

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

GENIE MINIER

**PROJET DE FIN D'ETUDES**

Pour l'Obtention du diplôme d'Ingénieur d'Etat

**S U J E T**

Contribution Technologique  
au creusement d'un tunnel

( Cas du Métro d'ALGER )

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :

E.M.A.

M<sup>r</sup> CHABANE Said

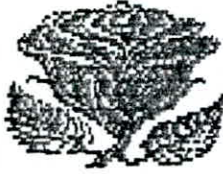
D<sup>r</sup> Mohamed AGUID

D<sup>r</sup> Mohamed AGUID

BACHAR

PROMOTION : Juin 1988

# DEDICACES



JE DEDIE CE MODESTE TRAVAIL A :

- MON CHER PERE
- MA CHERE MERE
- MES FRERES ET SOEURS
- AINSI QU'A TOUS CEUX QUI ME SONT CHERS



# Remerciements

JE TIENS A EXPRIMER MA PROFONDE GRATITUDE A MONSIEUR  
DR MOHAMED AGUID BACHAR  
QUI MA PRODIGUE D'UTILES CONSEILS ET POUR M'AVOIR  
DIRIGE TOUT LE LONG DE CE MODESTE TRAVAIL.

JE N'OUBLIRAI PAS DE REMERCIER:

Mr ZENDAQUI ( D.G.A DE L'E.M.A )

Mr ZAIDI

Mr PLANETA

Mr SAADA

QUI DURANT TOUTE L'ANNEE N'ONT MENAGE AUCUN EFFORT  
POUR ME VENIR EN AIDE .

QUE TOUS CEUX QUI ONT CONTIBUE DE PRES OU DE LOIN A  
MA FORMATION TROUVE ICI L'EXPRESSION DE MA GRATITUDE

## S O M M A I R E

- Introduction
- Chapitre I :
  - CAMPAGNE DE RECONNAISSANCE
  - I-1 Contexte géologique
  - I-1 Etude hydrogéologique
  - I-1 Etude géotechnique
  - I-1 Chambre d'essais en terrain rocheux
- Chapitre II :
  - APPRECIATION DE LA STABILITE DES ROCHES ENTOURANT LE TUNNEL
  - II-1 Propriétés physico-mécanique des roches
  - II-2 Propriétés mécanopysique des roches
    - 2-1 Calcul des parametres technologique
    - 2-2 Etat de contraintes du massif
- Chapitre III :
  - PARAMETRES TECHNOLOGIQUE DU CREUSEMENT DU TUNNEL
  - III-1 Forme et dimension de la section du tunnel
  - III-2 Vérification du revêtement par la M.E.F
  - III-3 Analyse et choix de la méthode d'exécution
- Chapitre IV :
  - PROCESSUS TECHNOLOGIQUE DU CREUSEMENT DU TUNNEL
  - IV-1 Choix des machines de foration
  - IV-2 Choix du type d'explosif et de moyen de mise a feu
  - IV-3 Travaux de tir pour la section supérieur
  - IV-4 Travaux de tir pour la section inférieure
  - IV-5 Ventillation
  - Iv-6 Déblayage
- Chapitre V :
  - SOUTENEMENT PROVISOIRE
  - V-1 Béton projeté
  - V-2 Boulonnage
- Chapitre VI :
  - ORGANISATION DU TRAVAIL
  - VI-1 Organisation du travail pour la section superieur
  - VI-2 Organisation du travail pour la section inferieure
- Conclusion

## INTRODUCTION

Le nombre d'habitants de la ville d'ALGER c'est doublé en moins de vingt ans .

Suite à cette croissance excessive un problème pesant sur la ville d'ALGER est né c'est celui du transport en commun .

L'analyse de l'ensemble des moyens existants d'une part et de la demande d'une autre part à révélé un état critique pour les transports. Les carences sont telles que seul un moyen de grande capacité pourrait les désorber.

C'est à ce moment qui né le METRO D'ALGER

Et c'est dans ce cadre que s'incere notre contibution , dans la construction du tunnel métropolitain

# CHAPITRE

## I

## CONTEXTE GEOLOGIQUE

### Description des formations du sous sol de la ville d'ALGER

Deux unités géologiques constituent le sous sol de la ville d'ALGER , elles different d'après leur natures et leurs ages .

- Au nord il est constitue d'un massif cristal-  
lophyllien d'age primaire qui forme un massif allongé d'EST  
en OUEST sur 20 Km .

- Au sud il est constitué d'une serie sedimen-  
taire d'age tertiaire cette serie designe un anticlinal  
orienté N-EST -S-OUEST il est oblique par rapport au domaine  
cristallophyllien et se prolonge en position synclinale dans  
les bassin de la mitidja .

Localement ces deux ensembles sont recouverts par des  
formations tres recentes du quaternaire .

### Le Massif Cristallophyllien Primaire

Comprend au nord des schistes ardoisiers (S) gris  
bleu à noiratre, tres fracturés ,dans le quels s'intercalent  
des quartzites clairs ,des bancs de calcaires métamorphiques  
trés durs ainsi que des filonnets de pyrit et de quartz .

Au sud des gneiss (G) plus ou moins oscillés de  
teinte gris clair très durs également fracturés dans les  
quels on rencontre localement des bancs de quartzites ,des  
posses de mécaschistes ,des fillons de pegmatites riches en  
mica et en quartz et des possés de pyrites .

Toute ces formations présentent en surface une zone  
d'alteration ( SA . GA ) dont les limites sont inprecises  
l'epaisseur de cette zone varie de 1à 11 metres les produits  
d'alteration sont constitués d'argiles de sables et de cail-  
louts .

### Les Terrains Sédimentaires Du Tertiaire

On rencontre de bas en haut :

- Surmantant le massif primaire des grés ( GR )  
grossiers et tendres , grisatres localement sableuse et des  
conglomerats à éléments provenant du massif anecin cette as-  
sise est d'age burdigalien à pontien à une épaisseur appare-  
nte de 10 metres environ .

- Ensuite des MB argileuses gris ,bleu ou gris foncé , a partir du jardin d'essai ,elles devienent de plus en plus gréseuse en allant vers l'EST avec parfois d'importants passages de calcaires gréseux, epais de plusieurs metres L'epaisseur maximum reconnue par les sondages et de 50 m ( l'epaisseur augmente jusqu'a plusieurs centaines de metres dans le bassin de la Mitidja

Au dessus on a rencontré un ensemble de formations de teinte jaunatre ,d'age astien et qu'on a regroupées sous le terme " MOLASSE "( MO);il est constitué de grés calcaires sables,calcaires en plaquettes et de marnes sableuses ;l'epaisseur maximale reconnue est d'environ 40 m au voisinage de la station " Cité Mer et Soleil ".

### Le Quaternaire

Les differentes assises geologiques decrites ci-dessus peuvent etre recouvertes indifferemment par les couches quaternaires suivantes :

- Les alluvions et colluvions (Q) :

nous avons regroupe sous cette appellation des formations d'age calabrien à quaternaire recent dont l'epaisseur varie de 0 à 17 m et qui comprennent , le plus souvent ,des argiles ou limons argileux rougêatres, sableux ou graveleux mais aussi des sables ,des graviers .

- Les remblais (R) :

Dont la limite avec les formations sous-jacentes est souvent difficile à déterminer, sont le plus souvent constitués d'éléments sablograveleux et limoneux avec des débris divers;ils forment une couche pratiquement continue sur tout le site concerné par la ligne 1 ; leur epaisseur maximale est d'environ 12m .

### DESCRIPTION DES FORMATIONS LE LONG DU TRONCON : ( CASBAH--EMIR-ABDELKADER)

Du haut ver le bas :

- Les remblais (R) forment une couche continue le long du troncon maximale et d'environ 7.5 m .

- Ensuite viennent les alluvions (Q) qui ont une epaisseur qui varie entre 0 et 13 m

- Plus bas on rencontre des formations de schistes et des schistes altérés .



**CONCLUSION :**

ON CONSTATE QUE TOUT L'OUVRAGE DU LOT 6 (CASBAH-  
EMIR ABDELKADER ), EST CALE DANS LES SCHISTES ET DES SCHISTES  
ALTERES .

## ETUDE HYDROGEOLOGIQUE :

- Un des problèmes rencontrés dans la réalisation du Métreo d'Alger est la présence de l'eau , et pour définir les conditions hydrogéologiques, on procède a une collecte de certaines informations basées sur :

- Des points d'observations visuelles ( présence de sources et différences de végétations ) .

- Par une étude du site, réalisée au moyens d'essais in-situ lors d'exécution de sondage par essais de pompages et l'installation de piezomètres ceci a permis de définir les principales caractéristiques des divers aquifères comme le sens des écoulements , le niveau statique et la perméabilités des terrains .

- Les essais in-situ effectués sont :

- Relevés piézométriques ;
- Essais le FRANC ( sol ) ;
- Essais LUGEON ( roches ) ;
- Essais de pompages .

### 1° Piezomètres Et Relevés Piézométriques :

Un piezomètre est un dispositif qui permet de mesurer les charges hydrologique en un point situé à l'intérieur d'un massif aquifère .

Il est constitué d'une façon générale par un élément perméable ( élément de tube crépiné ) relié a la surface par un tube rigide ; et mis en place dans un forage

#### • Principe De La Méthode :

Sous l'effet de la pression qui règne au niveau de la crépine. L'eau va s'élever dans le tube supérieur .

La mesure de cette pression se fait alors par repérage du niveau d'eau dans le tube à l'aide d'une sonde électrique , ou par un dispositif manométrique .

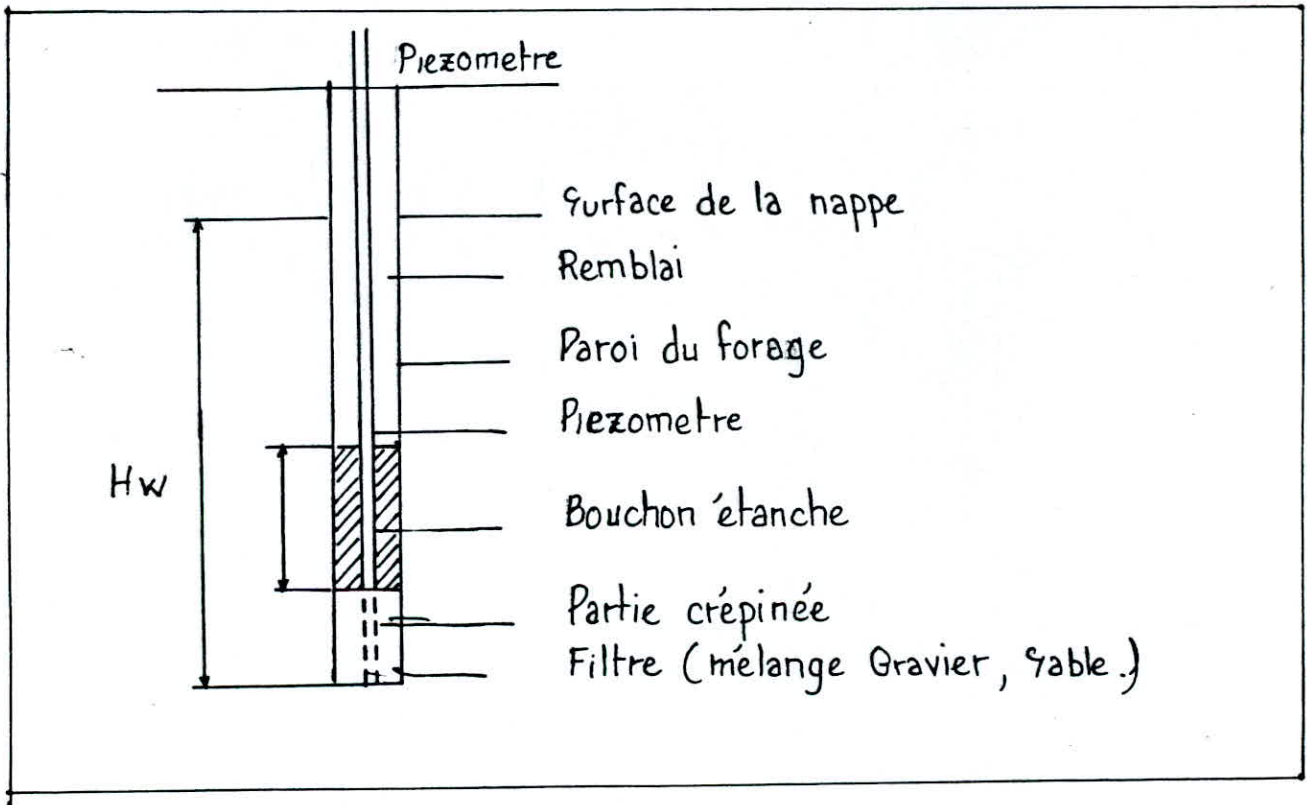


Schéma d'un Piezomètre Ouvert.

## 2° Essai De LEFRANC :

C'est un essai ponctuel qui consiste à injecter ou à pomper de l'eau dans une cavité souterraine ( préalablement réalisée au fond d'un forage et aménagée de telle sorte que la filtration ne se fasse que par les parois de cette cavité et non pas par celle du forage ) et à observer les variations du niveau d'eau qui s'ensuivent .

Un graphique établissant la relation hauteur /débit ,ou hauteur /temps permet de calculer la perméabilité ( dans le sol )

## 3° Essai LUGEON :

Cet essai permet d'obtenir des renseignements chiffrés sur la possibilité de circulation de l'eau dans les roches et de se faire une idée sur l'état de fissuration de ces roches et des possibilités de colmatage ou de décalotage des fissures .

### • Principe De La Méthode :

Consiste à envoyer dans une tranche de forage de hauteur h isolée du reste du forage par obturateur de l'eau sous charge constante .

### Remarque :

Avant de procéder à l'essai LUGEON il convient en outre de :

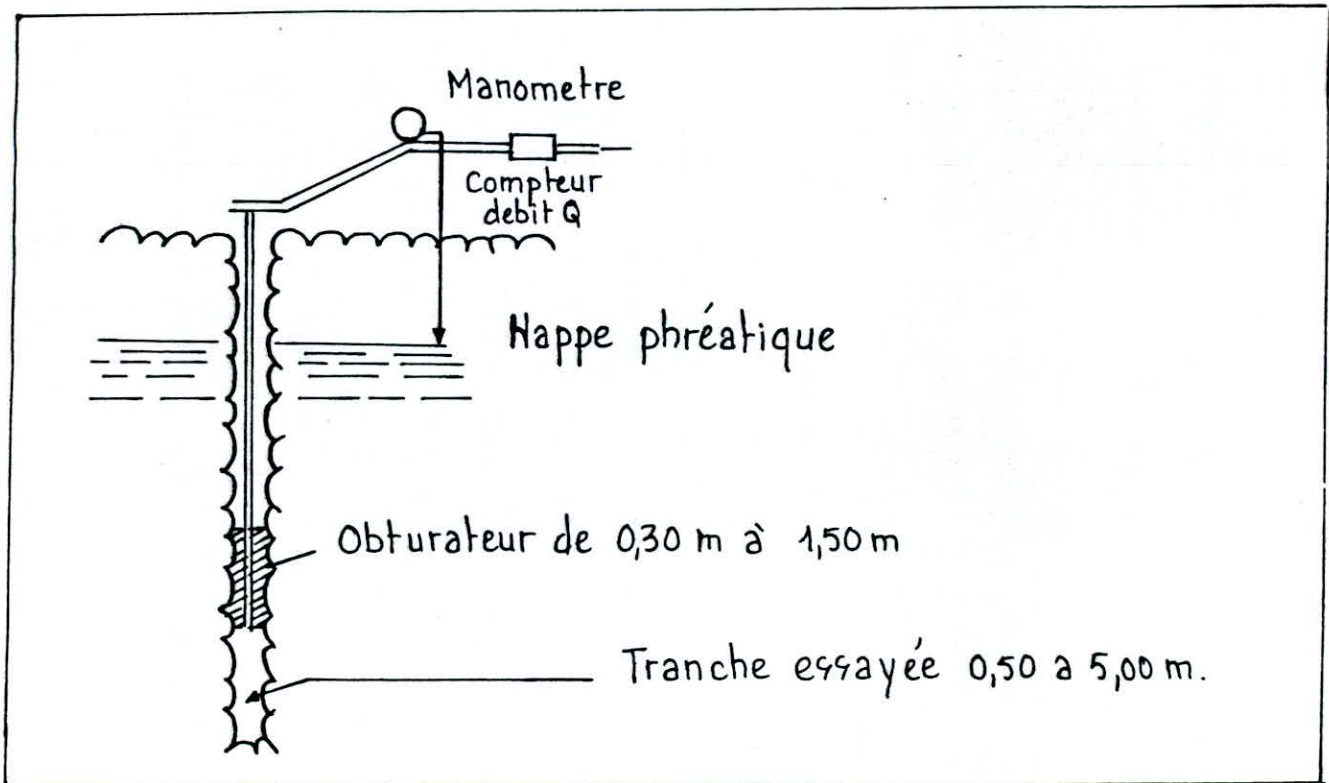
- Mesurer très soigneusement le niveau statique de la nappe s'il y en a une ;

- De s'assurer qu'il n'ya pas d'air dans les conduites .

En effet, la compressibilité des bulles d'air se traduit par des à-coups dans la mesure des pression Il suffit dans ce cas de remplir d'eau le tube d'injection avant de le brancher sur la pompe .

## RESULTATS :

Les différents essais LUGEON réalisés dans les schistes du massif primaire lors de la 1<sup>ère</sup> campagne de reconnaissance des sols ont donné certaines valeurs .



Schema de Principe  
Essai LUGEON

Les valeurs mesurées sont comprises entre 1 et 83 UL ; la valeur moyenne s'établit à 8.7 UL . Toutefois si on ne tient pas compte de cette unique forte valeur de 83 UL la valeur moyenne s'abaisse à 5.1 UL .

Cette perméabilité est donc faible , comprise entre  $10^{-6}$  et  $10^{-7}$  m/s .

Remarque :

1° on rappelle q'une unité LUGEON (ou UL) correspond à une perméabilité K comprise entre 1 et  $2 \times 10^{-7}$  m/s

2° Les 5 essais faits au cours de la 2<sup>ème</sup> campagne de reconnaissance dans les schistes et calcaires métamorphiques confirment ces valeurs .

## ETUDE GEOTECHNIQUE :

L'étude géotechnique a été réalisée à l'aide de deux moyens :

- Essai in-situ
- Essai de laboratoire ( échantillons extraits lors des sondages )

Et dans le but de traiter l'aspect sismique de la construction il a été réalisé des essais de CROSS-HOLE

### - Essai De CROSS-HOLE :

#### Principe de l'essai :

L'essai a pour objet la détermination des caractéristiques géodynamiques du terrain .

Les caractéristiques géodynamiques déterminer sont :

- Module dynamique de young ( E )
- Module dynamique de cisaillement ( Gd )
- Coefficient de poisson (  $\mu$  )

Ces derniers peuvent être déterminés par des mesures de propagation des ondes dans le terrain .

Suivant la propagation élastique , une vibration se propage dans un milieu suivant :

- Une onde de compression : La matière étant déplacée dans une direction parallèle à celle de propagation .
- Une onde de cisaillement: La matière étant déplacée dans une direction perpendiculaire à celle de la propagation

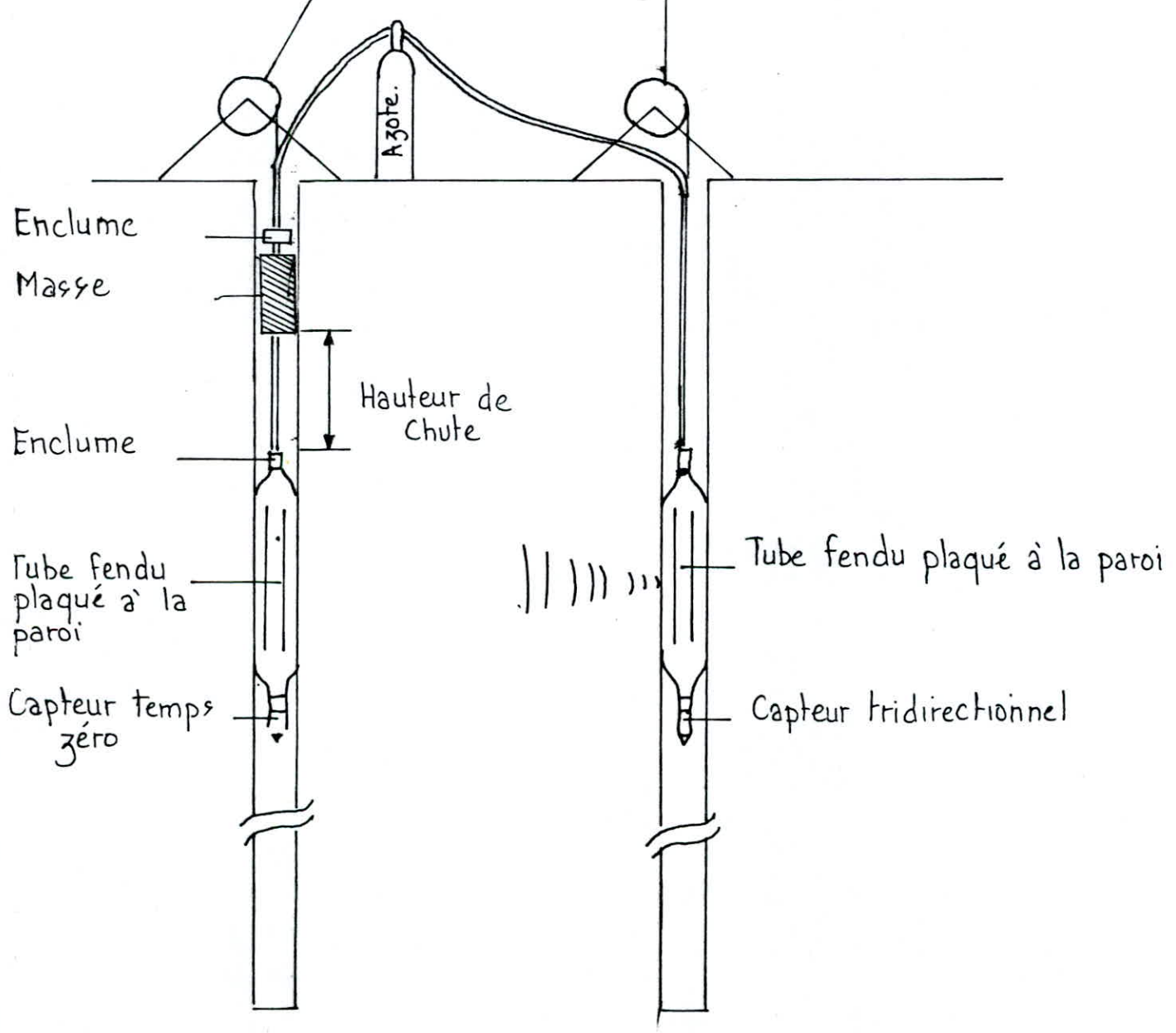
Les caractéristiques géodynamiques définies ci-dessus peuvent être présentées sous la forme suivante :

$$E = 2\gamma \times V_p^2 \times (1+\mu)$$

$$Gd = \gamma \times V_s^2 \times (1+\mu)$$

Enregistreur sismique,  
 - Ecran Graphique  
 - Imprimante Grap.  
 - Enregistreur Maghétique  
 - Dispositif ampli

synchronisation      signaux



Sondage Emetteur

Sondage Recepteur.



$$\mu = \frac{2 - (V_p E + 2 / V_s E + 2)}{2 \times (1 - (V_p E + 2 / V_s E + 2))}$$

Avec ;

$\gamma$  ==> Densité du terrain

$V_p$  ==> Vitesse de l'onde de compression

$V_s$  ==> Vitesse de l'onde de cisaillement

### CHAMBRE D'ESSAI EN TERRAIN ROCHEUX :

- Elle est spécialement conçue pour appréhender le comportement des terrains rocheux lors de l'excavation, la section de la chambre correspond à la moitié supérieure du futur tunnel .

- L'excavation d'une telle section pouvait engendrer des désordres en surface, pour les limiter on pouvait choisir une méthode capable de minimiser au maximum l'apparition de ces perturbations .

- Dans cette méthode deux points devaient être réalisés à savoir terrassement et soutènement et ça pour :

- Limiter l'importance du décaissement ;
- Empêcher la désorganisation du terrain ;

- On distingue deux parties dans cette chambre :

- Une première traitée traditionnellement avec un soutènement par ceintres lourds;
- Une seconde soutenue par béton projeté il a été associé des ceintres TH boulonnées au terrain .

### Essais Réalisés Dans La Chambre En Terrain Rocheux :

- Mesures de convergence ;
- Mise en place de boulons extensométriques;
- Mise en place de béton projeté ;
- Essai de sciage ;
- Essai de dilatomètre de forage .

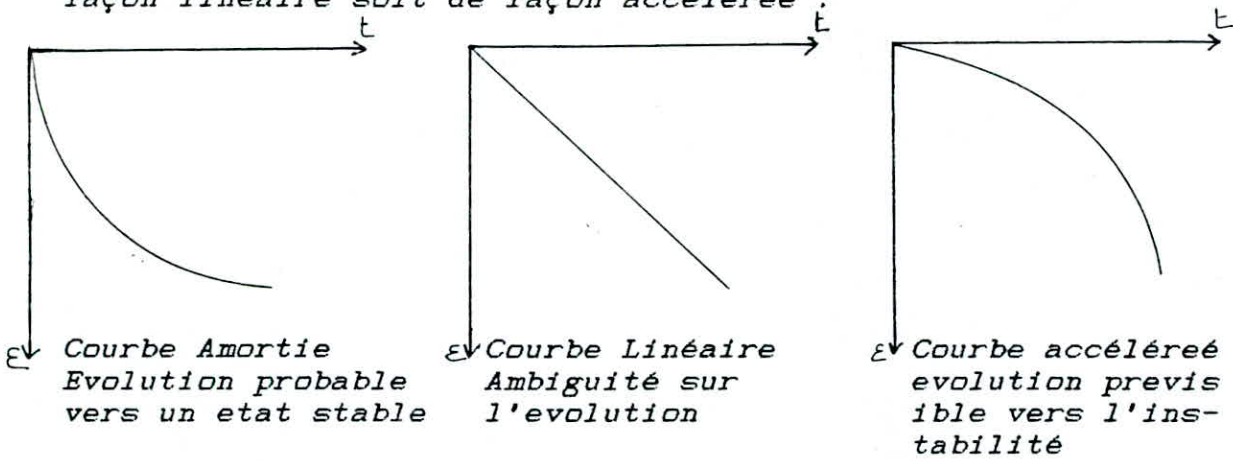
#### 1° Mesure De Convergence :

Les mesures de convergences mettent en évidence les variations de section de galerie .

Cette variation est mesurée par la longueur entre deux repères solidaires de la paroi d'excavation .

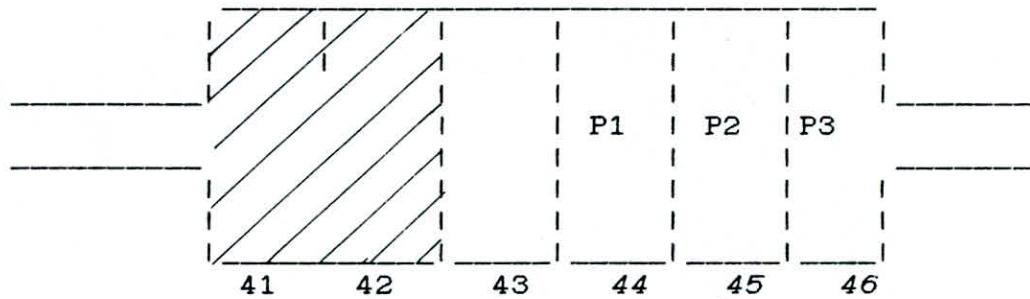
La mesure entre deux plots est mesurée à l'aide d'un fil invar mis sous tension constante à l'aide d'un appareil DISTOMATIC .

Les déformations peuvent s'amortir de manière asymptotique ou au contraire évoluer avec le temps soit de façon linéaire soit de façon accélérée :



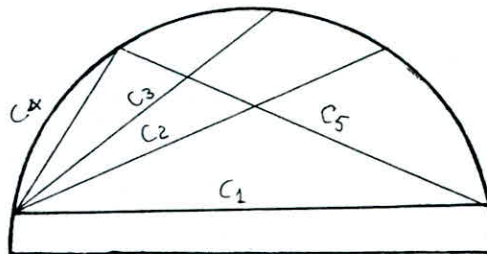
**APPLICATION :**

La chambre d'essai à une géométrie simple elle est composée de 6 travées .



Fraction soutenue par ceintres

Fraction soutenue par boulons + béton projeté



- C1 Mesure horizontale caractérise l'expansion
- C2 et C5 Deux mesures obliques, symétriques par rapport au plan vertical médian .
- C3 Mesure de la convergence du toit dans la zone médiane .
- C4 Convergence latérale

**RESULTATS :**

Les mesures de convergences effectuées au sein de la chambre mettent en évidence des mouvements significatifs pouvant atteindre 7 mm .

S'agissant des types de courbes on distingue des courbes classique d'allure amortie et de courbes traduisant des mouvements plus complexes .

**2° Boulons Extensométrique :**

**Principe :**

Lorsque le soutènement comprend un boulonnage la détermination des efforts auxquels sont soumis les boulons , permettent de préciser le comportement du soutènement et l'évaluation du terrain autour de la cavité .

**Interprétation Des Resultats :**

Dans un plan transversal au boulon s'exerce une force résiduelle sur une section  $S$  , d'ou la contrainte normale .

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad ( 1 )$$

Cette contrainte génère une déformation élastique :

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad ( 2 )$$

Avec:

$$\epsilon = \frac{dl}{l}$$

- $dl$  ----> Déplacement lu sur le comparateur
- $l$  ----> Longueur initiale
- $E$  ----> Module de young

De la relation 2 et 1 on obtient :

$$\sigma = \Sigma \times E = \frac{dl}{l} \times E = \frac{F}{S}$$

Donc :

$$\text{=====> } F = S \times E \times \frac{dl}{l}$$

En conséquence , connaissant  $dl$  , il est possible de calculer la variation de contrainte correspondante .

### 3° Dilatometre :

#### Principe :

Le dilatometre permet d'exercer une pression uniforme sur la paroi d'un forage et de mesurer les déformations diametrales de ce forage sous l'action de cette pression , celle-ci est appliquée par l'intermediaire d'une enveloppe déformable soumise à une pression d'huile .

Les déformations sont mesurées dans la zone centrale de la sonde, suivant trois directions de 120°

#### Interpretation De L'essai :

##### Calcul du module elastique :

Il est donné par la relation de LAME;

$$E = (1 + \mu) \times \emptyset \times \frac{P}{d}$$

- $\mu$  : Coefficient de poisson de la roche
- $\emptyset$  : Diametre de placage de la gaine du dilatomet
- $P$  : Pression
- $d$  : Déformation diametrale .

# CHAPITRE

II

# APPRECIATION DE LA STABILITE DES ROCHES ENTOURANT LE TUNNEL

## PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUE DES ROCHES :

Les propriétés mécanophysiques des roches sont des facteurs essentiels qui influent sur les caractères des processus se produisant dans le massif de roche pendant et après l'exécution des travaux .

- Les propriétés physiques sont :

- Densité ( masse volumique )
- Masse spécifique
- Porosité

• DENSITE :

La densité dans la roche est déterminée par la masse de l'unité de volume à l'état naturel

$$\gamma = \frac{m}{V}$$

\* m : masse de la roche ( g ).

\* V : volume de l'échantillon ( cm<sup>3</sup> )

• POIDS VOLUMIQUE :

Le poids volumique est le poids de l'unité de volume de la roche .

$$\gamma_p = \gamma \cdot g$$

\* g : acceleration de gravitation ( m/S<sup>2</sup> )

\*  $\gamma$  : densité de la roche ( Kg/m<sup>3</sup> )

- Les propriétés mécanophysiques des roches :

Les propriétés mécanophysiques principales des roches sont :

◦ RESISTANCE A LA COMPRESSION

- RESISTANCE A LA TRACTION
- MODULE D'ELASTICITE ( M . YOUNG )
- COEFFICIENT DE LA DEFORMATION TRANSVERSALE
- La Resistance à la compression des roches ( $\sigma_{comp}$ )

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

$$\sigma_{comp} = \frac{P}{F}$$

- \* P: est la charge de destruction de l'échantillon
- \* F: est la surface transversale .

- La Resistance des roches à la traction ( $\sigma_{tr}$ )

Pour les roches ayant  $\sigma_{tr} \leq 5$  MPa , la resistance à la compression est égale à:  
(  $20 \sigma_{tr} + 10 \sigma_{tr}$  )

En pratique si on ne connaît pas exactement  $\sigma_{tr}$  on prend :  $\sigma_{tr} = 0.1 \sigma_{comp}$

- Module d'élasticité ( E )

C'est le rapport de la contrainte normale a la déformation relative élastique .

$$E = \frac{\sigma_n}{\epsilon_l}$$

avec  $\epsilon_l = \frac{\Delta l}{l}$

- \*  $\Delta l$  : est la déformation absolue de l'échantillon
- \* l : est la longueur de l'échantillon

- Coefficient de la déformation transversale :

Il caractérise le rapport entre la déformation transversale ( $\epsilon_t$ ) et la déformation longitudinale ( $\epsilon_l$ )

$$\mu = \frac{\epsilon_t}{\epsilon_l}$$



Pour les roches le coefficient de poisson varie de 0,15 à 0,35

• Coefficient d'affaiblissement de structure (Ks):

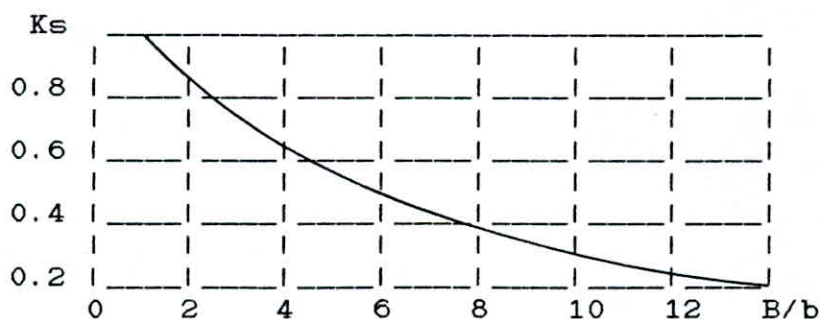
Il est nécessaire pour le calcul de la résistance du massif de roches :

Sa valeur peut être déterminée de la manière suivante :

\* Soit par un Tableau :

DISTANCE ENTRE FISSURES	Ks
> 1,5 m	0,9
1,5 ÷ 1 m	0,8
1 ÷ 0,5 m	0,6
0,5 ÷ 0,1 m	0,4
< 0,1 m	0,2

\* Soit par la méthode graphique :



\* B : est la dimension de la partie du massif de roche

\* b : est la dimension du bloc de structure  
( distance entre fissures )

• LE COEFFICIENT DE LA RESISTANCE DE LONGUE DUREE:

Le coefficient montre la diminution de la resistance de la roche avec l'accroissement de la durée de changement .

Les valeur de ce coefficient sont prises de la maniere suivante :

- Pour les roches fragiles (grés, granite...)  
 $(\xi) = 1 \div 0.7$

- Pour les roches élastiques (Schistes, calcaire de dureté moyenne .....)  
 $(\xi) = 0.5 \div 0.7$

⊗ Resistance des roches à la traction de longue durée :

$$R_{tr} = \sigma_{tr} \cdot K_s \cdot (\xi)$$

⊗ Resistance des roches à la compression de longue durée :

$$R_{comp} = \sigma_{comp} \cdot K_s \cdot (\xi)$$

• Coefficient de dureté de la roche :

D'après l'échelle de PROTODIAKONOV ( $f$ ) est égale à la valeur de la resistance de compression divisée par 100

$$f = \frac{\sigma_{comp}}{10}$$

$\sigma_{comp}$  en Mpa

• Angle de frottement interieur ( $\varphi$ ) :

Il est donné par :  $(\varphi) = \text{Arc tg } F_f$   
 ou  $F_f$  est le coefficient de frottement interieur

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

1) Calcul Des Parametres Technologiques

- Résistance à la compression de longue durée:

$$R_{comp} = \sigma_{comp} \times K_s \times \gamma$$

$K_s$  = Coefficient d'affaiblissement des structures  
= Coefficient de longue durée  
Pour les schistes = 0.5 ÷ 0.7

====>  $K_s = 0.4$  Puisque notre terrain est très fracturé .

De la :

$$R_{comp} = 20.6 \times 0.4 \times 0.6 = 4.94$$

$$R_{comp} = 4.94 \text{ Mpa}$$

- Résistance des masses de roches à la traction de longue durée :

$$R_{tr} = \sigma_{tr} \times K_s \times \gamma$$

De la :

$$R_{tr} = 1.22 \times 0.4 \times 0.6 = 0.29$$

$$R_{tr} = 0.29 \text{ Mpa}$$

- Calcul De L'angle De Frottement interieur :

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

$$\text{tg } \varphi = \frac{20,6 - 1,22}{20,6 + 1,22} = \frac{19,38}{21,82} = 0,88$$

$$\text{=====> } \varphi = 41.34^\circ$$

ESSAIS DE LABORATOIRE :

## 1° RESISTANCE A LA COMPRESSION :

### Etapas De Travail :

1) Préparation d'échantillons de forme régulière ces échantillons peuvent être de forme:

- Cubique de dimensions 5×5×5 Cm ou 10×10×10Cm
- Cylindrique avec la relation :

$$1 \leq \frac{h}{d} \leq 2$$

- d: Diametre de l'échantillon
- h: Hauteur de l'échantillon

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 :

$$\sigma_{comp} = \frac{P}{F} \quad (\text{en Kg/Cm}^2)$$

Ou :

- P : Charge de destruction de l'échantillon ( en Kg)
- F : La surface transversale de l'échantillon ( Cm<sup>2</sup> )

### Présentation Des Resultats :

Nature des terrains	Nombre d'essais	Plus faible valeur (Mpa)	Plus grande valeurs(Mpa)	Valeur moyenne
SCHISTES	10	8.8	36.1	20.6

Remarque :

Les resultats d'essai pour la détermination de  $\sigma_c$  montrent que les valeurs maximales et minimales different de plus de deux fois . Dans ce cas la détermination de  $\sigma_{cm}$  ne peut se faire comme étant la moyenne arithmetique. Pour déterminer la valeur moyenne  $\sigma_{cm}$  nous pouvons utilisé la formule suivante :

$$\sigma_{cm} = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + ((\sigma_1/\sigma_2) - 1)l/H} = 33 \text{ Mpa}$$

$\sigma_1$  et  $\sigma_2$  : sont les valeurs extrêmes

$l/H$  : Le facteur d'échelle

$l$  : la dimension du bloc structural

$H$  : La profondeur

Cependant nous allons utilisé la valeur moyenne donnée par les essais de laboratoire ; c.a.d  $\sigma_c = 20.6 \text{ Mpa}$

## 2° RESISTANCE A LA TRACTION :

Pour la détermination de la résistance à la traction on utilise la méthode de Brésil .

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

### Etapas De Travail :

1) On fragmente la carte de sondage pour préparer des échantillons avec la relation :

$$\frac{L}{d} = 1$$

• L : Hauteur de l'échantillon ;

• d : diamètre de l'échantillon .

2) On mesure la hauteur et le diamètre de chaque échantillon .

3) On casse à la presse hydraulique chaque échantillon avec la fixation de la force de destruction .

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

$$\sigma_{tr} = \frac{2 \times P}{\pi d L} = 0.64 \frac{P}{d L} \text{ en Kg/Cm}^2$$

Dans la cas de roches faible ( f= 2 ÷ 3 ) on peut calculer  $\sigma_{tr}$  par :

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

• P : Charge de destruction

### Présentation Des Résultats :

Nature des terrains	Nombre d'essais	Plus faible valeur (Mpa)	Plus grande valeur (Mpa)	valeur moyenne
SCHISTES	17	0.2	3.8	1.22

### 3° DETERMINATION DE LA MASSE VOLUMIQUE :

#### Etapas De Travail :

1) Dans un séchoire on fait sécher des échantillons à la température de 105° à 110°, et puis on les refroidis jusqu'a la température ambiante .

2) On pèse chaque échantillon ( en g )

3) On mesure les dimensions des échantillons

4) On calcule le volume de l'échantillon de la forme cubique ou par la formule :

$$V = a \times b \times h \quad (\text{en Cm})^3$$

a , b , h sont les valeurs moyennes des dimensions de l'échantillon ( en Cm )

Le volume de l'échantillon de forme cylindrique est calculer par :

$$V = \frac{\pi \times d^2 \times h}{4} \quad (\text{en Cm})^3$$

• d : Diametre moyen du cylindre ( Cm )

• h : Hauteur moyenne du cylindre ( Cm )

5) On calcule la masse volumique par la formule

$$\gamma = \frac{m}{V} \quad (\text{en g/Cm})^3$$

• m : La masse de l'échantillon sec à l'état naturel ( en g )

#### Présentation Des Résultats :

Nature des terrains	Nombre d'essais	Plus faible valeur (t/m)	Plus forte valeur (t/m)	Valeur moyenne
SCHISTES	8	2.56	2.68	2.58



## STABILITE DES ROCHES

### 2-2 ETAT DE CONTRAINTE DU MASSIF ROCHEUX :

#### 2-2-1 Contraintes verticales et horizontales

L'existence de la fissuration dans le massif permet de considérer ce dernier comme étant composé de différents blocs structureaux dont leurs cohésions entre eux est hypothétique ce pendant en absence des grands structures tectoniques, l'existence de la petite fissuration on elle même n'influence pas d'une manière remarquable sur le caractère de la repartition des charges de contrainte, en d'autres termes les contraintes dans le massif ne dépassent pas la limite d'élasticité. L'existence du type de déformation des roches dans le massif considéré dépasse les dimensions d'un bloc structural donné.

Dans ce cas l'appréciation de l'état de contrainte du massif peut se fixer comme pour un massif uniforme et élastique.

Dans le massif uniforme et élastique n'ayant ni espace vide ni fissures tectonique la valeur maximale des contraintes principales agissant dans la direction verticale sur une surface horizontale peut être appréciée par les formules suivantes:

$$\sigma_z = \gamma \times H$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda_1 \times \sigma_z$$

Avec :

$$\lambda_1 = \mu / (1 - \mu)$$

•  $\mu$  : Coefficient de poisson.

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

$$\sigma_z = \gamma \times H$$

$$\sigma_x = \sigma_y = \lambda_2 \times \sigma_z$$

Avec :

$$\lambda_2 = \frac{2}{\tan(45 - \varphi/2)}$$

•  $(\varphi)$  : Angle de frottement intérieur.

### Application Numérique :

Puisqu'on est dans un milieu élastique on aura :

- Contrainte verticale :

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \gamma \times H \\ &= 2.58 \times 20 = \underline{51.6 \text{ t/m}}\end{aligned}$$

- Contrainte horizontale :

$$\begin{aligned}\sigma_x = \sigma_y &= \lambda_1 \times \sigma_z \\ &= 0.59 \times 51.6 = \underline{30.44 \text{ t/m}}\end{aligned}$$

### 2-2-2 Appréciation du degré de stabilité des roches entourant le tunnel :

Après creusement des ouvrages souterrains des zones de tensions élevées et bases surgissent et peuvent être même des tensions de tractions .

Les grandeurs des tensions dépendent de la forme transversale des ouvrages .L'état des contraintes des roches sur le contour de l'ouvrage horizontal est déterminé par la grandeur de la tension de compression maximale pour les murs et la tension de traction minimale au toit .

•• Pour les murs  $\sigma_{max} = K_1 \times \gamma \times H$

•• Pour les toits  $\sigma_{min} = K_2 \times \lambda_1 \times H$

Où  $K_1$  et  $K_2$  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 voute	Parametres de la voute		Coef de concentration		f
		R , d'axe	R, laterale	K1	K2	
Voute et pieds droit	1/4 b	0,905 b	0,173 b	2	0,4	f > 12
	1/3 b	0,692 b	0,262 b	2	0,3	f < 12
	1/2 b	0,5 b	-----	2	0,25	f < 12
Trapézoidale	----	-----	-----	2	1,0	---

Avec :

$b$  : Largeur de l'ouvrage

Pour les ouvrages verticaux on aura les tensions maximale sous la forme :

$$\sigma_{max} = K_3 \times \gamma \times H$$

$K_3$  : Coefficient de concentration des tensions de compression habituellement  $K_3 = 3$

2) Détermination des contraintes sur le contour de l'excavation :

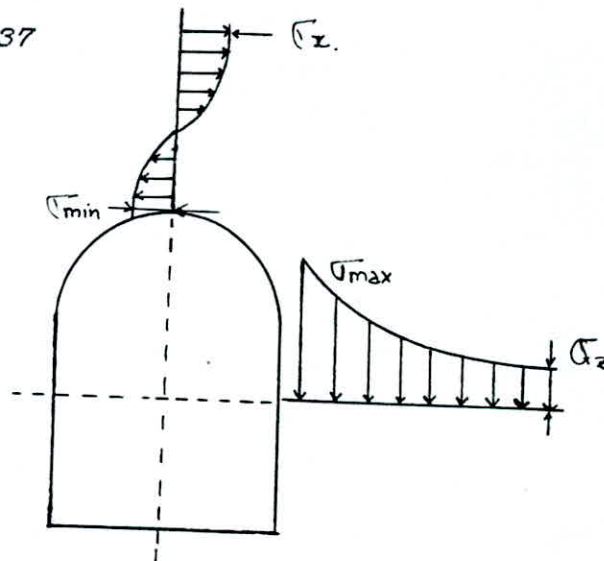
$$\sigma_{max} = K_1 \times \gamma \times H$$

$$\sigma_{min} = K_2 \times \gamma \times H \times \lambda_1$$

Avec :

$$\lambda_1 = \mu / (1 - \mu)$$

$$\mu = 0.37$$



$K_1$  et  $K_2$  sont déterminés d'après (1) et sa suivant le coefficient de dureté de la roche et la hauteur de la voûte .

On note que  $K_1 = 2$  ;  $K_2 = 3$

De la :

$$\begin{aligned}\sigma_{\max} &= K1 \times \gamma \times H \\ &= 2 \times 2.58 \times 20 = 103.2 \text{ t/m}^2 = 1.032\end{aligned}$$

$$\underline{\sigma_{\max} = 1.032 \text{ Mpa}}$$

$$\sigma_{\min} = K2 \times \gamma \times H \times \lambda1$$

$$\lambda1 = \mu / (1 - \mu)$$

$$= 0.37 / (1 - 0.37) = 0.59$$

$$\sigma_{\min} = 3 \times 2.58 \times 20 \times 0.59 = 9.13 \text{ t/m}^2$$

$$\underline{\sigma_{\min} = 0.0913 \text{ Mpa}}$$

Remarque : Le contour de l'ouvrage set considerer comme stable si la tension sur le contour ne dépasse pas la résistance du massif des roches à la compression et à la traction.

C . a . d :

$$\text{Pour les murs } Nm = \frac{R_{\text{comp}}}{\sigma_{\max}} > 1$$

$$\text{Pour les toits } Nt = \frac{R_{\text{tr}}}{\sigma_{\min}} > 1$$

- Nm : degré de stabilité au mur
- Nt : degré de stabilité au toit .

### 3) Calcul Des Degrés De Stabilité Au Toit Et Mur

$$Nm = \frac{R_{\text{comp}}}{\sigma_{\max}}$$

$$Nt = \frac{R_{\text{tr}}}{\sigma_{\min}}$$

A N :

$$N_n = \frac{4.94}{1.032} = \underline{4.786}$$

$$N_t = \frac{0.29}{0.091} = \underline{3.176}$$

### 2-3 DETERMINATION DES PRESSIONS DES TERRAINS :

Pour calculer la pression du terrain il faut choisir en fonction des degrés de stabilité  $N_t$  et  $N_m$  le schéma qui les met en consideration .

Nous pouvons choisir le schéma de calcul de voute et pieds-droit . Aussi contenu de la dimension extremement grande et de la fissuration du terrain nous pouvons dire que les pressions exercées sur le toit et sur les pieds droit sont en forme de prisme .

La hauteur de la voute de décharge doit etre déterminet par la formule suivante :

$$b1 = \frac{a1}{f \times Ks}$$

Avec :

$$\begin{aligned} a1 &= a + h \operatorname{ctg} ( 45 + \varphi/2 ) \\ &= 5.12 + 3.52 \times 0.45 = \end{aligned}$$

$$\underline{a1 = 6.7 \text{ m}}$$

de la :

$$b1 = 6.7 / ( 2.7 \times 0.4 \times 0.6 ) = 6.2 \text{ m}$$

de la hauteur de la voute de decharge  $\underline{bk = b1 - h_0 = 1.08 \text{ m}}$

\* Intensite de la pression au voisinage du toit :

$$\begin{aligned} q_t &= bk \times \gamma \\ &= 1.08 \times 2.58 \times 10 = \underline{27.864 \text{ Kpa}} \end{aligned}$$

\* Intensite de la pression au voisinage du sol :

$$q_s = ( b_1 + h ) \times \gamma \times \lambda^2$$

$$\lambda^2 = \operatorname{tg}^2( 45 - \varphi/2 ) = 0.20$$

de la :

$$q_s = ( 6.2 + 3.52 ) \times 0.2 \times 2.58 \times 10000 = 5.52 \text{ Kpa}$$

====>  $q_s = 5.52 \text{ Kpa}$

2-4 APPRECIATION DE LA STABILITE DES ROCHES DES PAROIS DE LA GALERIE

2-4-1 Appreciation du degre de deformation du perimetre

\* determination du coefficient de variation

$$V = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_{\min}}{\sigma_{\text{moy}}}$$

$$V = ( 36.1 - 8.8 ) / 20.6 = 1.32$$

$V = 1.32$

\* caracteristique de securite (  $\Delta$  )

$$\Delta = \frac{m\sigma_c - K \gamma H}{m \times \sigma_c \times V}$$

$K$  : Coefficient de concentration de la tension au toit de la galerie

$K = 2$

$m$  : Facteur de temps

$m = 0.75$

====>  $\Delta = 0.71$

\* En se servant de la caracteristique de securite on determine l'integrale de LAPLACE  $f(\Delta)$  dont la valeur numerique est egale à la moitié de l'integrale de probabilite  $F(X)$  qui est donné suivant le tableau [ ]

$F(X) = 0.522 \rightarrow f(\Delta) = 0.2611$

\* La probabilité et le degré de déformation des roches des parois de la galerie ( en % )

$$V = 0.5 - f(\Delta) = 0.5 - 0.261 = 0.239$$

Si  $V \leq 0.03 \Rightarrow$  les roches de la galerie sont supposées stables

Dans notre cas c'est le cas contraire, il doit avoir une possibilité de leur déformation

#### 2-4-2 Détermination de la portée admissible de la galerie

$$* Ba = 0.2 \sqrt{\frac{4 m \sigma_{tr} h}{3 \times \gamma}}$$

m : facteur de temps = 0.75

$\sigma_{tr}$  : résistance à la traction = 1.22 Mpa

$\gamma$  : densité = 2.58 t/m<sup>3</sup>

$$\Rightarrow Ba = 1.37$$

Si la portée  $Ba > Breille$  l'état du toit peut être considéré comme stable dans le cas contraire il peut y avoir des déformations

#### 2-4-3 Détermination de la valeur d'éboulement sur le soutènement

$$E = \delta_c \cdot B \cdot \gamma_d \cdot \left( \delta_t \frac{\gamma \cdot h}{m \cdot \sigma_c} - \delta_d \right)$$

$\delta_c$  : coefficient de configuration = 0.7

$\delta_t$  : coefficient de texture des roches = 5

$\delta_d$  : coefficient tenant compte de la direction de la galerie par rapport aux couches = 1

B : largeur de la galerie = 10.24 m

$\gamma_d$  : poids volumique des roches en déformation  
= 0.017 MN/m<sup>3</sup>

$$\Rightarrow E = - 0.1 \text{ MN/m}^3$$

$E <$  pression calculée

==> Pour le calcul du soutènement on prend la valeur de la pression calculer.

2-4-4 Détermination de la valeur de l'éboulement possible au voisinage du front de taille de la galerie

$$E_f = \sigma_c \cdot B \cdot \gamma \cdot \left( \frac{\gamma \cdot H}{\sigma_c} - k \right) \quad [ \text{MN/m}^2 ]$$

k : coefficient tenant compte du procédé de creusement  
Pour l'explosif = 0.25

$\sigma_c$  : résistance à la compression = 20.6 Mpa

====>  $E_f = -0.04 \text{ MN/m}^2$

2-5 Appréciation de la possibilité de la valeur du gonflement des roches du sol de la galerie

a) Largeur calculer de la galerie au niveau du sol

$$B_{cs} = \frac{n \cdot m \cdot \sigma_c}{\gamma \times H}$$

n : = 1.22

====>  $B_{cs} = 36.52 \text{ m}$

b) puisque  $B_{cs} > B$  ; on donc dans un état stable

2-6 Détermination du déplacement des roches au voisinage du toit et du mur

$$U_t = 0.1 \times B \left( \exp \frac{\gamma \cdot H - (\sigma_c / \sigma_0) \cdot g_c}{m \cdot \sigma_c} - 1 \right)$$

$\sigma_0$  : résistance des roches conditionnelle = 30 Mpa

$g_c$  : capacité portative des éléments latéraux de soutènement

====>  $U_t = 0.034 \text{ m}$



$$U1 = 0.07 \times h \left( \exp \frac{0.85 \gamma H - 15(\sigma_c/\sigma_0) g_c}{m \cdot \sigma_c} - 1 \right)$$

====> U1 = 0.017 m

2-7 Determination de la capacité portative nécessaire du soutènement  
( dans le but de choisir le soutènement )

$$q_{sout} = \frac{\sigma_{02} \times \gamma \times H}{10 \times \sigma_{c2}}$$

====> qsout = 0.10 Mpa

Comme le soutènement choisi en béton armé possédant une résistance à la compression égale à 27 Mpa cela est largement suffisant donc notre soutènement est satisfaisant .

Ces résultats vont être confirmés par la méthode en perspective des éléments finis

PARAMETRES TECHNOLOGIQUE  
DU CREUSEMENT DE LA GALERIE  
METROPOLITAINE

1) Forme et Dimension de la Section de la Galerie

A) Choix de la Forme De La Section Transversale :

La forme de la section Transversale de l'excavation dépend principalement des propriétés mécanique et physique de roches traversé de la durée de vie et la destination de l'excavation .

Notre but est de chercher à donner aux ouvrages une forme optimale tant sur le plan structura (résistance aux efforts appliqués : charges de terres pression d'eau , seisme , charge de service ) que sur le plan économique ( facilite 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 .

B) CALCUL DES DIMENSIONS DE LA SECTION TRANSVERSALE:

Largeur de l'excavation :

La Largeur du contour de l'ouvrage est donnée par la formule suivante :

$$b = 2m + 2A + p + 2M$$

Avec :

$m \Rightarrow$  Distance entre le matériel roulant et le passage de sécurité.

$$m = 0.15m$$

$A \Rightarrow$  Largeur maximale du train .

$$A = 2.80m$$

$p \Rightarrow$  Distance entre deux trains .

$$p = 1.00m$$

$M \Rightarrow$  Largeur du passage de sécurité +  $X = .12m$

$$M = 0.87m$$

de la on aura :

$$b = 2(0.15) + 2(2.80) + 1.00 + 2(0.87) =$$

$$b = 8.64m$$

Hauteur de l'excavation :

La Hauteur de la Voute dépend principalement du gabarit d'encombrement cinématique du matériel roulant .

On peut la déterminer par la formule suivante :

$$h = \frac{b}{ft}$$

Avec :

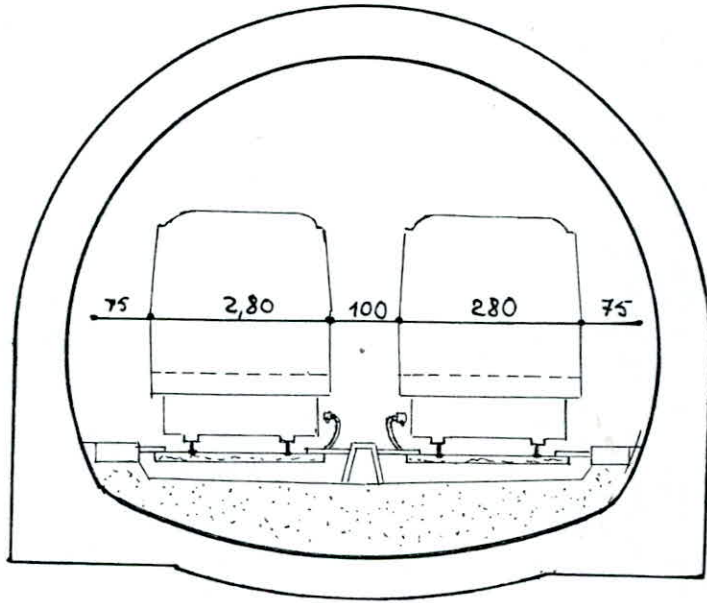
$b \Rightarrow$  Largeur de l'excavation .

$ft \Rightarrow = f \cdot K_s$

$f \rightarrow$  Coefficient de dureté de la roche .

$K_s \rightarrow$  Coefficient d'affaiblissement de structure

$$K_s = 0.4 \text{ à } 0.5$$



Contour Interieur tenant compte  
du Gabarit Nominal

On aura :

$$\begin{aligned} / \quad ft &= 0.45 \cdot 2.7 = \\ &= 1.215 \end{aligned}$$

De la :

$$\Rightarrow h = \frac{8.64}{1.215} = 7.15m$$

$$\underline{h = 7.15m}$$

2)

VERIFICATION DU REVETEMENT  
PAR  
LA METHODE DES ELEMENTS FINIS

INTRODUCTION :

Dans la partie dimensionnement ,il nous à été attribué toutes les données concernant le Revêtement du Tunnel et les épaisseurs de ce dernier ,et pour verifier leur exactitude nous avons eu recours une des méthdes suivante :

1°- METHODE DES ELEMENTS FINIS

2°- METHODE GRAPHIQUE

3°- METHODE ANALYTIQUE

Suite à une analyse détaillée de ces méthodes nous avons conclu:que la methode la plus précise,la plus develloppée, et la plus recente ,est celle des éléments finis

DEFINITION DE LA METHODE DES ELEMENTS FINIS :

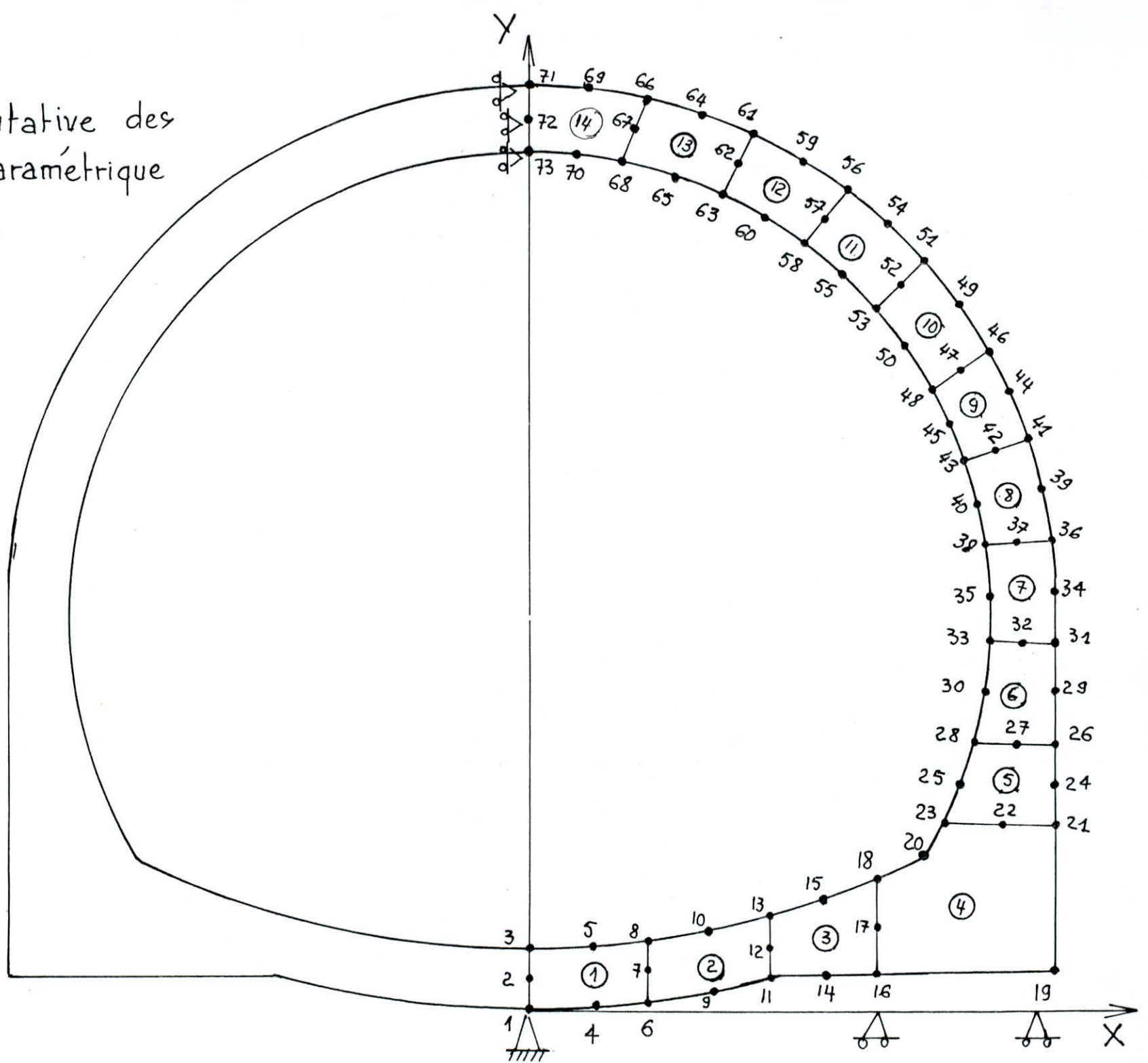
La M.E.F. est une méthode numérique simple,de résolution par approximation d'équation ( en systeme d'equations differentiels ) et permet de déterminer l'équilibre élastique du milieu continu .

les bases mathématiques de la méthode sont solides et en font une méthode précise contrairement à la methode des differences finies .

Les principaux avantages de la M.E.F sont que l'onpeut traiter beaucoup plus simplement les particula rités suivantes :

- Forme du domaine quelconque
- Materiau peut etre non homogene
- Prise en compte des linearités (géometri- que ou de comportement ) possible .

Figure Représentative des  
éléments Isoparamétrique  
à Huit nœuds.





## DISCRETISATION D'UNE STRUCTURE

Un corps déformable possède un nombre infini de points , en chacun de ceux-ci , on peut définir les forces extérieures, les contraintes , les déformations et les déplacements .

La mécanique des milieux continus utilise des fonctions représentant ces différentes grandeurs en tous points du corps .

Dés lors il est indispensable de substituer à la structure étudiée un modèle mathématique composé d'un certain nombre d'éléments appelés éléments finis reliés entre eux en un nombre de points appelés noeuds .

Certaines structures notamment les plaques et les coques sont idéalisés par des éléments discrets dont les liaisons mutuelles sont continues le long des interfaces . L'idéalisation consiste à ne considérer que les liaisons modèles en un nombre fini de points situés sur les bords des éléments , les forces qui assureront ainsi l'interaction des éléments aux noeuds , sont dites généralisées.

Souvent pour définir les relations entre forces et déplacements aux noeuds, on fait des hypothèses sur le champ de déplacement tel que la compatibilité intérieure soit satisfaite, ou sur le champ de contraintes , tel que l'équilibre intérieur soit observé on obtient respectivement une solution déplacement ou une solution équilibre.

BLOCS FONCTIONNELS CARACTERISTIQUES  
D'UN PROGRAMME D'ELEMENTS FINIS

LECTURE, VERIFICATION, ORGANISATION DES DONNEES

Lire et Imprimer :

- Les coordonnées des noeuds
- Les connectivites des noeuds
- Les parametres physiques
- Les sollicitations
- Les conditions aux limites

CONSTRUCTION DE LA MATRICE ET DES VECTEURS GLOBAUX  
[K] et {F}

Pour Chaque Elément :

- Extraire les informations liées à cet élément
- Construire la matrice et le vecteur elementaire [k] et {f}
- Assembler [k] et {f} dans [K] et {F}

RESOLUTION DU SYSTEME D'EQUATION [K] {U} = {F}

- Modifier [K] et {F} pour prendre en compte les conditions aux limites .
- Triangulariser [K]
- Calculer la solution {U}

IMPRESSION DES RESULTATS

- Calculer les variables additionnelles
- Impression des resultats

*Cette figure montre l'enchainement de ces differents blocs*

CALCUL DES CONTRAINTES ADMISSIBLES :

1\*) Contraintes de compression admissible

La contrainte de compression admissible du béton désignée par  $\sigma_{b0}' = \rho_{b'} \cdot \sigma_{28}'$

telque :

$$\rho_{b'} = 0.3$$

$\sigma_{28}'$  Résistance nominale à la compression  
= 27 Mpa  
( d'après le tableau 2.1 )

Donc :

$$\sigma_{b0}' = 0.3 \cdot 27 = 8.1 \text{ Mpa}$$

$$\underline{\sigma_{b0}' = 8.1 \text{ Mpa}}$$

2\*) Contrainte de traction de référence :

Les contrainte de références sont désignées par  $\sigma_b$  elle est prise égale à une fraction de securite à 28 jours .

$$\sigma_b = \rho_b \cdot \sigma_{28}'$$

Avec :

$$\rho_b = 0.025$$

Donc :

$$\Rightarrow \sigma_b = 0.025 \cdot 27 = 0.696 = 0.7 \text{ Mpa}$$

$$\underline{\sigma_b = 0.7 \text{ Mpa}}$$

Remarque

Les calculs ont été fait suivant les regles de CCBA

Tableau 2.1

N°	Description Suivant Bordereau	Res caracteristique Mpa $\sigma$ 28' f128		distination	Ciment dosage Kg/M3
1)	O 200 Beton Ordinaire	/	/	Beton en proprete	cpj ou 200 clk35 ou cpa35
2)	Q 325 Béton de qualité	20	1.8	Voute, radier p. d, tunnels et ouvrages Annexes en S. terrain	clc ou 325 ckk cpj45 ou cpa4
3)	Q 350 Beton strictement controlé	27	2.2	" " " " " "	350

**INTERPRETATION DES RESULTATS**

Dans chacun des 14 éléments on a calculé en 9 points différents les contraintes et les déplacements de cet élément et pour vérifier les épaisseurs de revêtement on compare toute les contraintes principales avec la contrainte de compression admissible du béton .

**CONCLUSION :**

TOUTE LES CONTRAINTES PRINCIPALES OBTENUES SONT  
INFERIEURES A LA CONTRAINTE DE COMPRESSION ADMIS  
SIBLE .  
ET QUELQUE SOIT L'ELEMNT LA CONTRAINTE RESTE  
FAIBLE EN CONSEQUENCE :  
L'EPAISSEUR PREVU EST LARGE

RESULTATS DE CALCUL DES CONTRAINTES PAR LA

M . E . F

Contraintes dans l'élément 1

P . G	CONTRAINTES MAX t/m <sup>2</sup>
1	210.50
2	233.66
3	258.07
4	222.4
5	239.92
6	257.13
7	231.24
8	245.40
9	256.69

contraintes dans l'élément 4

P . G	CONTRAINTES MAX t/m <sup>2</sup>
1	122.6
2	122.7
3	121.67
4	238.03
5	173.93
6	365.06
7	685.15
8	358.41
9	339.56

Contraintes dans l'élément 7

P . G	CONTRAINTES MAX
1	471.56
2	410.81
3	281.68
4	185.89
5	301.82
6	463.34
7	339.26
8	367.01
9	805.72

Contraintes dans l'élément 13

P . G	CONTRAINTES MAX
1	554.62
2	266.00
3	464.08
4	619.55
5	501.56
6	797.05
7	802.33
8	251.08
9	775.57

### 3) ANALYSE ET CHOIX DE LA METHODE D'EXECUTION

#### A) Utilisation de l'Explosif Comme Moyen D'Excavation :

Compte tenu du peu d'éléments disponibles sur les caractéristiques de la roche à abattre une approche expérimentale par essais successifs de tirs à dû être engagée afin que des mesures de vibrations soient mis au point les plans de tirs des bouchons et d'abattages.

Une première campagne ( du 15 Janvier 1983 ) a eu pour but de définir les conditions d'utilisations de l'excavation en site urbain à faible profondeur en appréciant l'effet des tirs sur les immeubles environnants des mesures de vibrations.

Une deuxième campagne d'essais s'est déroulée ( Du 28 Avril Au 2 Juin 1983 ) deux objectifs étaient recherchés :

- Concrétiser les résultats de la 1ere campagne à l'approche des immeubles dont l'état de vétusté, avait été signalé lors des états des lieux de la rue Ben M'HIDI Larbi et améliorer l'avancement du chantier sans nuisances supplémentaire
- Démontrer la possibilité d'utilisations d'explosifs pour foncer les puits au rocher situés à l'aplomb d'immeubles.

Au cours des essais de tirs 2 types de mesures ont été effectués :

- 1°) Des mesures indirectes liées à la densification des sols et déterminées par des mesures de nivellement au voisinage des tirs .
- 2°) Des mesures directes destinées à déterminer la vitesse des vibrations des tirs au niveau des fondations des immeubles.

Les résultats de mesures ont conclu que la vitesse de propagation des ondes vibratoires n'a jamais dépassé le seuil critique fixé à 20 mm/s ( REALISATION MAXIMALE 18 mm/s ) et que la densification du sol résultant des vibrations de tir étant pratiquement nulle .

DE CELA , ON EN DEDUIT LA POSSIBILITE DE MISE EN  
OEUVRE DES EXPLOSIFS AVEC DES TIRS FRACTIONNES  
ET AVEC UNE CHARGE UNITAIRE DE 200g D'EXPLOSIFS.

B) Principe De La Nouvelle Methode AUTRICHIENNE :

Pour bien comprendre les principes de la nouvelle methode Autrichienne , il est commode de la comparer avec les methode conventionnelles, à tous les stades de l'executio des travaux .

Selon les techniques traditionnelles, l'excavation se fait suivant la plus grande section possible en gardant comme objectif la rentabilité de la foration, la section minimale à abattre devant être compatible avec la dimension des éléments de soutènement provisoire ( cintres métalliques) Par contre , avec la méthode autrichienne , on s'efforce de réduire au maximum les désordres dans le terrain en travaillant en section partielle tres faible . Si possible par excavation mécanique ou alors avec un plan de tir finement calculé , en s'affranchissant des problèmes de rendement.

Après l'excavation dans la méthode conventionnelle, le soutènement provisoire est assuré par des cintres métalliques, tres lourds, surdimensionnés. ne s'adaptant pas du tout aux hors profils . Quelles que soient les techniques adoptées on réalise ainsi un soutènement rigide n'ayant que des contacts ponctuels avec le massif. Souvent le contact ne s'etablit qu'après une déformation importante (convergence) entraînant l'apparition de zones de décompression très étendues dans le terrain . Ce processus a des conséquences multiples très defavorables : d'une part, une chute des caractéristiques mécaniques des terrains dans les zones touchées par la décompression et, d'autre part, la mobilisation de forces concentrées très élevées au point de contact entre le soutènement provisoire et la massif. Ces forces concentrées sont quelquefois si élevées , en raison de leur caractère ponctuel , qu'elles entraînent une détérioration (pouvant aller jusqu'a la rupture ) des cintres métalliques. En utilisant le béton projeté , légèrement armé du treillis soudé, on réalise par contre un soutènement continu, parfaitement solidaire du terrain , épousant exactement le irrégularités du profil, avec, à la limite, remplissage des vides et des fissures du massif. A cela s'ajoute que le béton projeté est d'une mise en oeuvre très rapide quelle que soit la section abattue. les premières couches de béton projeté, dès leur application, assurent enfin une protection du massif contre toute forme d'alteration. Le soutènement par béton projeté, même considérée comme provisoire, présente incontestablement une supériorité tant sur le plan géotechnique technologique qu'economique sur le soutènement traditionnel par cintres métalliques.

Les différences essentielles entre le procédé conventionnel et la N.M.A. apparaissent peut-être encore plus nettement au stade final de la construction ( soutènement ) . Ces différences portent en premier lieu sur les trois points suivants :

- Les techniques de mise en oeuvre du soutènement ,
- Le temps de mise en oeuvre du soutènement ,
- Le processus mécanique de soutènement .

Le soutènement traditionnel est constitué par une voute coffré , mise en place après ouverture de l'excavation en section totale .

La voute traditionnelle en béton coffré constitue un soutènement :

- Très long à mettre en place ,
- Trop rigide, la voute ne s'adapte pas ainsi aux exigences du terrain ,
- N'étant pas solidairement lié au massif .

Comme nous l'avons précisé plus haut la N.M.A. de construction de tunnels se caractérise essentiellement par l'utilisation du béton projeté pour le revêtement définitif dès que l'excavation , en section partielle ou totale, est réalisée afin de bloquer en quelque sorte le massif , c.a.d. de limiter au maximum la décompression tout en améliorant la résistance mécanique du terrain et en le rendant capable de se soutenir lui même .

Le béton projeté protège le terrain dès sa mise à nu contre toute action d'agent extérieurs tels que l'eau ou l'air . Il est armé selon le besoin, en général par du treillis soudé. Sa tenue et l'adhérence du revêtement au massif sont assurées par la mise en place d'un réseau d'ancrages de faible longueur ( 3 à 6m pour les tunnels de section inférieure à 100 m<sup>2</sup> ) . Dans les cas difficiles , l'action des armatures et du boulonnage est renforcée par la mise en place de cintres métalliques légers noyés dans le béton projeté .

L'épaisseur du revêtement terminé varie généralement entre 10 et 30 cm .

Le béton projeté armé et boulonné au massif contribue à donner au terrain , au voisinage de l'excavation, une pression de confinement suffisante pour augmenter considérablement sa résistance mécanique. L'ensemble constitué par le revêtement et les ancres permet donc au



terrain de participer pour une grande part au soutènement du milieu, ceci en raison de la formation d'une voute monolithique composée par le béton et le terrain .

En fonction du problème posé et du but à atteindre la N.M.A. de construction de tunnels , permet par l'heureuse association du béton projeté renforcé par du treillis soudé (et éventuellement des cintres légers ) et scellé au terrain par boulonnage, de réaliser un soutènement présentant les caractéristiques suivantes:

- Il est de mise en oeuvre rapide , aussitôt après l'excavation ;
- Il constitue un revêtement définitif;
- Il peut intervenir en section totale ou partielle , même de faible dimensions, pour les terrains très difficiles ou les tunnels de grande section ;
- Il est souple et s'adapte ainsi aux caprices du terrain ;
- Il est continu et n'engendre ainsi aucune force ponctuelle élevée entre le massif et le revêtement ;
- Il améliore les caractéristiques mécaniques du milieu naturel en soudant les blocs entre eux , cimentant les vides, joints ou fissures;
- Il apporte une pression radiale de confinement stabilisatrice dans le massif ;
- Il rend possible le drainage du massif.

# CHAPITRE

- IV -

PROCESSUS TECHNOLOGIQUE

DU CREUSEMENT D'UN TUNNEL

## 1° INTRODUCTION :

En principe , le dynamitage du tunnel est réalisé en forant des trous dans lesquels l'explosif est placé .

Des detonateurs électriques sont placés avec l'explosifs . La position des trous et la séquence d'initiation sont agencés selon un patron déterminé à l'avance .

Les premiers trous visent à créer une ouverture pour que le roc puisse éclater successivement d'une détonation à l'autre . Cette ouverture est appelé entaille ; elle peut être conique , cylindrique ou pyramidale .

L'entaille est généralement placés près du centre de la section du tunnel. Les trous situés sous cette dernière ont à soulever le roc verticalement vers l'extérieur afin d'assurer une bonne place pour le renflement des débris ces trous doivent avoir une charge plus grande . Les trous au dessus de l'entaille doivent être moins chargés.

Les phases du dynamitage tiennent compte du contour du tunnel qui reste en place ; il doit être bien réussi de sorte que le roc de contour soit non endommagé .

En s'efforçant de réduire au maximum le désordre dans le terrain on travaillera en section partielle .

Pour cela on divise notre section en deux parties :

- Section supérieur qui représente la voûte supérieur du tunnel :

Diamètre = 10.24 m

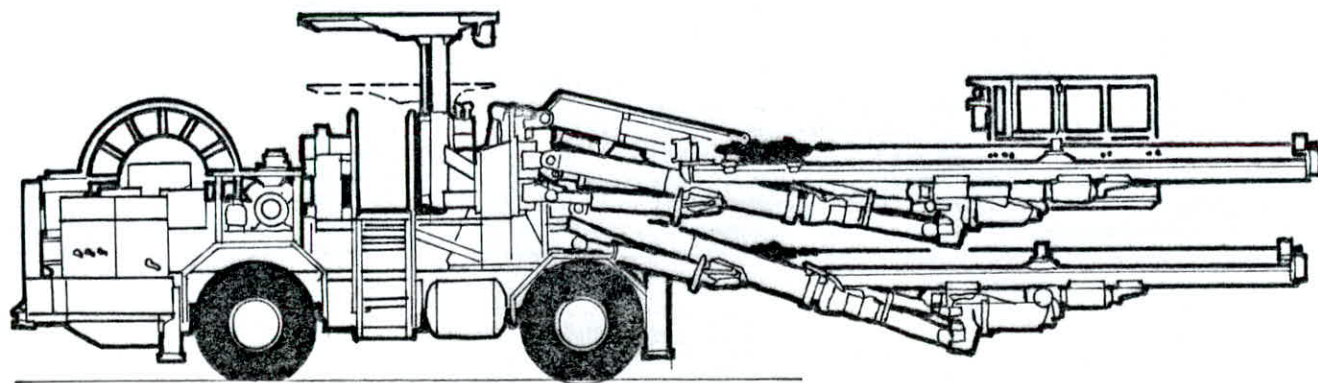
Section = 41.17 m<sup>2</sup>

- Sections inférieurs égale :

Largeur = 5.12 m

Hauteur = 3.52 m

Section = 17.96 m<sup>2</sup>



**FOREUSE**

Type: Boomer H175

## 2° CHOIX DES MACHINES DE FORATION :

Le choix des machines et équipements de forage s'effectue en fonction de la dureté des roches , de la fonction de l'excavation ( section de l'ouvrage ), de la destination de l'ouvrage , du mode de creusement.

Pour les conditions du terrain données et la dimension de la section , on choisi la foreuse du type BOOMER H175 équipé de bras hydraulique BUT 35

### Caracteristiques Techniques Du Boomer

- \* Boom 2 x but 35
- \* Feed drill 2 x cop 1032 HD

### Equipement de perforation :

longeur de foration jusqu'a 5.5 m  
diametre de foration 38 +51 mm

### Dimensions

- \* Longueur 11630 mm
- \* Largeur 2500 mm
- \* Hauteur 3050 ÷ 3750 mm

### Caracteristiques Techniques Du But 35

- \* Poussée 12.5 KN
- \* Rotation 360°
- \* Extension télescopique 1600 mm
- \* Zone de couverture 85 m<sup>2</sup>
- \* Vitesse d'avancement -----

On prévois un autre boomer H 127 qui présente les caracteristiques ssuivantes .

- \* 2 x BUT 35
- \* 2 x COP 1032 HD
  
- \* Longueur 10500 mm
- \* Largeur 1900 mm
- \* hauteur 2250 ÷ 2950 mm

### 3° CHOIX DU TYPE D'EXPLOSIFS ET MOYEN DE MISE A FEU

#### 1) Caracteristiques Générales Des Explosifs

Les explosifs sont une combinaison chimique ou un mélange mécanique qui, sous l'action d'une impulsion extérieure est prêt à exploser, c'est à dire pouvant se transformer instantanément en d'autres combinaisons chimiques avec dégagement de chaleur et formation de gaz capable de produire un travail mécanique.

#### 2) Type Et Description Des Explosifs

Les explosifs sont classés dans les catégories suivantes :

- \* Explosifs déflagrants (explosifs faibles ou lents)  
ils détonnent lentement atteignant au maximum 500 m/s, ils provoquent une flamme longue et prolongée
- \* Explosifs Détonnants (explosifs puissants)  
Ils détonnent avec une grande vitesse atteignent lorsqu'ils sont comprimés 1200 à 7200 m/s.  
Ils provoquent une flamme courte et chaude.

#### 3) Choix Du Type D'explosif Et Moyen De Mise à Feu

Le choix des explosifs dépend de la densité des roches, du type de travail à exécuter (grande ou petite masse de roches). Des conditions intervenant sur le chargement des explosifs (Sol humide, souterrain, ...).

#### \* Domaine d'utilisation des explosifs

Coefficient de dureté des roches	Type d'explosifs
3 - 6	Dinaftalite
6 - 10	Ammonite N6GV, Ammonite N7GV
	Ammonal, Ammonite 1
> 10	Ammonal, Ammonite N3, Ammonite 1
	Dynamite à 62 % et 83 %.

Dans notre cas et pour nos conditions , à partir de ce tableau on peut choisir la " Dinaftalite "

\* Caracteristiques de la Dinaftalite

- Capacité de travail  $P = 320 \text{ cm}^3$
- Coefficient de travail relatif  $e=380/320 = 1.19$
- Densité de l'explosif  $1.15 \text{ g/Cm}^3$
- Diametre de la cartouche  $d = 36 \text{ mm}$
- Longueur de la cartouche  $L = 22 \text{ Cm}$
- Poids de la cartouche  $P = 200 \text{ g}$

\* Moyens de mise à feu

Puisque le tunnel se trouve à une profondeur de 20 m et sous une zone très dense il est conseillé de prendre pour la mise à feu les détonateurs à microretard .

Les détonateurs sont des tubes cylindriques de cuivre ou d'Al de 6 à 7 mm de diametre dans les quels on distingue au moins une charge amorcantes , une charge détonante, un filament électrique et une masse isolante. L'inflammation de la charge amorcante qui la transmet à la charge détonante est provoquée par par le passage du courant électrique dans le filameent .



4° TRAVAUX DE TIR POUR LA SECTION SUPERIEUR :

1) Longeur D'avancement Lav

La longeur d'avancement est donnée par la formule suivante :

$$L_{av} = L_{tr} \times n$$

- $L_{av}$  : Longeur d'avancement
- $L_{tr}$  : Longeur des trous  
 $L_{tr} = 2 \text{ m}$
- $n$  : Coefficient d'utilisation des trous  
Qui est en fonction de la dureté de la roche  
il est donné d'après le tableau suivant :  
 $n = 0.95$

Coefficient de dureté	Coefficient d'utilisation des trous
1 + 5	0.95
5 + 12	0.95 + 0.9
12 + 17	0.9 + 0.85
> 17	0.85 + 0.8

De la :

$$L_{av} = 2 \times 0.95 = 1.9 \text{ m}$$

$$L_{av} = 1.9 \text{ m}$$

2) Charge spécifique d'explosif

On peut utiliser la formule suivante pour le calcul de la charge spécifique d'explosif :

$$q = q' \times f_l \times v \times e \quad \dots \dots \dots [ \text{Kg} / \text{m}^3 ]$$

Avec :

$q_1$  : Charge d'explosif pour les conditions standardisés  
[ Kg / m<sup>3</sup> ]

Il peut être déterminé par le tableau 1

$$q_1 = 0.3$$

$f_1$  : Coefficient tenant compte de la structure des roches

Il est déterminé par le tableau 2

$$f_1 = 1.3$$

$e$  : Le coefficient de capacité de travail

$$e = 380/p$$

$$e = 380/320$$

$$e = 1.15$$

$v$  : Coefficient tenant compte du nombre de surface autour de la charge

$$v = 6.5 / \sqrt{St}$$

$$St = Str / ( 1.03 \div 1.05 ) = 39.20 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow v = 6.5 / \sqrt{39.20} = 1.03$$

$$v = 1.03$$

De là :

$$q = 0.3 \times 1.3 \times 1.03 \times 1.15 = 0.46$$

$$q = 0.46 \text{ Kg / m}^3$$

### 3) Calcul du nombre de trous

Le nombre de trous est calculé par la formule suivante :

$$N_{tr} = \frac{12.7 \times q \times Str \times n}{d^2 \times \Delta \times kr}$$

CHARGE SPECIFIQUE D'EXPLOSIF EN FONCTION DE LA DURETE DE LA ROCHE

Tableau 1

Coef de dureté des roches f	Charge spécifique de l'explo- sif pour les conditions stan- dardisées , en Kg /m <sup>3</sup> q'
15 - 20	1.2 - 1.5
10 - 15	1.0 - 1.1
8 - 9	0.8 - 0.9
4 - 7	0.4 - 0.7
2 - 3	0.2 - 0.3
2	0.15

VALEURS DU COEFFICIENT f1 EN FONCTION DU TYPE DES ROCHEs

Tableau 2

Caracteristique des roches	Coefficient f1
Roches élastique, poreuses	2,0
Roches fissurées, roches schistiques disloquées	1.4
Roches schistiques, et plans de stratification de roches sont perpendiculaires à l'axe des trous	1.3
Rochees cassantes sans fissureité	1.1
Roches dures homogènes	0.8

Avec :

- Ntr : Nombre de trous de mine
- q : Charge spécifique d'explosif [ Kg ]  
 $q = 0.46 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Str : Section de l'excavation en creusement
- d : Diametre des cartouches d'explosif [ Cm ]  
 $d = 3.6 \text{ Cm}$
- Δ : Densité de l'explosif [ g / Cm<sup>3</sup> ]  
 $\Delta = 1.15$
- kr : Coefficient de remplissage du trou par l'explosif .  
La valeur moyenne pour toute la taille est  $kr = 0.4 \div 0.5$   
on prend  $kr = 0.45$

De la :

$$Ntr = \frac{12.7 \times 0.46 \times 41.18 \times 0.95}{(3.6) \times 1.15 \times 0.45} = 34.07$$

$$\underline{Ntr = 34 \text{ trous}}$$

Les trous de mine sont dévisés dans le rapport suivant :

Trous de bouchon, trous d'abattage et trous de mine respectivement = 0.6 : 1 : 1.6

On aura donc la somme des rapports = 3.2

Le nombre de chaque type de trous est donner par la formule suivant :

$$Ntri = \frac{Ntr \times \text{rapport}}{\text{SOM des rapports}}$$

\* Nombre de trous de bouchon :

$$Ntrb = \frac{34 \times 0.6}{3.2} = 6.375$$

$$\underline{Ntrb = 6 \text{ trous}}$$

\* Nombre de trous d'abatage

$$N_{trab} = \frac{34 \times 1}{3.2} = 10.625$$

$$N_{trab} = 11 \text{ trous}$$

\* Nombre de trous de contour

$$N_{trcont} = \frac{34 \times 1.6}{3.2} = 17$$

$$N_{trcont} = 17 \text{ trous}$$

4) Charge totale d'explosif

$$Q_{ex} = q \times V$$

$Q_{ex}$  : Charge totale d'explosif ..... [ Kg ]

$V$  : Volume de la roche à tirer ..... [ m<sup>3</sup> ]

$$V = S_{tr} \times L_{av} = 41.17 \times 1.9 = 78.24 \text{ m}^3$$

$$Q_{ex} = 0.46 \times 78.24 = 36 \text{ Kg}$$

$$Q_{ex} = 36 \text{ Kg}$$

5) Consommation moyenne par trou

$$q_{tr} = \frac{Q_{ex}}{N_{tr}}$$

$q_{tr}$  : Charge moyenne par trou ..... [ Kg ]

$Q_{ex}$  : Charge totale d'explosif ..... [ Kg ]

$N_{tr}$  : Nombre de trous

$$q_{tr} = \frac{36}{34} = 1.06$$

$$q_{tr} = 1.06 \text{ Kg}$$

6) Charge d'explosif dans chaque trous

La charge d'explosif dans chaque type de trous peut être calculer d'après les formules suivantes :

\* Dans chaque trou de bouchon

$$\begin{aligned}q_b &= ( 1.1 \div 1.2 ) q_m \\ &= 1.15 \times 1.06 = 1.219 \text{ Kg} \\ q_b &= \underline{1.219 \text{ Kg}}\end{aligned}$$

\* Dans chaque trou d'abatage

$$\begin{aligned}q_{ab} &= q_m \\ q_{ab} &= \underline{1.06 \text{ Kg}}\end{aligned}$$

\* Dans chaque'un des trous de contour

$$\begin{aligned}q_{cont} &= ( 0.8 \div 0.9 ) q_m \\ &= 0.85 \times 1.06 = 0.901 \text{ Kg} \\ q_{cont} &= \underline{0.901 \text{ Kg}}\end{aligned}$$

6) Nombre de cartouches dans chaque type de trous

\* Nombre de cartouches dans un trou de bouchon

$$n_b = \frac{q_b}{q_c}$$

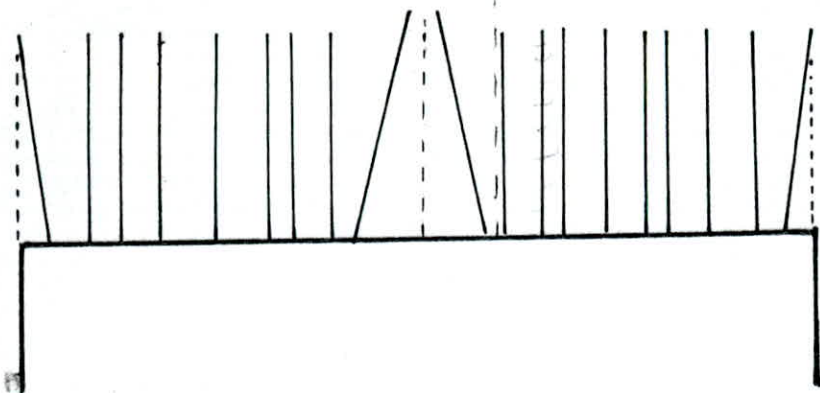
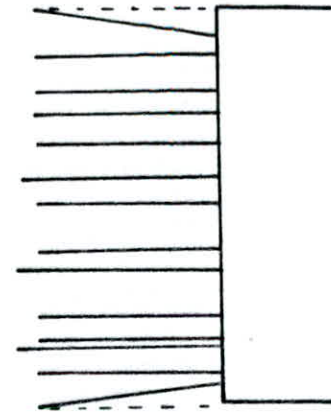
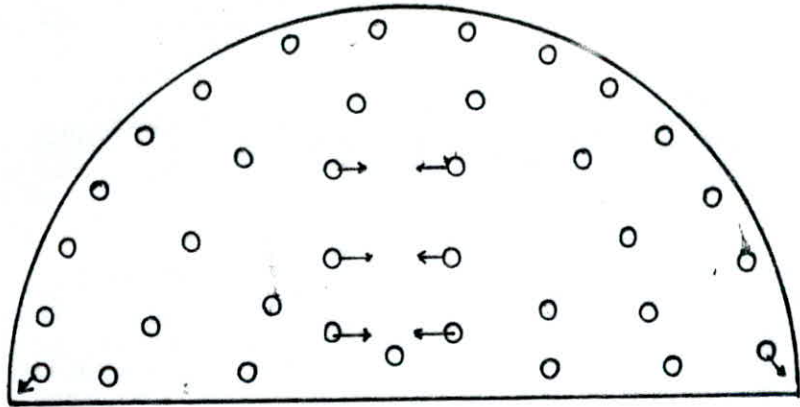
$q_b$  : Charge des trous de bouchon ..... [ Kg ]

$q_c$  : Poids d'une cartouche ..... [ Kg ]

$q_c = \underline{0.2 \text{ Kg}}$

De la :

$$n_b = \frac{1.219}{0.2} = 6 \text{ cartouches}$$



**PARAMETRES DU PLAN  
DE TIR**

(Section Supérieur)

\* Nombre de cartouches dans un trou d'abattage

$$n_{ab} = \frac{q_{ab}}{q_t}$$

$q_{ab}$  : Charge des trous d'abattage ..... [ Kg ]

De la :

$$n_{ab} = \frac{1.06}{0.2} = 5 \text{ cartouches}$$

\* Nombre de cartouches dans un trou de contour

$$n_{cont} = \frac{q_{cont}}{q_t}$$

$q_{cont}$  : Charge des trous de contour ..... [ Kg ]

De la :

$$n_{cont} = \frac{0.901}{0.2} = 4 \text{ cartouches}$$

7) Consommation totale réelle d'explosif

Après avoir déterminé le nombre de cartouches dans chaque type de trou on est appelé à calculer la consommation totale réelle d'explosif et sa d'après la formule suivante :

$$Q_r = q_t ( n_b N_b + n_{ab} N_{ab} + n_{cont} N_{cont} )$$

$Q_r$  = Consommation totale Réelle d'explosif .... [ Kg ]

De la :

$$Q_r = 0.2 \times ( (6 \times 6) + (5 \times 11) + (17 \times 4) )$$

$$Q_r = 31.8 \text{ Kg}$$



5\* DETERMINATION DES PARAMETRES DU PLAN DE TIR  
DE LA 2eme SECTION

1) Détermination de la consommation spécifique  
d'explosif

La valeur de la consommation spécifique peut être calculée sur la base de la consommation spécifique théorique en tenant compte des conditions technologiques .

$$q = q_0 \cdot K_Y \times K_\alpha \times K_d \times K_{exp} \times K_w \times K_n$$

Les coefficients tenant compte de l'influence des différents facteurs sur la consommation spécifiques d'explosifs sont les suivants :

$K_Y$  : Facteur influent sur le poids volumique des roches

$$K_Y = \gamma / 2.6 \quad [ \gamma \text{ en T/m}^3 ]$$

Pour  $\gamma = 2.58 \text{ T/m}^3$  on aura  $K_Y = 0.99$

$K_\alpha$  : Facteur influent sur l'angle de gisement des couches rocheuses

$$K_\alpha = 1 - 0.1 \text{ Sin} \alpha$$

Pour  $\alpha = 0$  on aura  $K_\alpha = 1$

$K_d$  : Facteur influent sur la dimension moyenne des morceaux de roches

$$K_d = ( 500 / d_{mopt} )^{0.4}$$

Pour  $d_{mopt} = 200 \text{ mm}$ , on aura  $K_d = 1.44$

$K_{exp}$  : =  $A_{ct} / A_u$

$A_{ct}$  --> Aptitude au travail de l'explosif étalon  
( Amonite N6 GV )  $A_{ct} = 380$

$A_u$  --> Aptitude au travail de l'explosif utilisé  
 $A_u = 350$

$$K_{exp} = 380 / 350 = 1.08$$

$K_w$  : Facteur influent sur le rayon d'action de l'explosif

$$K_w = 0.89 \exp(1.1 (H - W)) = 1$$

$$\underline{K_w = 1}$$

$K_n$  : Facteur influent sur le nombre de surface libres entourant le trou de mine

$$K_w = 0.665^{n-1}$$

Pour notre cas  $n = 2$ , de la on aura  $\underline{K_w = 0.665}$

D'après le tableau 1 On a  $q_l = 2 \div 3$

De la :

$$q = 0.3 \times 0.99 \times 1 \times 1.44 \times 1.08 \times 1 \times 0.665 = 0.3 \text{ Kg}$$

$$\underline{q = 0.3 \text{ Kg}}$$

## 2) Ligne de resistance au pied du gradin ( W )

Lors de la disposition verticale des charges la ligne de resistance au pied du gradin est déterminée en fonction de la consommation spécifique d'explosif et la capacité de metre de trou .

W est déterminer par la formule suivante :

$$W = \frac{\sqrt{0.5 p^2 + 4 m q p H L} - 0.75 p}{2 m q H}$$

$p$  : Capacité d'un metre de trou ..... [ Kg / m ]

$$p = \frac{\pi D^2}{4} \Delta$$

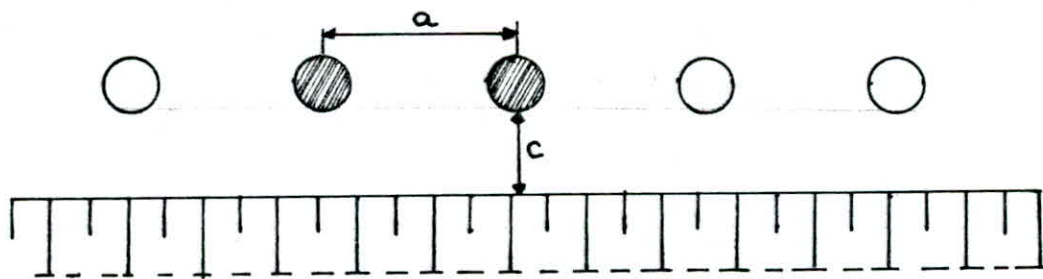
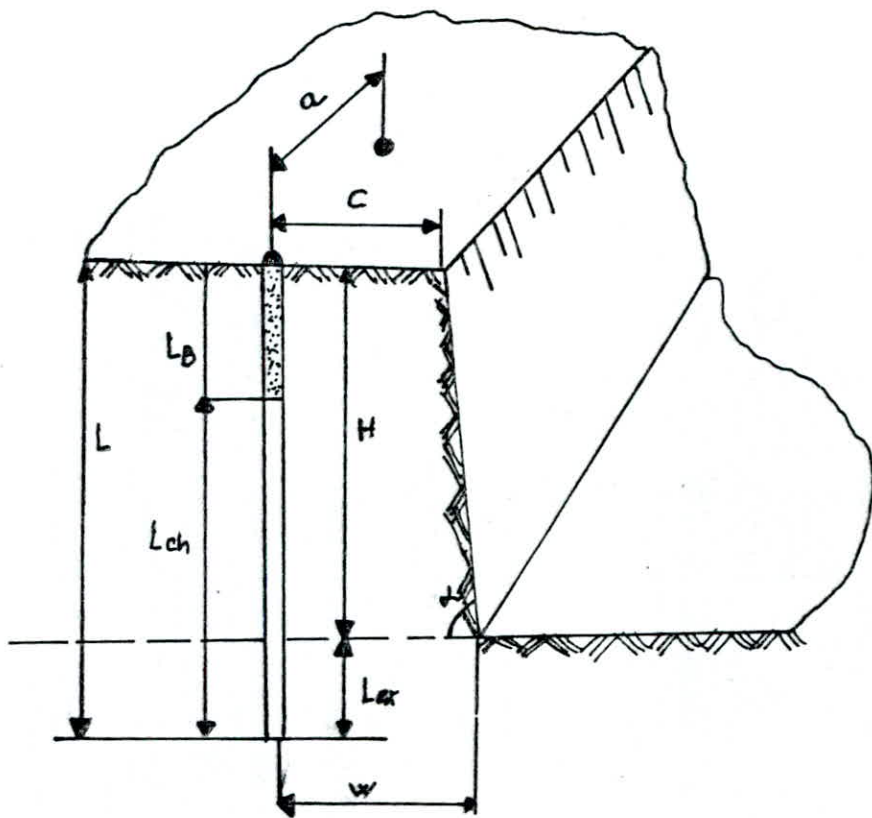
$D$  : Diametre du trou (  $D = 0.042 \text{ m}$  )

$\Delta$  : Densité de l'explosif (  $\Delta = 1.15 \text{ E}+3 \text{ Kg /m}^3$  )

$L$  : Longueur du trou de mine (  $L = 3.98 \text{ m}$  )

$H$  : Hauteur du gradin (  $H = 3.52 \text{ m}$  )

$m$  : Coefficient de Rapprochement des trous (  $m = 1$  )



Parametres du Plan de Tir  
 "Section Inférieure"

DONC :

$$p = \frac{\pi (0.042)^2 \cdot 1.15 \cdot 10^3}{4}$$

$$p = 1.59 \text{ Kg/m}$$

$$\text{====> } W = 2 \text{ m}$$

3) Distance entre les trous dans une rangé ( a )  
et entre rangés ( b )

$$a = m \times W \quad \text{et} \quad b = a$$

m : distance relative entre les charges  
( m = 0.8 ÷ 1.4 )

On aura donc :

$$a = 1 \times 2 = 2 \text{ m} \quad \text{et} \quad b = 2 \text{ m}$$

4) L'exé du trou

$$Lex = 0.5 \times q \times W$$

$$Lex = 0.3 \text{ m}$$

5) Longeur de trous

Elle est déterminé par la formule suivante :

$$L = \frac{H}{\sin \beta} + Lex$$

H : Hauteur du gradin

Lex : L'exé du trou

$\beta$  : Angle d'inclinaison du trou (  $\beta = 90^\circ$  )

$$L = 3.82 \text{ m}$$

6) Quantité totale de charge

$$Qch = q \times V$$

V : Volume abattue (  $V = W \times H \times a = 2 \times 3.52 \times 2$  )

$$Qch = 14.08 \text{ Kg}$$

**1° Rôle De La Ventilation Et Choix Du Schéma De Ventilation:**

La ventilation a pour rôle le renouvellement de l'air vicié qui se trouve particulièrement dans le front de taille.

Dans la quasi totalité des cas , le creusement est effectué en cul de-sac , et il faut prévoir un circuit d'amenée de l'air frais et un circuit de retour de l'air vicié .

**1) Ventilation par aspiration :**

L'air frais arrive par la galerie et l'air vicié est évacué par les canars .

Cette disposition paraît la plus logique .Cependant comme il n'est pas possible d'amener la canalisation jusqu'au front de taille ( risque de destruction lors des tirs ) . Il existe , entre l'extrémité de celle-ci et le front d'une zone morte ou l'air n'est pratiquement pas renouvelé ( fig ) c'est dans cette zone cependant que travaillent les ouvriers. On remédie le plus souvent à cet inconvénient , au moyen d'un ou de appareils plusieurs de brassage ( fig B ) .

**2) Ventilation par soufflage :**

La galerie est utilisée pour l'évacuation de l'air vicié , alors que l'air frais est amené par les canars .

Pendant le travail des ouvriers sont au front, cette solution apparaît séduisante , puisqu'elle apporte l'air frais sans risque de pollution dans le tunnel . En outre , lorsque la distance est grande l'air s'échauffe un peu moins que s'il arrivait par la galerie , et surtout il reste plus sec : a température égale , l'impression de confort des ouvriers est plus grande . De plus le ( jet d'air ) à la sortie de la tuyauterie permet un bon brassage de l'air et une diminution de la ( zone morte ( fig A ) ) .

**3) Ventilation mixte :**

Pour essayer de cumuler les avantages des deux systèmes de ventilation on utilise parfois une ventilation mixte .

- Soufflage pendant le travail à front ( marinage, perçage des trous de mines ) .

- Aspiration pour l'évacuation des fumées après tir.

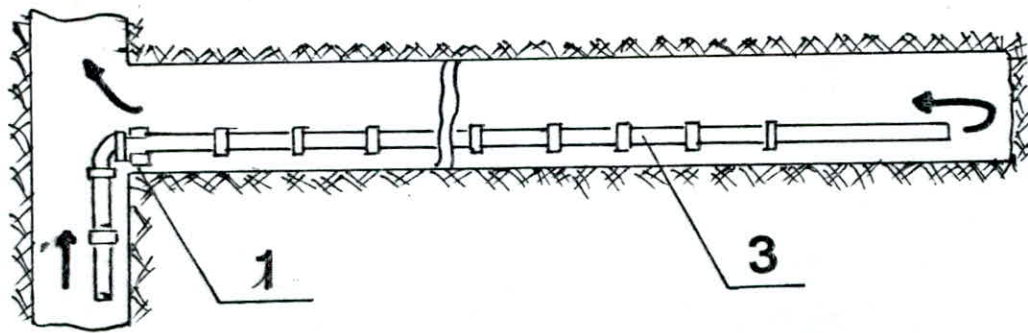


Fig : A

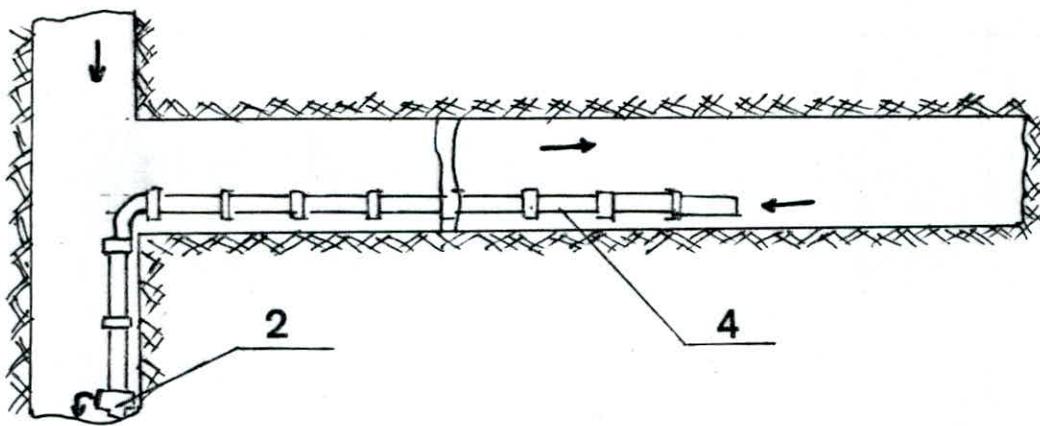


Fig : B

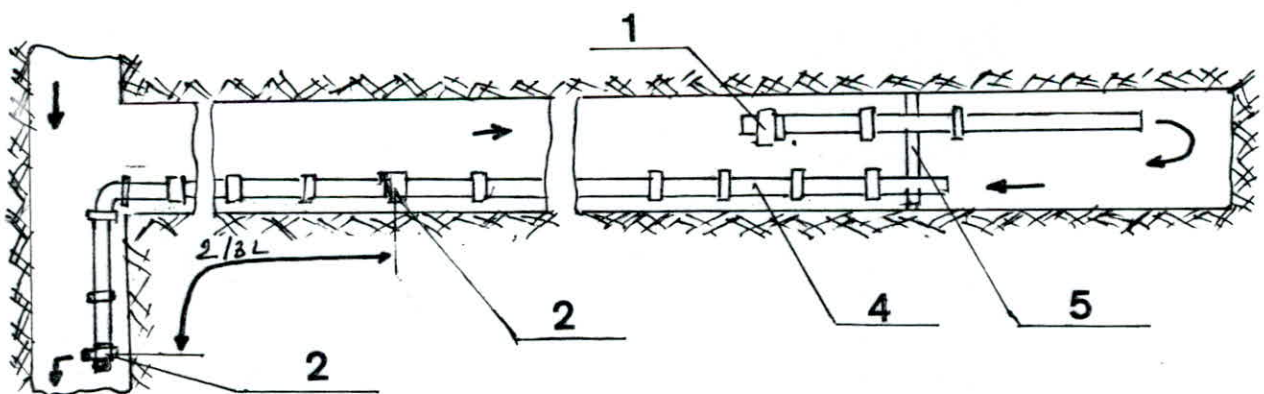


Fig : C

1 Ventilateur soufflant  
2 Ventilateur aspirant

3 Conduite  
4 Conduite

5 Barrage  
L Longueur d'excavation

L'aspiration doit être maintenue pendant un temps assez longt pour que l'on soit certain de l'élimination totale du bouchon de fumée ; on compte en général 20 + 30 min .

Ce principe de ventilation impose un dispositif compliqué de tuyauteries au tour du ou des ventilateurs pour inverser le circuit d'air , sauf lorsque l'on utilise des ventilateurs dits ( réversible ) ou l'inversion du sens de rotation provoque l'inversion du sens de circulation de l'air .

Dans le cas d'une excavation très longue , on utilise une ventilation mixte . Dans ce cas on installe une cloison à une certaine distance du front qui doit être fermé pendant la ventilation .

Cette cloison est traversée par deux conduites ; l'air frais est refoulé par une conduite avec le ventilateur soufflant , et par l'autre conduite les poussières dégagées .

## 2° CALCUL DE LA QUANTITE D'AIR

Une fois le schéma de ventilation choisi , on doit calculer la quantité d'air ; ceci afin de déterminer le rendement du ventilateur , sa dépression ainsi que la puissance du moteur .

La quantité d'air frais nécessaire pour l'aerage peut être déterminée en fonction des facteurs suivant :

- Le nombre d'ouvriers travaillant simultanément .
- La quatité totale réelle d'explosif.
- La quantité de gaz dégage .

La quantité d'air peut être calculer par la formule suivante :

$$Q = \frac{2.3}{tv} \sqrt[3]{Q_{exp} \times S_n^2 \times L_{exe} \times b \times Kn} ; [m^3 / min]$$

Avec :

- $Q$  : Quantité d'air pour l'aérage de l'excavation
- $Q_{exp}$  : Quantité totale réelle des explosifs
- $t_v$  : Durée de ventilation après le tir  
 $t_v = 20 \div 30 \text{ min}$   
on prend ----->  $t_v = 25 \text{ min}$
- $S_n$  : Section nette de l'excavation en  $m^2 = 56,5$
- $L_{exc}$  : Longueur de l'excavation en  $m = 546 \text{ m}$
- $b$  : Le dégagement des gaz lors des travaux de tirs de 1 Kg d'explosif  
on prend ----->  $b = 40 \text{ l/Kg}$
- $K_n$  : Coefficient de saturation par l'eau des roches entourées . On peut déterminer  $K_n$  suivant le tableau suivant :

Excavations horizontales et inclinées				Excavation verticales	
Roches	Sèche	Humide	Aquifère	Debit d'eau 15m/h	Débit
$K_n$	1	0.8	0.6	0.3	0.15

Application Numérique :

$$Q = 758.5 \text{ m}^3/\text{min}$$

La quantité d'air frais doit être vérifiée par la vitesse du courant d'air dans une excavation ( $V_c$ ).

$$V_c = \frac{Q}{60 \times S_n} \quad ; \quad \text{en m/s}$$

Ou :

- $S_n$  : La section nette de l'excavation

$$V_c = \frac{758.5}{60 \times 56.5} = 0.27 \text{ m/s}$$



D'après les règles de sécurités il faut que la relation suivante soit vérifiée ;

$$0.25 < V_c < 8.0$$

$$0.25 < 0.27 < 8.0$$

### 3° RENDEMENT DU VENTILATEUR :

Pour le choix du type de ventilateur on procède au calcul du rendement du ventilateur et la dépression de la conduite .

Le rendement du ventilateur peut être calculer par la formule suivante :

$$Q_v = P \cdot Q \quad [ \text{m}^3/\text{min} ]$$

Avec :

$Q_v$  : Rendement du ventilateur

$Q$  : Quantité d'air nécessaire dans une taille de l'excavation

$P$  : Coefficient des pertes d'air dans une conduite; il dépend de la longueur de la conduite de ventilation .

$P$  peut être déterminé d'après le tableau suivant :

conduite	50	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	1000
P	1,04	1,07	1,11	1,14	1,16	1,19	1,22	1,30	1,35	1,39	1,43	1,54

Dans notre cas la longueur de la conduite est de 500 m et d'après le tableau on aura  $P = 1.30$  .

$$Q_v = 758.5 \times 1.30 = 986.05 \text{ m}^3/\text{min}$$

$$Q_v = 16.43 \text{ m}^3/\text{s}$$

#### 4° DEPRESSION DU VENTILATEUR

La dépression du ventilateur peut être calculée d'après la formule suivante :

$$h_v = Q_v^2 \times R_{\text{rond}} \quad [ \text{Kgf/m}^2 ]$$

Avec :

$h_v$  : Dépression du ventilateur [ Kgf/m<sup>2</sup>]

$Q_v$  : Rendement du ventilateur [ m<sup>3</sup>/s ]

$R_{\text{rond}}$  : Résistance aerodynamique des conduites.  
elle dépend de la longueur de la conduite et de son diamètre .

La résistance aerodynamique peut être déterminée d'après le tableaux suivant :

#### RESISTANCE AERODYNAMIQUE DE LA CONDUITE :

Longeur de la conduite en m	R <sub>rond</sub> ; Résistance aerodynamique de la conduite		
	Diamètre des conduites ... [ mm ]		
	d = 400	d = 500	d = 6000
50	16	5	2
100	30	10	4
150	43	14	5.5
200	56	18	7
250	69	22	8.5
300	81	26	10
400	102	33	13
500	123	40	15.5

Dans notre cas nous pouvons prendre le diamètre de la conduite égale à 600 mm , en conséquence la valeur de la résistance aerodynamique = R<sub>rond</sub> = 15.5

$$\text{=====> } h_v = 16.43^2 \cdot 15.5 =$$

$$h_v = \underline{418.62 \text{ Kgf/m}^2}$$

5° CHOIX DU TYPE DE VENTILATEUR :

Le choix du type de ventilateur peut se faire selon les paramètres de rendement et de dépression du ventilateur obtenus et sa d'après le tableau 5-1

Et dans notre cas ca sera le VENTILATEUR Centrifuge  
Type Bcp-3

La puissance du moteur pour le ventilateur est donnée par la formule suivante :

$$P_m = \frac{1.05 \cdot Q_v \cdot h_v}{n \cdot 102} \dots\dots [ KW ]$$

Avec :

$P_m$  : Puissance du ventilateur .... [ KW ]

$Q_v$  : Rendement du ventilateur .... [ m<sup>3</sup>/s ]

$h_v$  : Dépression du ventilateur ... [ Kgf/m<sup>2</sup> ]

$n$  : Coefficient du rendement du ventilateur .

D'après le tableau 5-1 ,  $n=0.86$

$$P_m = ( 1.05 \times 16.43 \times 418.62 ) / ( 0.86 \times 102 )$$

====>  $P_m = 82.33 Kw$

Tableau 5-1

TYPE	Diamètre des roues d'action	Débit en $m^3/mm$ $Q_v$	Dépression en $kg/m^2$ $P_d$	Puissance du moteur en KW	Rendement	Longueur en mm	Largeur en mm	Hauteur en mm
VENTILATEURS AXIAUX A COMMANDE ELECTRIQUE								
BM - 3	300	20 - 90	20 - 83	1.5	0.65	526	422	425
BM - 4	400	60 - 150	30 - 155	4.0	0.70	665	496	525
BM - 5	500	90 - 270	45 - 212	13.0	0.71	965	660	670
BM - 6	600	160 - 470	120 - 275	24.0	0.72	1048	720	736
BM - 8	800	210 - 650	150 - 360	38.0	0.73	1514	960	950
VENTILATEURS AXIAUX A COMMANDE PNEUMATIQUE								
BMP- 3	300	45	125	—	—	450	0=450	—
BMP- 4	400	40 - 150	60 - 250	—	—	556	d=500	—
BMP-	500	80 - 200	60 - 260	—	—	660	D=680	—
VENTILATEURS CENTRIFUGE S								

Bcp-0.6	600	50 - 462	600	50	0.76	1600	1450	1500
Bcp-1	1 000	55 - 960	450	100	0.76	3015	2865	2285
Bcp-1.2	1 200	150 - 1860	600	220	0.76	4000	2530	2445
Bcp-3	800	240 - 1038	250 - 900	150	0.86	4310	3785	1760

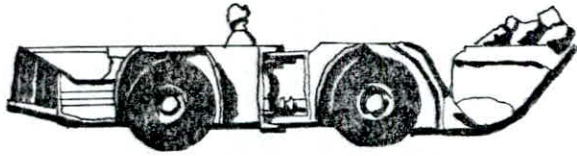
## DEBLEYAGE

L'excavateur est une machine de terrassement destinée à la prise de la roche dans la massif préalablement ameublé et son déplacement s'effectue dans un godet jusqu'au lieu de deversement .

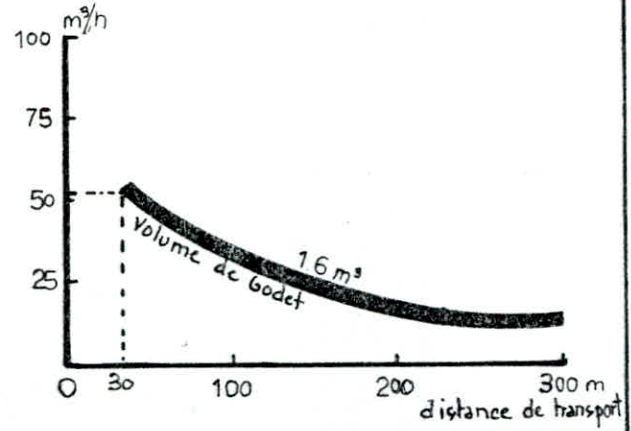
Pour la section superieure on choisi un excavateur à godet unique avec la capacité du godet qui est de 1.6 m<sup>3</sup>

D'après le graphe ( 4 -1 ) et pour une distance de 30 m le rendement de l'excavateur et de 52 m<sup>3</sup>/h

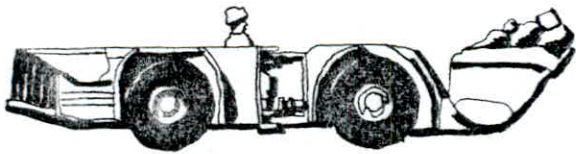
Pour la section inferieure on a choisi un excavateur à godet avec une capacité de 6 m<sup>3</sup> ;cet excavateur sera utilisé pour le transport du déblai jusqu'au point d'evcuation à la surface .



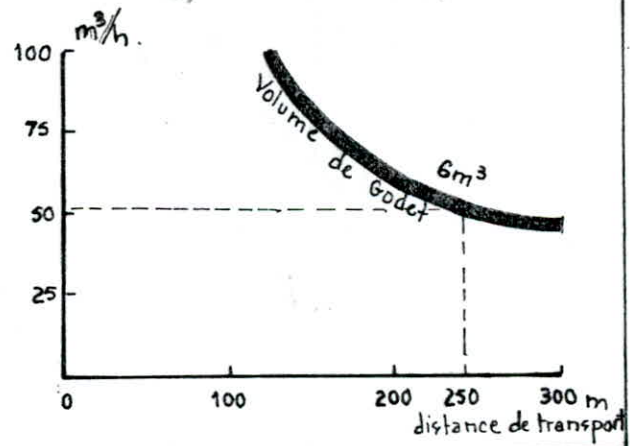
DIESEL DRIVEN LHD LOADER



Excavateur à godet (1,6 m³)  
"section supérieure"



DIESEL DRIVEN LHD LOADER



Excavateur à godet (6m³)  
"section inférieure"

# CHAPITRE

V



SOUTENEMENT

PROVOSOIRE

## CALCUL DU BETON PROJETE

### 1°) DEFINITION :

Béton projete 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 projection :

- Voies sèche ( avec ou sans prémouillage )
- Par voie mouillée .

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

### 1-1 Domaines d'utilisation des deux procédés

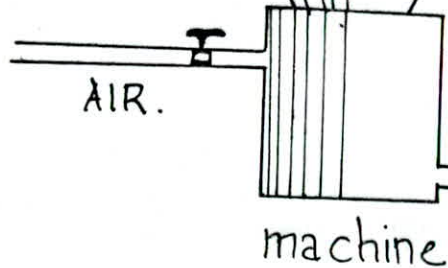
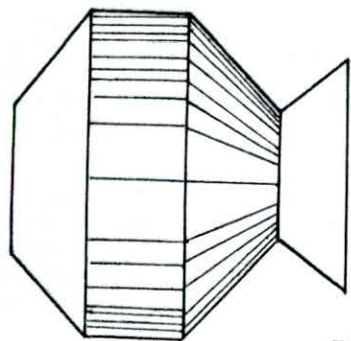
#### 1-1-1 Voie sèche :

- Rejointoiement d'ouvrage d'art: tunnels , ponts, murs de soutènement, quais.
- Rejointoiement de maçonneries situés dans des zone de venues d'eau importantes .
- Rejointoiement de maçonneries situés dans les zones de marnage .
- Rejointoiement nécessitant un transport à grande distance ( par ex viaduc ou égout )
- Rejointoiement d'ouvrages situés en site urbain lorsque le coût des protection et du nettoyage le permet .

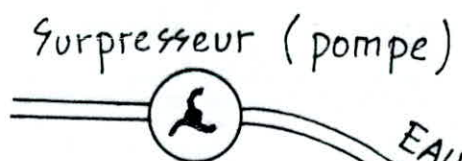
#### 1-1-2 Voie mouillée :

- Reconstitution de joints étroits et peut profond .
- Rejointoiement d'ouvrage en site urbain .

MALAXAGE



TRANSPORT



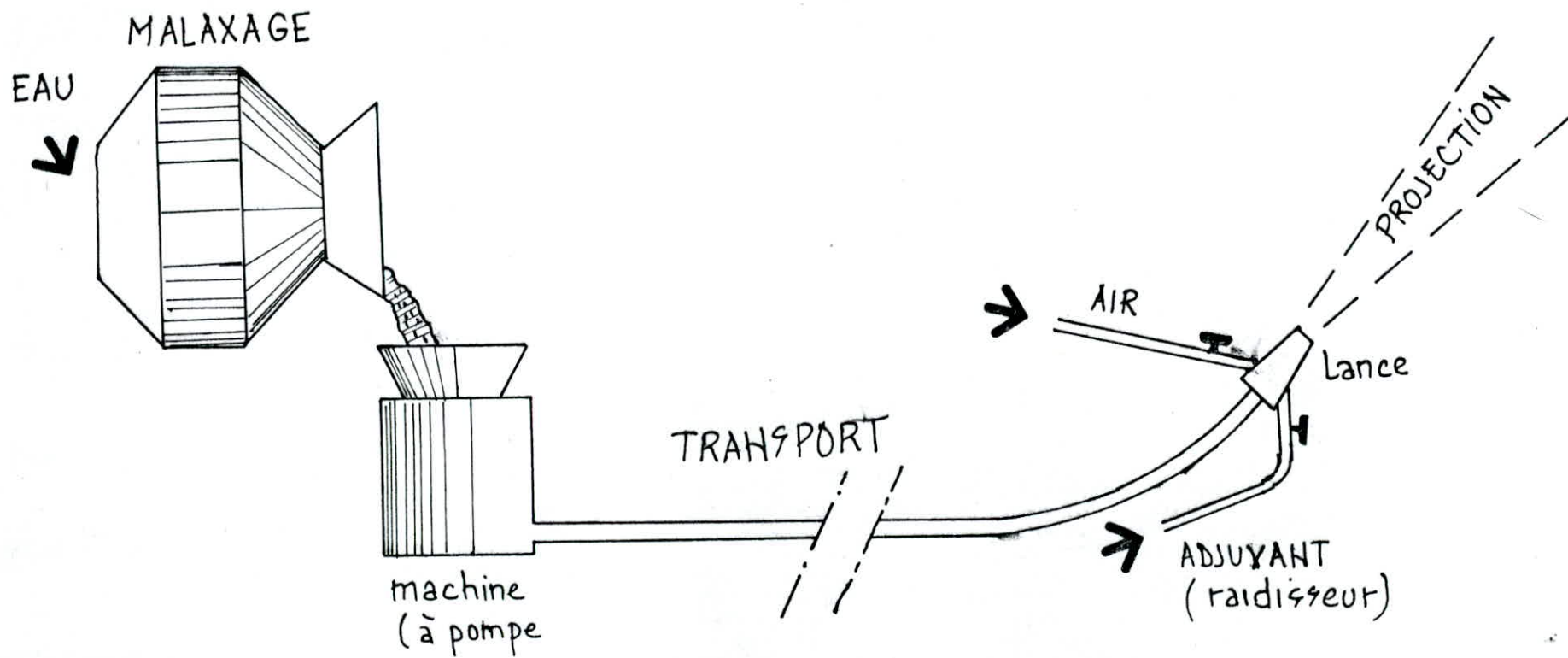
EAU



Lance

PROJECTION

VOIE SECHE



VOIE MOUILLEE (flux dense)

- Rejointoiement de façades de bâtiment ou de monument .
- Rejointoiement des petites galeries ; lorsque la distance de transport est faible .

1-2 Caracteristiques de la machine utilisée :

La machine utilisée est une machine à rotor pour projeter et transporter le béton , de type Mixjet PVS 60

- Débit	2.5 à 10 m <sup>3</sup> /h
- Entraînements	électrique , diesel
- Longueur	1750 mm
- Largeur	850 mm
- Hauteur	1250 mm
- Poids	850 Kg

2\*) EPAISSEURS DU BETON PROJETE :

2-1 Epaisseur du béton projete au niveau du toit :

L'epaisseur du béton projete est donner par la formule suivante :

$$dt = 0.35 \sqrt{\frac{qt \times nc}{mb \times \sigma_{tr} \times nt}}$$

qt : Intensité de la tension au toit

$$qt = bl \times \gamma$$

bl : Hauteur de la voute de décharge

====> qt = 27.854 Mpa

nc : Coefficient de charge

$$nc = 1.5$$

mb : Coefficient des conditions de travail pour le béton

$$mb = 0.85$$

$\sigma_{tr}$  : Résistance de calcul du béton à la traction

$$\sigma_{tr} = 2.2 \text{ Mpa}$$

$n_t$  : degré de stabilité au toit

$$n_t = 3.17$$

De la :

$$d_t \approx 6 \text{ Cm}$$

## 2-2 Epaisseur du béton projeté au mur

Epaisseur du béton projeté au mur est donnée par la formule suivante :

$$d_m = 0.35 \sqrt{\frac{q_s \times n_c}{m_b \times \sigma_{tr} \times n_m}}$$

$q_s$  : Intensité de la tension latérale ( au niveau du sol )  
 $q_s = 50.16 \text{ Kpa}$

$n_c$  : Coefficient de charge  
 $n_c = 1.5$

$m_b$  : Coefficient pour les condition de travail pour le béton

$$m_b = 0.85$$

$\sigma_{tr}$  : Résistance du béton à la traction

$$\sigma_{tr} = 2.2 \text{ Mpa}$$

$n_m$  : Degré de stabilité au mur

$$n_m = 4.78$$

De la :

$$d_m \approx 6.2 \text{ cm}$$

## LE BOULONNAGE

### 1°) TYPES DE BOULONS :

Suite a une etude détaillée sur le type de boulons existant ,leur caracteristiques et le materiels qui pourrait etre utilisé pour son installation ,le boulon SWELLEX repond à toute nos exigences .

### 2°) 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 sadilatation ,le boulon devient plus court et la plaque se trouve bloquée contre la roche .

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

### 3°) CARACTERISTIQUES ET AVANTAGES DE SWELLEX :

- Pas d'equipement supplémentaire pour la pose  
( coût de materiel moindre )

- Temps d'installation court

- Coût de main d'oeuvres réduit

- A peine installé,le boulon SWELLEX est operationnel .

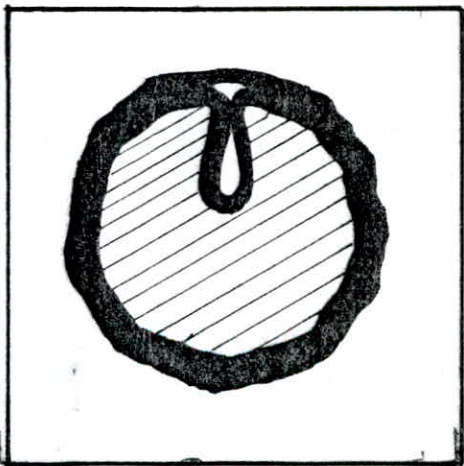
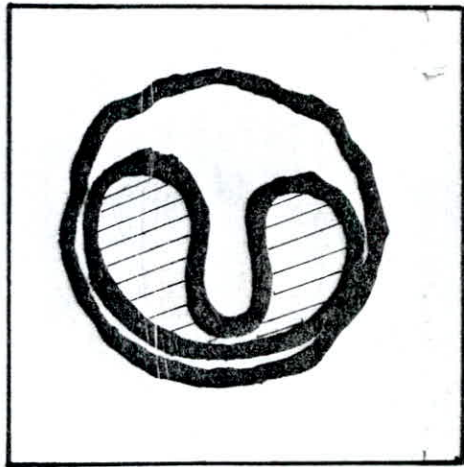
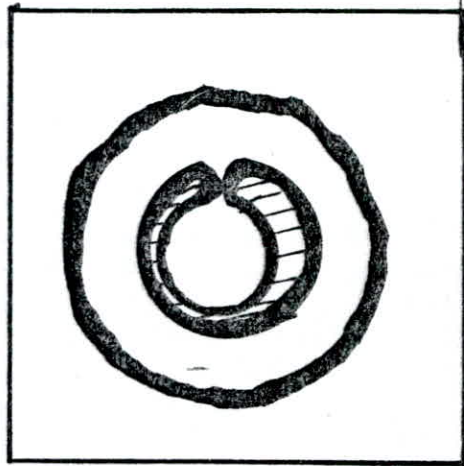
- Bonne résistance au vibrations rendant possible l'utilisation de la méthode SWELLEX à proximité du frond de taille .

- Excellente efficacité en terrain aquifere .

- Simplicité . Le boulonnage est effectué sans rotation ni couple ni poussée . Il suffit de raccorde 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 au produit chimique .

# METHODE DE SWELLEX





#### 4' UTILISATION D'UNE POMPE A HAUTE PRESSION :

L'injection de l'eau se fait à l'aide d'une pompe à eau à haute pression ; il s'agit d'un surpresseur d'eau pneumatique facile à transporter ( 20 ÷ 25 Kg ).

Il suffit de raccorder au circuit d'air comprimé et eau existant sur le chantier . A défaut du circuit d'eau , un simple réservoir fait l'affaire .

- Pression d'eau -----> 300 Bar
- Dimension du taillant recommandé -----> 38 mm
- Longueur du boulon -----> 0.6 ÷ 3.6m

#### 5' INSTALLATION DE BOULONS :

La mise en place se termine à l'aide de la tige de gonflage .

#### 6' Capacité de calcul de la résistance du boulon en fonction de la résistance à la traction

La capacité du boulon dans ce cas est donner sous la forme suivante :

$$pt = F \times Rc \times m \quad \dots\dots [ N ]$$

F : Section transversale de la tige ..... [ m<sup>2</sup> ]

$$F = \frac{\pi \times d^2}{4} = 0.000329 \text{ m}^2$$

$$d = 2.05 \text{ Cm}$$

Rc : Résistance à la traction du materiel du la tige est fabriqué

$$Rc = 360 \text{ Mpa}$$

m : Coefficient de condition de travail de la serrure .

- Roche seche -----> m = 0.8
- Roche humide -----> m = 0.6 ÷ 0.7

$$\text{=====> } pt = 83133.8 \text{ N}$$

7° CALCUL DE LA LONGEUR DE BOULON AU TOIT :

$$l_{\text{boulon}} = l_h + l_s + l_{\text{ex}} \quad \dots\dots [ m ]$$

$l_h$  : Hauteur de la voute de décharge  
 $l_h = 1.08 \text{ m}$

$l_s$  : Longueur de fixation dans la roches stables  
 $l_s = 0.3 \div 0.4 \text{ m}$

$l_{\text{ex}}$  : Longueur du monchon  
 $l_{\text{ex}} = 0.08 \text{ m}$

de la :

$$\text{=====>} \quad l_{\text{boulon}} = 1.51 \text{ m} \quad ; \quad \approx 1.50 \text{ m}$$

8°) FREQUENCE D'INSTALLATION DU BOULON AU TOIT :

$$S = \frac{q_1 \times n_c}{p_t}$$

$q_1$  : Intensité de la prèssion verticale

$$q_1 = b_1 \times \gamma = 1.08 \times 0.0258 = 0.027864 \text{ Mpa}$$

$$q_1 = 27864 \text{ N/m}^2$$

$n_c$  : Coefficient de charge

$$n_c = 1.5$$

$p_t$  : Capacité de la résistance du boulon

$$p_t = 83133.8 \text{ N}$$

de la :

$$\text{=====>} \quad S = 0.50 \text{ 1/m}^2$$

9°) DISTANCE ENTRE BOULON AU TOIT :

$$a_1 = \sqrt{\frac{1}{S}}$$

a1 : Distance entre boulon

S : Fréquence d'installation du boulon

On aura :

$$\text{====> } a1 = 1.41 \text{ m}$$

10') CALCUL DE LA LONGEUR DE BOULONS DANS LE MUR :

$$Lb = c + ls + lex$$

$$c = h1 \operatorname{ctg} ( 45 + \varphi/2 )$$

h1 : Hauteur du pied droit

$$h1 = 3.52 \text{ m}$$

: Angle de frottement interieur

$$\varphi = 41.34^\circ$$

$$\text{====> } c = 1.59 \text{ m}$$

ls : Longueur de fixation dans les roches stables

$$ls = 0.35 \text{ m}$$

lex : Longueur exterieur du boulon

$$lex = 0.08 \text{ m}$$

$$\text{====> } Lb = 2.02 \text{ m} ; \text{ on prend } Lb = 2.1 \text{ m}$$

11') FREQUENCE D'INSTALLATION DES BOULONS DANS LE MUR :

$$S1 = \frac{qsol \times nc}{pt}$$

qsol : Intensité de la préssion au voisinage du sol

$$qsol = ( b1 + h ) \times \gamma \times \lambda^2$$

b1 : hauteur de la voute naturelle

$$b1 = 6.2 \text{ m}$$

h : hauteur des pieds droits

$$h = 3.52 \text{ m}$$

$$\text{====> } qsol = 50155.2 \text{ pa}$$

pt : capacité de la résistance du boulon  
pt = 83133,8 N

====> S1 = 0,9 1/m<sup>2</sup>

12\*) DISTANCE ENTRE BOULONS DANS LE MUR :

$$a2 = \sqrt{\frac{1}{S1}} = 1.05 \text{ m}$$

a2 : distance entre boulons dans le mur

S1 : fréquence d'installation des boulons

# CHAPITRE

- VI -

ORGANISATION DU TRAVAIL

DU CREUSEMENT ET SOUTÈNEMENT

**6-1 SECTION SUPERIEURE:**

**6-1-1 Détermination du volume des travaux :**

Le volume des travaux pour les procédés individuels d'un cycle sont déterminés d'après les formules suivantes :

**\* Volume des travaux de forage :**

$$W_f = N_{tr} \times l_{tr} \quad \dots\dots\dots [ m ]$$

$W_f$  : Est le volume des travaux de forage ..... [ m ]

$N_{tr}$  : Nombre de trous en taille = 34 Trous

$l_{tr}$  : Longueur des trous = 1.8 m

====>  $W_f = 61.2 m$

**\* Volume des travaux de chargement de la roche**

$$W_{ch} = S_{cr} \times l_{tr} \times n \quad \dots\dots\dots [ m^3 ]$$

$S_{cr}$  : Section de l'excavation en creusement = 41.18 m

$l_{tr}$  : Longueur du trou

$n$  : Coefficient d'utilisation des trous = 0.95

====>  $W_{ch} = 74.124 m^3$

**\* Volume des travaux de soutènement avec boulons**

$$W_{sB} = \frac{L_{av}}{LB} \quad \times \text{Nombre de boulons}$$

$L_{av}$  : longueur d'avancement

$LB$  : Distance entre boulons = 1.41 m

====>  $W_{sB} \approx 14 \text{ Boulons}$

**\* Volume des travaux de soutènement par béton projeté :**

$$W_{sb} = ( S_t - S_n ) \times L_{av} \quad \dots\dots\dots [ m^3 ]$$

$S_t$  : section à terre nue

$S_n$  : section nette .

$$( S_t - S_n ) = 1.014 \times \pi$$

====>  $W_{sb} = 5.732 \text{ m}^3$

**\* Volume des travaux de pose de treillis**

$$W_{st} = \frac{L_{av}}{L} \times ( 5.12 \times \pi )$$

$L$  : Largeur du treillis = 1.2 m

====>  $W_{st} = 24.1 \text{ m}$

**6-1-2 Détermination du nombre d'hommes-postes**

Pour déterminer le nombre d'hommes-postes de chaque procédé ,il faut diviser le volume des travaux de ce procédé sur la norme de rendement .

**\* Nombre d'hommes-postes pour le forage des trous :**

$$G_f = \frac{W_f}{E_f}$$

$G_f$  : nombre d'homme poste pour le forage des trous

$E_f$  : Norme de rendement de forage = 150 m/h.P

$W_f$  : Le volume des travaux de forage= 61.2 m

====>  $G_f = 0.4 \text{ h.p}$

**\* Nombre d'hommes-postes pour le chargement de la roche abattue**

$$G_{ch} = \frac{W_{ch}}{E_{ch}}$$

$W_{ch}$  : volume des travaux de chargement = 74.124 m<sup>3</sup>

$E_{ch}$  : Norme de rendement de la chargeuse = 26m<sup>3</sup>/h.p

====>  $G_{ch} = 2.84 \text{ h.p}$



\* Nombre d'hommes-postes pour soutènement avec boulon

$$G_{SB} = \frac{W_{sB}}{E_{sB}}$$

$W_{sB}$  : volume des travaux de soutènement par boulon

$E_{sB}$  : Norme de soutènement avec boulon = 11 B/h.p

====>  $G_{sB} = 1.22 \text{ h.p}$

\* Nombre d'hommes-postes pour le soutènement avec béton projeté :

$$G_{sb} = \frac{W_{sb}}{E_{sb}}$$

$W_{sb}$  : Volume des travaux de soutènement avec béton projeté .

$E_{sb}$  : norme de rendement du soutènement par béton projeté  
= 5 m<sup>3</sup>/h.p

====>  $G_{sb} = 1.11 \text{ h.p}$

\* Nombre d'homme poste pour la pose des treillis

$$G_{st} = \frac{W_{st}}{E_{st}}$$

$W_{st}$  : Volume des travaux de soutènement par treillis

$E_{st}$  : Norme de rendement de la pose des treillis = 10m/h.p

====>  $G_{st} = 2.42 \text{ h.p}$

\* Nombre total d'hommes-postes par cycle

$$Som = G_f + G_{ch} + G_{sB} + G_{sb} + G_{st} \quad [ \text{h.p} ]$$

$$Som = 0.4 + 2.84 + 1.22 + 1.11 + 2.41$$

$$\underline{Som \approx 8 \text{ h.p}}$$

**\* Nombre d'ouvrier par poste**

$$Nou = \frac{Som}{nc}$$

Som : Nombre total d'hommes-postes par cycle

nc : Nombre de cycles par jour = 2

====> Nou = 4 ouvriers

**\* Coefficient de dépassement de la norme de rendement**

$$Kd = \frac{Som}{Nou \times nc}$$

====> Kd = 1

**6-1-3 Détermination du temps d'exécution de chaque procédé d'un cycle**

Avant la détermination du temps d'exécution de chaque procédé il faut calculer la durée des travaux non régularisés ; qui est donnée par la formule suivante :

$$Tnr = tv + tins + tch$$

Tnr : temps de procédés non regularisés

tv : durée de ventilation du chantier après le tir  
tv = 25 min

tins: le temps d'inspection de la taille d'excavation après le tir  
tins = 10 + 20 min  
tins = 15 min

tch : temps de chargement des trous;

$$tch = \frac{Ntr \times t'ch}{nch}$$

Ntr : nombre de trous

t'ch: temps du chargement d'un trou  
t'ch = 2 + 5 min  
t'ch = 4 min

nch : nombre d'ouvrier chargeant les trous  
généralement  $nch = 2 \div 4$  et dépend de la section de  
la section de l'excavation et la largeur des trous  
 $nch = 4$

de la :  
 $tch = 34 \times 4 / 4 = 34$

====>  $Tnr = 74 \text{ min}$

\* Coefficient tenant compte de la réduction du temps  
d'exécution des travaux réguliers est égale à :

$$\alpha = \frac{Tc - Tnr}{Tc}$$

$\alpha$  : coefficient tenant compte de la régulation du temps  
d'exécution des travaux réguliers

$Tnr$  : durée des travaux non régularisés  
 $Tnr = 74 \text{ min}$

$Tc$  : durée d'un cycle  
dans notre cas  $Tc = 12 \text{ h}$ ; c.a.d  $Tc = 2 Tp$   
avec  $Tp =$  la durée d'un poste

====>  $\alpha = (12 - 1.23) / 12 = 0.89$

Le temps d'exécution de chaque procédé régularisé est  
déterminé de la manière suivante :

\* durée de forage :

$$tf = \frac{Gf \times Tp \times \alpha}{nf \times Kd}$$

$tf$  : est la durée de forage

$Gf$  : est le nombre d'homme poste pour le forage

$Tp$  : durée d'un poste

$\alpha$  : coefficient de réduction du temps

$nf$  : nombre de bras de foration

$Kd$  : coefficient de dépassement de la norme de rendement

De la :  $tf = (0.4 \times 6 \times 0.89) / (2 \times 1)$

====> tf = 1.068 h

**\* durée de chargement du déblai**

$$tch = \frac{Gch \times Tp \times \alpha}{nch \times Kd}$$

Gch : nombre d'hommes-postes pour le chargement du déblai

nch : nombre d'ouvrier pour le chargement du déblai

De la :  $tch = (1.22 \times 6 \times 0.89) / (4 \times 1)$

====> tch = 3.7914 h

**\* durée de pose de soutènement**

$$1) \ tsB = \frac{GsB \times Tp \times \alpha}{nsB \times Kd}$$

GsB : nombre d'hommes-postes pour le soutènement avec boulon .

nsB : nombre d'ouvrier pour le soutènement avec treillis

De la :  $tsB = (1.22 \times 6 \times 0.89) / (4 \times 1)$

====> tsB = 1.6287 h

$$2) \ tst = \frac{Gst \times Tp \times \alpha}{nst \times Kd}$$

Gst : nombre d'hommes-postes pour la pose des treillis

nst : nombre d'ouvrier pour la pose des treillis

De la :  $tst = (2.41 \times 6 \times 0.89) / (4 \times 1)$

====> tst = 3.22 h

$$3) \text{ tsb} = \frac{\text{Gsb} \times \text{Tp} \times \alpha}{\text{nsb} \times \text{Kd}}$$

Gsb : nombre d'hommes-postes pour le soutènement par béton projeté .

nsb : nombre ouvriers pour le soutènement avec béton projeté.

De la :

$$\text{tsb} = ( 1.11 \times 6 \times 0.89 ) / ( 4 \times 1 )$$

$$\text{====> tsb} = 1.48 \text{ h}$$

$$\text{=====> ts} = \text{tsb} + \text{tst} + \text{tsb}$$

$$\text{ts} = 6.32 \text{ h}$$

Pour contrôler l'exactitude du temps calculé pour chaque procédé on utilise la formule suivante :

$$\text{Tc} = ( \text{Som}(\text{tn}) / \text{Nouv} ) + \text{Tnr}$$

Tc : durée du cycle

Tnr : durée du temps non régularisé

Som(tn) : = tf nf + tch nch + ts ns

avec: -tf, tch et ts temps d'exécution de chaque procédé

-nf, nch et ns son le nombre d'ouvriers utilisés pour chaque opération

$$\text{Som}(\text{tn}) = 1.06 \times 2 + 3.79 \times 4 + 1.63 \times 4 + 3.22 \times 4 + 1.48 \times 4 =$$

$$\text{Som}(\text{tn}) = 42.6 \text{ hp}$$

Nouv : nombre d'ouvriers par poste

De la :

$$\text{Tc} = 42.6 / 4 + 1.23$$

$$\text{====> Tc} = 11.88 \text{ h p}$$

6-1-4 Norme complexe de creusement de l'excavation :

$$\text{Ec} = \frac{\text{Lav}}{\text{G}}$$

G : nombre total d'hommes-postes par cycle  
G = 8 h p

Lav : longueur d'avancement  
Lav = 1.8 m

====> Ec = 0.225 m/h P

6-1-5 Rendement de travail

$$Rtc = \frac{Lav}{Nouv}$$

Lav : longueur d'avancement

Nouv : nombre d'ouvriers par poste  
Nouv = 4

=====> Rtc = 0.45



## 6-2 SECTION INFÉRIEURE:

### 6-1-1 Détermination du volume des travaux :

Le volume des travaux pour les procédés individuels d'un cycle sont déterminés d'après les formules suivantes :

#### \* Volume des travaux de forage :

$$W_f = N_{tr} \times l_{tr} \quad \dots\dots [ m ]$$

$W_f$  : Est le volume des travaux de forage ..... [ m ]

$N_{tr}$  : Nombre de trous en taille = 5 Trous

$l_{tr}$  : Longueur des trous = 3.82 m

$$\text{====> } W_f = 19.1 m$$

#### \* Volume des travaux de chargement de la roche

$$W_{ch} = S_{cr} \times L_{av} \quad \dots\dots [ m^3 ]$$

$S_{cr}$  : Section de l'excavation en creusement = 32.153 m

$L_{av}$  : Longueur d'avancement = 2m

$$\text{====> } W_{ch} = 64.30 m^3$$

#### \* Volume des travaux de soutènement avec boulons

$$W_{sB} = \frac{L_{av}}{LB} \times \text{Nombre de boulons}$$

$L_{av}$  : longueur d'avancement

$LB$  : Distance entre boulons = 1.05 m

$$\text{====> } W_{sB} \approx 11 \text{ Boulons}$$

#### \* Volume des travaux de soutènement par béton projeté :

$$W_{sb} = ( S_t - S_n ) \times L_{av} \quad \dots\dots [ m^3 ]$$

$S_t$  : section à terre nue



Sn : section nette .

====> Wsb = 1.43 m<sup>3</sup>

**\* Volume des travaux de pose de treillis**

$$W_{st} = \frac{L_{av}}{L} \times (2 \times 3.52)$$

L : Largeur du treillis = 1.05 m

====> Wst = 13.4 m

**6-2-2 Détermination du nombre d'hommes-postes**

Pour déterminer le nombre d'hommes-postes de chaque procédé , il faut diviser le volume des travaux de ce procédé sur la norme de rendement .

**\* Nombre d'hommes-postes pour le forage des trous :**

$$G_f = \frac{W_f}{E_f}$$

Gf : nombre d'homme poste pour le forage des trous

Ef : Norme de rendement de forage = 150 m/h.P

Wf : Le volume des travaux de forage = 19.1 m

====> Gf = 0.13 h.p

**\* Nombre d'hommes-postes pour le chargement de la roche abattue**

$$G_{ch} = \frac{W_{ch}}{E_{ch}}$$

Wch : volume des travaux de chargement = 64.30 m<sup>3</sup>

Ech : Norme de rendement de la chargeuse = 26m<sup>3</sup>/h.p

====> Gch = 2.47 h.p

\* Nombre d'hommes-postes pour soutènement avec boulon

$$GSB = \frac{WsB}{EsB}$$

WsB : volume des travaux de soutènement par boulon

EsB : Norme de soutènement avec boulon = 11 B/h.p

====> GsB = 1 h.p

\* Nombre d'hommes-postes pour le soutènement avec béton projeté :

$$Gsb = \frac{Wsb}{Esb}$$

Wsb : Volume des travaux de soutènement avec béton projeté .

Esb : norme de rendement du soutènement par béton projeté  
= 5 m<sup>3</sup>/h.p

====> Gsb = 0.28 h.p

\* Nombre d'homme poste pour la pose des treillis

$$Gst = \frac{Wst}{Est}$$

Wst : Volume des travaux de soutènement par treillis

Est : Norme de rendement de la pose des treillis = 10m/h.p

====> Gst = 1.34 h.p

\* Nombre total d'hommes-postes par cycle

$$Som = Gf + Gch + GsB + Gsb + Gst \quad [ h.p ]$$

$$Som = 0.12 + 2.47 + 1 + 0.28 + 1.34 =$$

$$\underline{Som \approx 5.21 h.p}$$

**\* Nombre d'ouvrier par poste**

$$Nou = \frac{Som}{nc}$$

Som : Nombre total d'hommes-postes par cycle

nc : Nombre de cycles par jour = 1

====> Nou = 5 ouvriers

**\* Coefficient de dépassement de la norme de rendement**

$$Kd = \frac{Som}{Nou \times nc}$$

====> Kd = 1.042

**6-1-3 Détermination du temps d'exécution de chaque procédé d'un cycle**

Avant la détermination du temps d'exécution de chaque procédé il faut calculer la durée des travaux non régularisés ; qui est donnée par la formule suivante :

$$Tnr = tv + tins + tch$$

Tnr : temps de procédés non regularisés

tv : durée de ventilation du chantier après le tir  
tv = 25 min

tins: le temps d'inspection de la taille d'excavation après le tir

$$tins = 10 + 20 \text{ min}$$

$$tins = \underline{15 \text{ min}}$$

tch : temps de chargement des trous;

$$tch = \frac{Ntr \times t'ch}{nch}$$

Ntr : nombre de trous

t'ch: temps du chargement d'un trou

$$t'ch = 2 + 5 \text{ min}$$

$$t'ch = \underline{5 \text{ min}}$$

nch : nombre d'ouvrier chargeant les trous  
généralement nch = 2 ÷ 4 et dépend de la section de  
la section de l'excavation et la largeur des trous  
nch = 5

de la :  
tch = 5 × 5 / 5 = 5 min

====> Tnr = 45 min

\* Coefficient tenant compte de la réduction du temps  
d'exécution des travaux réguliers est égale à :

$$\alpha = \frac{Tc - Tnr}{Tc}$$

$\alpha$  : coefficient tenant compte de la régulation du temps  
d'exécution des travaux réguliers

Tnr : durée des travaux non regularisés  
Tnr = 45 min

Tc : durée d'un cycle  
dans notre cas Tc = 6 h; c.a.d Tc = Tp  
avec Tp = la durée d'un poste

====>  $\alpha = (6 - 0.75) / 6 = 0.875$

Le temps d'exécution de chaque procédé regularisé est  
déterminé de la manière suivante :

\* durée de forage :

$$tf = \frac{Gf \times Tp \times \alpha}{nf \times Kd}$$

tf : est la durée de forage

Gf : est le nombre d'homme poste pour le forage

Tp : durée d'un poste

$\alpha$  : coefficient de réduction du temps

nf : nombre de bras de foration

Kd : coefficient de dépassement de la norme de rendement

De la :

$$tf = ( 0.13 \times 6 \times 0.875 ) / ( 2 \times 1.042 )$$

====> tf = 0.33 h

\* durée de chargement du déblai

$$tch = \frac{Gch \times Tp \times \alpha}{nch \times Kd}$$

Gch : nombre d'hommes-postes pour le chargement du déblai

nch : nombre d'ouvrier pour le chargement du déblai

De la :

$$tch = ( 2.47 \times 6 \times 0.875 ) / ( 5 \times 1.042 )$$

====> tch = 2.48 h

\* durée de pose de soutènement

$$1) \ tsB = \frac{GsB \times Tp \times \alpha}{nsB \times Kd}$$

GsB : nombre d'hommes-postes pour le soutènement avec boulon .

nsB : nombre d'ouvrier pour le soutènement avec treillis

De la :

$$tsB = ( 1 \times 6 \times 0.875 ) / ( 5 \times 1.042 )$$

====> tsB = 1.0026 h

$$2) \ tst = \frac{Gst \times Tp \times \alpha}{nst \times Kd}$$

Gst : nombre d'hommes-postes pour la pose des treillis

nst : nombre d'ouvrier pour la pose des treillis

De la :

$$tst = ( 1.34 \times 6 \times 0.875 ) / ( 5 \times 1.042 )$$

====> tst = 1.35 h

$$3) \text{ tsb} = \frac{\text{Gsb} \times \text{Tp} \times \alpha}{\text{nsb} \times \text{Kd}}$$

*Gsb* : nombre d'hommes-postes pour le soutènement par béton projeté .

*nsb* : nombre ouvriers pour le soutènement avec béton projeté.

De la :

$$\text{tsb} = ( 0.28 \times 6 \times 0.875 ) / ( 5 \times 1.042 )$$

$$\text{====> } \underline{\text{tsb} = 0.28 \text{ h}}$$

$$\text{=====> } \underline{\text{ts} = \text{tsb} + \text{tst} + \text{tsb}}$$

$$\underline{\text{ts} = 2.63 \text{ h}}$$

Pour contrôler l'exactitude du temps calculé pour chaque procédé on utilise la formule suivante :

$$\text{Tc} = ( \text{Som}(\text{tn}) / \text{Nouv} ) + \text{Tnr}$$

*Tc* : durée du cycle

*Tnr* : durée du temps non régularisé

*Som(tn)* : = *tf nf + tch nch + ts ns*

avec: -*tf, tch* et *ts* temps d'exécution de chaque procédé

-*nf, nch* et *ns* son le nombre d'ouvriers utilisés pour chaque opération

$$\text{Som}(\text{tn}) = 0.32 \times 2 + 2.48 \times 5 + 1 \times 5 + 1.35 \times 5 + 0.28 \times 5 =$$

$$\underline{\text{Som}(\text{tn}) = 25.55 \text{ hp}}$$

*Nouv* : nombre d'ouvriers par poste

De la :

$$\text{Tc} = 26.19/5 + 0.75$$

$$\text{====> } \underline{\text{Tc} = 5.988 \text{ h}}$$

# CYCLOGRAMME

Précédés et Opérations	Volume des Travaux	Nombre d'hommes Postes	Durée du Procédé	7	8	9	10	11	12
1 Chargement du Déblai			2,48h	▨					
2 Soutènement Provisoire			2,63h			▨			
3 Forage des Trous			0,33h						▨
4 chargement des Trous			5 min						▨
5 Tir et Ventilation			0,41h						▨
6 Mise en état de sécurité			0,25h						▨

Section Inférieure

## CONCLUSION

Les travaux réalisés sur la base des données concrets géologique , hydrogéologique et technique nous ont permis d'aboutir à des résultats fiables , en effet : c'est le cas notamment :

- L'appréciation des paramètres géotechniques;
- Du choix et de la vérification des dimensions du tunnel ;
- De la technologie et de la mécanisation du creusement de la galerie métropolitaine à partir des résultats.

Nous pensons que cela serait une contribution non négligeable dans la réalisation du METRO D'ALGER.



-O- B I B L I O G R A P H I E -O-

- E. M. A  
Rapport d'essais  
( galerie de reconnaissance )  
Juin 84
- E. M. A  
Avant projet détaillé  
Mai 86
- Revue le l'industrie minerale  
Construction des tunnels par la N. M. A
- Projet de fin d'etudes  
Ecole Nationale des Travaux Publics  
Présenter par: OTHMAN Habib  
BELAOUANE Khelil  
Juin 84
- BOKY  
Traité de construction des tunnels
- TOUZOT  
Présentation de la méthode des éléments finis
- Claude LOUIS  
La N. M. A  
quelques réflexions sur la méthode et exemples  
pratiques
- Traité de béton armé ( tome 5 )
- Mécanique des ouvrages souterrains  
construction et soutènement
- ATLAS-COPCO  
Equipement ATLAS-COPCO

