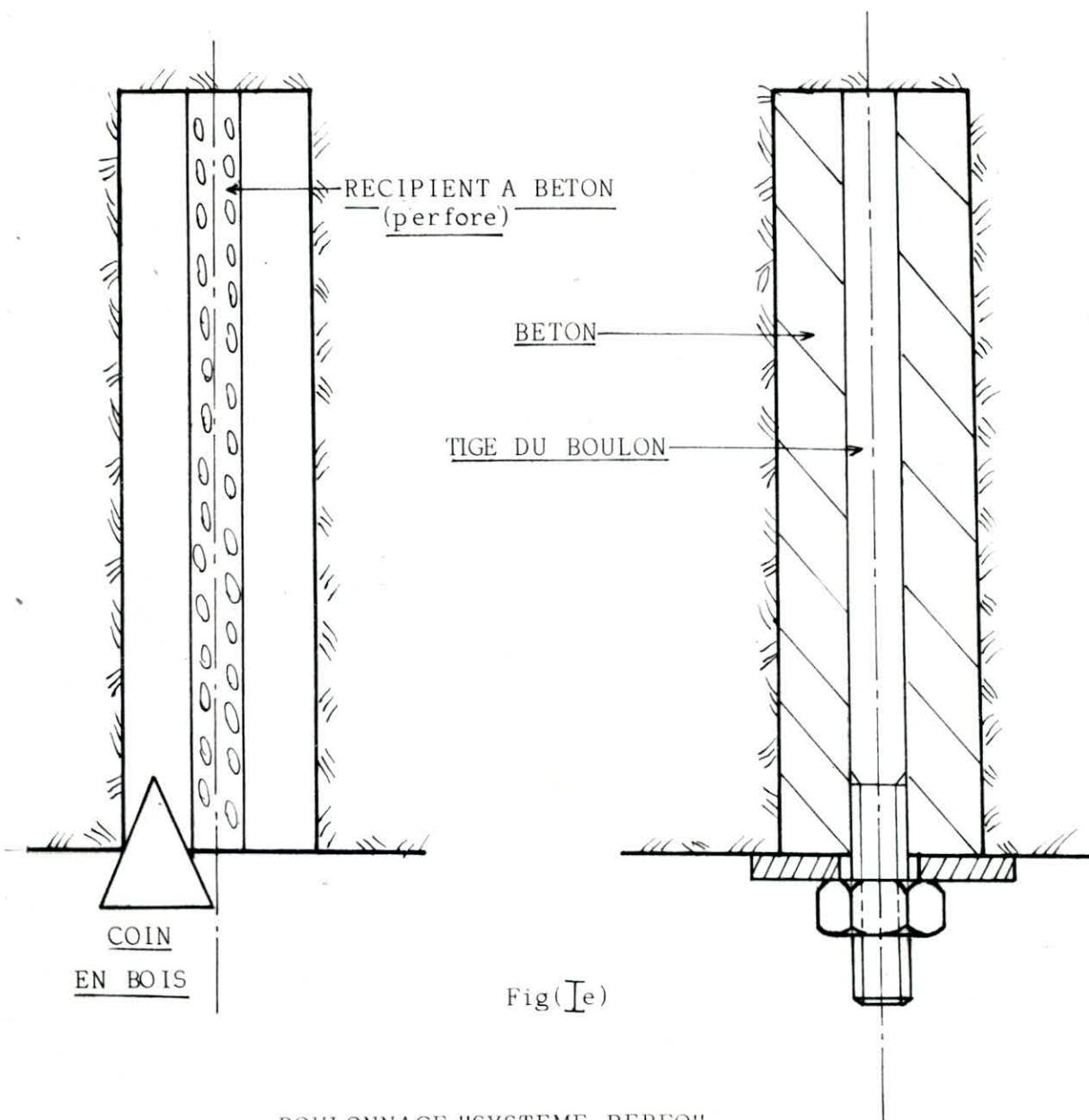


VISSAGE SUR LA PLAQUE

VISSAGE SUR LA NOIX

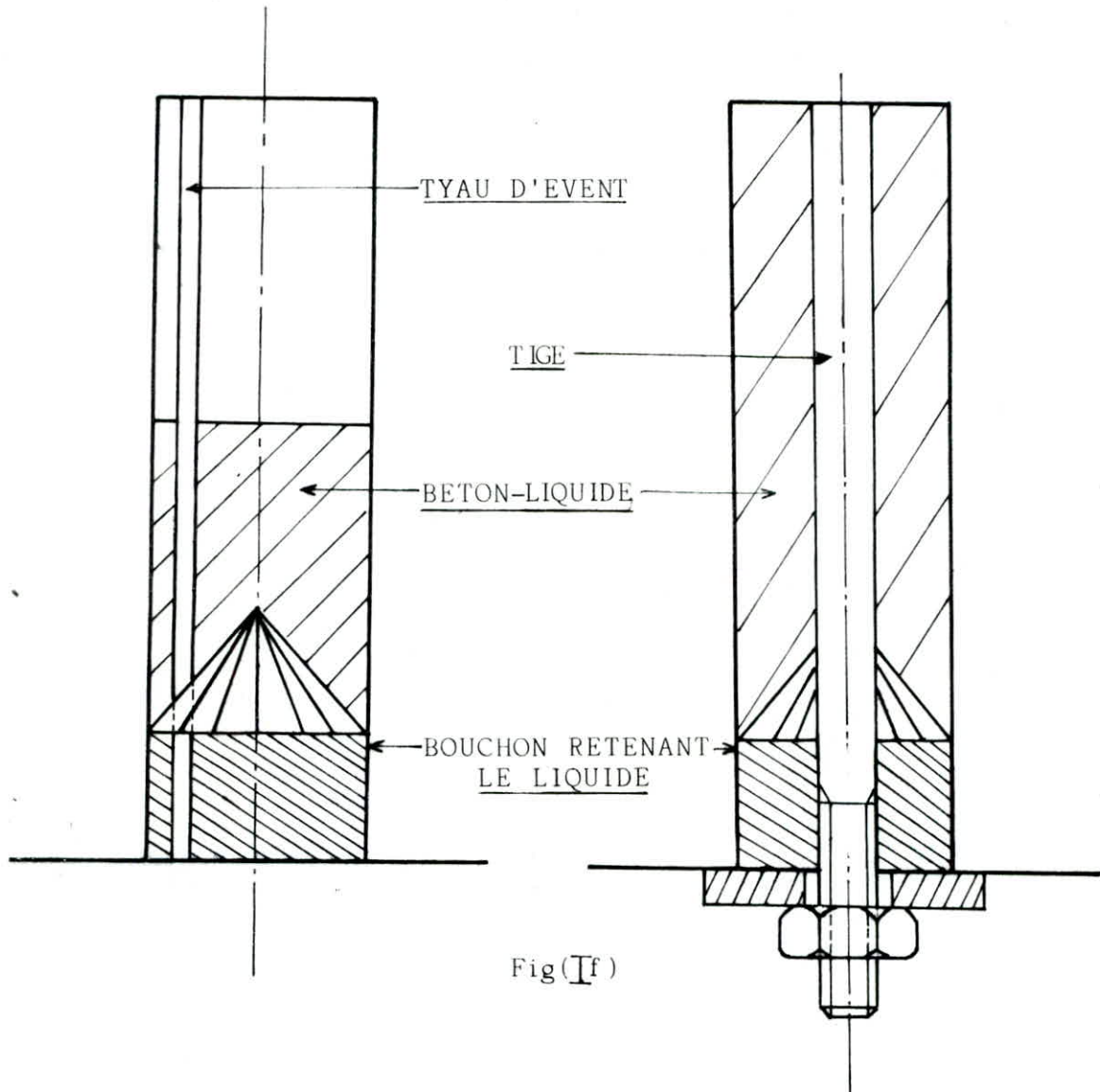
BOULON A EXPANSION

Ancrage réparti



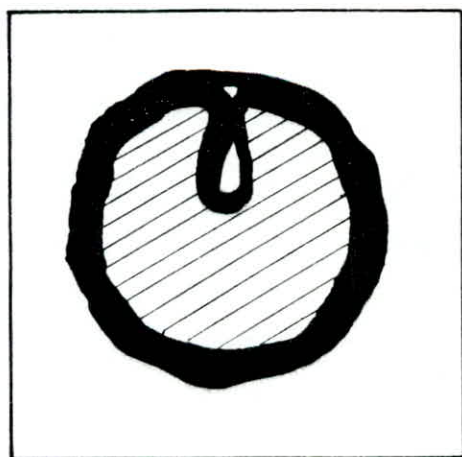
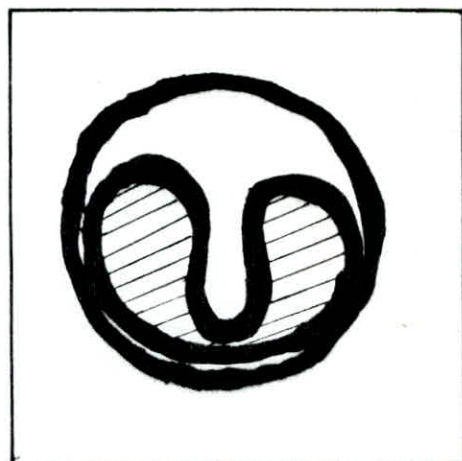
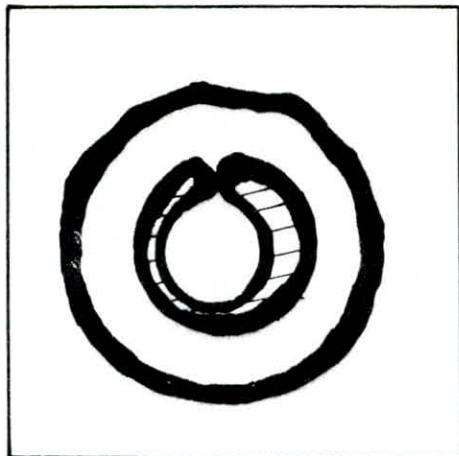
BOULONNAGE "SYSTEME PERFO"

Ancrage réparti



BOULONNAGE "SYSTEME INJECTO"

Methode de SWELLEX



INFLUENCE DES CONDITIONS TECHNICO-MINIERES SUR LA

CARACTERISTIQUE DU TRAVAIL DES BOULONS

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 affectée 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.

Les résultats font la preuve, il en résulte que 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.

CHAPITRE II

CLASSIFICATION DU SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE

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 selon les exigences posées pour le soutènement en conditions minières.

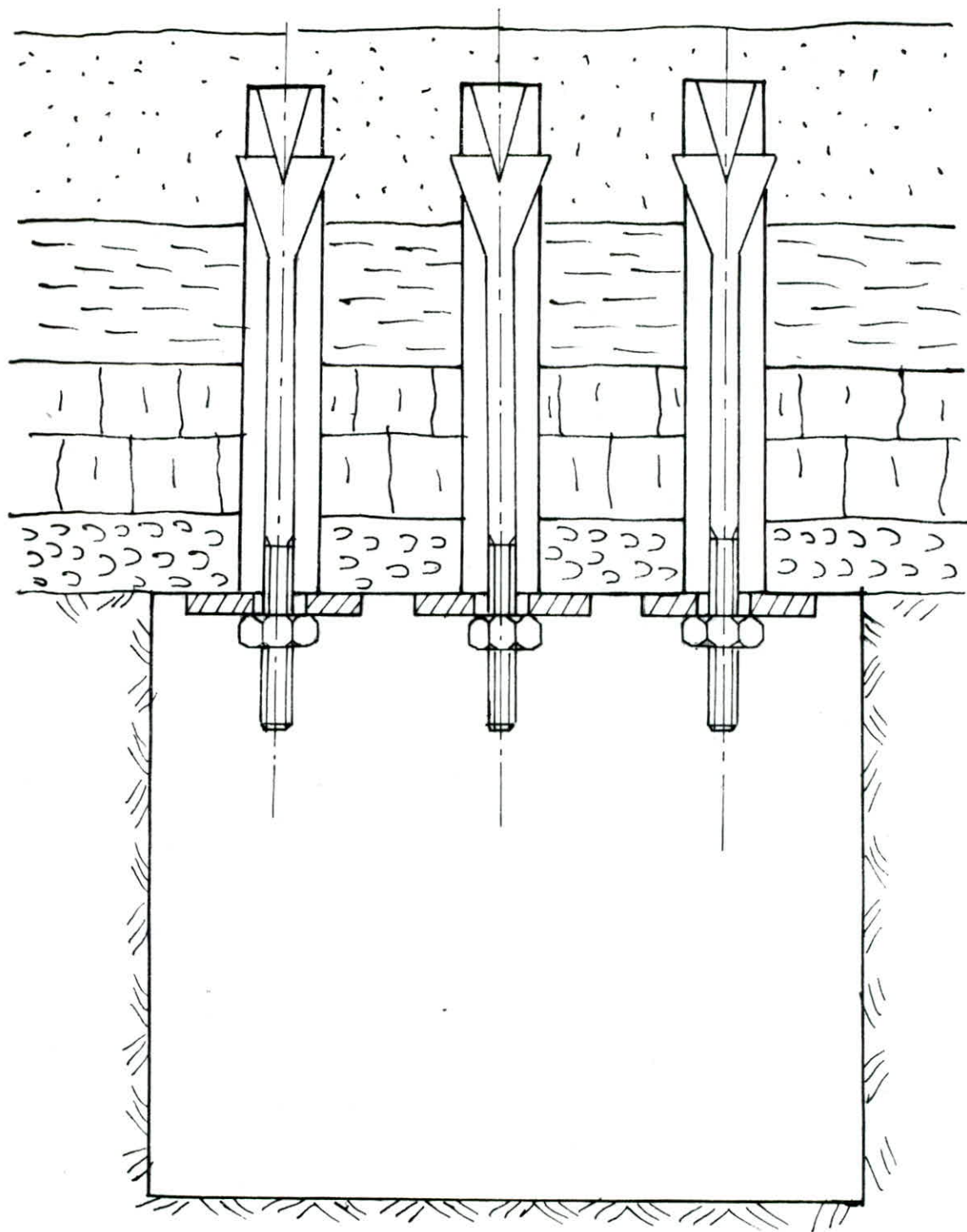
Les boulons seront introduits soit d'une manière simple afin de réagir contre la chute des roches ,soit d'une manière complexe pour suspendre une plus grande surface du massif rocheux.

Cependant,selon PN 71:G-01100, on prévoit la classification suivante du boulonnage .

- Boulonnage simple: avec les boulons seulement.
- Boulonnage avec plaques (voir fig IIa)
- Boulonnage avec grillage.
- Boulonnage avec rallonge (voir fig II b)
- Soutènement combiné:

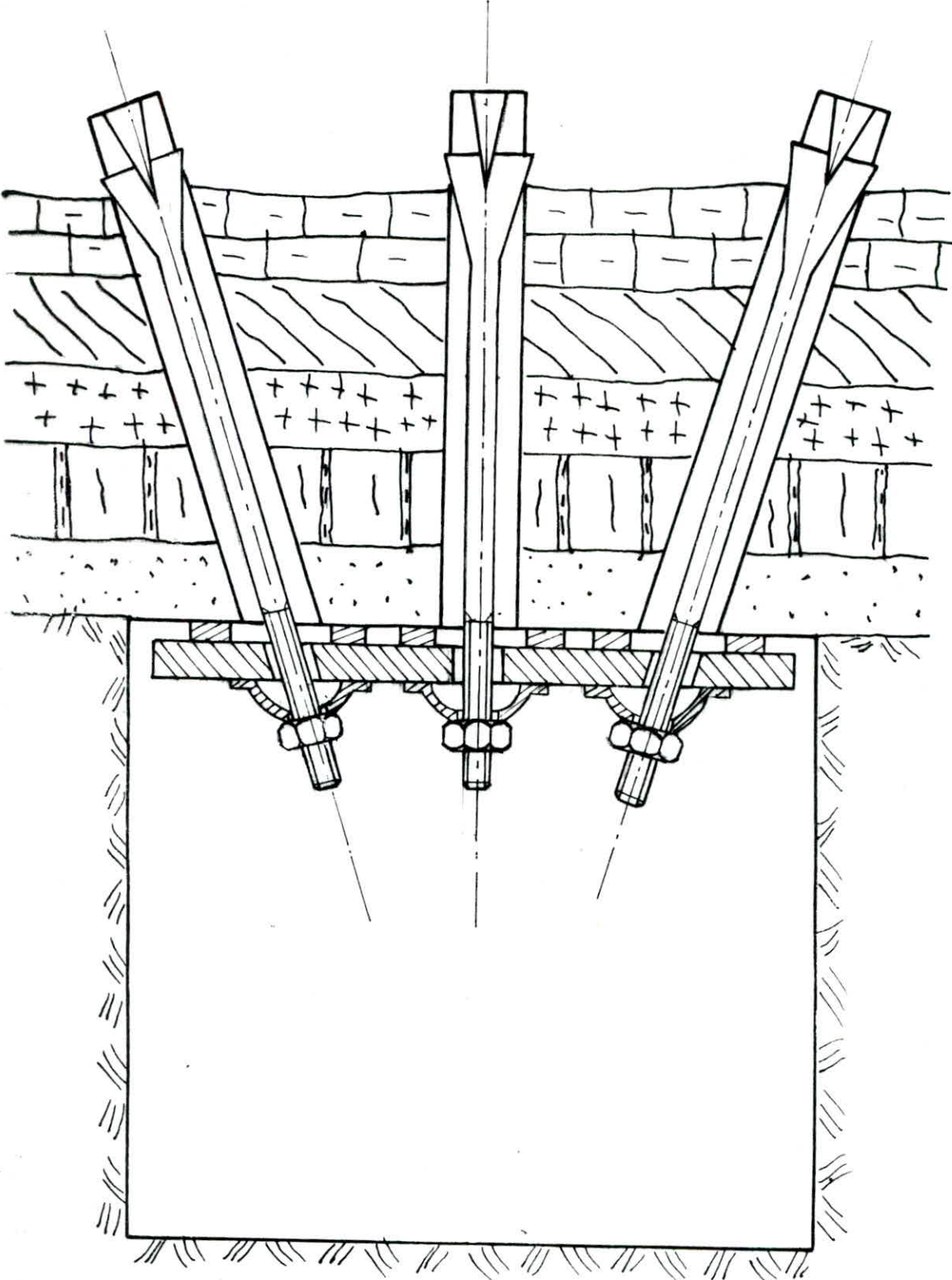
Exemple: Boulonnage avec béton projeté (Voir fig IIc)

Boulonnage avec plaques



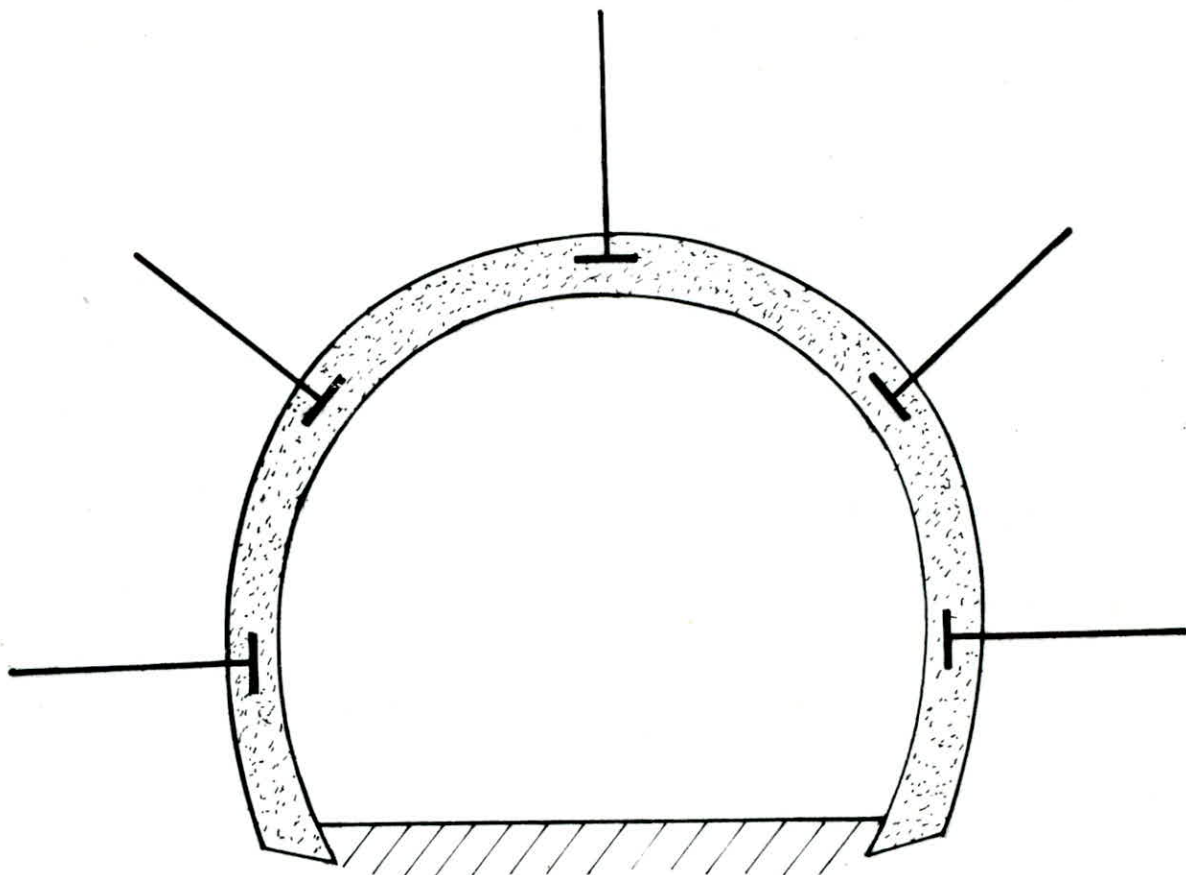
Fig(II a)

Boulonnage avec rallonge



Fig(IIb)

Soutènement combine



Fig(II c)

BOULONNAGE AVEC BETON PROJETE

CHAPITRE III

LES METHODES D'EXPLOITATION ET LE BOULONNAGE

LES METHODES D'EXPLOITATION ET LE BOULONNAGE

Les boulons peuvent aboutir dans une certaine mesure à une précontrainte de la roche dont nous avons vu l'influence bénéfique dans le premier chapitre.

Mais renforcer un toit par boulonnage sans s'assurer de sa stabilité ,grace 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.

A)-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 diminue 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 telle 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.

B)-Méthode d'exploitation par longues tailles:

1°) Taille rabattante foudroyée:

a)- Galeries d'accès aux fronts : Le soutènement des galeries d'accès aux quartiers rabattant peut se faire en deux phases:

1ere Phase: Loin de tout front de taille en exploitation , on utiliserait le boulonnage pour les memes raisons que celles invoquées précédemment pour les chambres et piliers.

2ème Phase: Lors de l'approche du front 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-meme : 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.

2°) Taille chassante foudroyée:

a) -Galeries d'accès aux fronts: Les cadres s'imposent souvent:

-Si les deux parements des galeries ont la même déformabilité (remblai de chaque côté) ; 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 remarques et même conclusions que pour la taille rabattante foudroyée.

3°) Tailles ou chantiers remblayés:

a) 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.

b) 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 assurée 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 à favoriser de 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 qui suit , résume ces notions qui doivent être interprétées comme des tendances et non comme des règles absolues, on trouvera facilement des exceptions.

TRAVAUX DANS LESQUELS LE BOULONNAGE EST CONCEVABLE

```

=====
! Methodes      ! Soutenement !Soutenement !Soutenement des !Types de bou-!
!d'exploitation!des tailles ou!des galeries!galeris durant !lons          !
!              ! fronts      !d'accés      !l'approche ou le!conseillés    !
!              ! remblayés  !              !passage de front!              !
!              !              !              !en exploitation !              !
=====
! Chambres et  !              !              !              !à ancrage     !
! piliers avec !Boulonnage   ! Boulonnage !Boulonnage     !ponctuel en   !
!ou sans depil.!              !              !              !régle général!
=====
! Taille raba. !              !              !Boulonnage     !à ancrage     !
! ttante avec !Etançons     ! Boulonnage ! +              !reparti       !
! foudroyage  !              !              ! cadres        !              !
=====
! Taille cha.  !              !Cadres+Even.!Cadres+eventue. !à ancrage     !
! ssante avec !Etançons     !tuellement   !llement       !reparti       !
! foudroyage  !              !boulonnage  !boulonnage     !              !
=====
! Taille ou    !Etançons ou  !Cadres ou    !Cadres ou even- !en taille:    !
! chantier     !eventuellement!eventuelle.  !tuellement      !Boulon à anc.!
! remblayés    !boulonnage   !ment boulo- !boulonnage     !rage poctuel !
!              !              !nnage        !              !en galerie:   !
!              !              !              !              !à ancrage     !
!              !              !              !              !reparti       !
=====

```

CHAPITRE IV

CHOIX DES PARAMÈTRES D'UN SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE

CHOIX DES PARAMETRES D'UN SOUTÈNEMENT PAR BOULONNAGE

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 meme roche sur une épaisseur supérieur ou égale à la longueur du boulon.

-Les terrains stratifiés et peu fracturés: Se presentent sur une épaisseur controlée par le boulonnage sous forme de plusieurs bancs séparés par des plans de discontinuité.

-Les terrains irréguliers , dont la structure s'acomode 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,grés schistes gresseux) au dela 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 tolerer.

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

Lorsqu'ils 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 régissent 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 résultante; 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 face du très grand nombre de situations différentes qui découlent de l'analyse présentée ci-dessus, le boulonnage offre une large gamme de solutions par le nombre et la variabilité des paramètres. Chacun a un rôle spécifique dont l'analyse est faite dans les ouvrages spécialisés . On ne présentera ici que les aspects essentiels à la compréhension du tableau synthétique.

D) Les paramètres du boulonnage :

1°) La 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 écaillés.

-Les tiges moyennes: dont la longueur ne dépasse pas en général le $\frac{1}{3}$ du diamètre de la galerie .

-Les tiges longues : dont la longueur est égale ou supérieure à $\frac{1}{2}$ 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.

2°) Le type de tiges : On distingue deux catégories:

-Les tiges en aciers 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.

3°) Le 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'alterabilité du matériau.

4°) La 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 de protection ; 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 : Egales 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.

5°) Le diamètre des boulons:

Dans ce cas, trois catégories sont à signaler:

- Petits diametres: inferieurs à 20 mm.
- Diametres moyens: compris entre 20 et 25 mm.
- Gros diametres: superieurs à 25 mm.

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

Ces gros diametres sont généralement préconisés pour obtenir une meilleur resistance au cisaillement en terrains stratifiés.

6°)Le garnissage: Il peut etre leger ou lourd.

-Garnissage leger : est constitué de quelques feuilards ou plaques d'envol ou d'un grillage simple s'il est continu. Ce type de boulonnage se rencontre chaque fois que le boulonnage à un role 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 ,ce ci étant nécessaire lorsque le boulonnage à un role dans le soutènement d'ensemble des terrains et doit realiser un confinement efficace sur ceux ci pour qu'ils se maintiennent en place.

Matrice de choix des principaux paramètres du schéma de boulonnage

TYPE DU TERRAIN	Consequences de l'état de sollicitation	PARAMETRES DU BOULONNAGE					
		Effet du temps	type-ancrage	long-ueur	diam-etre	dens-ite	garnis-sage.
HOMOGENE ET PEU FRACTURE	Stabilité pro- fonde et sup- erficielle	déformation stabilisées					
		déformation différées	ponc- tuel	courte	petit	faible	leger
	Stabilité pro- fonde, instabi- lité superfic- ielle	déformation stabilisées	indif- erent	courte	petit	moye- nne	leger
		déformation différées	ponct	courte	petit	Moy	leger
	Inst.Profonde et superficiel	Defor-Stab	Ponct; repart	moy à long	Moy	Forte	lourd
		Defor-Diff	ponct	moy à long	Moy	Forte	lourd
STRATIFIE- ET PEU FRACTURE Vercalément	Stab.Profonde et Superficielle	Defor-Stab					
		Defor-Diff	Ponct	courte	petit	Faible	Leger
	Stab.Profonde et Inst.Superf	Defor-Stab	Indiff	Moy	Petit	Moy	Leger
		Defor-Diff	Ponct	Moy	Moy	MOY	Leger
	Inst.Profonde et Superf.	Defor-Stab	Ponct; Repart	Long	Moy	Forte	Lourd
		Defor-Diff	Ponct	Long	MOY	Forte	Lourd
IRREGULIER LENTICULAIR OU Fracture Dans plusieurs Directions	Stab-Profonde et Superf.	Defor-Stab	Ponct; Repart	Courte	Petit	Moy	Leger
		Defor-Diff	Ponct- Repart	Courte	Petit	Moy	Leger
	Stab-Profonde et Inst.Superf.	Defor-Stab	Repart	Moy	Moy	Moy	Leger
		Defor-Diff	Ponct; Repart	Moy	Moy	Moy	Lourd
	Inst.Profonde ET Superf.	Defor-Stab	Repart	Long	Moy	Forte	Lourd
		Defor-Diff	Ponct; Repart	Long	Gros	FORTE	Lourd

CHAPITRE V

THEORIES DU BOULONNAGE

THEORIES DU BOULONNAGE

A)-Méthodes analytiques:

A-1)Théorie d'accrochage des couches:

Selon la théorie d'accrochage des couches du toit , les boulons accrochent au toit superieur solide les faibles couches du toit immediat .

La distance entre les boulons doit etre choisie de façon à eviter l'éboulement de la couche accrochée , sous l'effet de son propre poids .

Distance entre les boulons:

a)D'après MACHNO :

$$l = hs \sqrt{\frac{Rf}{6 q (0.1 + 0.13 v)}} \quad m$$

b)D'après SIEMIEWSKI :

$$l = hs \sqrt{\frac{2 Rf}{K * \gamma * h1}} \quad m$$

$$q = \gamma * hs \quad \text{Kgf/cm}^2$$

γ : Poids volumique Kgf/cm²

v : Coefficient de poisson

K : Coefficient de securité

Rf : Resistance à la flexion de la couche inferieure Kgf/cm²

A-2)Theorie de la voute susceptible:

D'après la théorie de la voute susceptible , on admet que les boulons determinent une partie du massif rocheux aux alentours de la galerie et forment une dalle qui supporte la pression du terrain .

L'état d'équilibre limite est conservé quand la dilatation latérale du terrain engendrée par la précontrainte des boulons donne sur la surface de cisaillement une pression si grande que les forces de frottement équilibrant la poussée de la zone détendue. La longueur du boulon est déterminée par la formule :

$$l_b = \frac{2 \gamma b^3 S}{n N m^2 f^3} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) \quad m$$

Repartition des boulons :

$$X = \frac{\sqrt{K-1} + \sqrt{K}}{2 n_1} b \quad m$$

n : Nombre de boulons sur la ligne

N : Force de compression d'un boulon Kg/cm²

γ : Poids volumique du terrain Kg/cm³

b : Demie largeur de la galerie

m : Coefficient de poussée latérale

f : Coefficient de Protodiakonov

ϕ : Angle de frottement interne

S : Coefficient de sécurité

K : Nombre de tranches à partir de l'axe de la galerie

n_1 : Nombre de tranches

Le calcul des paramètres du soutènement par boulonnage présenté ci-dessus est très général car il concerne un terrain de différentes compositions et propriétés physicomécaniques. L'utilisation de cette théorie est justifiée dans le cas des roches compactes du toit flechis dans les conditions de grande rigidité des appuis.

En pratique l'obtention d'une grande poussée latérale par boulonnage est presque impossible.

A-3) Théorie énergétique de YOURTSCHENKO :

La théorie énergétique de Yourtschenko est basée sur le bilan énergétique "boulon-terrain" qui permet de calculer les paramètres du soutènement par boulonnage.

Le toit boulonné est soumis au desserement des couches jusqu'au moment où l'énergie des couches boulonnées sera équilibrée par le travail des boulons .

Le caractère empirique des équations détermine l'étendue de leur utilisation.

-Longueur des boulons :

$$l_b = \left(\frac{1}{3} + \frac{1}{4} \right) b \sqrt[4]{f} \quad \text{m}$$

-Affaissement admissible du toit :

$$a_{\text{adm}} = 0.032 \frac{l \sqrt[3]{1}}{f \sqrt[3]{t+1}} \quad \text{m}$$

-Travail des forces provoquant la déformation du toit :

$$A = 0.27 \quad l \quad b \quad a \quad \cos \alpha \quad \text{Kgf}$$

Pour $a \leq a_{\text{adm}}$

-Travail d'un boulon :

$$Q = 0.5 \quad S \quad K_t \quad (P_0 + P_k) \quad \text{Kgf.m}$$

-Nombre de boulons par unité de surface du toit :

$$n = \frac{A}{Q} \quad (1 - K) \quad \text{boulons/m}^2$$

K : Coefficient de dispersion de l'energie du terrain

$$K = 0.46 \sqrt{\frac{a}{a_{adm}}} \sqrt[4]{f}$$

b : Hauteur de la voute de pression m

f : Coefficient de Protodiakonov

l : Largeur de la galerie m

t : Nombre de fissures par unité de surface

a : Affaissement du toit m

γ : Poids volumique des roches Kgf/cm²

α : Angle de pendage des couches du toit

S : Allongement du boulon sous l'effet des charges P₀ et P_k m

K_t : Coefficient de la durée de travail des boulons

$$K_t = (0.5 - 0.8)$$

P₀ : Tension initiale du boulon Kgf

P_k : Charge finale Kgf

B)-Méthodes graphiques :

B-1)Théorie de PANEK :

D'après PANEK , le boulonnage provoque le renforcement du toit lequel on obtient par le frottement et l'agrafage .

Tout les deux facteurs peuvent etre ensemble ou séparement.

L'abaque élaboré sur la base des formules de PANEK peut etre utilisé pour contrôler les paramètres déterminés par les méthodes analytiques.

Connaissant les conditions locaux et le coefficient de renforcement du toit (déterminé par le monogramme) , nous pourrons évaluer est ce que les paramètres choisis assurant la stabilité du toit et avec quel coefficient de sécurité.

-Affaissement du toit avant le boulonnage :

$$e = \frac{0.324 \gamma L^4}{E t} \quad m$$

-Diminution de l'affaissement du toit boulonné:

$$\Delta e = 0.0858 \left(\frac{\gamma L^{2/3}}{E} \right) \left(\frac{L}{t} \right) \left(\frac{L}{b} \right)^{1/2} \left(\frac{h}{t} - 1 \right) \left(\frac{P}{E L} \right)^{1/3} n \quad m$$

-Diminution relative de l'affaissement du toit:

$$D = \frac{\Delta e}{e} = 0.265 \frac{\sqrt{\frac{n P (h/t - 1)}{\gamma}}}{\sqrt{b L}}$$

-Coefficient de renforcement exigé par le toit:

$$\Psi = \frac{1}{1 - D}$$

- E : Module d'élasticité des roches Kgf/cm²
- Ψ : Poids volumique Kgf/cm³
- h : Longueur du boulon m
- l : Distance entre les boulons m
- n : Nombre de boulons sur la largeur de la galerie

B-2) Théorie de SALUSTOVITSCH-PANEK :

Cette théorie constitue la combinaison de la théorie de la voute de pression de Salustovitsch avec la théorie d'agrafage des couches du toit de Panek.

En ayant comme base le coefficient de renforcement du toit exigé on peut calculer les principaux paramètres du soutènement par boulonnage et vérifier si le renforcement du toit protège contre la formation de la voute de pression .

Pour éliminer par boulonnage la possibilité de création de la voute de pression ,il faut remplir la condition suivante:

$$\Psi' = \frac{(m - 2) Pz}{(m - 1) Rt} \quad \begin{matrix} \diagdown \\ \diagup \end{matrix} \quad \Psi'' = \frac{1}{1 - D}$$

m : inverse du coefficient de poisson

Pz : pression verticale MN/m²

Rt : Résistance des roches à la traction MN/m²

D : Diminution relative de l'affaissement du toit

Ψ' : Coefficient de renforcement du toit exigé

Ψ'' : Coefficient de renforcement du toit boulonné obtenu

Pour la pratique on a élaboré deux abaques , l'un nous donne le coefficient de renforcement du toit exigé (Ψ') et l'autre nous donne le coefficient de renforcement du toit boulonné obtenu (Ψ'').

Si :

- $\Psi' \leq \Psi''$, théoriquement il n'y aura pas de voute de pression.
- $\Psi' > \Psi''$, il faut tenir compte de la possibilité de création de la voute de pression.

Les équations de la théorie de Salustovitsch-Panek à partir desquelles on détermine les paramètres du boulonnage sont :

-Rapport des demi-axes de l'ellipse de pression:

$$n = \frac{a}{b} = 0.5 (m - 2 (m - 1) \frac{Rt}{Pz})$$

-Longueur du demi-axe vertical

$$a = \sqrt{ \left(\frac{W}{2} \right)^2 + n \left(\frac{L}{2} \right)^2 } \quad m$$

-Hauteur de la voute de decharge:

$$F = a - \frac{W}{2} \quad m$$

-Longueur du boulon:

$$Lb \geq 1.5 F$$

-Coefficient de renforcement du toit :

$$\Psi = \frac{1}{1 - D}$$

-Verification du renforcement du toit:

$$n = 0.5 (m - 2 + (m - 1) \Psi \frac{Rt}{Pz}) \leq 0$$

-Resistance du boulon à la rupture:

$$K \geq x \Pi y F \delta \quad \text{Kgf/cm}^2$$

B-3)Theorie de KOLAR:

A la base des études faites sur les modèles ,Kolar a élaboré un abaque permettant de calculer la longueur des boulons et la distance entre eux .

Les paramètres du boulonnage ainsi déterminés sont donnés en fonction de la géométrie de l'excavation , de la profondeur de la galerie, de la résistance des roches et de l'épaisseur de la couche du toit dévoilée.

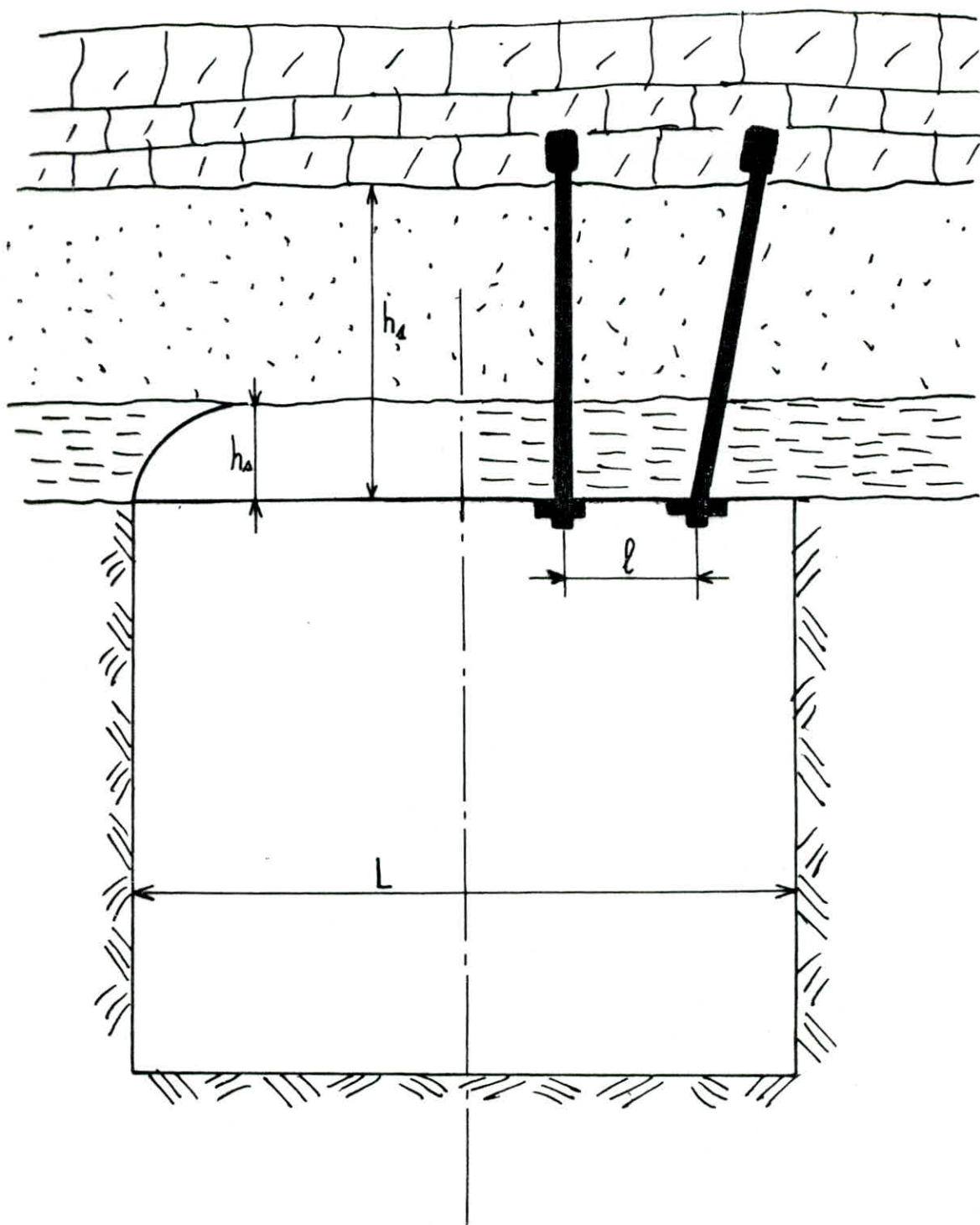
L'emploi de l'abaque de Kolar est illustré par un exemple indiqué au trait interrompu (voir abaque).

L'inconvénient de cette méthode , c'est qu'elle néglige les paramètres donnant la résistance des boulons.

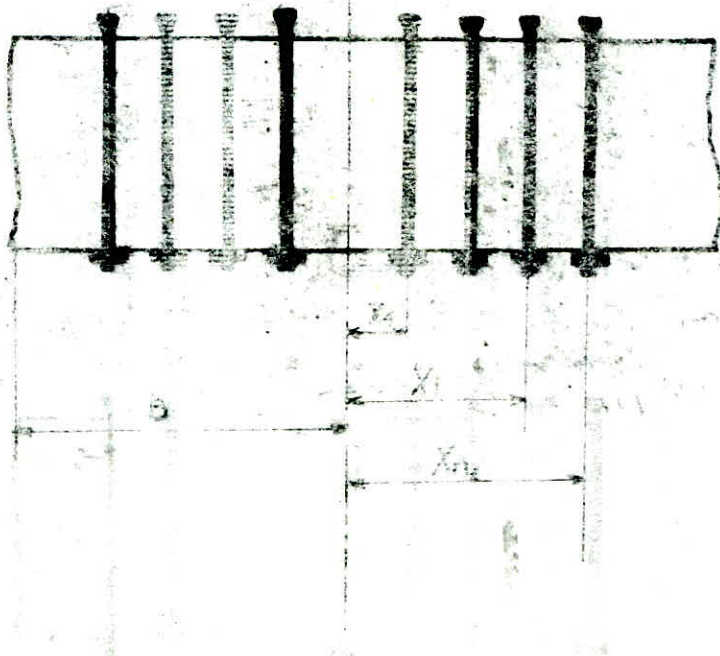
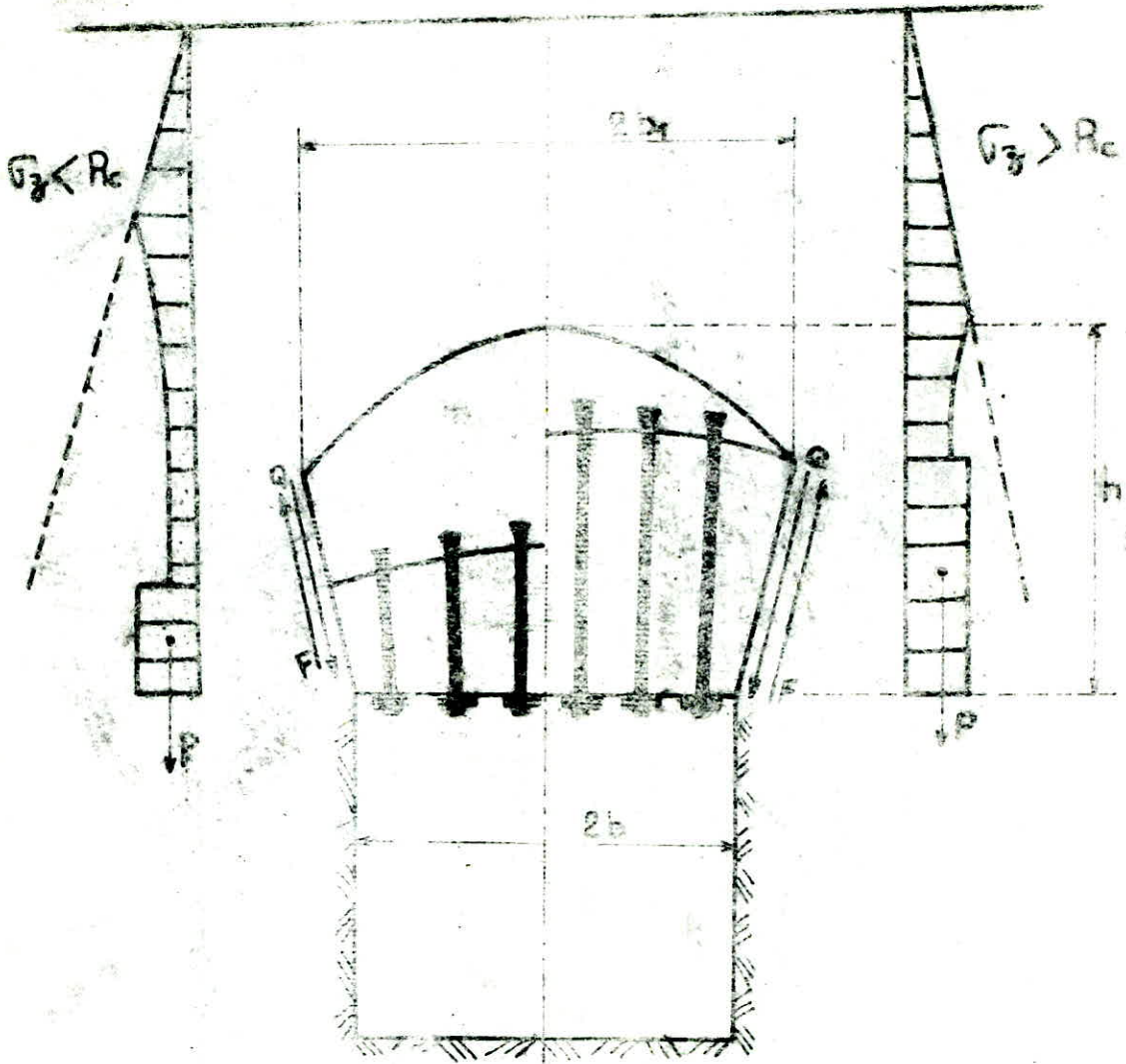
Par suite et par manque de données, on ne pourra déterminer la grandeur de la tension initiale ainsi que la caractéristique du travail des boulons.

L'abaque s'utilise dans le cas où les boulons maintiennent le poids des roches de la voûte de décharge.

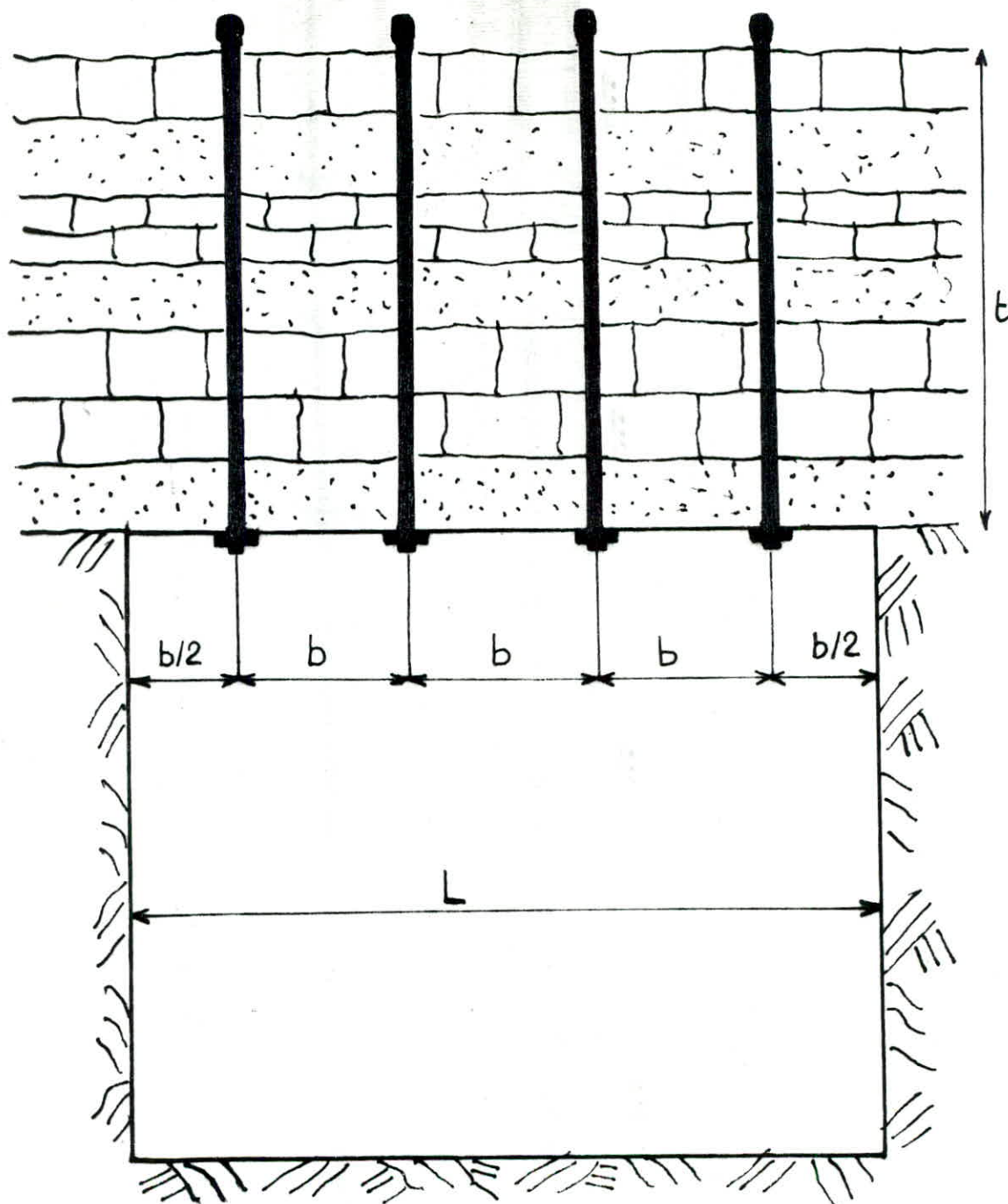
Schema d'accrochage



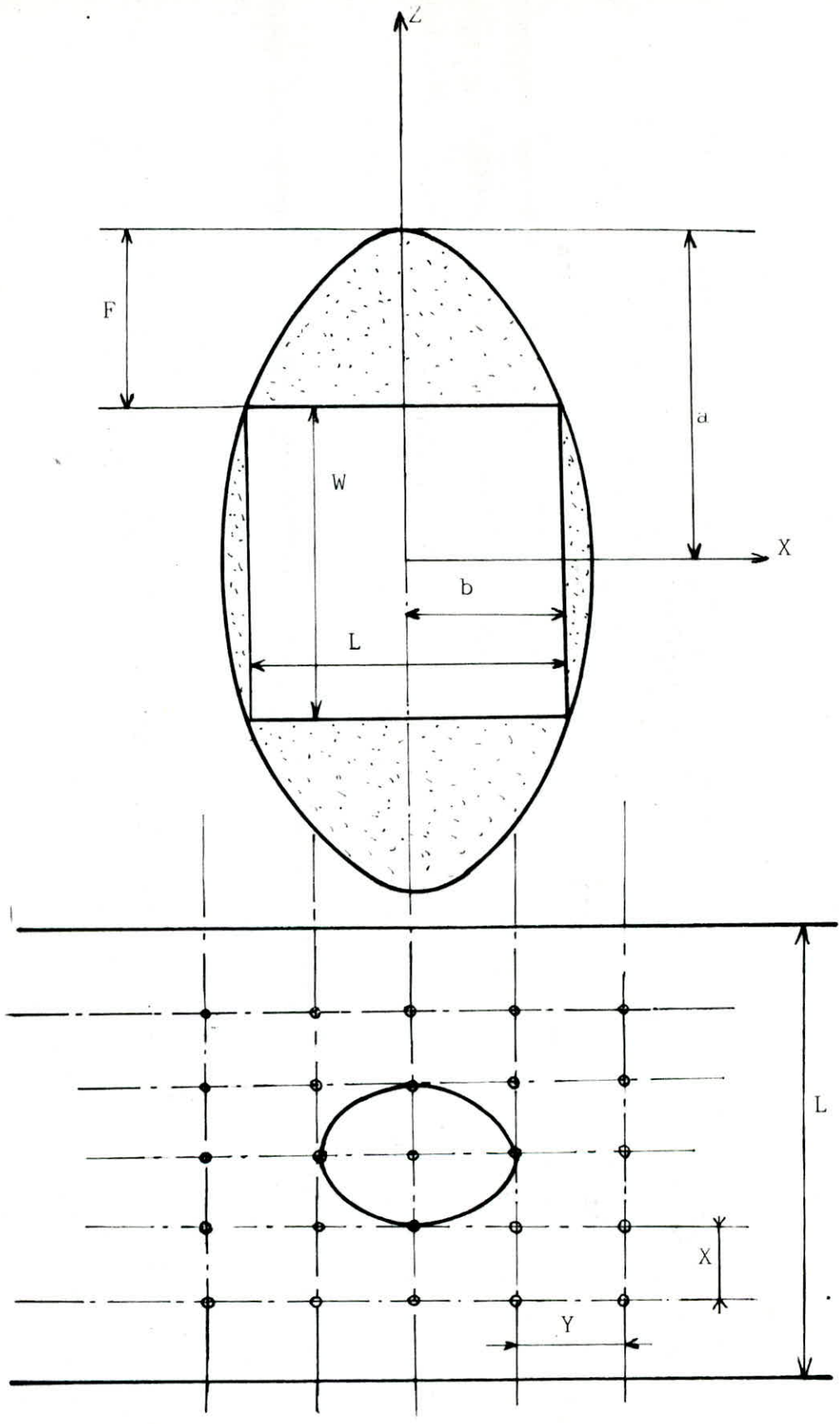
La Voute susceptible



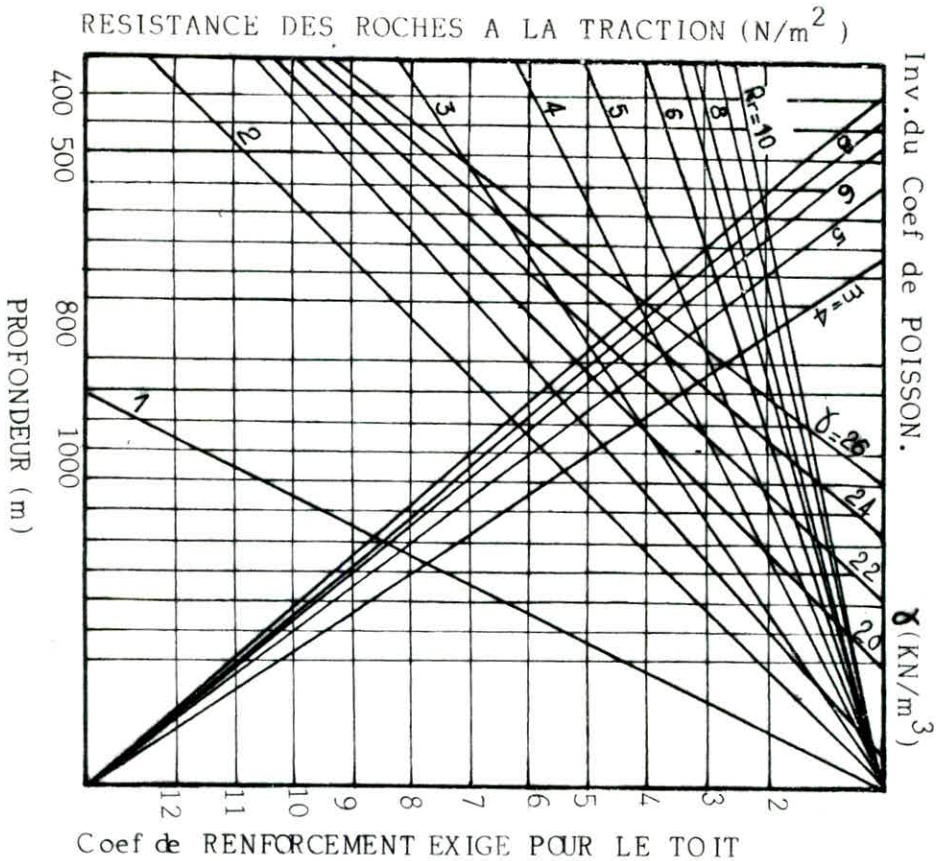
Schema d'agrafage



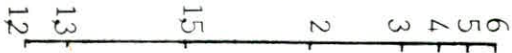
Voute de decharge (SALUSTOVICH)



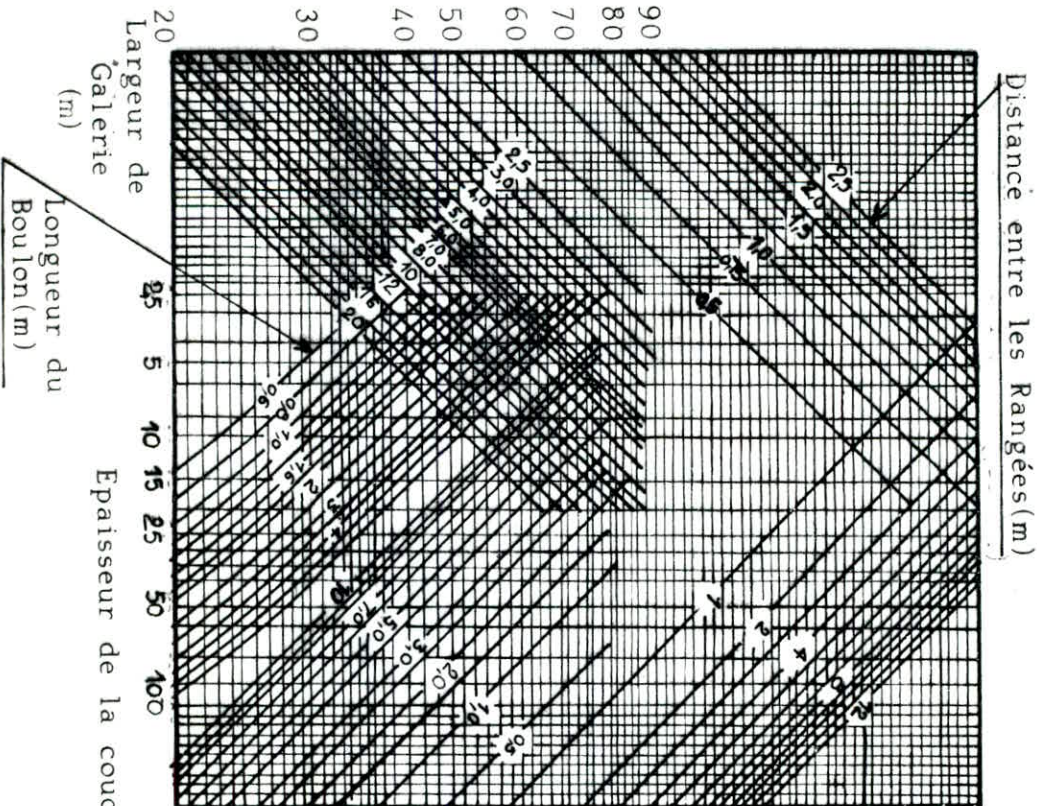
Abaque de PANEK



Coef de RENFORCEMENT du TOIT BOULONNE

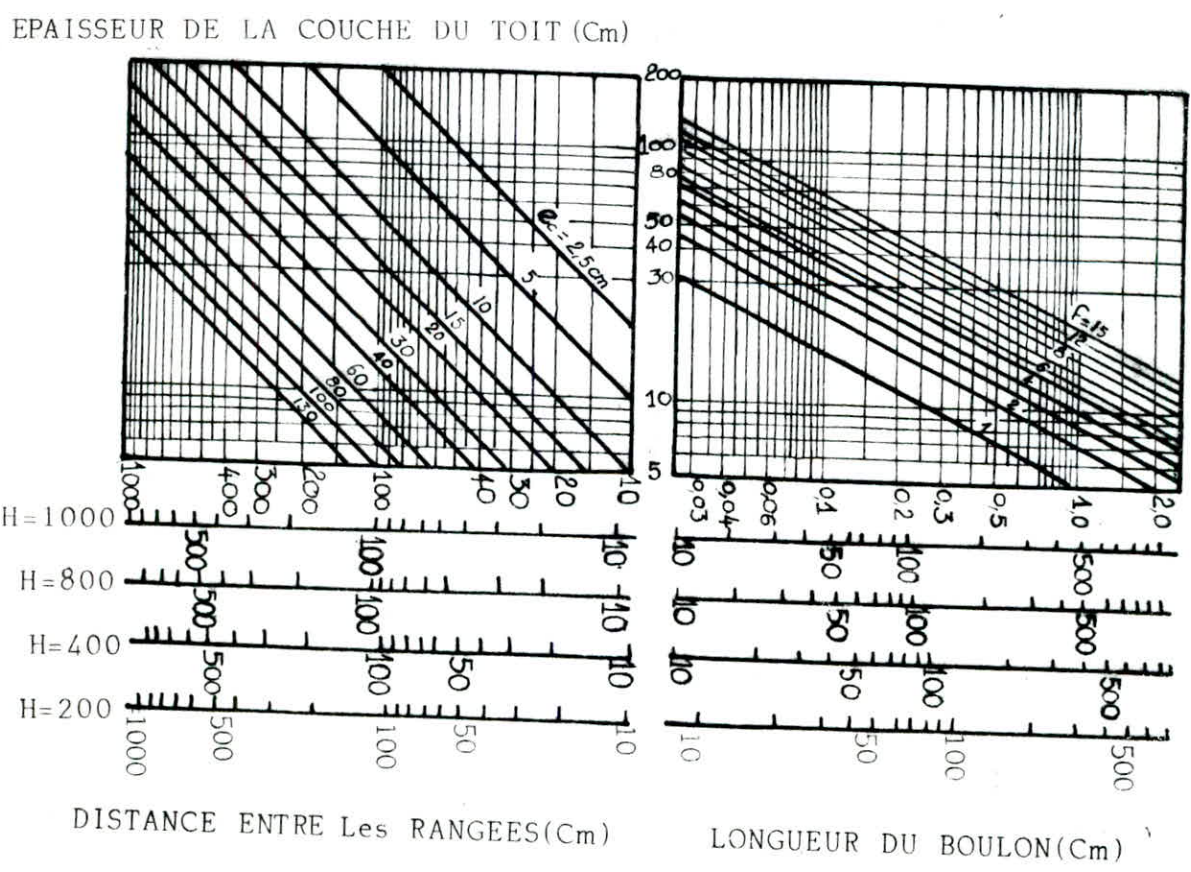
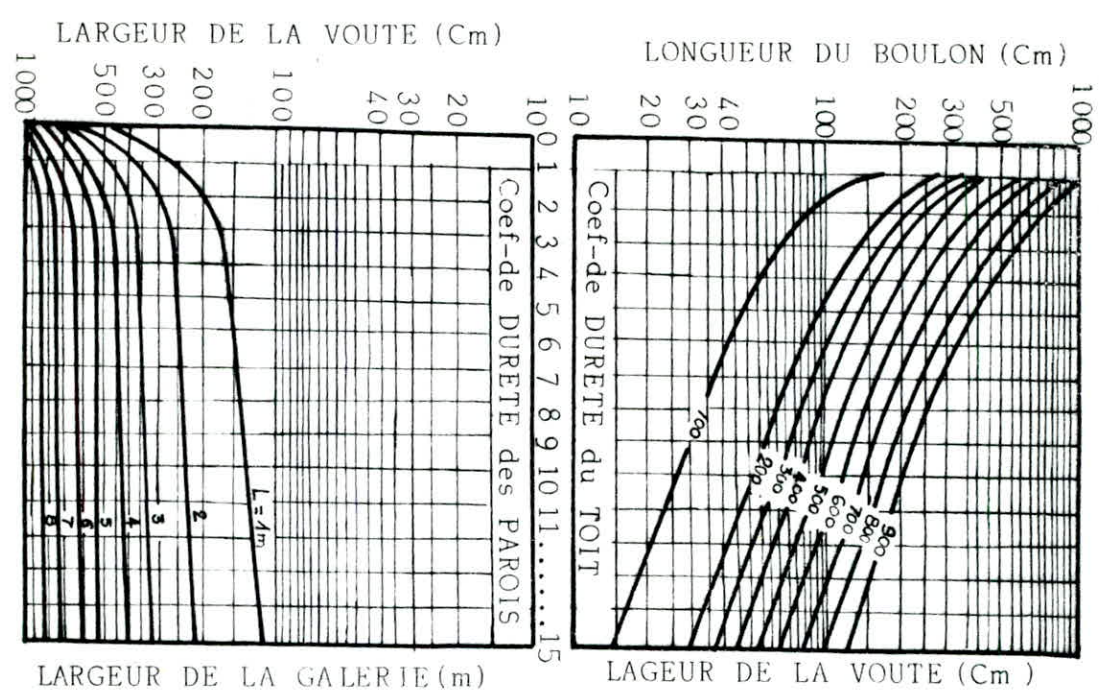


Diminution de L'affaissement du toit (%)



Tension du Boulon (KN). Nombre de Boulons sur largeur de la galerie

Abaque de VOLAR



CHAPITRE VI

EXEMPLE D'APPLI- CATION "GISEMENT D'EL ABED"

EXEMPLE D'APPLICATION DU GISEMENT D'EL ABED

VI-1 PRESENTATION DU GISEMENT D'EL ABED :

a) Historique :

Le gisement polymétallique d' EL-ABED est connu à partir de 1940, pendant la première étape, il a été étudié avec le gisement BOUBEKEUR du Maroc par des sondages de surface. Les travaux d'exploitation débutent en 1952 par une exploitation sélective .

Au mois de mai de 1966, la mine a été nationalisée et sur la base des recherches planifiées et menées jusqu'en 1972 par la SONAREM, le rapport géologique sur les calculs des réserves fût établi.

A ce jour, ce document est considéré pièce maitresse de base de l'étude géologique du gisement.

b) Situation géographique :

Le gisement d'EL ABED se situe à l'extrême Nord-ouest de l'Algérie, directement à la frontière marocaine, sur le territoire de la wilaya de Tlemcen, à 42 Km au sud de la ville de Maghnia, à 58 Km au sud-ouest de la ville de Tlemcen .

c) Situation géologique :

Le gisement d'El ABED se trouve dans les limites des hauts plateaux du môle oranais et se caractérise par un relief de montagnes aux altitudes absolues de 1260 m à 1550 m .

Le gisement se rapporte au type stratiforme. Les corps de minerai en couches se trouvent dans les roches sédimentaires métamorphiques disloquées. L'horizon minier dans lequel le corps minéralisé est localisé, existe dans les dolomies du lias reposant sur la limite de deux étages structuraux, paléozoïque et mésozoïque, les roches encaissantes sont plissées et sont divisées par une série de failles fracturées au chevauchement accompagnées de zones de brèches.

Le gisement des corps de minerai est rendu complexe par des déplacements post minéralisés verticaux qui créent une structure de petits blocs de "clavier", ce qui rend à son tour très difficile l'acquisition des travaux d'exploitation. La minéralisation est du type dissimulé et en filons, dans des dolomies transformées hydrothermalement et dans des grès carbonisés.

d) Hydrogéologie :

Les conditions hydrogéologiques sont déterminées par deux facteurs :

- Une teneur en vu de l'horizon du lias
- Et une faille de rupture raide.

Vu que la minéralisation existe dans les roches du lias, les conditions hydrogéologiques perturbent la bonne marche de l'exploitation au quartier AIN-ARKO et la partie Sud-Est du quartier ALZI et EL-ABED.

Il faut souligner la complexité du gisement (Minerai pulvérulent, instabilité du toit et mur), ce qui rend l'exploitation difficile et provoque des pertes considérables de réserves classées par la suite en réserves inactives, ainsi que le ralentissement des ouvrages miniers souterrains.

VI-2 ETUDE DE LA STABILITE :

A) Propriétés physico-mécaniques des roches :

Les propriétés physico-mécaniques des roches sont des facteurs essentiels qui influent sur les caractéristiques des processus se produisant dans le massif rocheux pendant et après l'exécution des travaux.

a- Masse volumique :

La masse volumique est déterminée par la masse et le volume de la roche à l'état naturel.

Etapas de travail :

- 1) dans un séchoire, on fait sécher les échantillons à la température de 105 ° à 110° , et puis on les refroidis jusqu'à la température ambiante.
- 2) on pèse chaque échantillon (en gr.)
- 3) on mesure les dimensions des échantillons
- 4) on calcule le volume de l'échantillon par les formules suivantes :

* forme cubique : $V = a * b * h$ [cm³]
a,b,h sont les valeurs moyennes des dimensions de l'échantillon [en cm]

* forme cylindrique :

$$V = \frac{\pi * d^2 * h}{4} \quad [\text{cm}^3]$$

d: diamètre moyen du cylindre [cm]

h: hauteur moyenne du cylindre [cm]

5) on calcule la masse volumique par la formule suivante

$$\rho = M/V \quad [\text{g/cm}^3]$$

M: masse de l'échantillon sec à l'état naturel [g]

V: volume de l'échantillon [cm³]

La valeur moyenne de la masse volumique des roches est :

$$\rho = 2.6 \text{ t/m}^3$$

* Poids volumique des roches (poids spécifique) :

$$\delta = \rho * g \quad [\text{Kgf/cm}^3]$$

ρ : masse volumique de la roche , = 2.6 t/m³

g : intensité de la pesanteur , g = 10 N/Kg

$$\begin{aligned} \text{d'où} \quad &= (2.6 \cdot 10^3) * 10 = 2.6 \cdot 10^4 \text{ N/m}^3 = 26 \text{ N/m}^3 \\ &= 0.0026 \text{ Kgf/cm}^3 \end{aligned}$$

b- Resistance à la compression " σ_c " :

C'est la tension admissible (contrainte admissible) quand un échantillon de la roche est détruit.

Etapas de travail :

1) préparation d'échantillons de forme régulière pouvant être :

- cubique de dimensions 5*5*5 cm ou 10*10*10 cm
- cylindrique avec la relation :

$$1 \leq h/d \leq 2$$

d: diamètre de l'échantillon [cm]

h: Hauteur de l'échantillon [cm]

- 2) on mesure les dimensions des échantillons
- 3) on casse à la presse Hydraulique chaque échantillon
- 4) la résistance à la compression est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{comp} = P/F \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

P: charge de destruction [kg]

F: surface transversale de l'échantillon [cm²]

La valeur moyenne de la résistance à la compression des roches est :

$$\bar{\sigma}_{comp} = 600 \text{ Kgf/cm}^2$$

* Résistance à la compression de longue durée "Rcomp":

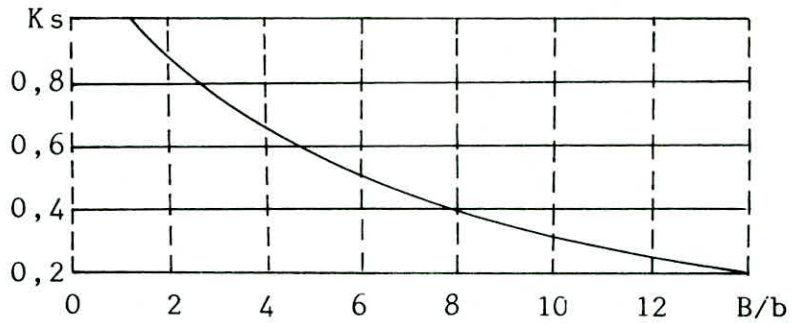
$$R_{comp} = \sigma_{comp} * K_s * \left\{ \begin{array}{l} \text{ } \\ \text{ } \end{array} \right. \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

Ks: coefficient d'affaiblissement de structure sa valeur peut-être déterminer de la manière suivante :

- soit par un tableau :

Distance entre fissures [m]	Ks
> 1.5	0.9
1.5 - 1	0.8
1 - 0.5	0.6
0.5 - 0.1	0.4
< 0.1	0.2

- soit par la méthode graphique :



B: dimension de la partie du massif rocheux

b: dimension du bloc structural (distance entre fissures)

Dans notre cas, vu la fracturation du terrain, on peut prendre $K_s = 0.8$

ψ : coefficient de la résistance de longue durée , le coefficient montre la diminution de la résistance de la roche avec l'accroissement de la durée de changement .

les valeurs de ce coefficient sont prises de la manière suivante :

- pour les roches fragiles :

$$\psi = 0.7 \text{ à } 1$$

- pour les roches élastiques :

$$\psi = 0.5 \text{ à } 0.7$$

Dans notre cas, la valeur du coefficient de longue durée (ψ) , peut être évalué à :

$$\psi = 0.6$$

$$\begin{aligned} \text{d'où : } R_{\text{comp}} &= \sigma_{\text{comp}} * K_s * \dots = 600 * 0.8 * 0.6 \\ R_{\text{comp}} &= 288 \text{ Kgf/cm}^2 \end{aligned}$$

c- Résistance des roches à la traction (σ_{tr}) :

Pour les roches ayant $\sigma_{\text{tr}} \leq 5 \text{ MPa}$, la résistance à la compression est égale à :

$$\sigma_c = 20 \sigma_{\text{tr}} \text{ à } 10 \sigma_{\text{tr}}$$

En pratique, si on connaît pas exactement σ_{tr} , on prend :

$$\sigma_{\text{tr}} = 0.1 \sigma_{\text{comp}}$$

Pour la détermination de la résistance à la traction, on utilise la méthode brésilienne .

On utilise des carottes sans traitement préalable et les échantillons doivent être de forme cylindrique.

Etapes de travail :

- 1) on fragmente la carotte de sondage pour préparer des échantillons avec la relation :

$$L/d = 1$$

L: Hauteur de l'échantillon [cm]

d: diamètre de l'échantillon [cm]

- 2) On mesure la hauteur et le diamètre de chaque échantillon
- 3) On casse à la presse hydraulique chaque échantillon

4) La résistance à la traction est donnée par la formule de GERSE:

$$\sigma_{tr} = \frac{2 * P}{\pi * d * L} = 0.64 \frac{P}{d * L} \quad [\text{Kgf/cm}^2]$$

Dans le cas des roches faibles (f = 2 à 3), on peut calculer σ_{tr} par :

$$\sigma_{tr} = 0.85 \frac{P}{d * L}$$

P: charge de destruction [Kgf]

Dans notre cas, σ_{tr} n'est pas connue exactement, cependant on se réfère au calcul suivant :

$$\sigma_{tr} = 0.1 * \sigma_{comp}$$

$$\sigma_{comp} = 600 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sigma_{tr} = 0.1 * 600 = 60 \text{ Kgf/cm}^2$$

* Résistance à la traction de longue durée (Rtr):

$$Rtr = \sigma_{tr} * K_s *$$

$$Rtr = 60 * 0.8 * 0.6 = 28.8 \text{ Kgf/cm}^2$$

d) Angle de frottement interne :

$$\text{tg } \varphi = \frac{\sigma_{comp} - \sigma_{tr}}{\sigma_{comp} + \sigma_{tr}}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{600 - 60}{600 + 60} = \frac{540}{660} = 0.82$$

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi = 0.82 & \implies \varphi = \operatorname{Artg} 0.82 \\ & \implies \varphi = 39.35^\circ \end{aligned}$$

e) Coefficient de dureté de la roche :

D'après " PROTODIAKONOV ", on appelle dureté des minéraux et des roches , leur résistance aux actions mécaniques .

Ce coefficient est donné par :

$$f = \frac{\sigma_{\text{comp}}}{100}$$

$$\sigma_{\text{comp}} = 600 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$f = \frac{600}{100} = 6$$

la valeur de la dureté dépend de la stabilité, de la viscosité de la structure, ainsi que de la composition minéralogique des roches.

B) Etat de contraintes du Massif rocheux :

B1- Contraintes verticales et horizontales :

l'existence de la fissuration dans le massif permet de considérer ce dernier comme étant composé de différents blocs structuraux dont leur cohésion entre eux est hypothétique ,

cependant en absence des grandes structures tectoniques, l'existence de la petite fissuration en elle même n'influe pas d'une manière remarquable sur le caractère de la répartition des charges des contraintes, en d'autres termes, les contraintes dans le massif ne dépassent pas la limite d'élasticité. l'existence du type de déformations des roches dans le massif considéré dépasse les dimensions d'un bloc structural donné. Dans ce cas l'appréciation de l'état de contraintes du massif peut se fixer comme pour un massif uniforme et élastique. Dans le massif uniforme et élastique n'ayant ni espaces vides ni fissures tectoniques, la valeur maximale des contraintes principales agissant dans la direction verticale sur une surface horizontale peut être appréciée par les formules suivantes :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \gamma * H \\ \sigma_x = \sigma_y &= \lambda_1 z\end{aligned}$$

$$\text{avec: } \lambda_1 = \frac{u}{1 - u}$$

u : coefficient de POISSON

pour les roches, le coefficient de POISSON varie de 0.15 à 0.35

Si le massif est considéré du point de vue de la mécanique comme étant un milieu meuble, on aura :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \gamma * h \\ \sigma_x = \sigma_y &= \lambda_2^* z\end{aligned}$$

$$\text{avec: } \lambda_2^* = \frac{2}{\tan^2(45 - \varphi/2)}$$

φ : angle de frottement interne

H : profondeur à laquelle se trouve l'ouvrage minier.

Application numérique :

on considère le milieu comme étant élastique.

- contrainte verticale :

$$\sigma_z = \gamma * H$$

avec $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$ et $H = 400 \text{ m}$

d'où $\sigma_z = 26 * 400 = 10400 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_z = 104 \text{ Kgf/cm}^2$$

- contrainte horizontale :

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda_1 * \sigma_z$$

$$\text{avec } \lambda_1 = \frac{u}{1 - u} \quad \text{et } u = 0.25$$

$$\lambda_1 = \frac{0.25}{1 - 0.25} = 0.33$$

d'où $\sigma_x = \sigma_y = 0.33 * 104 = 34.32$

$$\sigma_x = 34.32 \text{ Kgf/cm}^2$$

B2- Appréciation du degré de stabilité des roches entourant l'ouvrage

Après creusement des ouvrages souterrains, des zones de tensions élevées et basses surgissent et peuvent être mêmes des tensions de tractions. Les grandeurs des tensions dépendent de la forme transversale des ouvrages. L'état de contraintes des roches sur le contour de l'ouvrage horizontal est déterminé par la grandeur de la tension de compression maximale pour les parois et la tension de traction minimale pour le toit .

- Pour les parois : $\sigma_{\max} = K_1 * \gamma * H$

- Pour les toits : $\sigma_{\min} = K_2 * \lambda_1 * H * \gamma$

Où K1 et K2 sont respectivement le coefficient de concentration de tension de compression et de traction, et ils sont déterminés d'après le tableau suivant :

forme de la section transversale	hauteur de la voûte	Paramètre de la voûte	coefficient de concentration	K1	K2	f
voûte et pieds droits	1/4 b	0.905 b	0.173 b	2	0.4	≥12
	1/3 b	0.692 b	0.262 b	2	0.3	≤12
	1/2 b	0.5 b	-	2	0.25	≤12
trapézoïdale	-	-	-	2	1.0	-

Avec b : largeur de la galerie [m]

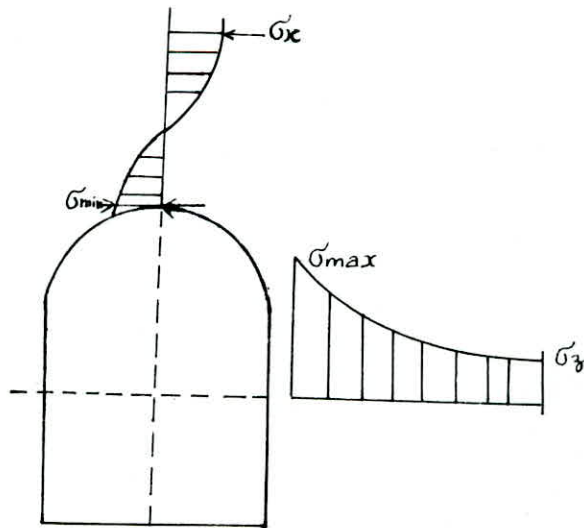
Détermination des contraintes sur le contour de l'excavation :

$$\sigma_{\max} = K1 * \gamma * H$$

$$\sigma_{\min} = K2 * \lambda_1 * H * \gamma$$

avec $\lambda_1 = \frac{u}{1-u}$ et $u = 0.25$

$$\gamma = 26 \text{ KN/m}^3 ; H = 400 \text{ m}$$



K1 et K2 sont déterminés d'après le tableau précédent et ça suivant le coefficient de durté de la roche et la hauteur de la voûte.

On note que : K1 = 2 et K2 = 0.3

d'où : $\sigma_{\max} = K1 * \gamma * H$
 $\sigma_{\max} = 2 * 2.6 * 400 = 2080 \text{ KN/m}^2$
 $\sigma_{\max} = 208 \text{ Kgf/cm}^2$

$$\sigma_{\min} = K2 * \gamma * H * \lambda_1$$

avec : K2=0.3 ; $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$; H= 400 et $\lambda_1 = 0.33$
 alors $\sigma_{\min} = 34.32 \text{ Kgf/cm}^2$

Remarque :

Le contour de l'ouvrage est considéré comme stable si la tension sur le contour ne dépasse pas la résistance du massif rocheux à la compression et à la traction .

C'est-à-dire :

Rcomp

- pour les parois $Np = \frac{\text{-----}}{\sigma_{\max}} \geq 1$

Rtr

- pour les toits $Nt = \frac{\text{-----}}{\sigma_{\min}} \geq 1$

Np : degré de stabilité aux parois

Nt : degré de stabilité au toit

- Calcul des degrés de stabilité :

Rcomp 288

- $Np = \frac{\text{-----}}{\sigma_{\max}} = \frac{\text{-----}}{208} = 1.38$

Rtr 28.80

- $Nt = \frac{\text{-----}}{\sigma_{\min}} = \frac{\text{-----}}{34.32} = 0.83$

Selon les degrés de stabilité du toit et des parois , on conclue que le toit est faible , par contre les parois sont relativement stables

VI-3 DETERMINATION DES PARAMETRES TECHNOLOGIQUES DU SOUTENEMENT PAR BOULONNAGE :

A- Méthode analytique :

1- Choix de la forme de la section transversale :

la forme de la section transversale de l'excavation dépend principalement des propriétés mécaniques et physiques des roches traversées, de la durée de vie de l'excavation et de sa destination. Notre but est de chercher à donner aux ouvrages une forme optimale tant sur le plan structural (résistance aux efforts appliqués, charge des terrains, pression d'eau, séisme, charge de service) que sur le plan économique (facilité d'exécution) .

La forme de l'ouvrage a une incidence importante sur l'agencement intérieur des différents éléments qui y sont inclus.

Le contour intérieur de l'ouvrage tient compte principalement du gabarit nominal qui ne doit pas être engagé par aucun obstacle fixe permanent .

2- Dimensions de la section transversale :

a) largeur nette de l'excavation " L " :

$$L = 4 \text{ m}$$

b) Hauteur du pied droit de l'excavation " h " :

$$h = 3 \text{ m}$$

c) Paramètres de la voûte de l'excavation :

* Rayon d'axe de la voûte de l'excavation " R " :

$$R = 0.692 L$$

$$L = 4 \text{ m} \quad \text{d'où :} \quad R = 0.692 * 4$$

$$R = 2.77 \text{ m}$$

* Rayon latéral de la voûte de l'excavation " r " :

$$r = 0.262 * L$$

$$r = 0.262 * L$$

$$r = 1.05 \text{ m}$$

e) Section de l'excavation " S " :

$$S = L (0.262 * L + h)$$

$$S = 4 (0.262 * 4 + 3)$$

$$S = 16.19 \text{ m}^2$$

3- Détermination de la hauteur de la voûte de décharge :

Considérons La méthode de SALUSTOVITCH pour déterminer la hauteur de la voûte de décharge, et par suite déterminer les paramètres nécessaires au soutènement par boulonnage.

D'après cette théorie :

La partie des roches se trouvant à l'intérieur de la voûte de pression reste non équilibrée et a tendance de tomber à l'intérieur de l'excavation , exerçant ainsi une pression sur le soutènement .

Sur le toit, nous avons la contrainte horizontale :

$$\text{Sig(max)} = P_x (1 + 2 A/B) - P_z R_{tr}$$

où :

P_x : pression horizontale [MN/m²]

P_z : pression verticale [MN/m²]

R_{tr} : résistance des roches du toit à la traction [MN/m²]

A : axe horizontal de la zone de fracturation [m]

B : axe vertical de la zone de fracturation [m]

on a :

$$P_x = \frac{u}{1-u} \cdot P_z \text{ avec } P_z = \gamma * H$$

u : coefficient de poisson ; u=0.25

γ : poids volumique des roches [MN/m³]

H : profondeur à laquelle se trouve l'ouvrage [m]

d'où l'on tire l'expression générale :

$$n = \frac{A}{B} = \frac{1}{2} [m-2 + (m-1) \frac{R_{tr}}{P_z}]$$

où : m = 1/u

La partie des roches non équilibrée, se trouvant autour de la galerie, forme une ellipse d'équation :

$$\left(\frac{X}{(B/2)} \right)^2 + \left(\frac{Z}{(A/2)} \right)^2 = 1$$

soit un point M de l'ellipse de coordonnées (l/2 ; w/2) d'où l'équation de l'ellipse sera égale à :

$$\left(\frac{L}{B} \right)^2 + \left(\frac{w}{4} \right)^2 = 1$$

- l'axe horizontal de la zone de fracturation :

$$A = \sqrt{(n * L)^2 + w^2} \quad [m]$$

- l'axe vertical de la zone de fracturation :

$$B = \sqrt{L^2 + (w/n)^2} \quad [m]$$

- La hauteur de la voûte de décharge :

$$F = A/2 - w/2 \quad [m]$$

Application numérique :

$$* \quad n = A/B = 1/2 [m^{-2} + (m-1) \frac{R_{tr}}{P_z}]$$

où : $m = 1/u$ avec $u = 0.25 \implies m = 1/0.25 = 4$

$$R_{tr} = 14.4 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$P_z = - \gamma * H$$

avec : $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$ et $H = 400 \text{ m}$

d'où : $P_z = - 26 * 400 = -10400 \text{ KN/m}^2$

$$P_z = - 104 \text{ Kgf/cm}^2$$

alors :

$$n = 1/2 [4^{-2} + (4-1) \frac{14.4}{-104}] = 0.79$$

$$n = 0.79$$

* largeur de l'axe vertical de la zone de fracturation :

$$A = \sqrt{ n^2 * L^2 + w^2 } \quad [m]$$

avec : $w = 0.262 L + h$

où L : largeur de l'excavation ; L = 4 m

h : hauteur du pied droit de l'excavation ; h = 3 m

d'où :

$$A = \sqrt{ n^2 * L^2 + (0.262 * L + h)^2 }$$

$$A = \sqrt{ (0.79)^2 * (4)^2 + (0.262 * 4 + 3)^2 }$$

$$A = 5.14 \text{ m}$$

* hauteur de la voûte de décharge :

$$F = A/2 - w/2$$

avec : $w = 0.262 L + h = 0.262 * 4 + 3 = 4.05 \text{ m}$

et : $A = 5.14 \text{ m}$

d'où :

$$F = 5.14/2 - 4.05/2 = 0.54$$

$$F = 0.54 \text{ m}$$

Suivant les degrés de stabilité et la hauteur de décharge et tenant compte aussi des exigences géologiques, nous concluons que notre ouvrage minier se trouve dans un milieu relativement instable, irrégulier et fracturé .

Afin de réduire ces déformations , nous utilisons préalablement le soutènement par boulonnage à ancrage réparti.

4- Longueur des boulons " Lb " :

$$Lb = 1.5 * F \quad \text{avec : } F = 0.54 \text{ m}$$

$$Lb = 1.5 * 0.54 = 0.81$$

$$Lb = 0.81 \text{ m}$$

Comme l'influence des travaux de tire sur la zone de fissuration est d'environ 1 m, il faut mettre des boulons de longueur supérieure à la longueur de la zone de fissuration pour éviter l'effondrement du toit de la galerie .

$$\text{soit : } Lb = 1.2 \text{ m}$$

5- Densité d'installation des boulons :

Soit : $P * nc$

$$D = \frac{\quad}{Rb} \quad [\text{boulons /m}^2]$$

$$Rb$$

$$nc : \text{coefficient de charge} \quad nc = 1.5$$

P : Intensité de la pression verticale :

$$P = F * \gamma \quad [\text{Kg/ cm}^2]$$

$$P = 0.54 * 2.6 = 1.4 \text{ t/m}^2$$

$$P = 0.14 \text{ Kg/cm}^2$$

Rb : Capacité de la résistance du boulon à la traction.
Cette capacité est déterminée en fonction du type d'ancrage.

Rappel théorique :

a) Ancrage ponctuel :

a1) Force d'ancrage entre les coquilles de la tête et les parois du trou d'ancrage .

soit :

$$P1 = N * Qr * U1 \quad [\text{MN}]$$

où :

Qr --> force de poussée de la coquille sur les parois du trou de boulon [MN]

N --> Nombre de coquilles (2 à 3)

U1 --> Coefficient de frottement entre les coquilles et les parois du trou d'ancrage

$$U1 = 0.6 \text{ à } 0.7$$

a2) Force agissant entre les coquilles et la noix de la tête du boulon .

soit :

$$P2 = N * Qr * \text{tg} (\Theta + y2)$$

où :

$$y2 = \text{Arctg} (U2)$$

U2 --> coefficient de frottement entre la noix et les coquilles --> U2 = 0.4

Θ --> angle de conicité de la noix.

- La valeur de la fonction Pr se calcule par :

$$Qr = Kc * dn * b * k1 \quad [\text{MN}]$$

Kc --> Résistance à la compression des roches à court terme [MN/m²]

dn --> largeur de la coquille [m]
dn = (0.03 à 0.04) m

b --> longueur de la coquille [m]
b = (0.07 à 0.08) m

K1 --> Coefficient variant de 1.5 à 2

Après transformation, on aura :

$$P1 = N * Kc * dn * b * U1 * K1 \quad [\text{MN}]$$

$$P2 = N * Kc * dn * b * K1 * \text{tg} (\theta + \gamma_2) \quad [\text{MN}]$$

La valeur de la résistance des roches à longue terme est inférieure à celle de courte terme

soit :

$$Rc = Kc/1.2 \quad [\text{MN/m}^2]$$

d'où :

$$Qr = Rc * dn * b * K1$$

soit :

$$P1 = N * Rc * dn * b * K1 * U1$$

$$P2 = N * Rc * dn * b * k1 * \text{tg} (\theta + \gamma_2)$$

a3- Capacité de la résistance de la tige en fonction de la résistance à la traction .

soit :

$$P3 = St * Rm * m \quad [\text{MN}]$$

St --> section transversale de la tige [m²]

d --> diamètre de la tige [m]

Rm --> Résistance à la traction du matériau duquel est fabriquée la tige :

$$Rm = 210;270;360 \quad [\text{MPa}]$$

m --> Coefficient de condition de travail de la tige . m = 0.9 à 1.0

Pour le calcul de la densité d'installation des boulons, on doit prendre la valeur minimale de la capacité de résistance calculée précédemment . c'est-à-dire :

$$R_b = \text{Min} (P_1 ; P_2 ; P_3)$$

b) Ancrage réparti :

Dans ce cas , la capacité de la résistance du boulon en fonction de la résistance à la traction sera :

$$R_b = St * R_m * m \quad [\text{MN}]$$

St --> section transversale de la tige

$$St = \frac{\pi d^2}{4} \quad [\text{cm}^2]$$

d --> diamètre de la tige [cm]

m --> coefficient de condition de travail de la serrure :

- pour les roches sèches : m= 0.8

- pour les roches humides: m= 0.6;0.7

Application Numérique :

Dans notre cas , nous avons opter pour un boulonnage à ancrage réparti , cependant la capacité de la résistance du boulon sera donnée sous la forme suivante :

$$R_b = St * R_m * m \quad [\text{Kgf}]$$

où :

$$St \text{ --> } \frac{\pi * d^2}{4} \text{ avec } d = 1.6 \text{ cm}$$

$$\text{--> } \frac{\pi * 1.6^2}{4} = 2.0 \text{ cm}^2$$

$$St = 2.0 \text{ cm}^2$$

Rm --> résistance à la traction du matériau duquel est fabriqué la tige

$$R_m = 3600 \text{Kgf/cm}^2$$

m --> coefficient de condition de travail de la serrure. m = 0.8

d'où :

$$R_b = 2 * 3600 * 0.8 = 5760$$

$$R_b = 5760 \text{ Kgf}$$

d'où : P * nc

$$D = \frac{R_b}{1400 * 1.5} \quad [\text{boulons} / \text{m}^2]$$

Rb

$$1400 * 1.5$$

$$D = \frac{5760}{5760} = 0.36$$

5760

$$D = 0.36 \text{ boulons} / \text{m}^2$$

Vu que les travaux de tire et leur influence sur la fissuration des roches au niveau du toit et des parements de l'excavation, on augmente la densité d'installation des boulons jusqu'à 1 boulon par m²

6- Dispositions des boulons :

- distance entre les boulons .

soit :

$$db = \sqrt{1/D} \quad [\text{m}]$$

D --> densité d'installation des boulons D = 1 boulon/m²

d'où :

$$db = \sqrt{1/1} \quad [\text{m}]$$

$$db = 1 \text{ m}$$

- Nombre de rangées des boulons :

Soit :

$$nr = L/db$$

L --> largeur de la galerie L = 4 m

db --> distance entre les boulons db = 1 m

pour cela , on a dressé le tableau suivant :

=====				
!	!	!		
! H [m] !	F [m] !	!		
!	!	!		
=====				
!	400	!	0.54	!
!	450	!	0.57	!
!	500	!	0.59	!
!	550	!	0.62	!
!	600	!	0.63	!
!	650	!	0.64	!
!	700	!	0.65	!
!	750	!	0.67	!
!	800	!	0.68	!
!	900	!	0.69	!
!	1000	!	0.71	!
=====				

B- Méthodes graphiques :

les méthodes graphiques consistent à établir un contrôle et une vérification des paramètres technologiques du boulonnage, déterminés préalablement par les méthodes analytiques .

Nous allons concrétiser ces méthodes graphiques par un exemple pratique , celui de la mine d'EL ABED .

B1- Théorie de PANEK :

PANEK eut élaboré en premier lieu, sur la base des modèles mathématiques , un abaque à partir duquel nous déterminons le coefficient de renforcement exigé pour le toit .

Ceci fut déterminé graphiquement en connaissant les caractéristiques naturelles du terrain , qui entourent l'excavation minière.

Ces caractéristiques sont comme suit :

H --> profondeur à laquelle se trouve la galerie [m]

γ --> poids volumique des roches [t/m³]

m --> inverse du coefficient de POISSON m = 1/u

Rtr --> résistance des roches à la traction [N/m²]

Application numérique :

H = 400 m ; $\gamma = 2.6 \text{ t/m}^2 = 26 \text{ KN/m}^3$

m = 1/u avec u = 0.25 ==> m = 1/0.25 = 4

Rtr = 14.4 Kgf/cm² = 1.44 MN/m²

En se référant à l'abaque, la valeur du coefficient de renforcement exigé pour le toit est évaluée à :

$$\psi' = 4.5$$

B2- Théorie de SALUSTOVITCH - PANEK :

Cette théorie constitue la combinaison de la théorie de la voûte de pression de SALUSTOVITCH avec la théorie d'agraillage des couches du toit de PANEK .

Pour la pratique , on a élaboré deux abaques, l'un pour la détermination du coefficient de renforcement exigé pour le toit et l'autre pour la détermination du coefficient de renforcement du toit boulonné.

Il faut remplir la condition suivante :

$$\psi' \leq \psi''$$

Remarque :

Pour l'exemple concernant la mine d'EL ABED, on ne peut déterminer le coefficient de renforcement du toit boulonné (ψ''), car la théorie de PANEK prend comme hypothèse un toit ayant une épaisseur relativement faible qui varie de 2.5 à 125 cm.

Or ce n'est plus le cas pour la mine d'EL ABED. Car les épaisseurs des couches varient de la manière suivante :

- * pour les marnes : $e_m = (2 \text{ à } 15) \text{ m}$
 - * pour les dolomies : $e_d = (3 \text{ à } 20) \text{ m}$
- e_m : épaisseur des marnes
 e_d : épaisseur des dolomies

Cependant , pour illustrer la méthode graphique ainsi élaborée par PANEK , on supposera un cas pratique répondant aux conditions de la théorie .

EXEMPLE :

Soit une mine dont les caractéristiques naturelles sont les suivantes :

- profondeur de la galerie --> $H = 800 \text{ m}$
- poids volumique des roches --> $\gamma = 26 \text{ KN/m}^3$
- inverse du coefficient de POISSON --> $m = 1/\nu = 4$
- résistance des roches à la traction --> $R_{tr} = 10 \text{ N/m}^2$

d'où l'on tire le coefficient de renforcement exigé pour le toit

$$\text{---> } \psi' = 5.5$$

Paramètres du boulonnage :

Nous supposons que les paramètres du boulonnage déterminés par la méthode analytique de SALUSTOVITCH sont les suivants :

- * longueur du boulon --> $L_b = 1.4 \text{ m}$
- * tension du boulon --> $T_b = 50 \text{ KN}$
- * nombre de boulons sur la largeur de la galerie :
--> $n_b = 4$
- * distance entre les rangées --> $d_r = 0.75 \text{ m}$

d'autre part :

- * la largeur de l'excavation --> $L = 4 \text{ m}$
- * épaisseur de la couche au toit --> $e_c = 8 \text{ cm}$

d'où, en se référant au second abaque, nous déduisons le coefficient de renforcement du toit boulonné :

$$\text{soit } \rightarrow \Psi'' = 3$$

on a donc :

$\Psi' > \Psi''$, alors il y a possibilité de création de la voûte de pression .

Solution :

La solution consiste à faire varier les paramètres du boulonnage simultanément jusqu'à ce qu'on aboutit à un coefficient de renforcement (Ψ'') répondant aux exigences du terrain .

C'est-à-dire , remplir la condition suivante :

$$\Psi' = < \Psi''$$

Après plusieurs essais portant sur la variation des paramètres du boulonnage , il s'est avéré que le paramètre qui porte le plus de changement sur le coefficient de renforcement c'est bien la distance entre les rangées des boulons .

la valeur initiale de la distance entre les rangées est :

$$dr = 0.15 \text{ m}$$

Nous prendrons une nouvelle valeur , qui permet de réduire l'écart entre les rangées :

$$\text{soit } \rightarrow dr = 0.50 \text{ m}$$

D'où, l'on tire immédiatement la nouvelle valeur du coefficient de renforcement.

on trouve alors : $\Psi'' = 6$

Dans ce cas : $\Psi' = < \Psi''$

La condition étant remplie , on peut affirmer que théoriquement, il n'y aura pas de voûte de pression .

Conclusion :

Par un simple changement de paramètres effectué sur l'abaque de PANEK , on peut contribuer à établir d'une manière relative, une certaine stabilité du toit , obtenue par élimination de la voûte de décharge .

B3- Théorie de KOLAR :

En se basant sur les modèles mathématiques , KOLAR a élaboré un Abaque permettant de calculer la longueur des boulons et la distance entre eux .

L'Abaque de KOLAR se subdivise en quatre graphes représentatifs :

GRAPHE N°I :

Connaissant le coefficient de dureté des parois , et la largeur de la galerie nous déterminerons alors la largeur de la voûte de pression.

GRAPHE N°II :

Connaissant le coefficient de dureté du toit, et la largeur de la voûte de pression, nous déterminerons la longueur du boulon .

GRAPHE N°III ET IV :

Connaissant la longueur du boulon , le coefficient de dureté du toit et l'épaisseur de la couche du toit, nous aboutirons à déterminer la distance entre les boulons .

CAS DE LA MINE D'EL ABED :

- Détermination de la longueur des boulons .

Graphe N°I :

Soit : f coefficient de dureté des parois --> $f = 6$

L largeur de l'excavation --> $L = 4$ m

La largeur de la voûte de pression sera donc :

$$L_v = 4,50 \text{ m}$$

Graphe N°II :

Soit : f coefficient de dureté du toit --> $f = 6$

L_v largeur de la voûte de pression --> $L_v = 4,50$ m

d'où l'on tire la longueur du boulon :

$$L_b = 1,4 \text{ m}$$

Remarque :

La longueur du boulon trouvée analytiquement par la méthode de SALUSTOVITCH ($L_b = 1.2 \text{ m}$) sera majorée par la valeur trouvée graphiquement par la méthode de KOLAR .

Ainsi la valeur définitive de la longueur du boulon sera :

$$L_b = 1.4 \text{ m}$$

- Détermination de la distance entre les boulons :

Pour la détermination de la distance entre les boulons, KOLAR utilise son Abaque pour des toits dont l'épaisseur de couches est relativement faible et varie de 2.5 cm à 130 cm.

Cependant , pour le cas de la mine d'EL ABED , dont l'épaisseur de couches est beaucoup plus importante , on ne peut déterminer un tel paramètre (Distance entre les boulons) .

Mais , afin de concrétiser cette méthode graphique on supposera un exemple qui répond aux conditions de la théorie .

EXEMPLE :

Soit une excavation dont les caractéristiques sont les suivantes :

- coefficient de dureté des parois --> $f = 2.5$
- largeur de la galerie --> $L = 3 \text{ m}$
- coefficient de dureté du toit --> $f = 8 \text{ m}$
- épaisseur de la couche du toit --> $ec = 30 \text{ cm}$

Graphe N°I :

on détermine la largeur de la voûte de pression dont la valeur est : $L_v = 400 \text{ cm}$.

Graphe N°II :

on détermine la longueur du boulon dont la valeur est la suivante : $L_b = 1.60 \text{ cm}$

Graphe N°III et IV :

on détermine la distance entre les boulons dont la valeur est évaluée à :

$$d_b = 1.30 \text{ m}$$

COMMENTAIRE :

Selon la méthode graphique évoquée par KOLAR, on a la possibilité de vérifier et de contrôler la longueur des boulons et la distance entre eux, déterminées préalablement par les méthodes analytiques .

CHAPITRE VII

CONCLUSIONS A TIRER DES INCIDENTS DU BOULONNAGE

CONCLUSION A TIRER DES INCIDENTS DU
BOULONNAGE

Les incidents qui peuvent éxister sont les suivants :

- Rupture des tiges .
- Passage des écrous au travers des plaques.
- Effondrement des toits boulonnés.
- Effondrement des toits boulonnés entre les boulons.

VII-1 Rupture des tiges :

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 dépilage.

*Remede :

- a-Regarder s'il n'y a pas de défauts ou de vices de construction des boulons,faire examiner par un spécialiste les filetages et la qualité de l'acier.
- b-Etudier une meilleure harmonisation des deformations des roches et de la deformabilité des boulons munis d'une plaque deformable bien adaptée.
- c-Allonger les tiges.
- d-Reduire la profondeur des volées.
- e-Diminuer les durées de vie.

VII-2 Passage des écrous au travers des plaques :

Les terrains se déformant et la plaque étant peu 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. Il faut d'abord s'assurer que les clauses du cahier des charges des plaques sont respectées. On augmentera ensuite la déformabilité de la plaque.

VII-3 Effondrement des toits boulonnés :

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

*Remèdes :

- Augmenter la longueur des boulons, surtout dans les carrefours.
- Exercer une bonne précontrainte. Dans de très nombreux cas, on a pu éviter l'effondrement du toit en veillant tout simplement à ce que le vissage énergétique des écrous soit bien exécuté.

*Mais, d'autres causes ont entraîné des effondrements. On peut dire qu'il s'agit presque toujours d'erreurs ou d'imprudences telles que :

- a-Diamètre des trous d'ancrage trop important.
- b-Type de boulon mis en place sans essais préalable d'arrachement.
- c-Pourrissement des blochets en bois.
- d- Mauvaise pose des boulons (frappe insuffisante, vissage des écrous insuffisant).

Ces constatations vecues montrent la nécessité de former et d'éduquer le personnel chargé de mettre en place les boulons.

Il faut lui expliquer la raison d'être de chacune des prescriptions si lui sont imposées.

Enfin ,un control de la pose des boulons est indispensable . Ce control se fait aisément à l'aide d'une clé dynamometrique.

VII-4 Effondrement des toits boulonnés entre les boulons :

Le toit immediat 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 breve échéance le " déchaussement des boulons.

*Remede : On peut augmenter la densité de boulonnage et les dimensions des plaques ,ou se referer éventuellement à la pose du grillage ,mais la solution qui semble la plus efficace est celle du béton projeté.

BETON PROJETE :

*Definition : Le beton projeté est un béton mis en oeuvre par refoulement dans une conduite et projeté sur une paroi par jet d'air comprimé.

Il existe actuellement deux grandes techniques de projections:

- Par voie seche (avec ou sans prémouillage).
- Par voie mouillée.

La distinction s'établit à partir de la position de l'introduction de l'eau de gachage du béton dans le circuit de la mise en oeuvre du béton projeté.

Selon les cas le béton projeté est utilisé comme:

- Protecteur de terrain contre l'humidité de l'atmosphère .
- Pour empêcher l'oxydation.
- Liant superficiel des éléments irréguliers des épontes ou des épis de remblai (améliorer la cohésion).
- Pour diminuer les irrégularités des parois naturelles ou artificielles ,meme si le ciment est appliqué sur un soutènement restant en place. Ce lissage relatif contribue à un certain degré d'étanchéité au sein de la galerie.
- Pour diminuer la résistance de la galerie à l'aerage (galerie d'entrée et de retour d'air et crossing).

Le béton projeté peut se faire soit en une seule couche , soit en plusieurs selon la demande du terrain (étanchéité recherchée nature du mélange projeté , accrochage des parois ... etc).

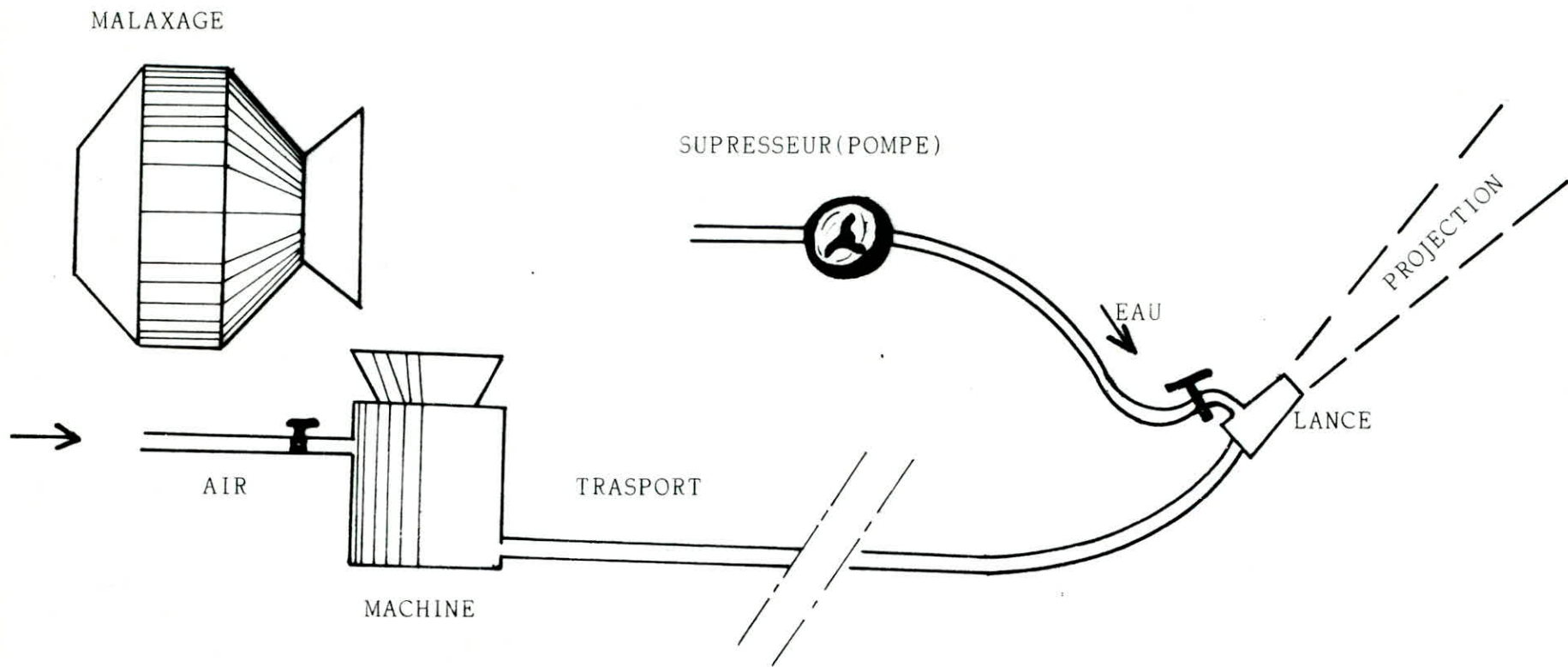
Si les parois de la galerie s'avèrent très lisse et pose un problème pour la fixation du béton, on peut y fixer un grillage chargé de constituer une armature légère au béton projeté , facilitant son accrochage.

*Épaisseur du béton projeté:

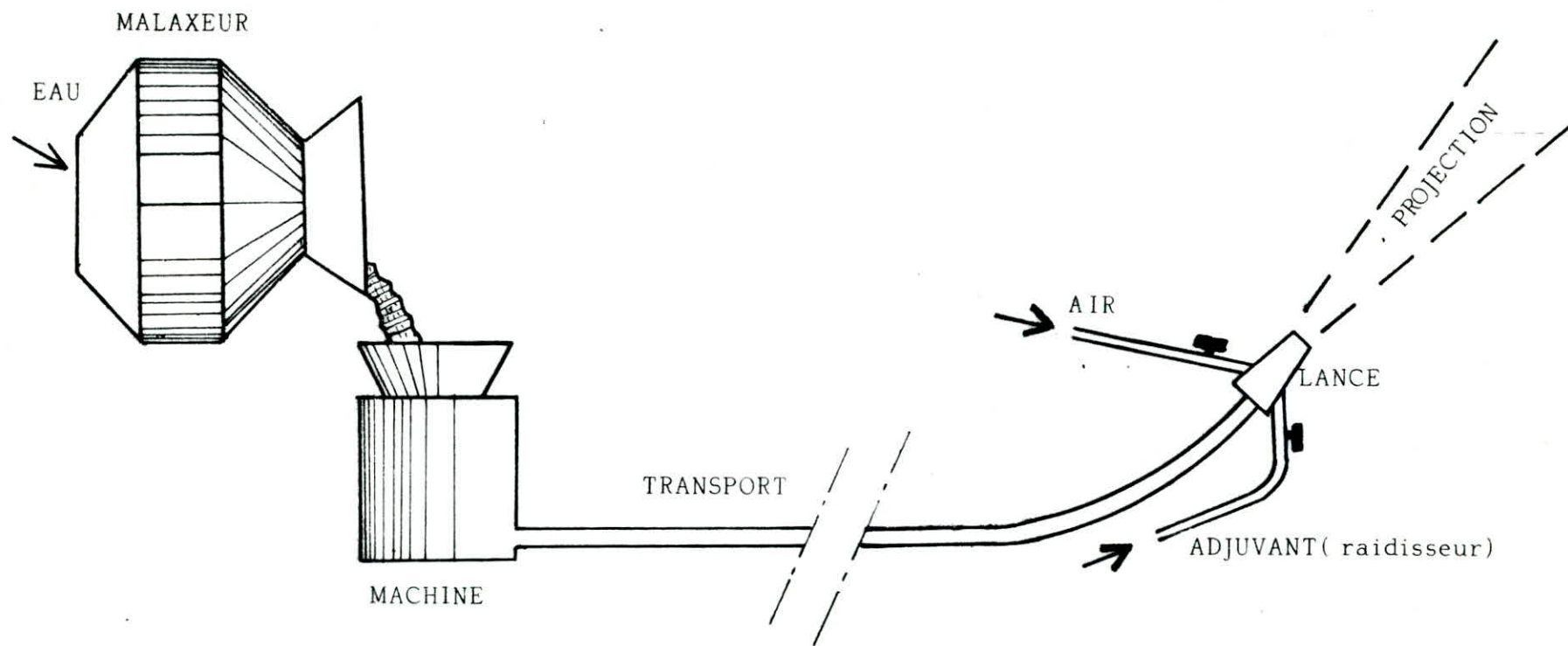
L'épaisseur du béton projeté nécessaire pour éviter l'effondrement du toit entre les boulons ne dépasse pas une valeur relative qui varie de 4 à 5 cm.

$$e = (4 - 5) \text{ cm}$$

e : Épaisseur du béton projeté.



Voie seche



Voie mouillée (flux dense)

CONCLUSION GENERALE

Le boulonnage a modifié bien des 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 .

D'autres parts ,le boulonnage est d'une grande simplicité de pose ,un seul homme peut par exemple dans un poste poser 60 à 120 boulons .

Souvent ,le boulonnage permet d'introduire dans les galeries des engins puissants qui sont gênés par la présence d'un soutènement classique .

De plus ,une excavation boulonnée facilite l'aerage . A côté des avantages techniques , 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 , il y a donc là une économie importante qui justifie l'interêt de la méthode de soutènement par boulonnage .

Quand au choix des paramètres du boulonnage , on a introduit d'une part la méthode analytique afin de déterminer les valeurs appropriées de ces paramètres ,et d'autre part la méthode graphique afin de vérifier et de contrôler systématiquement chaque paramètre préalablement déterminé . Ainsi ,le procédé graphique permet d'élargir la marge de sécurité .

· Pour le cas de la mine D'EL ABED , on a introduit le soutènement par boulonnage ,dont les paramètres ne sont vérifiés que partiellement , car le terrain entourant l'ouvrage minier ne répond pas exactement aux conditions de la théorie graphique,celle-ci n'étant applicable que dans un domaine restreint.

D'autre part , il y a lieu de remarquer que les théories du boulonnage ne sont qu'approximatives. Cependant,il convient de recommander une recherche plus approfondie dont on tient compte de toutes les exigences géologiques et géotechniques du terrain ,en vue de concevoir une méthode plus exacte qui contribue à l'amélioration du concept technologique ,celui du soutènement par boulonnage .

BIBLIOGRAPHIE

1-DE JEAN (M) ; RAFFOUX (J.F) .

"Choix des parametres d'un soutènement par boulonnage".

Revue de l'industrie minérale ,octobre 78.

2-Goeuillet (R).

"Soutènement en galeries (Tome II)".

Revue de l'industrie minérale ,Avril 61.

3-De JEAN (M) , TOURNAIRE (A).

"Etude par un modèl mathématique de l'influence de quelques facteurs sur l'action du boulonnage sur les terrains " .

Les cahiers techniques du boulonnage ,de LENOIR et MERNIER.

4-SINOÛ (P) ; De JEAN (M).

"Les types de tiges de soutènement et leurs accessoires".

Revue de l'industrie minérale , Janvier 78 .

5-TALOBRE.

"Mécanique des roches".

6-TARAMOV (P).

"Fragmentation des roches".

7-BOKY (B).

"Exploitation des mines 1968"

8-KATOWICE.

"Guide de l'ingenieur des mines (tome 2 et 4) ;1982.

9-BERGHEUL (S).

"Elaboration de la technologie de construction d'ouvrages miniers". These d'ingenieur 1987.

