

وزارة التعليم العالي

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE MINIER

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

CONTRIBUTION A L'ETUDE
GEOTECHNIQUE SUR ,
LA STABILITE DES TALUS DANS
LES MINES A CIEL OUVERT ;
EXEMPLE : MINE DE BOUKHADRA .

Proposé par :
Dr. Wenda

Etudié par :
Bach-tobdji

Dirigé par :
Dr. Wenda

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de mon père ,

A ma mère ,

A toute ma famille et aux personnes qui me sont chères ,

Je dédie ce modeste travail .

BACH-TOBDJI TEWFIK .

R E M E R C I E M E N T S



" On ne donne rien si libéralement que ses conseils "
. LA ROCHEFOUCAULD .

A cet effet , je voudrais exprimer ma profonde reconnaissance à beaucoup de monde :

- A monsieur A.Wenda , mon promoteur , professeur à l'E.N.P. , pour l'aide et les conseils qu'il ma prodigué , ainsi que pour son soutien efficace et constant ;
- A tous mes professeurs , pour la formation conséquente qu'ils m'ont donnée et leur dévouement impeccable ;
- Au président et aux membres du jury qui me feraient un grand honneur d'apprécier ce modeste travail ;
- Aux entreprises nationales minières , d'avoir bien voulu m'aider pour rassembler le maximum d'information sur mon sujet , notamment : l'EN FERPHOS et l'ED MINES .

Sans oublier Madame Nedjari professeur de géologie à l'université de Bab ezzouar , Oudjhane Lahcene Ingénieur géologue à la mine de Boukhadra , et Monsieur Zibouche Cadre de l'E.RE.M. pour leur collaboration si fructueuse .

Pour ne citer que ceux-là je tient à exprimer ma profonde gratitude à toutes les personnes ayant contribué de près ou de loin , à l'élaboration de ce mémoire .

S O M M A I R E



	Pages
Préface ;	
1- Introduction :	1
2- Généralités sur la stabilité des pentes naturelles et talus excavés en massif rocheux ;	3
2.1- Facteurs causant les mouvements de terrains en massif rocheux ;	3
2.2- Classification des mouvements de terrain ;	3
2.2.1- Dimension des masses en mouvement ;	3
2.2.2- Cinématique des mouvements ;	4
2.2.3- Mode de rupture des pentes en massif rocheux et sols ;	5
2.3- Role cinématique et mécanique des discontinuités ;	8
2.3.1- Analyse cinématique ;	8
2.3.2- Caractéristiques mécaniques des discontinuités ;	12
2.3.3- Rôle de l'eau ;	15
3- Etude géotechnique proprement dite sur la stabilité des talus de mines à ciel ouvert ;	18
3.1- Introduction ;	18
3.2- Schéma d'intervention en géotechnique ;	18
3.2.1- Etude préliminaire sur la stabilité des talus ;	18
3.2.2- Etude du projet ;	19
3.3- Moyens et méthodes d'investigation ;	21
3.3.1- les données géologiques et structurales ;	22
3.3.2- Données physiques et géomécaniques du massif rocheux ;	23
3.4- Analyse de la stabilité des talus de mines ;	33
3.4.1- Identification des modes de rupture ;	34
3.4.2- Calcul de la stabilité des talus ;	36
3.4.3- Surveillance des exploitations minières à ciel ouvert ;	45
3.5- Mesures correctives pour l'amélioration de la stabilité des talus ;	49

4- Exemple d'étude de la stabilité des talus dans de Boukhadra ;	51
4.1- Généralités sur le gisement de fer du DJ.Boukhadra ;	51
4.1.1-Situation géographique ;	51
4.1.2-Importance stratégique de la mine de Boukhadra ;	51
4.1.3-Aperçu géologique du gisement ;	53
4.1.4-Caractéristiques essentielles du gisement ;	58
4.2- Aperçu sur les exploitations minières dans la mine de Boukhadra ;	60
4.2.1- L'exploitation à ciel ouvert ;	60
4.2.2- La mine souterraine ;	67
4.3- Etude du problème de mouvement de terrain dans le site de Ain zazia ;	73
4.3.1-Estimation des causes de l'éboulement ;	73
4.3.2-Données de base pour le calcul de la stabilité et leur détermination ;	73
4.3.3-Calcul de la stabilité des talus ;	83
5- Conclusion ;	92
+ Annexe ;	
+ Bibliographie ;	

P R E F A C E

La planification des mines à ciel ouvert fait intervenir de nombreuses disciplines , très différentes l'une de l'autre ; tels que la géostatistique et l'économie minière ...

Dans le processus de planification , les paramètres définissant la géométrie des talus excavés sont généralement considérés comme des données , et sont déterminés indépendamment d'une étude géotechnique , en tenant compte des contraintes imposées par la méthode d'exploitation du gisement . (12)

D'après D. HANTZ :

Ingénieur géotechnicien au centre d'étude
et recherches de C.D.F.

" Charbonnages de France " .

Ainsi il arrive souvent que dans des mines à ciel ouvert , des problèmes de mouvement de terrains surgissent et causent parfois des dégâts considérables gênant l'exploitation .

Ce mémoire a pour but de montrer l'intérêt d'une étude géotechnique aux divers stades de la planification d'une mine à ciel ouvert .

I

INTRODUCTION

1 - INTRODUCTION

Les exploitations minières à ciel ouvert assurent la plus grande part de la production mondiale en minéraux utiles .

Leur mode d'exploitation , en tranches horizontales donnant un profil en escalier (gradins) , conduit à la réalisation de fosses de dimensions considérables et dont la profondeur est notable .

Les éléments importants de la mine à ciel ouvert , tels que :

- l'angle de bord de la mine en exploitation ;
- la hauteur des gradins , et l'angle d'inclinaison des talus de gradins sont déterminés d'après les contraintes imposées par la méthode d'exploitation et des engins miniers employés. Ainsi il y apparaît des problèmes de stabilité des talus excavés , soit pour des gradins isolés, ou pour l'ensemble des gradins .

Les problèmes de stabilité des talus qui peuvent se poser dans une mine à ciel ouvert sont dus essentiellement à des causes géologiques , hydrologiques et de technologie d'exploitation .

L'importance de la continuité dans la production tout en assurant la sécurité dans les chantiers d'exploitation , conduit l'ingénieur des mines à faire appel à des techniques éprouvées d'étude et de surveillance -ce de la stabilité des flancs de mine et carrières à ciel ouvert ; parmi elles la Géotechnique minière .

La géotechnique minière étant l'ensemble des applications des connaissances concernant les propriétés des roches et des ensembles géologiques, notamment en vue de l'exécution des travaux miniers , tels que :

- les excavations , l'exploitation proprement dite etc...

La conception des talus de mines à ciel ouvert est déterminée aux divers stades de la planification de la mine :

- Stade de pré faisabilité ;
- l'étude de faisabilité ;
- et pendant l'exploitation .

Leur conception nécessite :

- Une bonne connaissance des données géologiques et structurales du gisement et de l'encaissant , des données géomécaniques et hydrogéologiques ;
- L'identification des modes de rupture susceptibles de se produire ou déjà produits ;
- La dernière phase d'étude concerne le calcul de la stabilité :

Il s'agit de méthodes de calcul à l'équilibre limite , en évaluant la stabilité à l'aide d'un coefficient de sécurité ou "facteur de sécurité" F_s .

En géotechnique , la stabilité d'un ouvrage est généralement évaluée par

un coefficient de sécurité F_s , qui peut être défini comme le rapport de la force totale mobilisable pour résister à la rupture à la force totale qui tend à provoquer cette rupture :

$$F_s = \frac{\text{Forces résistant au mouvement;}}{\text{Forces provoquant le mouvement;}} \geq 1,15 + 1,3$$

En cas d'instabilité , des remèdes et améliorations doivent être apportés aux talus des gradins à l'aide de moyens efficaces .

Dans le deuxième cas la surveillance et l'auscultation des talus de mines doivent être poursuivies .

Un exemple de calcul de la stabilité des talus de mines a été pris ; C'est le cas de la mine de fer de Boukhadra qui se trouve à 20 Km (à vol d'oiseau) au sud de Ouenza .

L'exploitation à ciel ouvert de la mine de Boukhadra présente un problème de stabilité des talus dans son chantier Médian ; des échantillons de roches et de minerai ont été pris de ce site , pour la réalisation d'essais géomécaniques au laboratoire .

La stabilité des talus de mines à ciel ouvert reste un sujet d'actualité en géotechnique minière , vue la complexité de la collecte des données pour le calcul de la stabilité et l'intérêt économique de ce mode d'exploitation .

2

GENERALITES

2-Généralités sur la stabilité des pentes naturelles et talus excavés en massif rocheux :

L'étude de la stabilité des pentes interesse aussi bien les pentes naturelles que les talus créés par l'homme "talus excavés dans le domaine minier " .

Les mouvements de terrain à travers ces pentes ou talus provoquent des accidents de surface, et les causes sont nombreuses .

2.1-Facteurs causant les mouvements de terrain en massif rocheux : (4) ;

La stabilité des pentes naturelles ou des talus excavés en massif rocheux est dictée entièrement par les conditions hydrologiques , par les discontinuités structurales à l'intérieur du massif ou par l'anisotropie de la roche . Toute étude de stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique très fine qui permet souvent de mettre en évidence des facteurs pas toujours quantifiables, influant lourdement sur le coefficient de sécurité réel . Le problème est difficile à traiter car il dépend des facteurs suivants :

- 1) L'orientation et fréquence des discontinuités géologiques .
- 2) Extension et continuité de ces systèmes .
- 3) Paramètres mécaniques de ces discontinuités .
- 4) Etat des contraintes naturelles dans le massif .
- 5) Concentration locale des contraintes .

Ces éléments sont à mesurer ou à estimer ; cela peut être difficile pour les points 2 et 4 ,

2.2-Classification des mouvements de terrain .

Les mouvements de terrains meubles ou de talus en remblai montrent une assez grande convergence dans les formes de rupture .

Par contre les mouvements de terrains rocheux présentent une grande diversité d'aspects liée à l'éventail très large de rigidité des matériaux rocheux . Pour tenter de classer les mouvements rocheux, on peut adopter un certain nombre de critères , par exemple :

- la dimension des masses en mouvements .
- la cinématique du mouvement .
- et le mode de rupture des pentes :

2.2.1-La dimension des masses en mouvement :

On peut essayer de classer , en fonction du volume des masses en mouvement, à l'aide du tableau ci après :

- 0,1 m³ --- chutes de pierres .
- 10³ m³ --- chutes de blocs .
- 10⁴ m³ --- éboulements .
- 10⁶ m³ --- éboulements majeurs .
- 0,5.10⁹ m³ --- éboulements catastrophiques . (4)

2.2.2- Cinématique des mouvements :

Elle est très difficile à prévoir , car les écarts de vitesses de déplacement avant la rupture et pendant la rupture finale sont grands.

Les vitesses de déplacement peuvent varier du cm/j au cm/h .

Une étude récente de LOPEZ (1981) conduit à quelques modèles de déplacement des matériaux sur les versants voir tableau N° 1 , (ci dessous)

Mouvement des éléments	Types	Processus	Matériaux	Caractère Spécifique
Indépendant	Eboulement	Rebond, roulement	Blocs rocheux	Indépendance des fragments
Solidaire ou en Association	glissement	glissement avec coeff. de frottement	Pans de roche, sols cohérents	Préservation de la structure d'origine .
		glissement lubrifié	formations géologiques	
	Ecoulement	Ecoulement	Ec . laminaire	Boue , lave...
Ec . Turbulent			Neige, glace débris rocheux	
Ec . en suspension			Neige poudreuse, sable, sédiments marnes .	

2.2.3-Mode de rupture des pentes en massif rocheux et sols: (4) et (6)

Les mouvements de terrains affectent aussi bien les massifs rocheux que les sols par des ruptures bien spécifiques que l'on peut remarquer sur le tableau N° 2 .

Définissons certains mouvements de terrains et leur mode de rupture, pour des pentes naturelles et des talus excavés ou artificiels .

.Les glissements :

Les glissements affectent aussi bien les sols que les massifs rocheux. Les vitesses de rupture sont variables .

. Le glissement plan : fig:2.1.

Il se produit sous l'action des forces de gravité suivant un plan de stratification , de schistosité , de diaclase ...

La ligne de rupture suit parfois une couche mince de mauvaise caractéristique sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau .

.Le glissement rotationnel : fig :2.2.

Il s'agit d'un mouvement lent se produisant par translation avec rupture circulaire dans les sols, les remblais rocheux , ou dans les massifs rocheux très fracturés et sans structure .

Il est possible de rencontrer des glissements multiples "emboîtés" les uns les autres , dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent , ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont .

.Le glissement en coin : fig :2.3.

Ceci se produit lorsqu'il y a rupture suivant deux plans de faiblesse qui se croisent ; (diaclases) .

.Basculements (fauchage) : fig :2.4.

Ce sont des mouvements de terrain qui agissent par renversement de roches stratifiées ou schisteuses , avec des ruptures amorcées par des flambages , des flexures et aboutissant à un basculement .

Ces phénomènes se produisent dans des roches très stratifiées , à pendage très fort . Un lent processus de fauchage des têtes de bancs vers le vide se produit .

.Ecrolements : fig : 2.5. (Eboulements) .

Les écroulements concernent les masses rocheuses dures; ils sont spectaculaires et dangereux car soudains , mais sont rares .

On distingue les écroulements de falaises et les avalanches de blocs rocheux .







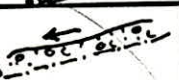



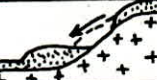

SURFACE de RUPTURE ou DEFINIE ou non	RELATION de la surface de rupture avec la Géologie	Remaniement Interne	Forme de la surface de rupture	Terrains concernés	Extension des masses en mouvement	ZONE de DEPART	CLASSE	TYPE	SCHEMA
Surface de rupture définie	Surface de Rupture Indépendante de la Structure Géologique des terrains ou dans un terrain Homogène	faible	circulaire	tous	faible à moyenne	existante	Glissements de terrain au sens strict	Glissement circulaire	
			plane	sauf roches dures				Glissement plan	
			mixte	Glissement mixte					
	Géologique	fort	quelconque	sols meubles	faible à moyenne	existante	coulées	Coulée de terre	
				roches dures	forte à très forte			Coulée de Boue	
	ou dans un terrain Homogène	?	?	roches dures	moyenne à très forte	existante	Ecoulements		
				sols meubles	faible	inexistante	Solifluxion		
	Dans une couche et en relation avec sa Géométrie	faible	selon la structure géologique	tous sauf très durs	faible à moyenne	existante	Glissements dans une couche	Glissement de bloc	
				très durs	moyenne à forte			Glissements de bloc et écoulement	
	ou Contact de Deux Couches ou de Deux Terrains	faible	selon la limite entre les terrains	tous	faible à forte	existante	Glissements couche sur couche	Glissement selon la Stratification	
altération sol sur roche				Glissement superficiel d'altération					
non définie	?	variable	pas	roches	faible	?	Fauchage		

Tableau N° 2. Classification des mouvements de terrain (J.-P. Mougin) .

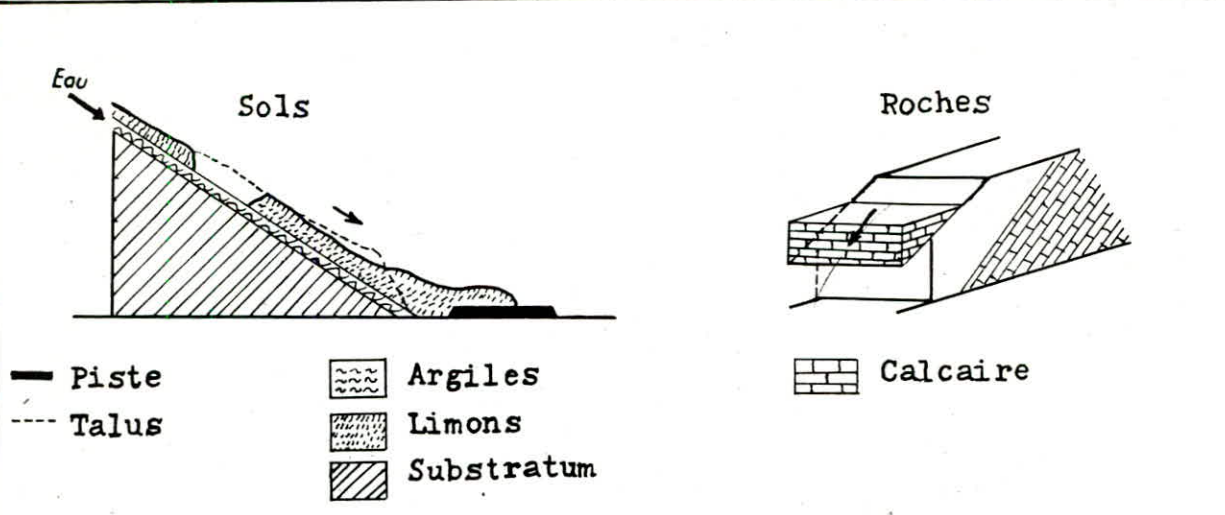
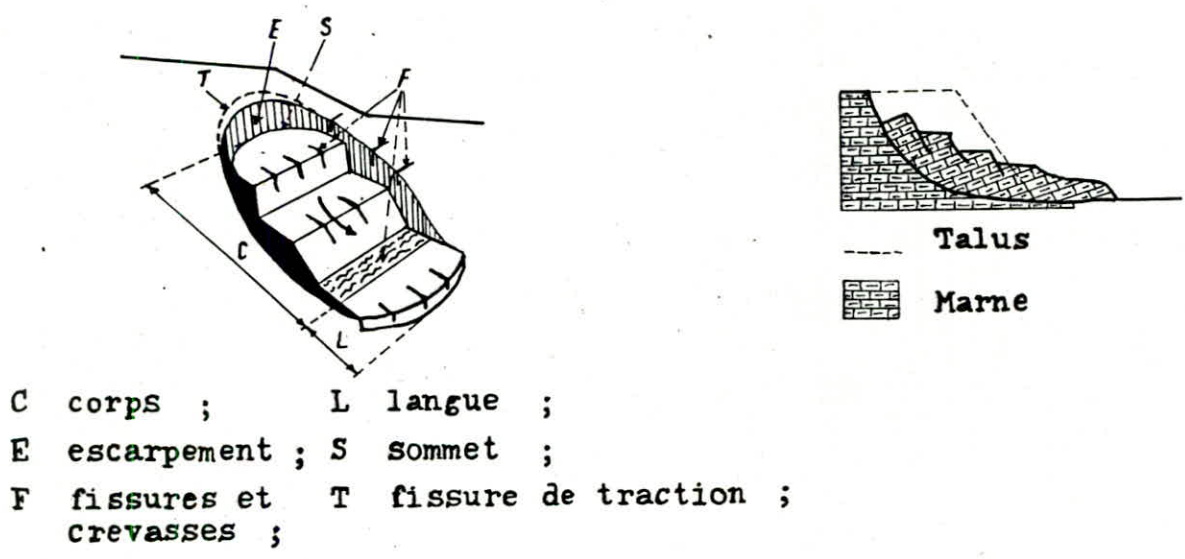


Fig : 2.1 _ Glissement plan ;



C corps ; L langue ;
 E escarpement ; S sommets ;
 F fissures et crevasses ; T fissure de traction ;

Fig : 2.2 _ Glissement rotationnel ;

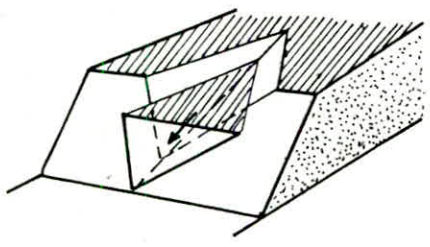


Fig : 2.3 _ Glissement en coin ;

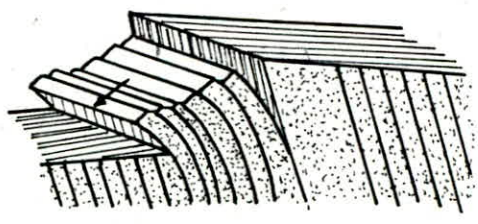


Fig : 2.4 _ Basculement .

.Fluage et solifluxion :

-Fluage : fig : 2.6 .

Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique) l'état ultime peut être , soit la stabilisation, soit la rupture .

Le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire . Ceci peut entraîner une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de falaise .

-Solifluxion :

Cas particulier du fluage , la solifluxion est un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours de l'alternance des saisons sèches et pluvieuses .

Les mouvements alternés, lorsqu'ils affectent des pentes , conduisent à une reptation du sol vers l'aval . La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres .

.Coulées :

Les coulées boueuses et de terres sont dues à des écoulements d'eau transportant des matériaux solides . Elles se produisent essentiellement en montagne .

2.3- Rôle cinématique et mécanique des discontinuités : (4) ;

Le but de l'analyse cinématique est d'étudier les mouvements , sans référence aux forces qui les provoquent . Les éléments principaux sont les orientations des plans de faiblesses en relation avec l'orientation du front de taille . Ensuite , nous étudierons l'aspect mécanique du fonctionnement des discontinuités .

2.3.1- Analyse cinématique :

Les éléments structuraux des discontinuités sont représentés par :

- le vecteur pendage \hat{D} (dip vector) .
- le vecteur normal \hat{N} (Pôle)
- la ligne d'intersection $I_i j$ des plans i et j .

Les figures de 2.7 à 2.10, montrent les principaux types de rupture en relation avec les éléments structuraux . Il s'agit là de représentation graphique par projection stéréographique ;

a) Glissement plan : fig : 2.7 .

Tout bloc tend à glisser sous l'effet de son propre poids sur une surface inclinée plane . Si le front de taille est réalisé avec un

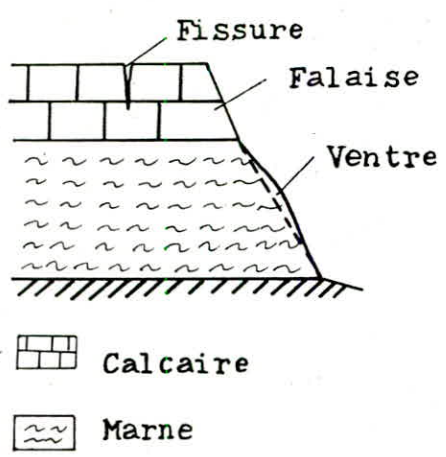


Fig : 2.6 _ Fluage ;

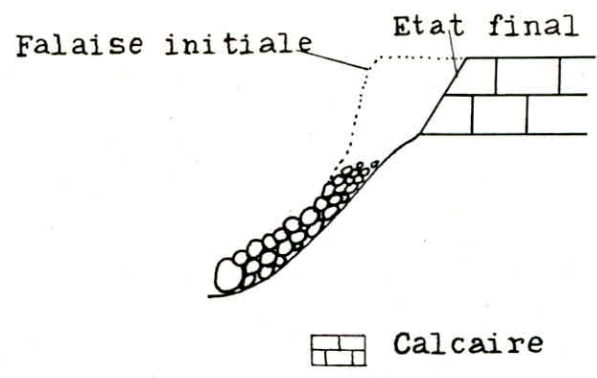
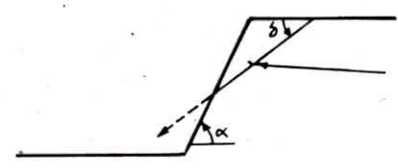
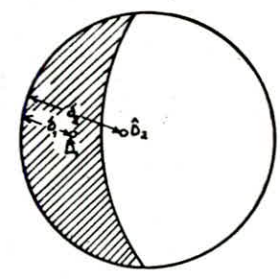


Fig : 2.5 _ Ecroulement ;



δ : Inclinaison du plan de discontinuité

(a) Il y a glissement si $\alpha > \delta$



\hat{D}_1 permet le glissement
 \hat{D}_2 ne le permet pas

(b)

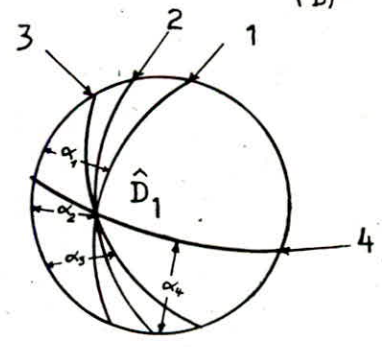


Fig : 2.7 _ Analyse cinématique : glissement plan (Goodman)
(13)

angle α par rapport à l'horizontale , le glissement se produira si le vecteur pendage \hat{D} plonge d'un angle inférieur à α .
 Pour un vecteur pendage donné \hat{D}_1 d'une discontinuité , on peut donc déterminer l'angle à donner à un front de taille d'un talus , pour diverses directions . Sur la figure :2.7b. on note que pour un front de direction 1 , l'angle limite est α_1 , c'est le pendage du plan représenté par le grand cercle de direction 1 et de vecteur pendage \hat{D}_1 .

b) Glissement en coin : fig :2.8.

On procède de la même façon pour déterminer l'angle à donner au front de taille , mais en raisonnant sur les intersections des plans .
 On représente les familles de joints par leur normale , l'intersection de 2 plans iij est le pôle du plan passant par les normales \hat{N}_i et \hat{N}_j .
 Si un front de taille est effectué suivant la direction et le pendage indiqués sur la fig:2.8, seuls les coins formés par les plans 1 et 2 pourront glisser .

c) Influence de l'angle de frottement : fig:2.9.

L'angle de frottement joue aussi un rôle dans les ruptures planes ou en coin . On est amené à en tenir compte dans l'étude des potentialités de glissement .

La rupture se produit seulement si la surface de glissement pend plus que ϕ_j . On trace donc un cercle de rayon $90-\phi_j$ centré sur le stéréogramme , L'aire hachurée contient toutes les lignes plongeant moins que ϕ_j .

Tous les vecteurs \hat{D} et \hat{I} situés dans cette surface ne seront pas étudiés car le frottement sera suffisant pour qu'il n'y ait pas de glissement .

d) Rupture par fauchage : fig:2.10.

Dans le cas d'une rupture par fauchage , la rupture intervient alors que les grandes déformations par flexures se sont développées , mais il faut qu'il y ait eu glissement avant le front de taille .

Dans un talus , le front de taille est la direction de la contrainte principale majeure sur la longueur de la pente . Si les lits ont un angle de frottement ϕ_j , le plissement se produira si la direction de la compression appliquée fait un angle plus grand que ϕ_j avec la normale aux lits .

La condition première pour qu'un glissement se produise est que la normale soit inclinée moins qu'une ligne inclinée de ϕ_j degrés au dessus du front de taille . Si la pente des lits est δ il y aura

Limite de la rupture.

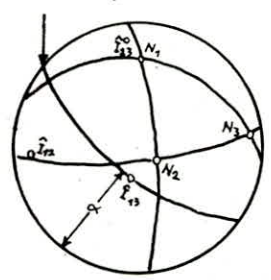


Fig:2.8. Analyse cinématique : rupture en coin.

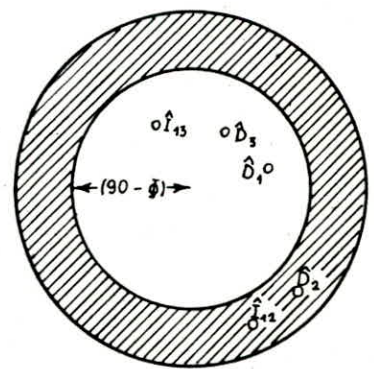


Fig:2.9. Influence de l'angle de frottement des discontinuités ; $\hat{I}_{13}, \hat{D}_3, \hat{D}_1$ pourront glisser.

$$(90 - \delta) + \phi_j < \alpha$$

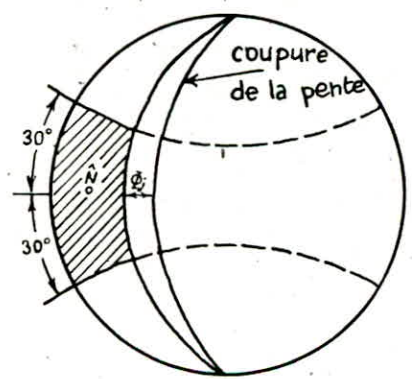
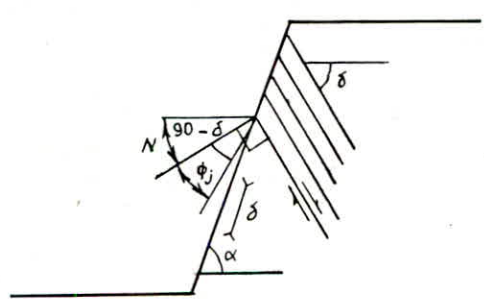


Fig:2.10. Analyse cinématique : fauchage (dans Goodman) .
(13)

fauchage avec front de pente si $(90^\circ - \delta) + \Phi_j < \alpha$.

Ceci se représente sur projection stéréographique et signifie que le fauchage pourra avoir lieu seulement si le vecteur normal N se trouve à plus de Φ_j degrés en dessous du front de taille.

De plus, il faut que la direction du front soit pratiquement parallèle à celle des lits (écart de $\pm 30^\circ$, région hachurée). Cette zone est limitée par un grand cercle de Φ_j degrés en dessous du front de taille et de direction parallèle et par 2 cercles perpendiculaire à la direction du front et à 30° de part et d'autre.

2.3.2- Caractéristiques mécaniques des discontinuités :

Il est essentiel de comprendre les mécanismes du cisaillement qui agit dans le plan des discontinuités et il existe un effet d'échelle qui affecte tous les essais de mécanique des roches.

Les discontinuités qui jouent à l'échelle du laboratoire ne joueront pas de la même façon sur le terrain :

a) Paramètres influençant la résistance au cisaillement des discontinuités :

Plusieurs paramètres ont une influence variable suivant les cas sur la résistance au cisaillement des discontinuités et qui sont les suivants:

-Caractéristiques géométriques des surfaces en contact ;

.rugosité

.irrégularité .

-Nature des épontes et degré d'altération .

-Épaisseur et nature du matériau de remplissage .

-Niveau des contraintes normales au moment du cisaillement .

-Présence d'eau dans les discontinuités ou teneur en eau du matériau de remplissage .

-Vitesse de cisaillement .

-Amplitude du déplacement tangentiel et existence éventuelle de mouvements antérieurs suivant la même discontinuité .

b) Cisaillement de discontinuités lisses : fig:2.11 ;

Considérons une fissure idéalement plane dépourvue de cohésion et d'aspérités . Les épontes de la fissure présentent cependant une rugosité qui résulte du grain de la roche .

De telles discontinuités sont soumises à un cisaillement :

On observe une montée rapide de l'effort de cisaillement au début de l'essai . Le matériau se comporte comme s'il n'avait pas de fissure .

Au-delà , la rupture apparait et le glissement se poursuit sans perte de résistance . Le comportement est régi par le frottement des épontes . Le matériau obéit à une loi de Coulomb :

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \bar{\Phi}_r \quad . \quad \begin{array}{l} \sigma_n : \text{contrainte normale} . \\ \tau : \text{contrainte de cisaillement} . \end{array}$$

$\bar{\Phi}_r$: angle de frottement résiduel de la fissure .

Cet angle dépend de la rugosité des surfaces de contact .

c) Cisaillement de discontinuités à indentations régulières:

L'indentation de deux surfaces régulières influence la résistance au cisaillement dans la mesure où pour qu'un déplacement soit possible , il faut ou bien que la fissure s'ouvre , ou bien que les aspérités se cassent .

Pour de petits efforts normaux (zone proche de la surface du massif) , il y a un mouvement dans la direction i , donc une dilatance du massif et tout se passe comme si le coefficient de frottement était augmenté de $\operatorname{tg} I$; fig:2.12a.

Pour de grands efforts normaux, il se produit un cisaillement des aspérités et ^{tout} se passe comme si la fissure possédait une cohésion C^* , liée à celle de la roche mère , soit une cohésion d'imbrication n'apparaissant pas sous de faibles contraintes ; fig:2.12b.

En résumé , le diagramme $\tau - \sigma$ (fig:2.12C) présente l'allure d'une droite brisée, faisant apparaître une relation bilinéaire σ_n, τ .

$$\begin{array}{l} \text{pour } \sigma > \sigma_A \\ \tau = C^* + \sigma_n \operatorname{tg} \bar{\Phi}_r \end{array}$$

La cohésion C est déterminée par extrapolation de la courbe : $C^* = \sigma_n A (\operatorname{tg} (\bar{\Phi}_s + i) - \operatorname{tg} \bar{\Phi}_r)$.

C^* n'exprime pas une propriété intrinsèque liée au matériau des épontes , mais l'influence particulière des irrégularités de surface sur le comportement au cisaillement de la discontinuité .

D'autre part , l'essai de cisaillement est un essai polarisé :

Si les dents ne sont plus symétriques , mais présentent des pentes différentes , on obtient deux familles de courbes correspondant au deux sens de déplacement des épontes .

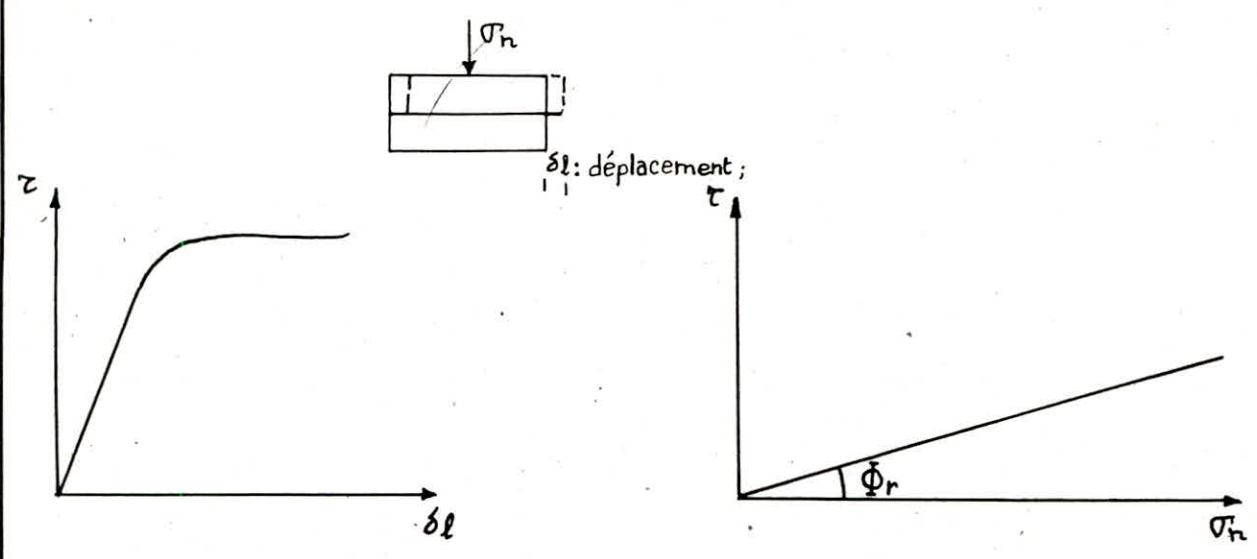


Fig:2.11. Cisaillement de discontinuités lisses.

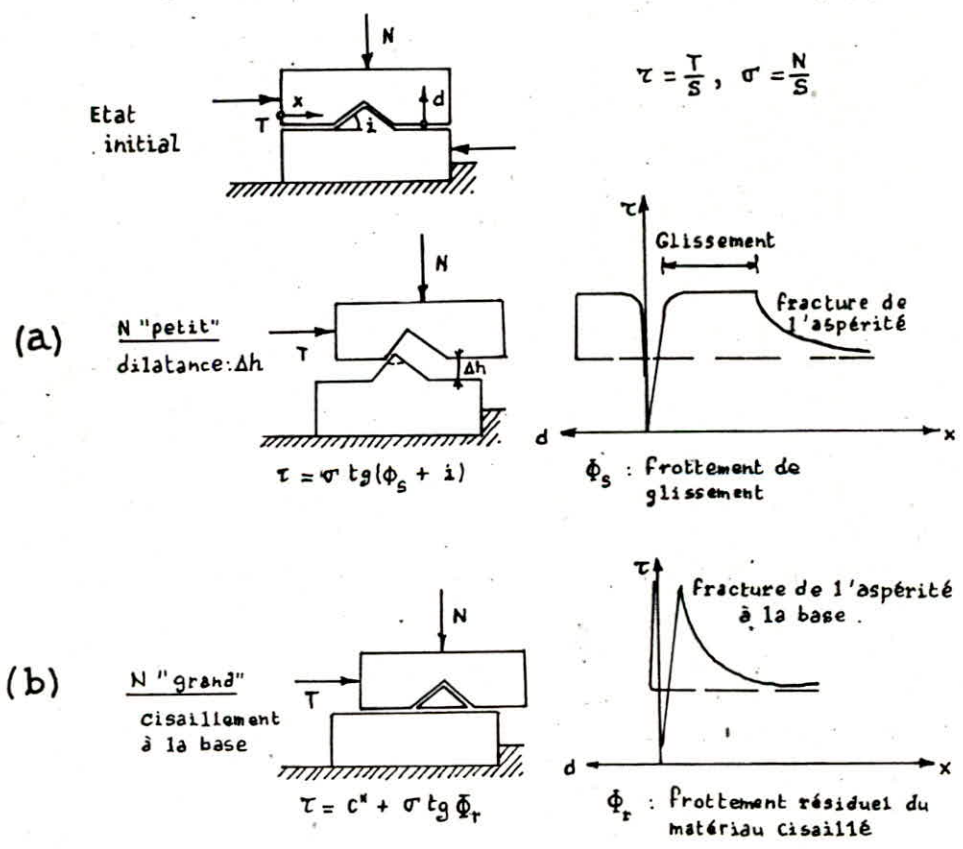


Fig:2.12. Cisaillement d'aspérité.

d) Cisaillement de discontinuités naturelles : fig:2.13 .

Les indentations sont irrégulières . L'angle de dilatation δ , d'une fissure présentant statistiquement une grande plage d'incidence i , n'est pas égal à l'incidence maximum .

En effet , les aspérités pointues ont une base très étroites et elles ne peuvent imposer leur incidence que pour des valeurs de contraintes normales suffisamment faibles pour ne pas les cisailer .

La forte pente au départ de la courbe intrinsèque, fig:2.13b. diminue progressivement lorsque σ augmente et on retrouve une allure semblable au cas des roches intactes , mais sans cohésion initiale ni résistance à la traction .

La stabilité d'un massif rocheux est en définitive très liée à la dilatance ; elle peut être améliorée si l'on empêche l'ouverture des fissures par des boulons ou des tirants d'ancrage .

Si les blocs sont bien imbriqués au départ et s'ils ne peuvent se déplacer les uns par rapport aux autres , la dilatance est empêchée et on dispose d'une marge de sécurité .

2.3.3- Rôle de l'eau :

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des pentes et des talus .

Circulant essentiellement dans les fissures , elle agit à la fois comme poussée hydrostatique dans les fissures inclinées et comme réductrice de la pression effective sur la surface de glissement .

De plus , elle peut modifier les propriétés mécaniques des matériaux de remplissage des fissures ouvertes ou de la fissure elle-même par dépôt de matière ou au contraire dissolution .

a) L'eau et la stabilité :

L'eau joue un rôle décisif parmi les facteurs d'instabilité en relation avec les conditions climatiques . Soit un modèle simple de pente naturelle , nous montre l'abaissement du coefficient de sécurité entre le cas d'un écoulement normal et celui où l'exutoire est bouché ; voir fig: 2.14 .

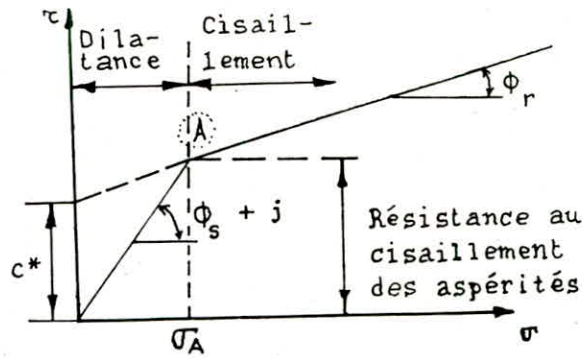


Fig:2.12c - Courbe intrinsèque pour une fissure rugueuse schématisée.

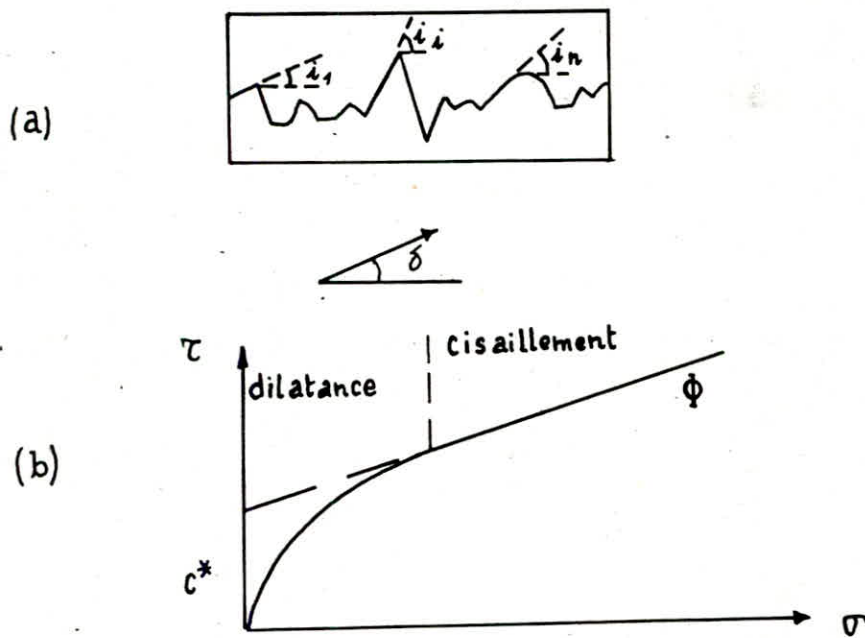


Fig:2.13. Cisaillement de discontinuités irrégulières.

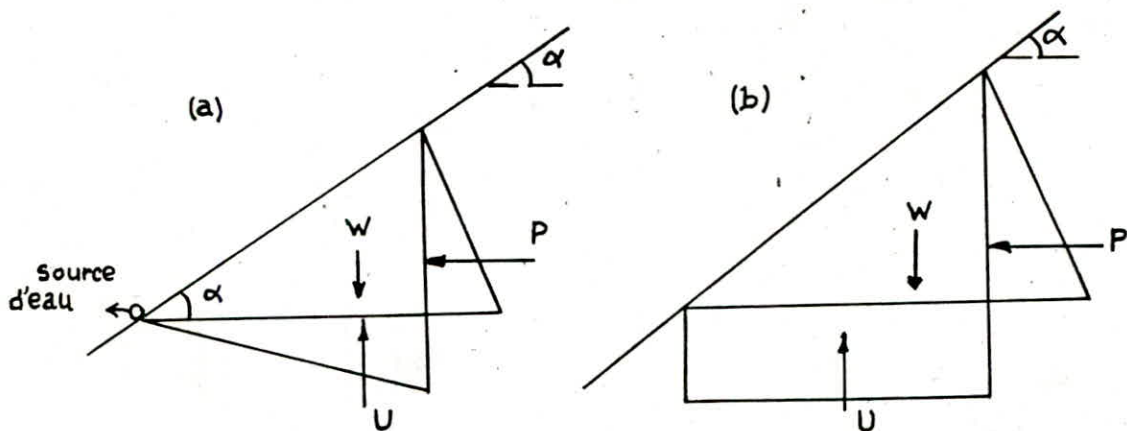


Fig:2.14. Influence de l'eau et du gel sur le coefficient de sécurité : a - exutoire libre. b - exutoire bouché.

Influence de l'eau et du gel sur le coefficient de sécurité :

a-exutoire libre .

b-exutoire bouché .

cas1 : exutoire ouvert (C=0 : cohésion) .

On calcule le poids du bloc : $W = 1/2 \gamma H^2 \cotg \alpha$.

la poussée due à l'eau : $P = 1/2 \gamma_w H^2$.

la pression intersticielle : $U = 1/2 \gamma_w H^2 \cotg \alpha$.

l'effort résistant : $T = (W-U) \tg \Phi$.

Φ : angle de frottement interne du massif .

cas2 : exutoire fermé (C=0 : cohésion) .

W et P sont les mêmes que précédemment .

sauf $U = \gamma_w H^2 \cotg \alpha$.

Le coefficient de sécurité est donné par $F = T / P$.

$$F_s = \frac{(W-U) \tg \Phi}{1/2 \gamma_w H^2} .$$

cas1 :

$$F_s = \frac{(\gamma - \gamma_w)}{\gamma_w} \frac{\tg \Phi}{\tg \alpha} ;$$

cas2 :

$$F_s = \frac{(\gamma - 2 \gamma_w)}{\gamma_w} \frac{\tg \Phi}{\tg \alpha}$$

Soit une diminution du coefficient ou facteur de stabilité .

- γ : Poids volumique du bloc considéré ;

- γ_w : Poids volumique de l'eau ;

- H : Hauteur du bloc .

3

ETUDE GEOTECHNIQUE

3- Etude géotechnique proprement dite sur la stabilité des talus de mines à ciel ouvert .

3.1- Introduction :

En exploitation minière à ciel ouvert , les gradins facilitent l'accès des engins miniers au gisement de minerai à exploiter ; leurs paramètres géométriques doivent être conforme d'après une étude géotechnique .

Dans une mine à ciel ouvert , l'étude des flancs de la fosse pourra se faire au stade du projet ou pendant l'exploitation .

3.2- Schéma d'intervention en géotechnique minière : (11)

D'après LOUIS (1976) "Revue de l'industrie minérale " , l'intervention de la géotechnique dans l'exploitation minière à ciel ouvert peut se situer à différents moments de la vie de la mine ; au stade des études de pré faisabilité , au stade du projet (étude de faisabilité) ou pendant l'exploitation .

Elle concerne essentiellement trois aspects :

la stabilité des pentes (flancs de fosse ou des talus de gradins),
le drainage de la fosse et l'abattage des roches .

3.2.1- Etude préliminaire sur la stabilité des talus :

Les études préliminaires (au stade de la pré faisabilité) consistent essentiellement , d'une part , en un dépouillement des documents géologiques (documentation générale sur le site , carte géologique , photographies aériennes , sondages , affleurements , tranchées) , dont le but est de déterminer les principales directions des discontinuités (failles , fractures , diaclases , schistosité) , et d'autre part , en une analyse géotechnique sommaire qui comprend la détermination des caractéristiques mécaniques des différents matériaux et des discontinuités .

On aboutit ainsi à la détermination préalable des difficultés qui seront rencontrées et nécessitent une étude approfondie et au choix préliminaire des paramètres géométriques de l'exploitation (angle de bord ou de fosse de la mine en exploitation , angle et hauteur des gradins) .

3.2.2- Etude du projet: (voir fig :3.1 .)

Cette étude a pour but d'approfondir les problèmes soulevés lors des études préliminaires . Elle comporte les phases suivantes :

- Analyse structurale : à partir des levés structuraux des affleurements , des tranchées , des carottes de sondage , ou en galeries ; ces levés sont traités statistiquement par ordinateur et sont présentés sous forme de diagramme de Schmidt en utilisant diverses pondérations qui permettent de définir les familles de discontinuités dont le rôle est prédominant .
- Analyse de l'état de fracturation : à partir des carottes de sondages ou de diagraphies en sondages , avec utilisation de l'analyseur d'images . les résultats obtenus sont traités par ordinateur et débouchent sur la caractérisation de l'état de fracturation en fonction du type de roche ou de la profondeur .
- Essais géomécaniques : qui comprennent à la fois des essais sur carottes au laboratoire ou des essais en grand sur le site (essais in-situ). les caractéristiques de cisaillement le long des différentes discontinuités sont étudiées avec le plus grand soin .
- Classification géotechnique ; des types de roches ou de sols rencontrés à partir des essais mécaniques et de l'analyse de l'état de fracturation . Cette classification est utilisée pour le choix et la définition des techniques d'abattage .
- Etude hydrogéotechnique détaillée : L' eau joue un rôle très important dans la stabilité des pentes et des talus , aussi, il convient de lui accorder un intérêt tout particulier .

L'etude hydrogéotechnique détaillée comporte une analyse hydrologique de surface (Précipitations, plans d'eau , sources et cours d'eau), avec l'installation , si nécessaire de stations de jaugeage, et une analyse hydrologique souterraine (mesures de débits , mesures piézométriques , mesures de perméabilités) ; ces analyses , complétées par les résultats des études structurales et de fracturation , débouchent sur la simulation des conditions hydrogéotechniques au moyen de modèles physiques ou mathématiques qui permettent d'appréhender l'évolution des circulations d'eau au cours de l'exploitation et de tester différents systèmes de drainage .

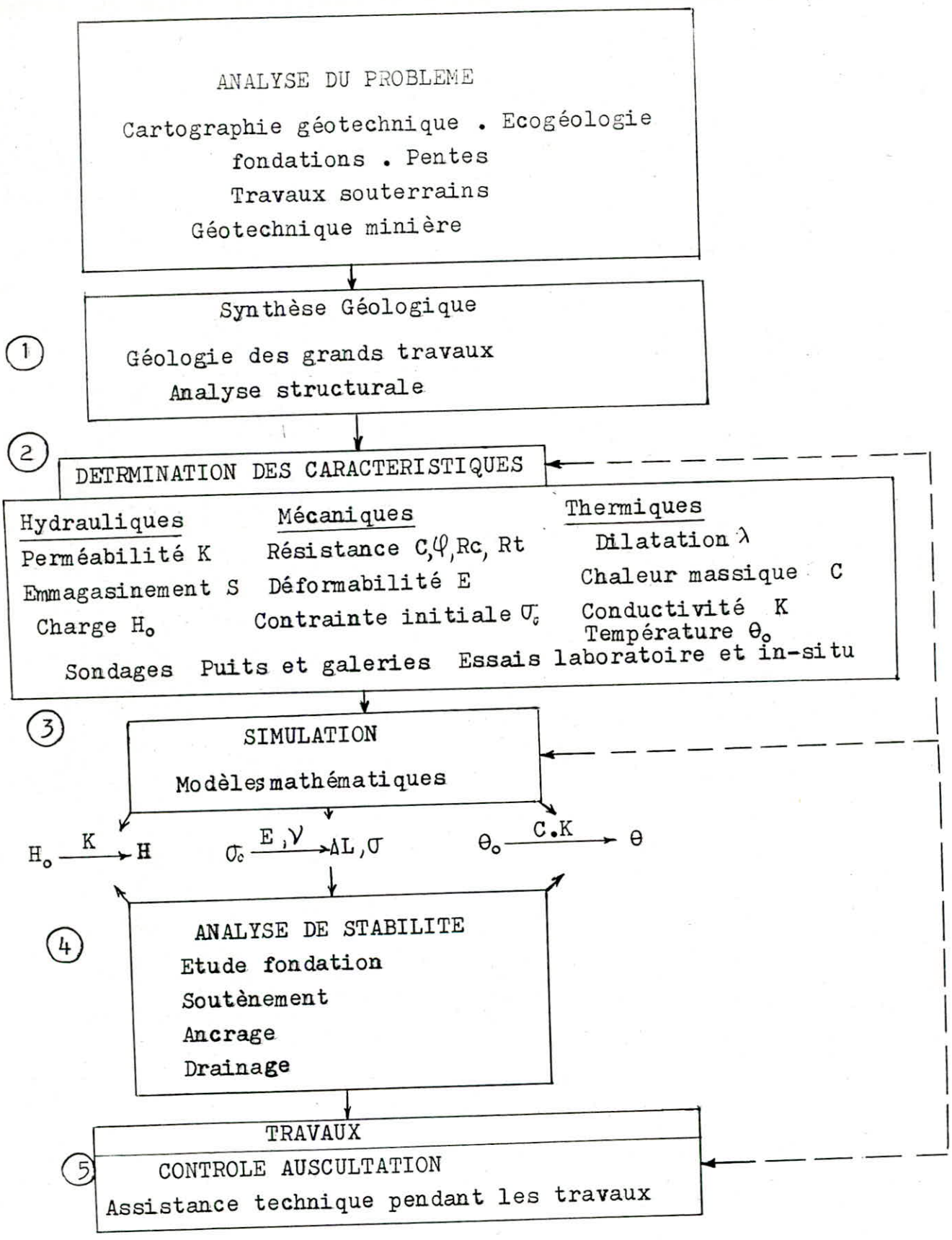


Fig : 3.1 _ Schéma d'intervention en géotechnique minière
 (d'après LOUIS)

-Etude de la stabilité qui porte sur deux points :

- . Stabilité en petit (gradin , bloc rocheux) ,
- . Stabilité en grand (ensemble des gradins: flancs de fosse) .

Cette étude reprend les données fournies par l'analyse structurale qui a conduit à la représentation schématique des formations concernées , par les essais mécaniques, qui ont caractérisé les matériaux dans la stabilité , et par l'étude hydrogéotechnique qui a précisé le mécanisme des écoulements autour de la fosse aux différents stades de l'exploitation . Différents types de rupture - fosse , en coin , circulaire ... sont alors étudiés en fonction du niveau de la nappe et des précipitations , tant au niveau du gradin que de l'ensemble de la pente . Après une première évaluation des difficultés au moyen d'abaques (exemple: abaques de Hoek) , les situations délicates sont l'objet de calculs approfondis , prenant en compte la sensibilité de la stabilité aux variations des différents paramètres .

-Etude du champ de contrainte : en utilisant des méthodes de calcul par éléments finis , afin de préciser la répartition des contraintes autour de la fosse et les zones dangereuses susceptibles de donner naissance à des surfaces de rupture .

Ces différentes phases d'études débouchent alors sur la définition des paramètres suivants :

- les angles et les hauteurs des gradins et des pentes et la géométrie de la fosse .
- les techniques d'abattage du minerai et des stériles ;
- les systèmes de drainage ;
- les systèmes de confortement ,
- le programme d'auscultation dont l'objet est de vérifier les hypothèses adoptées lors de l'étude de la stabilité et de prendre des mesures nécessaires en cas de comportement anormal de la fosse .

Avant d'aborder l'analyse et l'étude de la stabilité des talus , nous essayerons de caractériser les investigations nécessaires à faire au laboratoire et sur le terrain .

3.3-Moyens et méthodes d'investigation :

Pour l'analyse mécanique de la stabilité des talus , il est nécessaire de réaliser soit des essais au laboratoire sur des échantillons prélevés sur le site , ou des essais In-situ pour compléter les données géologiques , hydrogéologiques et structurales .

.Investigation sur le terrain , elles permettent de caractériser :

3.3.1-Les données géologiques et structurales :

Elles décrivent les différents types de roches rencontrées dans le gisement ainsi que les discontinuités qui les affectent (joints de stratification , fractures , failles etc ...). Les informations sont obtenues grâce à des sondages de reconnaissance et à l'étude d'affleurements : les structures les plus importantes sont représentées sous forme de cartes et de coupes géologiques , qui nécessitent une interprétation des données brutes des sondages . Les éléments structuraux de plus petite ^{taille} et à caractère répétitif sont traités statistiquement et représentés sur des diagrammes polaires .

-Les données hydrologiques :

Elles concernent les niveaux piézométriques dans les sondages , leur évolution dans le temps , et éventuellement les perméabilités des terrains . Elles doivent permettre de modéliser les pressions interstitielles lors des calculs de stabilité ; voir fig :3.2 .

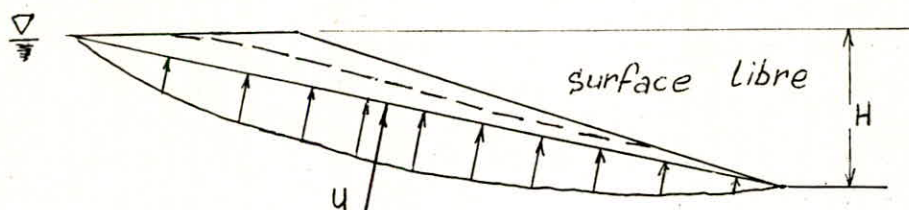


Fig :3.2 . Pression interstitielle dans le cas d'une nappe (massif très fracturé)

.La fissuration du massif rocheux : (9)

La fissuration des roches d'un massif s'évolue le plus souvent par la distance moyenne entre les fissures :

$$m = \frac{L}{n} ; m$$

L:longueur de la partie du massif mesuré , en m .

n:nombre de fissures sur la partie mesurée .

D'après la valeur de la distance moyenne entre les fissures on divise les massifs en 5 catégories : voir tableau N°3

Catégorie	degré de fissuration	m(m)	K _f
I	roches exclusivement fissurées	0,1	0,01 + 0,03
II	roches de grande fissuration	0,1 + 0,5	0,1
III	roches de moyenne fissuration	0,5 + 1,0	0,2
IV	roches de faible fissuration	1,0 + 1,5	0,5
V	roches pratiquement monolithiques .	1,5	1

Tableau n° 3 .

(9)

K_f correspond au degré de fissuration du massif .

La fissuration d'un massif rocheux peut être caractérisée d'après le "coefficient de récupération" R.Q.D. "Rock Quality Designation " ,

$$\text{soit : R.Q.D.} = \frac{\sum L_i}{L_t} \quad 100 \%$$

où $\sum L_i$: longueurs des segments de carottes supérieures à 10 cm .

L_t : longueur totale de la carotte de sondage .

Le degré de fissuration permet d'estimer les résistances mécaniques des roches "en place", à partir de données de laboratoire .

3.3.2-Données physiques et géomécaniques du massif rocheux :

Les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains dont on tient compte dans les analyses de stabilité des pentes sont :

-le poids volumique des terrains en place :

Il s'agit du poids volumique total : $\gamma_t = \frac{P_w + P_s}{V_t}$; (KN/m³) .

P_w: poids de l'eau contenu dans la roche .

P_s: poids des grains solides .

V_t: volume total de l'échantillon .

-Parmi les caractéristiques mécaniques du terrain , la plus importante est la résistance au cisaillement .

$$\tau_{\max} = R_{\tau} = \frac{P_{\max}}{S} ; \text{ (Kg/cm}^2\text{) .}$$

Lors de la rupture dans un massif , la résistance au cisaillement maximale τ_{\max} engendrée par le mouvement de terrain en un point donné est supposée obéir , au critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau_{\max} = C_m + \sigma \operatorname{tg} \varphi_m. \quad \text{Kgf/cm}^2.$$

C_m : cohésion du massif . Kgf/cm^2 .

φ_m : angle de frottement interne ; °deg .

τ et σ : sont respectivement les contraintes tangentielle et normale en ce point .

La relation citée est établie expérimentalement et est représentée graphiquement par une courbe intrinsèque .

Les propriétés physico-mécaniques des roches sont des facteurs essentiels qui influent sur le caractère des processus se produisant dans le massif rocheux après l'exécution de travaux miniers ;

les propriétés mécaniques des roches peuvent être déterminées soit grâce à des essais géomécaniques au laboratoire sur des carottes de sondage ou sur des échantillons prélevés sur le site étudié, ou bien à l'aide d'investigations in-situ .

Caractérisons certaines propriétés mécaniques des roches (et sols) qui peuvent intervenir lors du calcul de la stabilité des talus ; il s'agit surtout d'essais géomécaniques statiques pour des ruptures fragiles .

a) Résistances mécaniques des roches :

a.1- Résistance à la traction : R_t (8)

La résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohesion des échantillons de roches massives .

$$R_t = \sigma_{\max} = \frac{T_{\max}}{S} \quad ; \text{ kgf/cm}^2 ;$$

R_t : résistance à la traction ;

σ_{\max} : containte maximale de traction ;

T_{\max} : effort maximal de traction ;

S : surface de l'éprouvette sur laquelle est appliqué l'effort de traction .

Les essais de traction peuvent se faire de plusieurs manières, suivant que l'on applique une traction directe ou indirecte ; dans tous les cas , la fracture d'extension se produit dans le plan perpendiculaire aux contraintes de traction .

1) Essai de traction direct : On exerce une contrainte $-\sigma_1$ sur les sections parallèles d'une éprouvette de roche .

Le plan de fracturation n'est pas imposé et il est vraisemblable que la position de la fracture est induite par la présence de micro-fissures dans l'éprouvette ; fig: 3.3 .

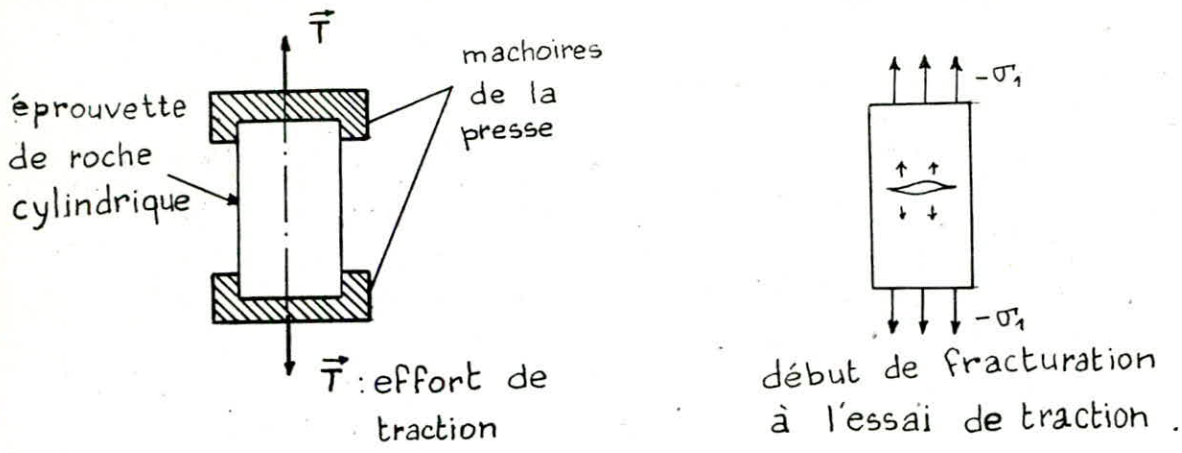
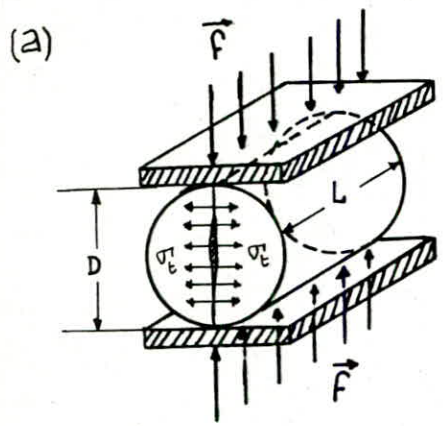


Fig: 3.3. Traction directe (simple) ;

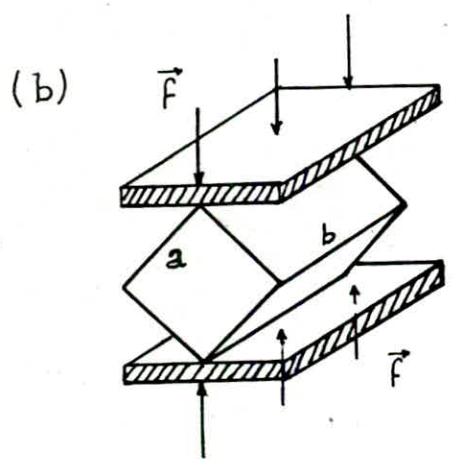


dimensions de l'éprouvette:
(cylindrique)

$$D = L = 4 \div 5 \text{ cm} ;$$

Résistance à la traction :

$$R_t = \sigma_{t \max} = \frac{2 F_{\max}}{\pi D \cdot L} ;$$



dimensions de l'éprouvette:
(Parallépipédique)

$$a = 4 \div 5 \text{ cm} ;$$

$$b = a \sqrt{2} ;$$

Résistance à la traction :

$$R_t = \sigma_{t \max} \approx 0,668 \frac{F_{\max}}{a \sqrt{2} \cdot b} ;$$

Fig: 3.4. Traction indirecte ;
(Essai Brésilien)

2) Essai de traction indirect : (Essai Brésilien)

On exerce une compression suivant deux génératrices diamétralement opposées de l'éprouvette de roche cylindrique (parfois parallélépipédique) ; la théorie d'élasticité établit qu'il apparaît une traction uniforme sur le plan contenant les deux génératrices ; la fracture d'extension apparaît au centre de l'éprouvette, où les contraintes de traction sont les plus importantes et elle s'étend ensuite jusqu'aux bordures du plan diamétral ; fig: 3.4 .

a.2- Résistance à la compression simple : R_c (8)

La résistance à la compression est égale à la contrainte limite de compression qui produit l'écrasement de l'éprouvette de roche massive sous la presse .

$$R_c = \sigma_{\max} = \frac{F_{\max}}{S} ; \text{ kgf/cm}^2 .$$

F_{\max} : effort de compression maximal ;

S : surface sur laquelle est appliqué F_{\max} ;

Les éprouvettes sont cylindriques ou parallélépipédiques : fig:3.5 .

La rupture des roches en compression , se produit généralement suivant un ou parfois deux plans obliques par rapport à l'effort de compression .

a.3- Résistance au cisaillement: R_τ (8)

La résistance au cisaillement est la contrainte limite qui permet la rupture de l'éprouvette , selon une surface tangente à l'effort de cisaillement .

$$R_\tau = \tau = \frac{F_{\max}}{S} ; \text{ kgf/cm}^2 .$$

R_τ, τ : résistance au cisaillement ;

F_{\max} : effort de cisaillement ;

S : surface sur laquelle est appliqué l'effort de cisaillement ;

Il existe différents types de cisaillement :

-Cisaillement simple : fig : 3.6a .

le cisaillement est effectué à l'aide d'un outil ;

$$\tau = \frac{F_{\max}}{l \cdot h} ;$$

-Cisaillement par torsion : fig : 3.6b .

La résistance au cisaillement par torsion R_τ est déterminée à partir de la contrainte calculée d'après le rapport de la valeur maximale du couple de torsion (M_t) à la destruction de l'éprouvette sur la valeur du moment résistant W ;

$$R_\tau = \frac{M_t}{W} ; \text{ kgf/cm}^2 .$$

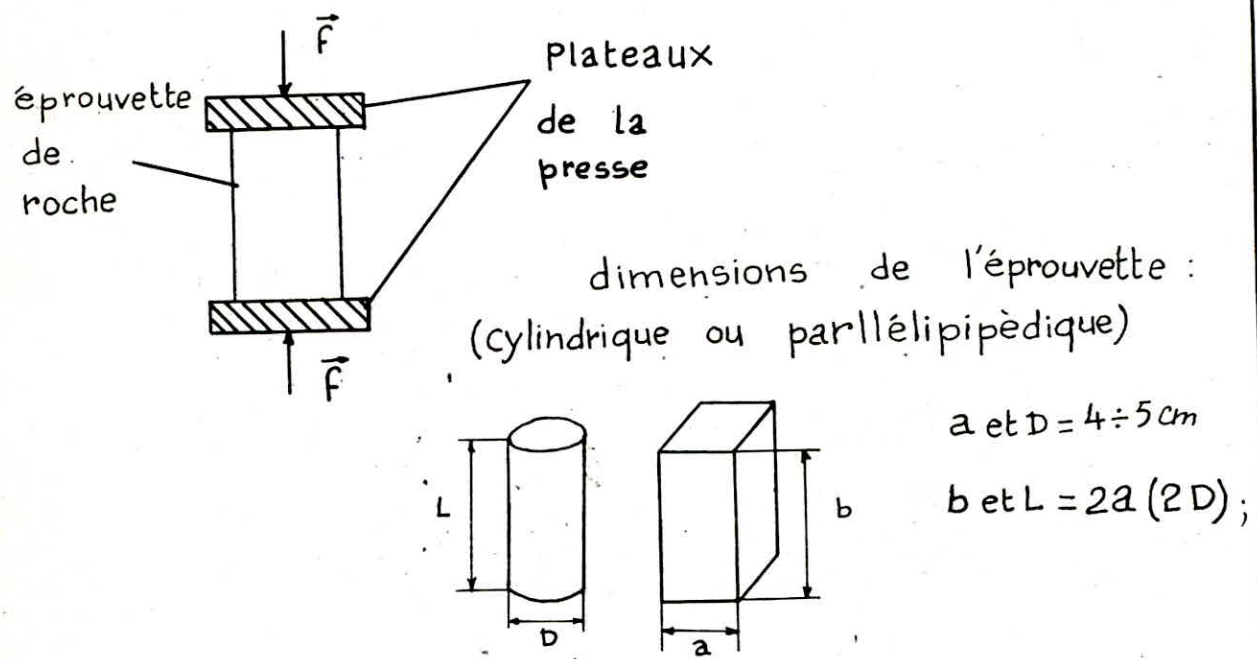
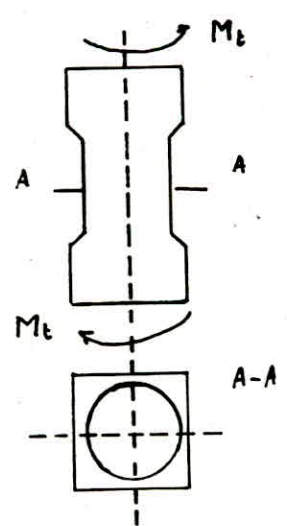
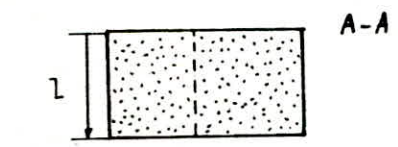
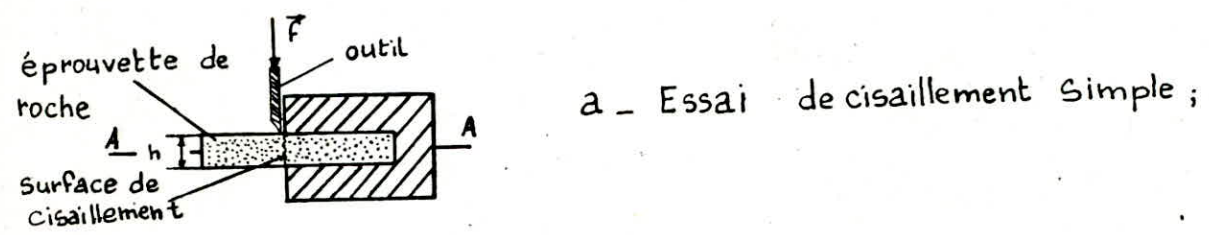


Fig: 3.5 - Compression Simple ;



b - Cisaillement par torsion ;

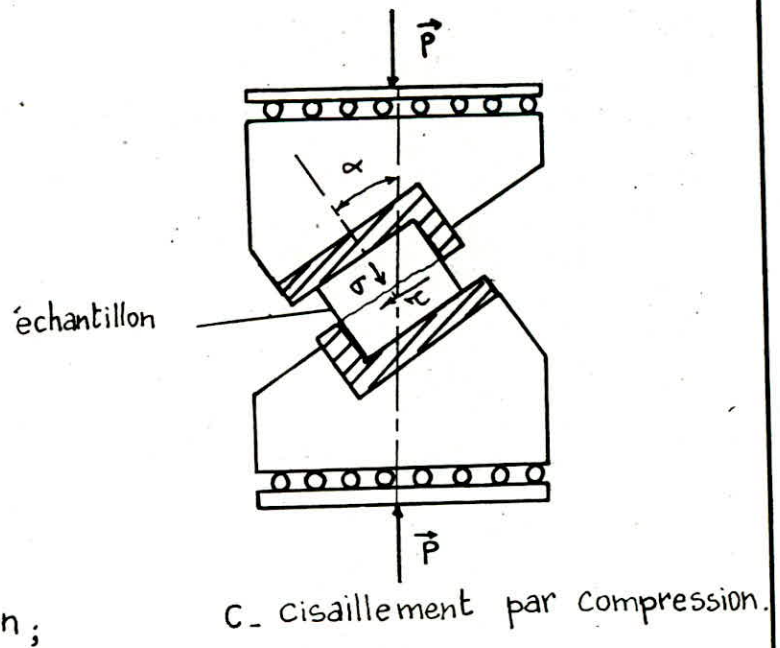


Fig: 3.6 - Essais de cisaillement .

-Cisaillement par compression : fig : 3.6c .

La force de compression est appliquée avec un angle α par rapport à la surface de cisaillement ; les contraintes de cisaillement et de compression sont définies par :

$$\tau = \frac{P \cos \alpha}{S} ; \quad \sigma = \frac{P \sin \alpha}{S} ; \quad \text{kgf/cm}^2 .$$

$$\alpha = 30^\circ + 60^\circ ;$$

La résistance au cisaillement peut être aussi déterminée par des essais réalisés dans les appareils suivants :

1- la boîte de Casagrande : essais de cisaillement pour les sols , remblais etc...

2- et l'appareil triaxial : essais de compression triaxiale valable aussi bien pour les roches que pour les sols .

1- boîte de Casagrande : fig : 3.7 . (6)

Cet appareil est utilisé pour des essais de cisaillement rectiligne , dans lequel on impose un plan horizontal de rupture de l'échantillon. L'échantillon est placé entre deux demi-boîtes , mobiles l'une par rapport à l'autre et sans contact .

L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston ; l'essai consiste à tirer horizontalement sur une des mâchoires de façon à cisailier le sol selon le plan π . On mesure l'effort horizontal T en fonction des déformations Δl . L'essai se fait à une vitesse contrôlée V .

Soit : $-S$: la section de l'échantillon selon le plan π ;

$-\sigma = \frac{N}{S}$: la contrainte normale selon le plan π ;

$-\tau_i = \frac{T}{S}$: la résistance au cisaillement mesurée à la rupture .

Pour différents efforts normaux N , on réalise différents essais ; ainsi on peut tracer la courbe intrinsèque de l'échantillon .

2-Essais triaxiaux sur des roches : (5)

La roche est soumise à une triple étreinte : $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$; ces essais peuvent être réalisés soit au laboratoire à l'aide d'appareils triaxiaux sur des éprouvettes cylindriques de roches (Résistance des roches à la rupture plastique) , soit des essais en forage à l'aide de verrins ; fig : 3.8a.

Après les essais , une courbe intrinsèque peut être tracée : fig : 3.8b ; ainsi on remarque que C (cohésion) et φ (angle de frottement interne) varient en fonction des contraintes principales appliquées .

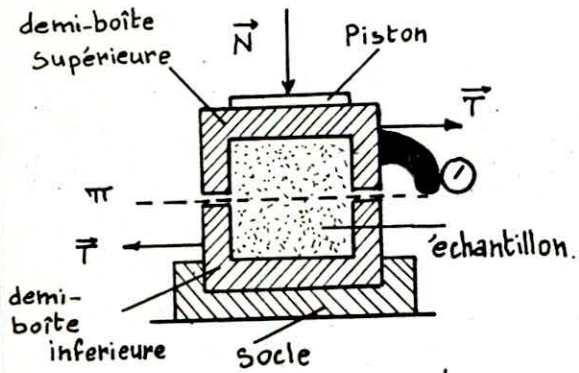


Fig. 3.7a - Boite de Casagrande. (6)

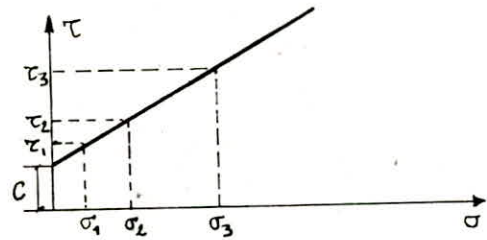
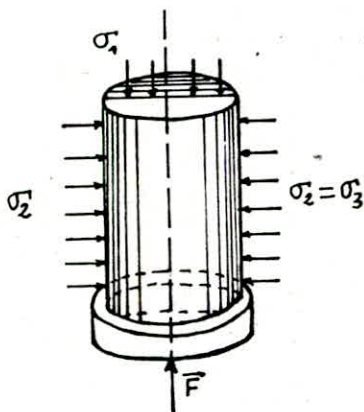
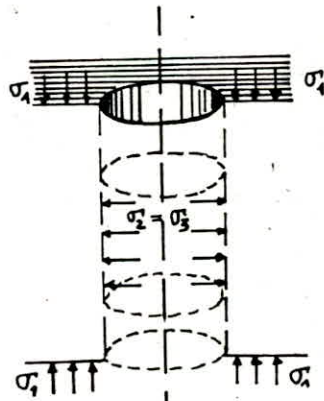


Fig. 3.7b - Courbe intrinsèque d'un Sol.



Essai au Laboratoire



Essai en forage

Fig: 3.8a - Essais triaxiaux ; (5)

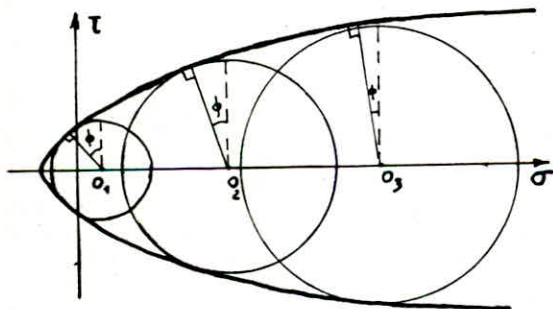
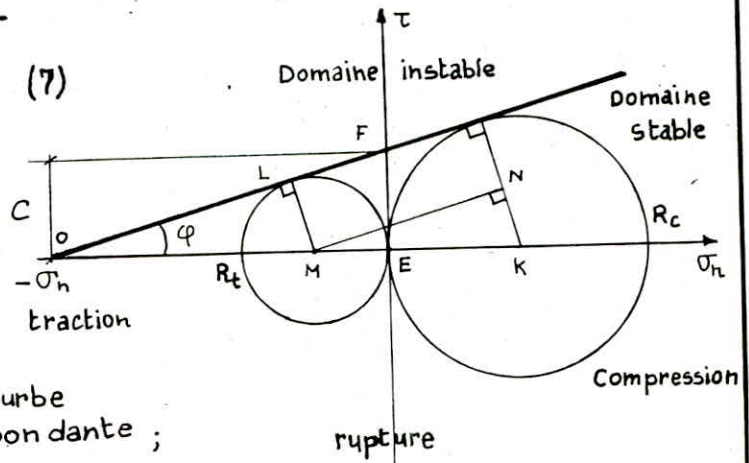


Fig. 3.8b - Courbe intrinsèque d'une roche, (7)

Fig: 3.9 - Cercle de Mohr à la rupture et courbe intrinsèque correspondante ;



(8)

b) Déformabilité des roches : (8)

D'après la théorie de l'élasticité linéaire, un corps a un comportement élastique linéaire si les contraintes et les déformations qui l'affectent sont reliées par une loi linéaire.

b.1-Module de YOUNG :

Pour des essais de traction ou de compression, le comportement linéaire élastique s'exprime par :

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} \quad ;$$

où : E : le module de Young (statique) : kgf/cm^2 ;

σ : la contrainte normale appliquée à l'échantillon : kgf/cm^2 ;

ε : la déformation relative de l'échantillon : $\varepsilon = \frac{\Delta l}{l_0}$

$l_0, \Delta l$: respectivement, longueur initiale et déformation absolue de l'échantillon.

b.2-Module de cisaillement :

$$G = \frac{\tau}{\gamma_c} \quad ; \quad \text{kgf/cm}^2 \quad ;$$

où : τ : la contrainte de cisaillement ;

γ_c : la déformation relative selon la direction de l'effort de cisaillement ;

b.3-Coefficient de Poisson :

$$\nu = \frac{\varepsilon_h}{\varepsilon_v} \quad ; \quad \text{sans unité} \quad .$$

$$\nu = (0 + 0,5)$$

où : ε_h : déformation relative horizontale ;

ε_v : déformation relative verticale ;

c) Relation entre la résistance à la compression et la résistance à la traction, en fonction de l'angle de frottement interne et de la cohésion : fig : 3.9 . (8)

D'après le critère Mohr-Coulomb, et en se basant sur la figure 3.9 .

On a :

$$\sin \varphi = \frac{\overline{KN}}{\overline{MK}} = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t} \quad ; \quad \text{tg } \varphi = \frac{\overline{FE}}{\overline{OE}} = \frac{C}{\overline{OM} + \overline{ME}}$$

$$\overline{FE} = C \text{ (Cohésion)} \quad ; \quad \sin \varphi = \frac{\overline{ML}}{\overline{OM}} = \frac{R_t/2}{\overline{OM}} \quad \overline{OM} = \frac{R_t/2}{\sin \varphi}$$

$$\overline{ME} = R_t/2 \quad ;$$

$$\text{soit, } \text{tg } \varphi = \frac{C}{\frac{R_t/2}{\sin \varphi} + R_t/2} = \frac{C}{R_t(1 + \frac{1}{\sin \varphi})}$$

d'où $C = \frac{R_t/2(1 + \sin \varphi)}{\cos \varphi}$; les relations finales obtenues sont :

$$\sin \varphi = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t} ; \quad \operatorname{tg} \varphi = \frac{R_c - R_t}{2 R_c \cdot R_t} ; \quad c = \frac{\sqrt{R_c \cdot R_t}}{2}$$

d) Investigation In-situ :

Les propriétés des roches tiennent en majeure partie à leur gisement profond (site naturel); ainsi leur propriétés se modifient lorsqu'elles cessent d'être en place ; pour cela on réalise des essais In-situ . Ces essais peuvent être réalisés en surface ou en souterrain .

d.1-Essais de cisaillement In-situ : (8)

Ils se réalisent à l'aide de verrins à partir d'une tranchée à la surface , ou d'une galerie dans une niche aménagée dans les parois . La rupture se produit d'après les plans de stratification ou de discontinuités ou d'après la direction principale des fissures .

1°) Essai de cisaillement In-situ avec compression : fig : 3.10.

Cet essai est réalisé sur un bloc rocheux de 1 m^3 taillé dans une tranchée à la surface . On applique sur ce bloc deux contraintes :

- une force verticale N de compression ,
- et une force horizontale T de cisaillement .

Au moment de la rupture les paramètres T et N sont mesurés .

2°) Essai de cisaillement In-situ sans compression : fig : 3.11.

Cet essai est réalisé sans compression ($N=0$) ; la seule contrainte appliquée est due à l'effort horizontal T .

3°) Essai de cisaillement In-situ dans une galerie : fig : 3.12 .

Dans une niche aménagée dans les parois d'une galerie , on applique sur un bloc rocheux , des efforts de cisaillements (T) et de compression (N) sous l'effet de verrins hydrauliques .

N : constant .

T : augmentation par palier à des intervalles de temps égaux .

d.2-Essai de compression In-situ (Essai de rebondissements) : (5)

Les appareils mesurant le rebondissement , dits scléromètres , sont d'un emploi simple . La surface de frappe doit être unie .

Il n'est pas nécessaire qu'elle soit parfaitement polie .

Le scléromètre de Schmidt peut être utilisé sous toutes les inclinaisons , et de ce fait , peut servir pour contrôler les roches en place .

Par des séries de mesures , on peut établir des moyennes de rebondissements . Ces rebondissements sclérométriques , présentent une corrélation avec les résistances à la compression des roches et aussi avec les modules d'élasticité , Il est admis que la résistance à la compression est proportionnelle au rebondissement .

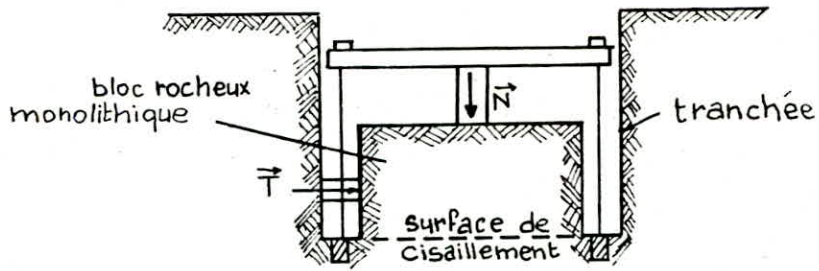


Fig.3.10-Essai de cisaillement in-situ avec compression ;

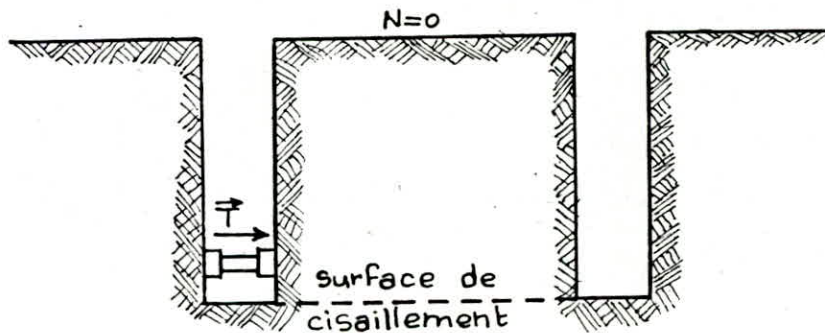


Fig.3.11 - Essai de cisaillement in-situ sans compression ;

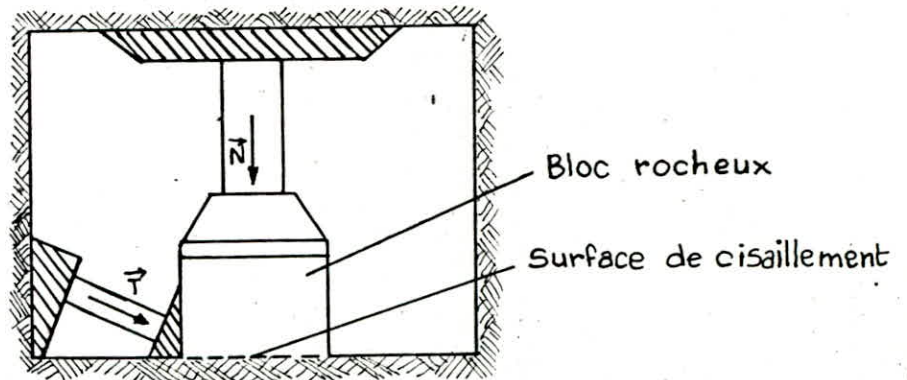


Fig.3.12-Essai de cisaillement in-situ dans une galerie .

Remarques : Il y a un grand écart entre les données géomécaniques du laboratoire et celles obtenu par des essais In-situ .

Lors du calcul de la stabilité des talus , les paramètres dont on tient compte sont principalement :

- γ : le poids volumiques .
- Cm : la cohésion du massif ;
- φm : l'angle de frottement interne du massif .

La cohésion et l'angle de frottement interne sont souvent évalués à partir des essais réalisés au laboratoire ; pour ramener Cech et φech (de l'échantillon) à Cm et φm on tient compte de plusieurs paramètres:

- du degré de fissuration du massif rocheux: Kf= 0,01 + 1 ;
- Coefficient de diminution de la valeur du coefficient de cohésion à cause de l'humidité . Kw= 0,2 à 1,0 .
- Coefficient de diminution de la valeur du coefficient de cohésion à cause du temps . Kt= 0,7 + 0,8 .

Cm = Kf . Kw . Kt ; Cech . Kgf/ cm² .

K : coefficient d'affaiblissement structural .

K= Kf . Kw . Kt = $\frac{C \text{ massif}}{C \text{ echantillon}}$.

et φm = Kφ . φech . en degré (°) .

où Kφ : coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif ;

Kφ = 0,8 . (d'après (9)) .

3.4-Analyse de la stabilité des talus de mine ;

L'analyse de la stabilité des talus de mines à ciel ouvert concerne :

- la stabilité d'un talus de gradin (stabilité en petit) ;
- et la stabilité de l'ensemble des gradins ou des flancs de fosse (stabilité en grand) .

Cette analyse de la stabilité porte surtout sur une analyse mécanique.

En fait , le comportement mécanique d'un massif rocheux est souvent caractérisé par les deux paramètres cohésion (C : Kgf/cm²) et angle de frottement interne (φ°) , et les angles de talus sont déterminés à partir de calculs à l'équilibre limite .

Le problème consiste donc à choisir un mécanisme de rupture (pour lequel il existe une méthode de calcul) et à déterminer les valeurs des paramètres à introduire dans le calcul . Ce choix n'est pas toujours facile , même lorsque l'on étudie un talus existant ayant subit une rupture .

3.4.1- Identification des modes de rupture :

L'étape suivante de l'étude géotechnique consiste à identifier les modes de rupture susceptibles de se produire ou déjà produits , en s'appuyant sur les données acquises et sur l'expérience d'autres mines placées dans des conditions analogues .

Dans le cas de talus rocheux , les surfaces de rupture sont le plus souvent déterminées par les discontinuités préexistantes du massif ;
.rupture plane suivant une discontinuité de direction subparallèle au bord de la fosse et de pendage orienté vers la fosse ;fig:3.13a .

.rupture délimitée par plusieurs plans de discontinuité :
C'est la rupture en coin suivant deux plans de discontinuité dont la ligne d'intersection plonge vers la fosse ; fig:3.13b .

.rupture par basculement ou fauchage (cas d'un massif stratifié ou schisteux à pendage subvertical) :fig:3.13c .

.Dans le cas de massifs peu cohérents (de type sol), de remblais rocheux , ou de massifs rocheux très fracturés et sans structure , l'expérience montre que les ruptures sont souvent de type rotationnels (ou circulaire) : fig:3.13d .

parmi les ruptures circulaires ont distingue :

- 1- les cercles de talus ;
- 2- les cercles de pied ;
- 3- et les cercles profond ;

dans ces cas cités , seule la résistance au cisaillement des discontinuités ou du sol (remblai) est à prendre en compte . Elle peut être déterminée en laboratoire ou en analysant des talus existants (analyse à posteriori ou rétro analyse) .

Il existe d'autres cas plus complexe , tels que :

- . le massif rocheux est fracturé de manière aléatoire ou intense ;
- . le pendage des discontinuités majeures est opposé à celui du talus ;
- . le massif comporte plusieurs unités de structures différentes.

Les surfaces de rupture potentielles sont alors difficiles à déteminer. Elles peuvent être ((composites)) et formées d'une part de discontinuités d'orientation plus ou moins voisine de la surface moyenne de glissement , d'autre part de ruptures dans la roche intacte , un exemple est donné dans la fig:3.13e .

Dans le cas d'une fracturation intense , le degré d'imbrication des blocs et leurs possibilités de mouvement jouent un rôle important .

Dans de telles situations l'hypothèse d'une rupture circulaire est souvent adoptée, mais le choix des paramètres mécaniques à prendre en compte dans les calculs est plus délicat .

- 1. Cercle de talus ;
- 2. Cercle de pied ;
- 3. Cercle profond ;

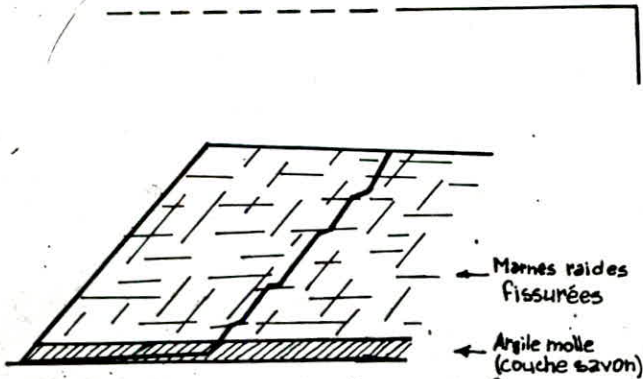
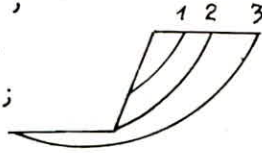


Fig:3.13e. Rupture suivant une surface complexe empruntant les plans de faiblesse mécanique du massif ;

(10)

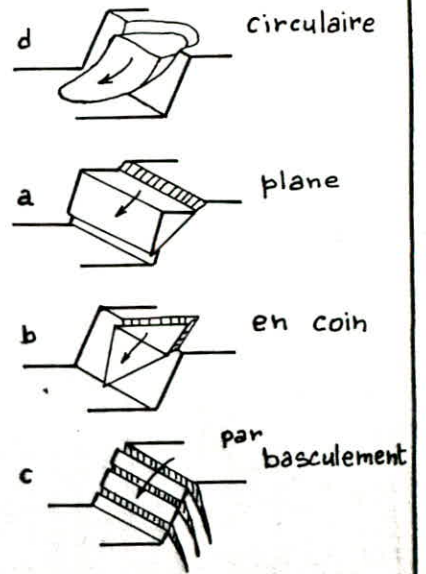


Fig:3.13. Identification des modes de rupture .

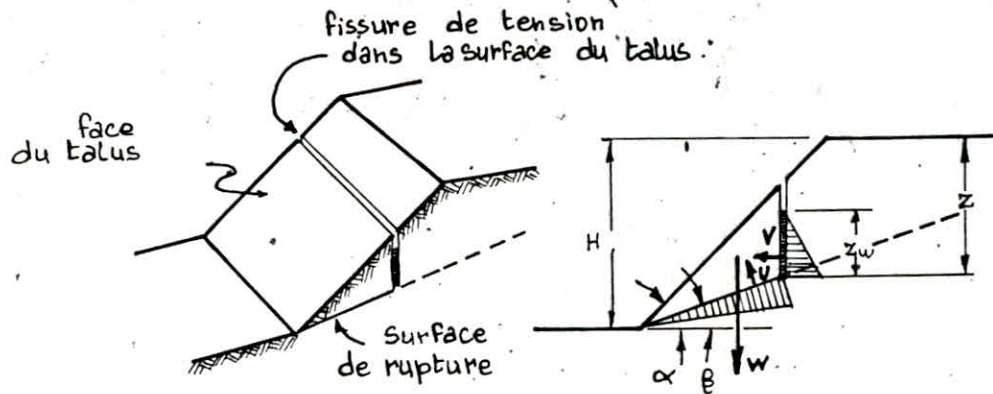
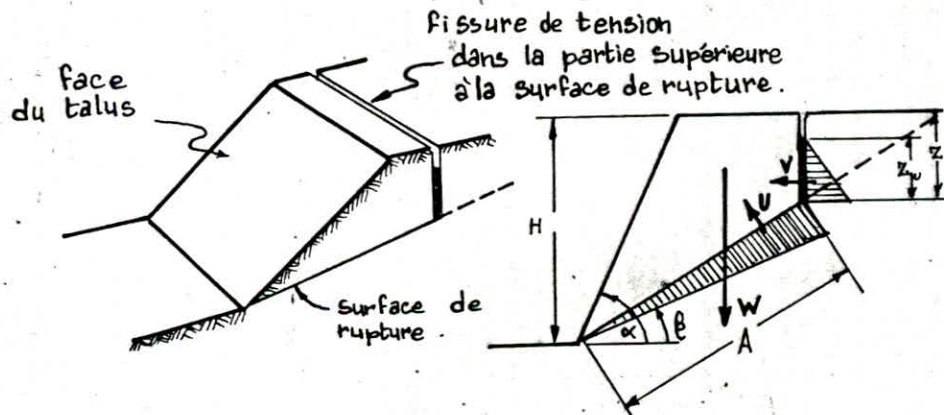


Fig.3.14. Géométrie des glissements plans.

3.4.2-Calcul de la stabilité des talus :

Le calcul de la stabilité d'un ouvrage en géotechnique , est généralement estimé à l'aide d'un coefficient de sécurité Fs ou "facteur de sécurité "

$$Fs = \frac{\text{forces résistant au mouvement de la masse supposée instable}}{\text{forces provoquant le mouvement de la masse supposée instable}}$$

qui est défini comme le rapport de la force totale mobilisable pour résister à la rupture, à la force totale qui tend à provoquer cette rupture .

Théoriquement , le talus est stable si $Fs \geq 1$ mais dans la pratique minière on prend la valeur du facteur de sécurité $Fs=1,15 + 1,3$; cette précaution dans les calculs tient compte :

- .des erreurs dues à l'exactitude de méthode de calcul de la stabilité du bord ;
- .de l'incertitude sur la validité des données sur les propriétés du massif .
- .des principaux facteurs influençant la stabilité des pentes , tels que :

- la profondeur de la fosse ;
- la nature des terrains ;
- l'eau souterraine ;
- les phases et les méthodes d'exploitation ;
- la géométrie en plan des bords de fosse .

a- Méthodes de calcul de la stabilité des talus :

Les méthodes de calcul les plus utilisées dans l'étude de la stabilité des talus de mines à ciel ouvert , sont des méthodes basées sur l'équilibre limite , où $Fs = 1$.

Il existe plusieurs méthodes de calcul pour les modes de rupture représentés dans les figures : 3.13 (a,b,c,d).

Le calcul de la stabilité des talus s'effectue sur des coupes géologiques , dans la direction du mouvement de terrain (glissement) avec une épaisseur latérale d'un (01) mètre .

La surface de calcul , ou surface de glissement se forme au moment de la rupture ou de la violation de la stabilité des talus .

a.1- Glissement plan : fig:3.14 . (4) .

Dans le calcul de la stabilité des talus en glissement plan , deux cas peuvent être considérés :

- Fissure de tension dans la pente ;
- Fissure de tension dans la surface supérieure ;

la transition entre les deux cas se produit lorsque la fissure de tension (de traction) coïncide avec la crête de la pente du talus. D'après la figure: 3.14. on a les paramètres suivants :

- l'angle d'inclinaison du talus : α ;
- l'angle d'inclinaison de la surface de glissement par rapport à l'horizontale : β ;
- hauteur de la pente : H ;
- profondeur de la fissure de tension : Z ;
- hauteur de l'eau dans la fissure : Z_w ;

On a : $Z/H = 1 - \text{ctg}\alpha \cdot \text{tg}\beta$;

On calcule le poids du bloc délimité par le talus et la surface de rupture (W):

- cas où la fissure de tension recoupe la pente :

$$W = 1/2 \gamma H^2 ((1-Z/H)^2 (\text{ctg}\beta \cdot \text{tg}\alpha - 1)) ;$$

- cas où la fissure de tension recoupe la face supérieure :

$$W = 1/2 \gamma H^2 ((1-(Z/H)^2) \text{ctg}\beta - \text{ctg}\alpha) ;$$

force due à l'eau dans la fissure de tension : $V = 1/2 \gamma_w \cdot Z_w^2$;

force due à l'eau dans la zone de glissement : $U = 1/2 \gamma_w Z_w (H-Z) / \sin\beta$;

d'où $F_s = \frac{C_m A + (W \cos\beta - U - V \sin\beta) \text{tg}\varphi_m}{W \sin\beta + V \cos\beta}$ (Facteur de sécurité) ;

où C_m et φ_m : respectivement la cohésion et l'angle de frottement interne du massif .

$$A = (H-Z) / \sin\beta ;$$

$$U = 1/2 P_{\max} \cdot A, \text{ or } P_{\max} = \gamma_w \cdot Z_w \implies U = 1/2 \gamma_w \cdot Z_w (H-Z) / \sin\beta ;$$

- γ_w : poids volumique de l'eau ;
- γ : poids volumique de la roche ;
- β est déterminée par : $\beta = \frac{\alpha + \varphi_m}{2}$.

La contrainte dans la surface de glissement : $\sigma_0 = \gamma \cdot Z = 2 C \text{ctg}(45 - \varphi_m/2)$;

soit $Z = \frac{2 C}{\gamma} \text{ctg}(45^\circ - \varphi_m/2)$;

où $(45^\circ - \varphi_m/2)$: angle d'inclinaison de la surface de glissement par rapport à la direction de la contrainte normale maximale .

a.2- Rupture en coin : fig:3.15 . (4)

Il s'agit de l'analyse à trois dimensions d'une masse rocheuse monolithique limitée par une surface polyédrique correspondant à des plans de discontinuités .

Le mécanisme de base de la rupture est simple , mais à cause du grand nombre de variables , le traitement mathématique devient très complexe;

Hypothèses de base :

- le volume de rocher est limité par trois plans recoupant le talus naturel ;
- ce volume est indéformable , sans rupture interne possible ;
- la résistance au cisaillement , selon les trois plans , dépend de la cohésion et du frottement ;
- les mouvements des forces sont négligés , il n' y a donc qu'une rupture possible par translation ;

Forces considérées :

- le poids total de la masse rocheuse , plus la structure supportée ;
- la réaction d'appui de la structure sans tenir compte du moment ;
- les efforts dus à l'eau sur chaque plan ;
- les efforts d'inertie dus aux séismes éventuels ;

Définition de la géométrie :

Il faut noter que le plan le plus à plat est appelé plan A et que le plan le plus raide est le plan B .

Comme dans le cas de la rupture plane , la condition pour le glissement est définie par $\psi_{fi} > \psi_i > \varphi$ où ψ_{fi} est l'inclinaison de la face du glissement mesurée dans une vue à angle droit de la ligne d'intersection et ψ_i le plongement de la ligne d'intersection.

Analyse de la rupture en coin :

Le facteur de sécurité du coin est défini en supposant :
C = 0 sur plan A et B .

Pas d'eau .

φ : égal sur les deux plans .

Glissement sur les deux plans à la fois , donc suivant la ligne d'intersection .

Le facteur de sécurité est :
$$F_s = \frac{(R_A + R_B) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \psi_i}$$

où R_A et R_B sont les deux réactions normales provenant des plans A et B .

Dans le but de trouver R_A et R_B , on projette horizontalement et verticalement dans une direction suivant la ligne d'intersection :

$$R_{AX} = R_{BX} ; \quad R_{AY} + R_{BY} = W \cos \psi_i ;$$

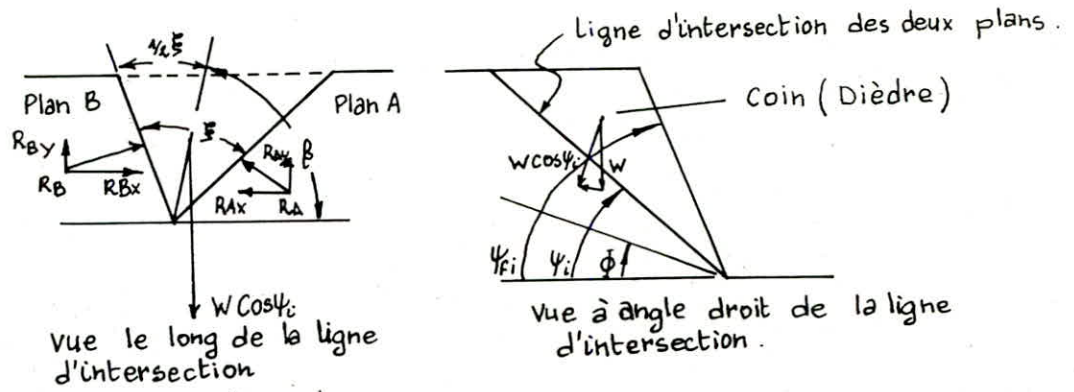
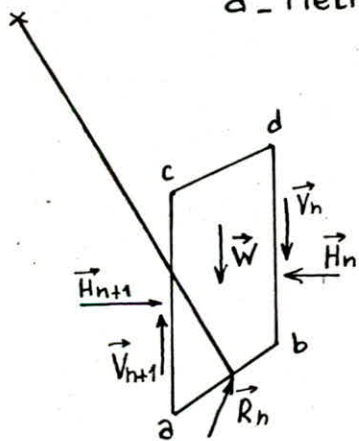
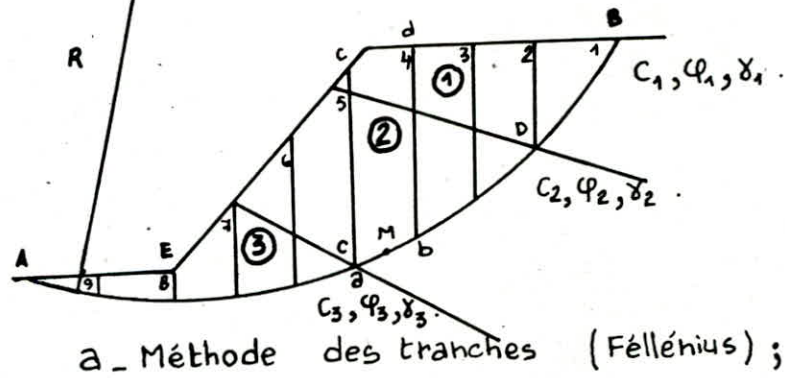
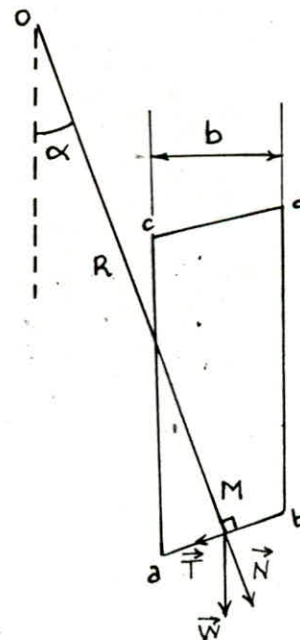


Fig.3.15 - Rupture en coin (analyse de la stabilité) ;



b - Forces agissant sur une tranche ;



c - Hypothèse de Féllénius ;

Fig: 3.16 - Rupture circulaire (Féllénius) ;

$$\sum F_x \quad R_A \sin (\beta - 1/2 \xi) = R_B \sin (\beta + 1/2 \xi) ;$$

$$\sum F_y \quad R_A \cos (\beta - 1/2 \xi) + R_B \cos (\beta + 1/2 \xi) = W \cos \psi_i ;$$

$$\text{on en tire } R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin 1/2 \xi}$$

$$\text{et } F_s = \frac{\sin \beta \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\sin 1/2 \xi \cdot \operatorname{tg} \psi_i} .$$

a.3- Glissement rotationnel ; (Méthode des tranches) :

1°) Méthode de Fellenius : fig : 3.16 . (6)

On considère un talus recoupant un certain nombre de couches de formation différente et de caractéristiques différentes : C_i, φ_i, δ_i . Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le facteur de sécurité vis à vis du risque de glissement .

La méthode consiste à découper le talus intéressé (compris dans l'arc \widehat{AMB}) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux . Le découpage est réalisé de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches (C, D) corresponde à une limite entre deux tranches ; le nombre de tranches varie de 1 à 12 . Soit la tranche (a,b,c,d) :

les forces qui agissent sur cette tranche sont :

-son poids W , où $W_i = \delta_i \cdot A_i \cdot 1 \text{ m}$

(A_i : surface de la tranche) ;

-la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc \widehat{ab} ;

-les réactions sur les faces verticales bd et ac que l'on peut décomposer en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} . Il s'agit des forces internes du massif .

Nous définirons par rapport au centre O :

- le moment moteur comme celui du poids des terres W_i (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement .

- les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche , à savoir les moments de R_n, H_n, H_{n+1}, V_n et V_{n+1} .

Le coefficient ou facteur de sécurité F_s est défini comme le rapport :

$$F_s = \frac{\sum \widehat{AB} \text{ Des moments résistants maximaux ;}}{\sum \widehat{AB} \text{ Des moments moteurs .}}$$

La somme des moments des forces internes pour l'arc \widehat{AB} est nulle ; seule la force $W = -R_n$ agit sur l'arc \widehat{ab} : (Hypothèse de Fellenius) .

On décompose le poids W en une force normale à \widehat{ab} , soit N , et une force tangentielle à \widehat{ab} , soit T :
 $N = W_i \cos \alpha_i$
 $T = W_i \sin \alpha_i$

le moment résistant maximal est donné d'après la loi de Coulomb pour une valeur maximale de $R_n = C_i \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i$

- C_i et φ_i : caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé \widehat{ab} ;

la somme des moments pour toutes les tranches :

$$M_n = \sum_1^m R \times [C_i \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i] ; \text{ où } m : \text{ nombre total des tranches}$$

Le moment moteur est donné par $M_t = T \cdot R$ pour l'arc \widehat{ab} ;

pour toutes les tranches : $M_t = \sum_1^m T_i \times R$;

R : rayon du cercle de rupture ;

d'où $F_s = \frac{M_n}{M_t} = \frac{\sum_1^m [C_i \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i]}{\sum_1^m T_i}$;

$$F_s = \frac{\sum_1^m (C_i b_i / \cos \alpha_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i)}{\sum_1^m W_i \sin \alpha_i} ;$$

les paramètres géométriques :

- b_i : largeur des tranches ;
- α_i : angle que fait le rayon R du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale .
- Hauteur de la tranche pour le calcul de W_i .

2°) Surface de glissement de forme curviligne avec fissure d'arrachement : (cas des terrains tendres ou très fissurés) .

Voir fig : 3.17 . (9)

Soit un talus ayant un angle d'inclinaison α ;

- on calcule la profondeur de la fissure d'arrachement H_0 :

$$H_0 = \frac{2C_m}{\gamma} \operatorname{ctg} (45^\circ - \varphi_m / 2)$$

- On porte la valeur de la profondeur H_0 sur le profil sous forme de droite horizontale ;

- On abaisse la perpendiculaire du point A sur le niveau de la profondeur H_0 . On obtient ainsi le point A' .

- On calcule l'angle $\theta = 45^\circ + \frac{\varphi_m}{2}$, et on le porte dans le point A' ; on obtient ainsi la droite $A'N$;

- On calcule l'angle $\beta = \frac{\alpha + \varphi_m}{2}$ et on le construit dans le point C ,

- entre l'horizontale et la droite CE ; on obtient ainsi le point E ;
- On construit la droite EB' : EB' = EA' (EAB' : triangle isocèle) ;
 - On construit la fissure verticale d'arrachement BB' ;
 - On calcule l'angle $\varepsilon = 45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}$, et on construit cet angle au point C .
- On obtient ainsi la droite CD .
- On construit la perpendiculaire dans le point C par rapport à la droite CD et la perpendiculaire dans le point E par rapport à la droite EB' .

Le point d'intersection de ces deux droites est le point O ; de ce point on trace la surface curviligne CE de glissement ; on obtient finalement la surface de glissement CEB' et la fissure d'arrachement BB' .

.Calcul de la stabilité :

- On trace la surface de glissement ;
- On partage l'aire limitée par la surface de glissement et par la ligne de bord en quelques colonnes (tranches) de même épaisseur ;
- On calcule pour chaque colonne les forces résistant au glissement et les forces provoquant le glissement :

ces forces sont dues au poids des roches se trouvant dans la tranche donnée : $Q_i = A_i \cdot \gamma_v \cdot 4m$; tf (tonne-force) ;

où : A_i : surface de la colonne (tranche) ;

γ_v : poids volumique moyen des roches se trouvant dans la tranche (tf/m³) ;

cette force est décomposée en deux forces :

- normale à la surface de glissement : $N_i = Q_i \cos \beta_i$, tf
 - tangentielle qui provoque le glissement : $T_i = Q_i \sin \beta_i$, tf .
- La force résistant au glissement :

$$S_i = f \cdot N_i + C_m \cdot L_i \quad , \text{ tf}$$

où $f = \text{tg } \varphi_m$: coefficient de frottement interne des roches ;

C_m : cohésion des roches du massif , en tf/m² ;

L_i : longueur de la surface de glissement , m ;

d'où $S_i = Q_i \cos \beta_i \cdot \text{tg } \varphi_m + C_m \cdot L_i$, en tf ;

- Le facteur de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum S_i}{\sum T_i} \quad ;$$

(mine à C.O)

On prend au moins trois angles d'inclinaison du bord de la carrière , on construit à chaque fois la surface de glissement et on calcule la valeur du facteur de sécurité pour chaque cas . On construit le graphique de la fonction $F_s = f(\alpha)$ au moyen duquel on arrive à estimer la valeur de l'angle d'inclinaison du bord de la mine à ciel ouvert tout en étant stable .

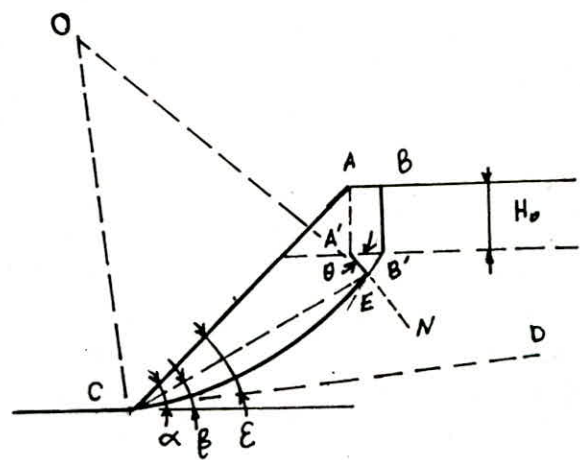


Fig: 3.17. construction de la surface de rupture curviligne avec fissure d'arrachement, et schéma de calcul.

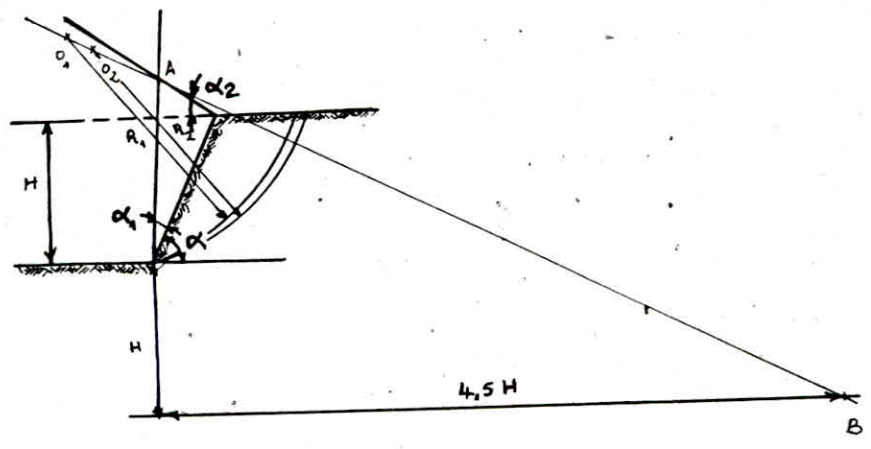
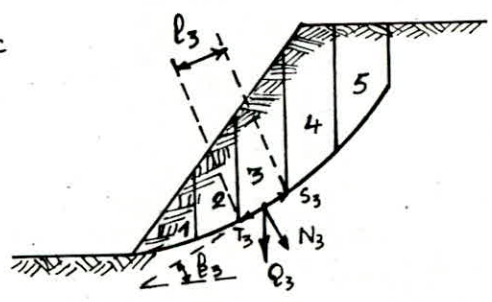


Fig: 3.18 - construction des cercles de surface de rupture d'après Terzaghi

3°) Méthode des tranches d'après la construction de Terzaghi : fig : 3.18 .
 Soit un gradin de hauteur H et d'angle du talus α , on détermine (8)
 les centres des cercles de glissement d'après la construction de
 Terzaghi qui est la suivante :

- A partir de l'arête inférieure du gradin on trace la verticale en profondeur de dimension H ;
- à la profondeur H on trace un segment de dimension $4,5 H$ perpendiculaire à la première droite tracée ;
- d'après la valeur de l'angle α du talus on détermine les angles α_1 et α_2 suivant le tableau N° 4 . (8) ;
- on construit les deux angles sur la figure : .

α_1 : il est construit sur le profil à partir du talus et ^a comme sommet l'arête inférieure ;

α_2 : il est construit sur le profil à partir de la plate-forme supérieure du gradin et ^a comme sommet l'arête supérieure ; l'intersection obtenue après construction de ces deux angles permet la construction d'une droite qui passe par les points A et B ; Sur cette droite on positionne les centres de cercle de glissement . Terzaghi propose comme cercles de glissement les cercles de pieds .

N.B .

Précisons que φ_m et C_m sont respectivement l'angle de frottement interne et la cohésion du massif , déterminés d'après les essais in- situ ou au laboratoire .

Notons que pour le calcul de la stabilité de l'ensemble des gradins (stabilité en grand) du flanc de fosse concerné .

Cette pente est définie entre le sommet du premier gradin (bord de fosse) et le pied du dernier gradin en fond de fosse .

Sa valeur est déterminée de manière à assurer la stabilité d'ensemble , c'est-à-dire à éviter qu'une rupture ne se produise , affectant le talus sur toute sa hauteur .

Tableau N° 4 .

pen- te du talus α°	60°	45°	33° 40'	26° 30'	18° 26'	14°	11° 30'
α_1°	29°	28°	26°	25°	25°	25°	25°
α_2°	40°	37°	35°	35°	35°	35°	37°

3.4.3-Surveillance des exploitations minières à ciel ouvert : (10)

Les contraintes de sécurité justifient pleinement qu'en phase d'exploitation, la mine à ciel ouvert fasse l'objet d'un contrôle et d'une surveillance continue de son comportement mécanique et hydraulique dans le temps.

La surveillance repose non seulement sur des observations, mais intègre également des mesures de déplacements et de variations de charge hydraulique au sein du massif, en fonction des perturbations causées par l'exploitation.

Présentons les dispositifs les plus utilisés et qui ont fait l'objet d'un développement technologique particulier :

A/ Les dispositifs de mesure de déplacement :

On note les mesures de déplacements absolus et les mesures de déplacements relatifs.

Au problème des mesures de déplacements absolus est associé ^{celui} de la recherche de points de références fixes. Les points de référence doivent être d'autant plus éloignés des points de mesure que les forces en jeu et la taille de l'ouvrage sont grandes.

Les méthodes de mesure les plus couramment utilisées sont les suivantes :

- 1)-les méthodes optiques pour mesures topographiques.
- 2)-les méthodes mécaniques utilisant des appareils posés soit en surface, soit en profondeur dans le massif.

1- Les méthodes optiques :

Ce sont essentiellement les mesures topographiques faisant appel à des techniques de nivellement et/ou de triangulation, réalisées au théodolites classiques ou à l'aide d'instruments électro-optiques.

Les mouvements, pouvant à terme conduire à la rupture seront détectés d'autant plus tôt que les mesures seront fréquentes, mais aussi plus précises, à la fois dans le plan horizontal et selon la verticale. Toute extrapolation de déplacement dans le but de prédire le moment d'une rupture n'est possible que si une haute précision est atteinte lors des levés topographiques.

Le réseau primaire, situé dans l'emprise de la fosse, doit comporter au moins plus de cinq (05) points. Sur ces points sont implantés des jalons ou mires en acier invar, dans un même plan vertical, parallèle à l'axe du talus, ou le flanc de la fosse.

Ils sont reliés à un réseau de référence implanté très en dehors de la fosse. Les repères doivent être parfaitement couplés au terrain, et une protection permanente, particulièrement renforcée pour les points

des réseaux primaires , doit leur éviter toute perturbation accidentelle, Il faut cependant préciser que la topographie souvent seule à être mise en oeuvre (même sous forme simplifiée), reste un des moyens d'accès de tout premier ordre au comportement des fosses d'exploitation,

2)-Les méthodes mécaniques :

Les principaux dispositifs mécaniques de mesures de déplacements qu'il est envisageable d'installer pour la surveillance des fosses d'exploitation à ciel ouvert sont schématisés sur la fig:3.19.

On n'en rappellera que les principales caractéristiques et application.

.Les pendules directes ou inverses en sondage :

Ils sont basés sur le principe du ^{fil} à plomb . Ils indiquent la verticale et , en cas de mouvement , le déplacement horizontal relatif , voire absolu si le point d'ancrage du fil est supposé fixe .

Le point d'ancrage se trouve en tête du sondage , dans le cas de pendule direct , et en fond de trou dans le cas inverse , la table de lecture étant installée respectivement dans une galerie souterraine ou à la surface .

.Les extensomètres en sondage : (à fils tendus ou à tiges rigides)

Ils permettent de mesurer les déplacements relatifs longitudinaux d'un ou plusieurs points d'un forage .

Ils sont particulièrement bien adaptés pour l'observation de zones où règnent des contraintes de traction . Les extensomètres multiples permettent entre autre , de localiser les fissures "actives", et de préciser leur ouverture .

.Les extensomètres de surface : (capteur de déplacement)

Ils permettent de mesurer des variations de distance entre deux points distants de quelques centimètres (mesure à l'aide d'un Palmer ou Pied à coulisse) , à plusieurs mètres (mesures au moyen d'un fil invar maintenu à tension constante) ces dispositifs permettent des mesures rapides et précises du déplacement de deux masses rocheuses séparées par une fracture ; pour les capteurs de déplacements ^{Les informations} sont lues sur l'appareil ou envoyées à une centrale de télémessure ou télésurveillance

.Les clinomètres en sondage :

Ils permettent de mesurer les déplacements horizontaux d'un tube déformable (en matière plastique) , scellé dans le massif, à l'aide d'une torpille descendue est mesurée en continue par pas de 0,5m à 1m;

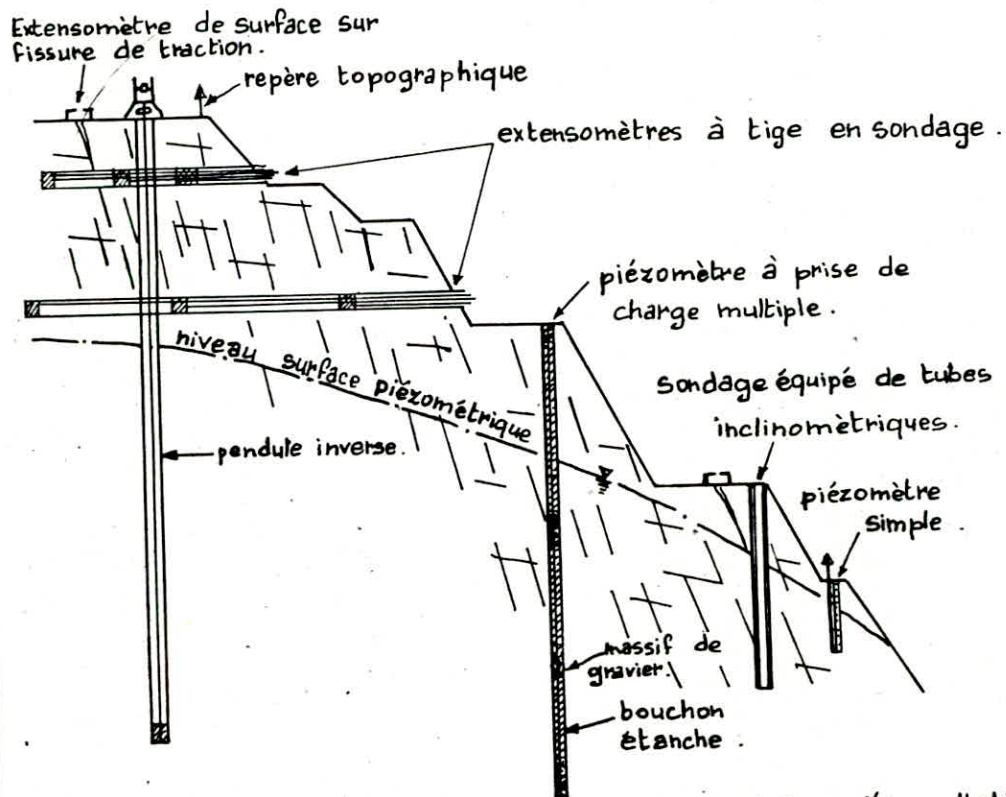


Fig. 3.19 - Schéma de quelques dispositifs d'auscultation d'une exploitation à ciel ouvert .

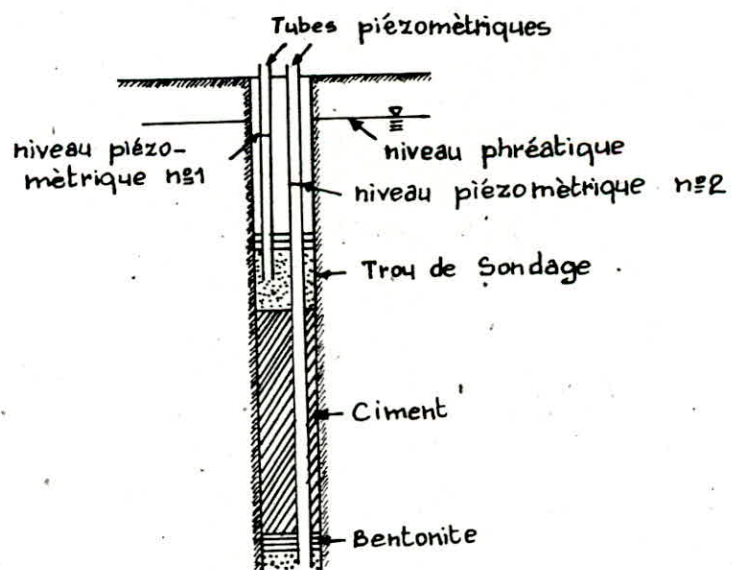


Fig. 3.20 - Schéma de principe d'un piézomètre, en trou ouvert à plusieurs reprises de charges ponctuelles (piézomètre double) .

tout le long de celui-ci .

Tous les inclinomètres doivent être ancrés assez profondément pour qu'on puisse considérer que la base de forage est fixe (mesure en valeur absolue). L'interprétation de ces mesures permet de reconstituer la déformée du tube, par intégration des valeurs de pente mesurées et de mettre clairement en évidence l'existence et la position d'une surface de rupture .

B-Les mesures de charges hydraulique :

Le rôle de l'eau sur l'état de stabilité des talus est primordial et il est nécessaire de contrôler , en cours d'exploitation , les charges hydrauliques au voisinage de la fosse et de vérifier , le cas échéant, l'efficacité du réseau de drainage mis en place et destiné à les réduire .

L'usage de piézomètres pour réaliser ce type de contrôle des pressions est tout à fait recommandé . Le moyen le plus simple et le plus couramment utilisé pour la mesure de la piézométrie consiste à relever régulièrement le niveau statique de l'aquifère dans un sondage spécialement équipé à ces fins : fig : 3.20 . , à l'aide d'une sonde électrique délivrant un signal sonore ou lumineux lorsque celle-ci arrive au contact de l'eau .

Le sondage peut être laissé totalement ouvert (piézomètre simple) et on réalise dans ce cas une mesure globale , moyennée sur toute la hauteur du forage , de la charge hydraulique .

Il est également possible de procéder à des mesures ponctuelles de cette charge, en séparant le forage en une ou plusieurs chambres indépendantes les unes des autres (piézomètres simple ou multiple à prises de charges ponctuelles), ce qui permet une meilleure compréhension des écoulements autour de la fosse .

C-Acquisition et interprétation des données :

La mise en place d'un réseau d'auscultation d'une exploitation à ciel ouvert amène très vite à un grand nombre de données collectées , qu'il convient de traiter le plus rapidement possible .

La sécurité du personnel et du matériel dépend de la rapidité avec laquelle les mesures ont été saisies et interprétées , notamment dans le cas de l'amorce d'une rupture .

Dans ces conditions , il est indispensable en effet de déceler , dans les plus brefs délais , une telle amorce de manière à prendre à temps les dispositions nécessaires pour endiguer ce phénomène (drainage, confortements ...) et garantir la sécurité du chantier .

Ceci suppose en particulier une saisie et un traitement automatiques des mesures .

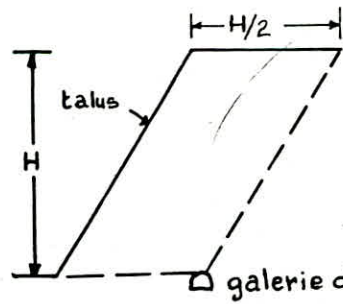
3.5 - Mesures correctives pour l'amélioration de la stabilité des talus : (4)

A part la rectification des profils ou la pose de tirants (dans les zones non soumises à l'exploitation) , le drainage est le facteur principal d'amélioration de la stabilité d'un front de taille .
Les trois principes de base à considérer dans l'opération de drainage sont :

- empêcher les eaux de surface d'entrer dans la pente à travers les fissures ;
- diminuer les pressions d'eau dans le voisinage des surfaces potentielles de rupture .
- positionner le drainage de telle façon que seule l'eau au voisinage de la pente soit drainée .

Notons qu'il n'est pas nécessaire de réaliser le drainage sur plusieurs Km aux alentours .

Les galeries de drainage coûtent très cher , mais c'est efficace et dans beaucoup de mines ces galeries existent pour les travaux, fig:3.21 .



- Position de la galerie de drainage vis à vis du talus

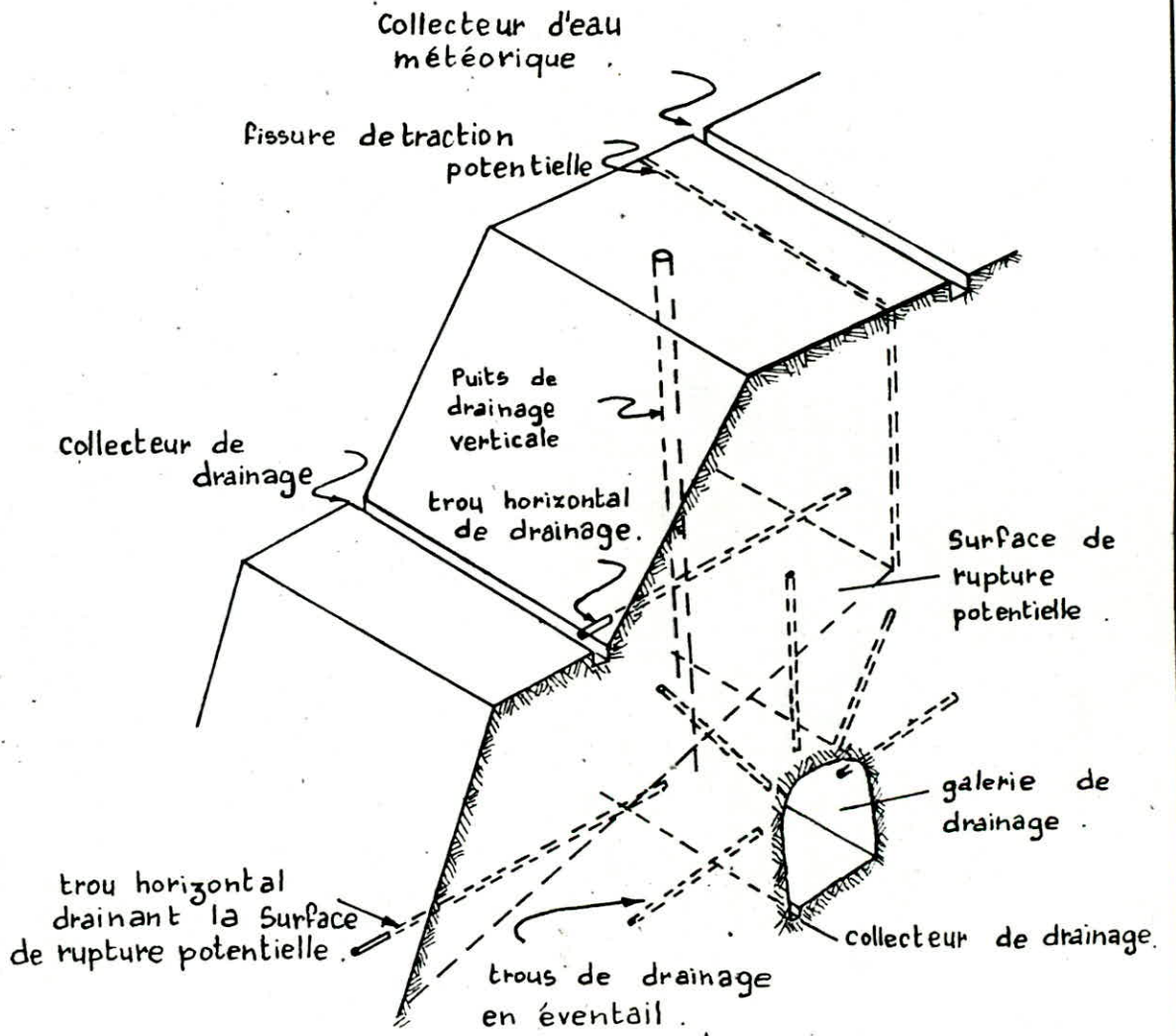


Fig:3.21. Drainage d'une exploitation minière à ciel ouvert.

4

Exemple: Mine de Boukhadra

4- Exemple d'étude de la stabilité des talus dans la mine de Boukhadra:

4.1- Généralités sur le gisement de fer du Djebel Boukhadra:

Le Djebel Boukhadra constitue à la frontière Algéro-Tunisienne la terminaison orientale de l'Atlas Saharien. Ce massif aux dimensions modestes (8Km/3Km) est un anticlinal NE-SW d'allure plus ou moins coffrée à ossature rigide de calcaire massif.

Cet anticlinal présente en son coeur, dans la partie SW, un gisement important de fer analogue à celui de Ouenza.

Ce gisement de fer, encaissé dans des formations sédimentaires carbonatées d'âge Aptien, se divise en deux parties:

- Le gisement principal: C'est le gîte Nord en exploitation à ciel ouvert.

- Le gisement secondaire: C'est le gîte Sud en exploitation souterraine.

4.1.1- Situation géographique:

Le Djebel Boukhadra est situé dans l'extrême partie de l'Algérie orientale, aux confins Algéro-Tunisiens entre les méridiens 8°01' et 8°04' Est et les parallèles 35°40' et 35°50' Nord; voir fig:4.1. Il s'agit du massif le plus élevé de la région, son pic atteint 1463m; il s'élève au-dessus de la vallée de Morsott dont les altitudes varient entre 700 et 800m.

Ce gisement de fer est à 44Km au Nord de la ville de Tébessa, 200Km au Sud d'Annaba, 18Km de la frontière Algéro-Tunisienne et 47Km au Sud de la mine de Ouenza: d'après le réseau routier.

4.1.2- Importance stratégique de la mine de Boukhadra:

De tout temps les richesses minières du Boukhadra furent exploitées; en premier par les Romains (I^{er} et IV^{ème} Siècle) pour son cuivre, puis les Français (fin XIX^e Siècle-1966) pour les polymétaux et le fer. Depuis la nationalisation des mines en mai 1966, la mine de Boukhadra fournie avec celle de Ouenza la part prépondérante de la production de l'industrie minière Algérienne; soit 2,7 Mt/an pour Ouenza et 0,7 Mt/an pour Boukhadra ces dix dernières années.

Son minerai de fer, riche (teneur moyenne de 54%) et auto-fondant, extrait par l'entreprise nationale du fer et du phosphat (EN.FERPHOS) est destiné au développement de la sidérurgie du pays, notamment le complexe d'Elhadjar (EN.Sider) - Annaba. (14);

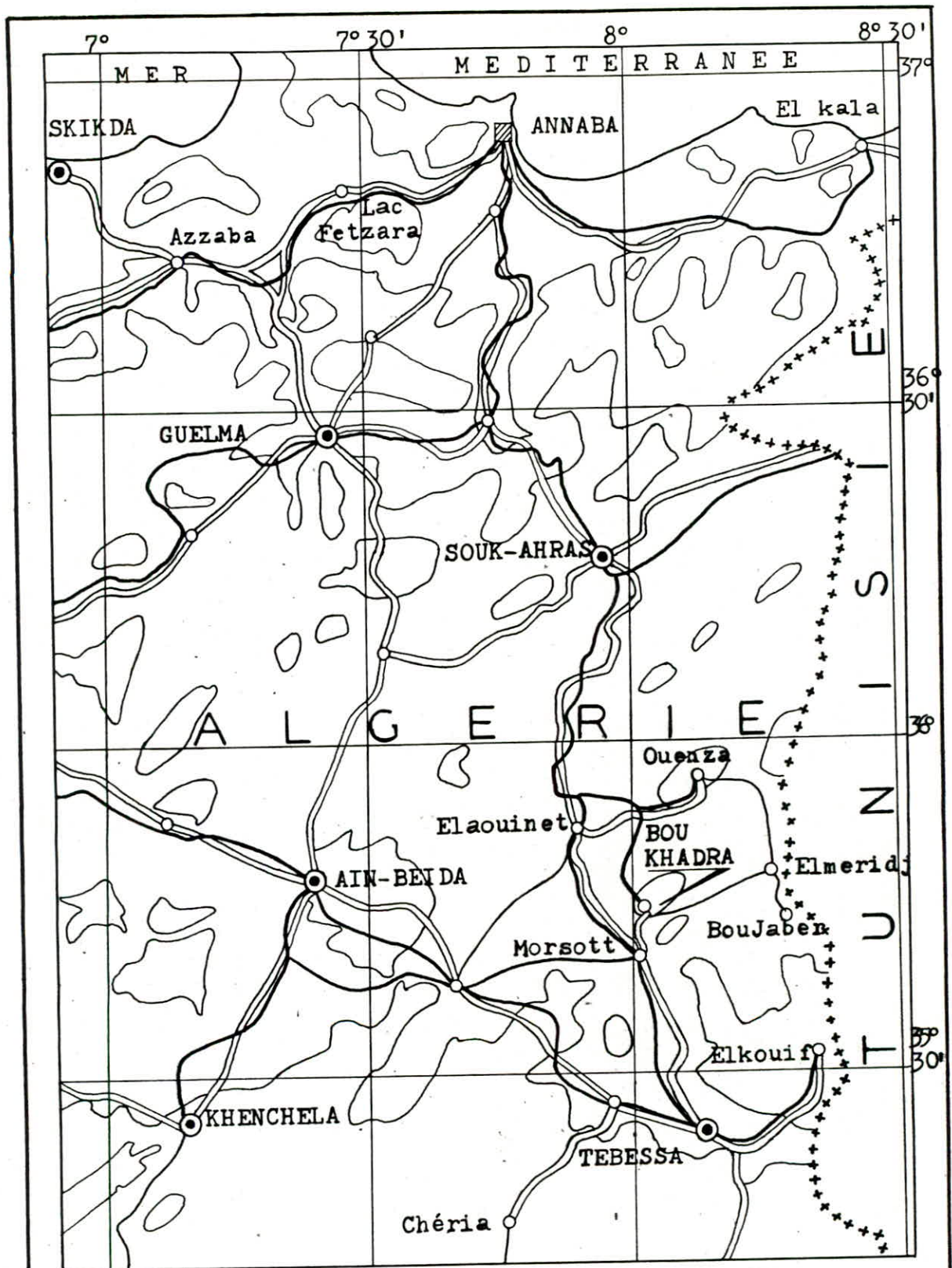
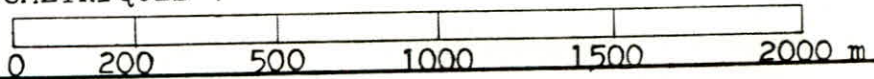


Fig-4.1 ; CARTE GEOGRAPHIQUE DU NORD-EST ALGERIEN ;
 ECHELLE : 1/1000.000^e ;

LEGENDE :
 - ◉ , ◉ : Ville Importante ;
 - ○ : Petite Ville ;
 - ——— , ——— : Routes ;
 - ——— : Voie ferrée ;
 - , : Oued , Lac ou Chott ;

TEINTES HYSOMETRIQUES :



4.1.3-Aperçu géologique du gisement:

a)Géologie régionale:

Le gisement de minerai de fer de Boukhadra situé à l'extrême Est Algérien, au Nord des plaines du haut Constantinois, où la géologie est dominée par les formations Triasiques, Crétacées et Tertiaires; voir fig:4.2. La région est caractérisée par des montagnes en dôme calcaire s'élevant au-dessus de plaines couvertes de dépôts continentaux; les strates des montagnes en dôme appartiennent à la période Crétacée, alors que les dépôts continentaux appartiennent à la période Tertiaire. Le Trias apparaît toujours sous formes diapiriques représentées par des affleurements de marne et d'argile gypsifère. (3)

b)Stratigraphie: voir fig:4.3. (1)

.Le Trias: Il est constitué par des marnes versicolores à gypse dans sa partie inférieure (avec débris de roches carbonatées gréseuses à argileuses). Dans sa partie supérieure, il est représenté par des argilites bariolées avec de nombreux débris de calcaire, grès et marne. Ces formations Triasiques sont en contact anormal avec celles du Crétacé. Cette séparation est due en grande partie au phénomène de diapirisme.

.Le Crétacé: Les dépôts de la période Crétacé sont vastement répandus dans les limites de la région du gisement.

L'action directe dans la stratigraphie du gisement est faite par les roches de l'Aptien ;

-L'Aptien: C'est la formation porteuse de la minéralisation du gîte de Boukhadra. Elle constitue le massif anticlinal du Djebel ^{et} présente les formations lithologiques suivantes :

1-Une formation inférieure: d'une épaisseur de 65 m, essentiellement détritique à marne noire et jaune à la base, surmontée par des argiles silteuses et des grès quartziques fins.

Une barre minéralisée d'hématite-goethite d'une épaisseur de 15 m termine cette formation.

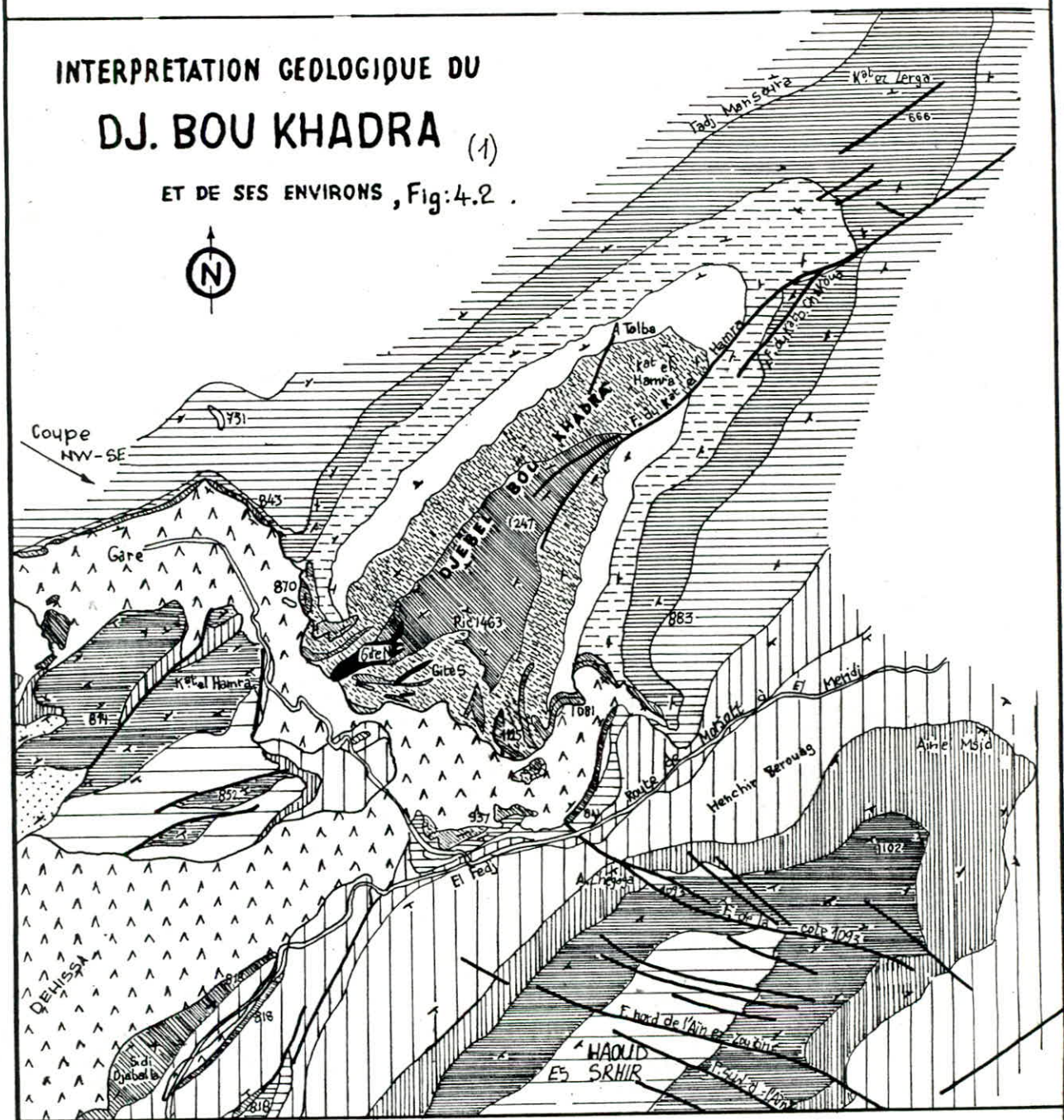
2-Une formation médiane : d'une épaisseur de 200 m, elle est en majorité carbonatée et est composée de trois membres (I,II,III).

Le membre I : épais de 40 m, il est marno-calcaire.

Constitué à sa base par de la marne jaune ou grise à nodules carbonatés, avec quelques petits filons de fer de quelques mètres de puissance.

INTERPRETATION GEOLOGIQUE DU DJ. BOU KHADRA (1)

ET DE SES ENVIRONS , Fig:4.2 .



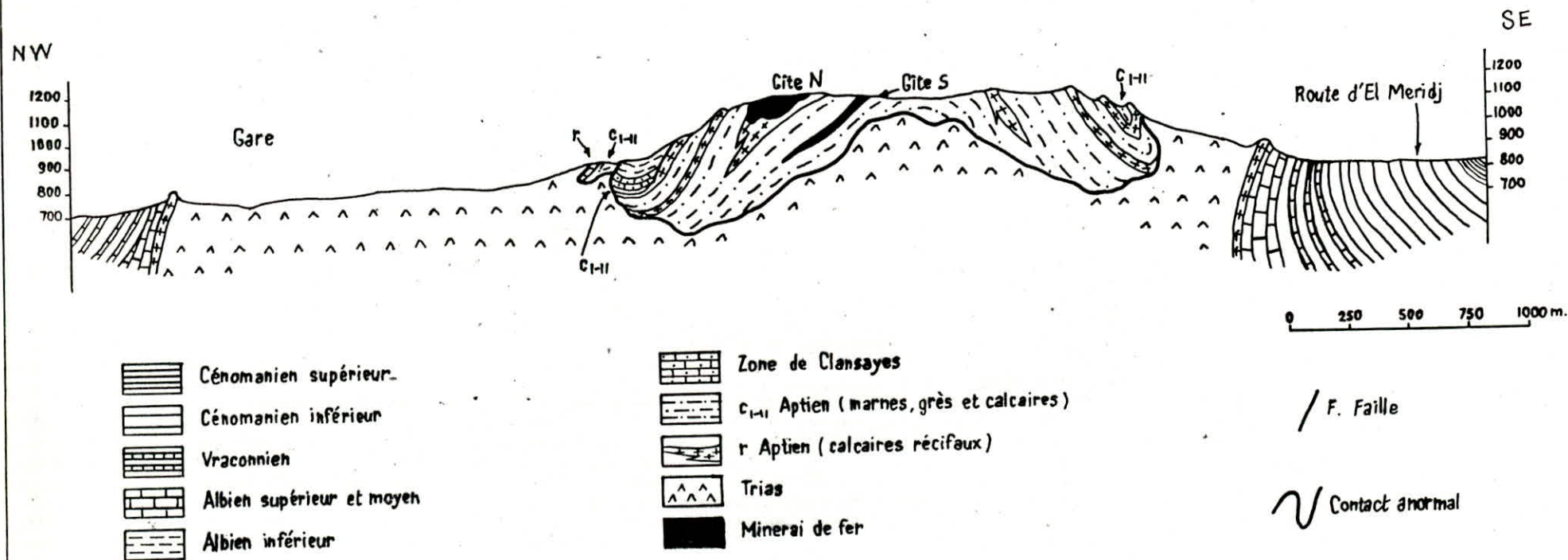
Légende :

- | | |
|---|----------------------------------|
| Miocène . | Albien sup. et moyen . |
| complexe argileux du Turonien-Santonien . | Albien inférieur . |
| Turonien (calcaires francs) | Zone de Clansayes . |
| Cénomaniens (calcaires) terminal . | Aptien (Marnes, Calc. et grès) . |
| Céno manien sup (marnes) | Aptien (Calcaires récifaux) . |
| Cénomaniens inférieur . | Trias . |
| Vraconnien . | Minerais de Fer . |

F / Faille . contact anormal .

Ech : 0 1 2 3

Fig :4.2b _ Coupe transversale dans l'anticlinal du Boukhadra. (1)



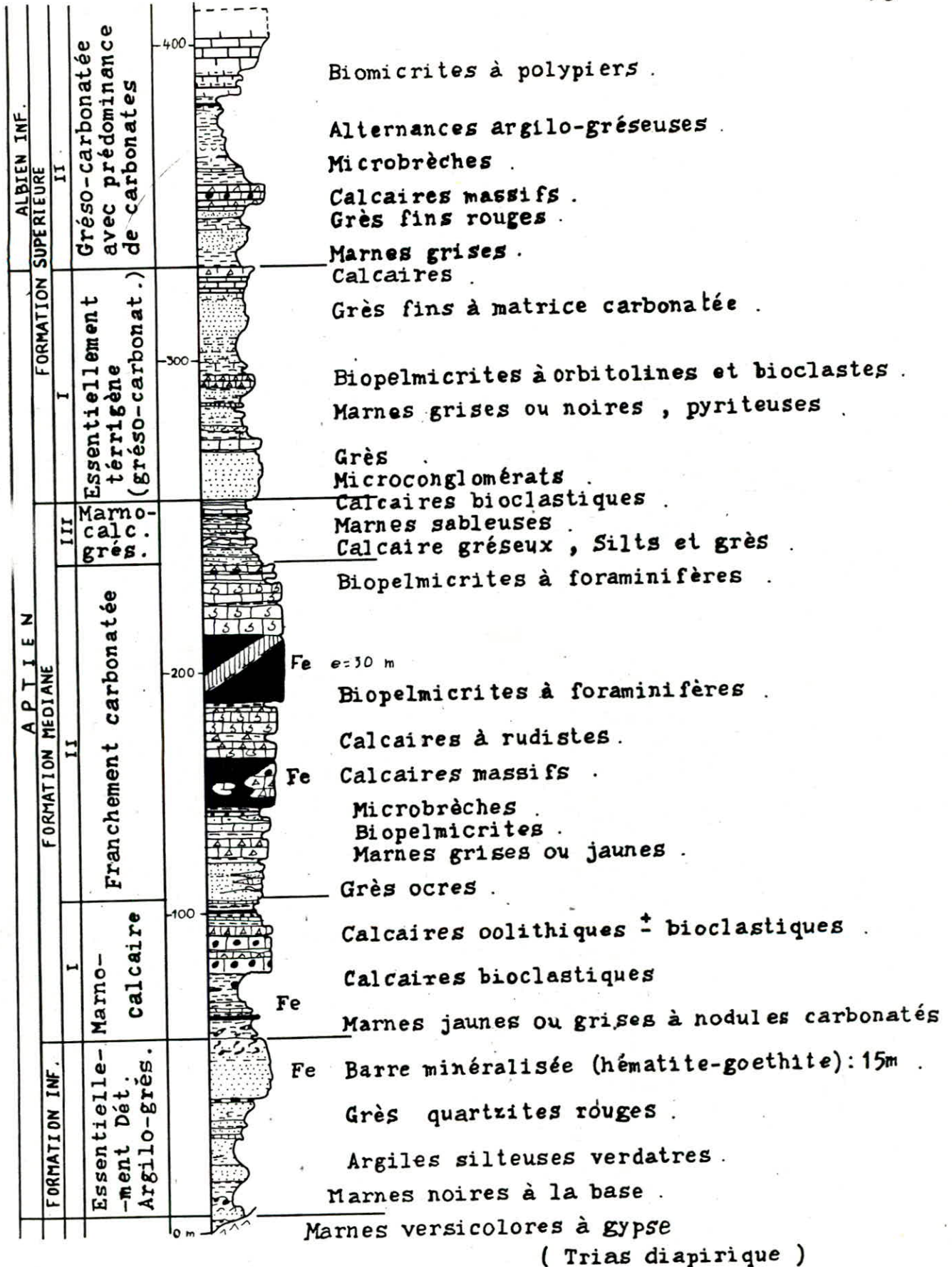


Fig : 4.3 - COLONNE STRATIGRAPHIQUE DU Dj. BOUKHADRA . (1)

Ces formations sont couvertes par des bancs calcaires à fossiles.

Le membre II : d'une épaisseur de 140 m , il correspond à une importante sédimentation carbonatée franche .

A la base on note la présence de grès ocres et de marnes grises ou jaunes.

Juste au dessus on a des calcaires massifs à grains fins à débris d'organismes (Rudistes ...) qui forment le niveau porteur de la minéralisation du gîte principal .

Le membre III : d'une épaisseur de 25 m , il est composé de marno -calcaires gréseux .

La formation Aptienne se termine par des grès, des marnes et des calcaires qui ne sont pas porteurs de minéralisation (formation supérieure : membre I e=40 m) .

La puissance de la série Aptienne est de 600 à 700 m .

- L'Albien: (formation supérieure : membre II) ; formation grésocarbonatée avec une prédominance de carbonates au sommet .

.Le Miocène est argilo-gréseux discordant .

Il est à noter la présence de dépôts Quaternaires délluviiaux composés de matériel caillouteux : calcaire-grès-marnes et du fer barrytique . Ces dépôts quaternaires recouvrent les talus de montagne et les parties basses du relief .

c) Tectonique :

Le Djebel Boukhadra est situé dans la même grande zone anticlinale que Ouenza . Il est affecté dans sa partie SW par un effondrement important ayant formé la vallée de Bled Dehissa .

Une faille de direction NE ayant un pendage de 55° à 65° coupe la zone de faille . Dans la zone de faille des surfaces de glissement sont bien visibles aux niveaux ^{92,5m} 97,5m. Cette zone , du côté des calcaires est formée par des débris détritiques: blocs de calcaire , argile et marne; plus bas, elle est recouverte en partie par l'effondrement et affecte ainsi les accumulations Triasiques . Cette faille est due au phénomène du diapirisme .

d) Hydrogéologie:

Dans le gisement principal de Boukhadra on rencontre plusieurs points d'eau : - au niveau 842 m: il s'agit d'une eau saumâtre provenant des formations gypsifère du Trias qui sont perméables .

Le niveau 818 m correspond au niveau hydrostatique de la nappe souterraine .

- aux niveaux 892 ,926 et 985 m apparaissent des sources d'eau potables dans la série marneuse (jaune et minéralisée) .

Cette série étant impénétrable , très faible et fissurée, ce qui permet son imbibition en eau ; il s'agit d'une zone de faiblesse .

Les calcaires massifs et fissurés qui les surmontent , permettent la circulation et leur alimentation en eau par infiltration .

e) La pluviométrie et le climat :

La pluviométrie dans la région est de 300 à 600 mm par an .

De par leur forme, les chantiers ont un coefficient d'infiltration élevé . Après une pluie presque toute l'eau paraît s'infiltrer.

Le climat est sec , la température varie de 0° à 15° en hiver et de 30° à 40° en été .

4.1.4- Caractéristiques essentielles du gisement :

a) Type de gisement (Génèse):

Le gisement de minerai de fer de Boukhadra est un gisement du type 8 : Amas dans des roches carbonatées, dits de substitution .

Sous type : fortement oxydé ou Bilbao .

Les dépôts de fer d'hématite-goethite interstratifiés dans les calcaires sont à l'origine de l'oxydation de la sidérose située au-dessous du niveau hydrostatique :(Routhier) .

b) Morphologie et structure : (14)

Le gisement de fer de Boukhadra est à relief montagneux de type amas et filons:il s'agit d'un gisement dressant .

Le gîte principal de Boukhadra , de direction NE-SW et d'une longueur d'1 Km , est représenté par de grandes et petites veines (e=25 à 30m, pendage 65° NW) qui se joignent dans la partie occidentale pour former un amas de 250 à 300 m de longueur et 100 m de puissance, ce amas plonge sous les dépôts du Trias .

Le gîte secondaire est un filon de plusieurs centaines de mètres de long, de direction NE-SW avec un pendage de 50° à 60° vers l'Est et d'une épaisseur d'une dizaine de mètre en général .

c) Minéralisation: (1)

. Minéralisation principale:

Cette minéralisation ferrifère forme deux gîtes:le gîte sud dans la formation inférieure, le gîte Nord dans la formation médiane .

Dans le gîte Sud , le fer sous forme d'hématite et de goethite concrétionnée .

Dans le gîte Nord, on rencontre deux paragenèses:

- la sidérite blonde ou grise en cristaux, la pyrite et le quartz de néogénèse. Elle caractérise le minerai primaire sous le niveau

hydrostatique .

-L'Hematite cristallisée ou pulvérulente rouge à noire, la goethite concrétionnée brune et les oxydes de manganèse : minerai oxydé seul exploité actuellement .

.Minéralisation accessoire :

Elle est polymétallique (Galène, malachite, Azurite , Barytine et fluorine(rare)) .

Les différents types de minerai de fer :

A Boukhadra on note trois (03) types de minerai de fer :

-le minerai marchand ;

-le minerai barytique ;

-le minerai siliceux ; ces deux derniers sont stockés .

Soit le tableau n° 5 . présentant les analyses chimiques des différents types de minerai de fer : (2)

Tableau n° 5 .

Eléments	Marchand (%)	Barytique (%)	Siliceux (%)
Fe	59	55	48
SiO ₂	4	2,5	17,9
BaSO ₄	0,35	3,7	1,2
Mn	2,5	2,3	2,3
Cu	Traces	-	-
CaO	2,4	2,6	2,0
MgO	0,8	0,7	0,7
P	0,002	-	-
Al ₂ O ₃	0,9	1,85	2,5
SO ₃	-	-	0,1

Les réserves de minerai de fer n'étant pas actualisées depuis l'année 1975 (51 Mt) , elles ne peuvent qu'être estimées à au moins 40 Mt pour l'année 1990 .

4.2-Aperçu sur les exploitations minières dans la mine de Boukhadra:

L'exploitation effective du gisement de fer de Boukhadra a débuté en 1913; il y a deux modes d'exploitation :

- Une exploitation à ciel ouvert du gîte Nord; (voir Annexe 1) .
- Et une exploitation souterraine du gîte Sud ; les travaux préparatoires y sont achevés en 1989, la production de la mine souterraine doit débuter en 1990 .

La mine de Boukhadra assure une production de 750.000 t/an en moyenne, avec un taux de découverte moyen pour la mine à ciel ouvert allant de 3 à 4 .

En 1989 la production fut de :

532.550 t de minerai extrait de la mine à ciel ouvert ,avec une découverte de 1567.000 t de roches stériles; et de 230.000 t de la reprise des anciens stocks ; la production du fond ne fut que de 5850 t . La teneur moyenne du minerai de fer était de 53 % .

Le nombre de jour ouvrable de la mine est de 250 J .

4.2.1- L'exploitation à ciel ouvert :

Dans la mine à ciel ouvert , les travaux d'exploitation sont axés principalement sur deux sites :

- Le chantier d'exploitation amont : il s'étant du niveau 1150 m au niveau 1165 m où le taux de découverte atteint 7 .

Dans ce site se déroulent les travaux d'extension de la mine à ciel ouvert qui est fixée à limite définitive au niveau 1180 m .

- Le chantier d'exploitation aval : où un seul niveau est actuellement en activité, c'est le niveau 842 m .

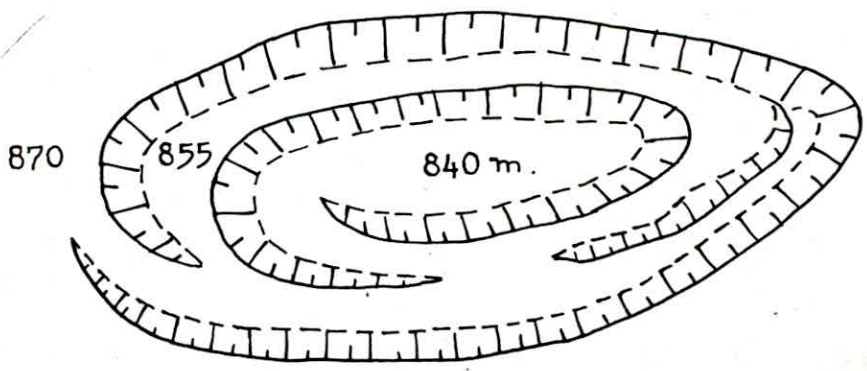
Avec un taux de découverte de 1,04 il constitue le chantier le plus productif de la mine .

L'exploitation à ciel ouvert s'effectue par gradins de 12 à 15 m et inclinés de 75° à 85° par l'abattage à l'explosif; le transport du minerai abattu et des déblais est réalisé à l'aide de camions .

a) L'ouverture du gisement :

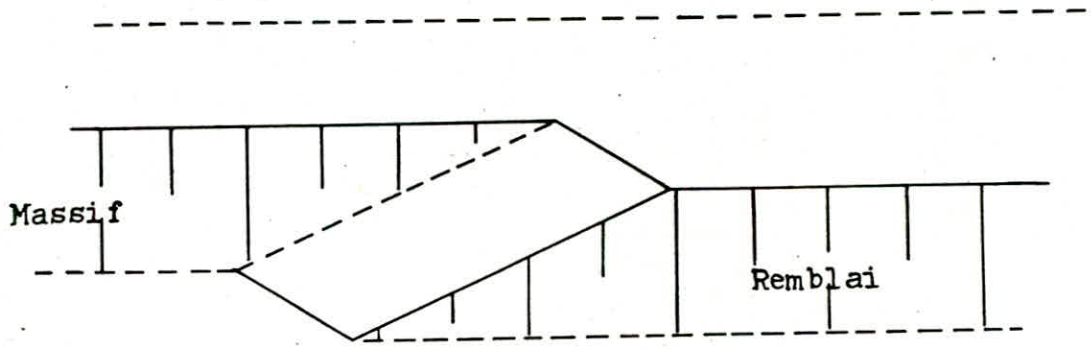
L'ouverture d'un gisement de minerai près de la surface du sol se réalise en général à l'aide de tranchées . Une tranchée est une excavation à ciel ouvert de grande longueur, de section habituellement trapézoïdale, que l'on mène dans le but de la mise à jour du gisement ainsi que pour faciliter l'accès aux engins de transport .

A_ (D'après le plan de la mine à ciel ouvert .)



Ech : 1/5000

B_



Ech : 1/500

Fig : 4.4 - MODE D'OUVERTURE :

A_ Par tranchées communes interieures ;

B_ Par demi-tranchées ;

On distingue:-les tranchées principales qui donnent accès au gisement.
 -les tranchées de découpage qui préparent le champ de la mine à l'exploitation .

Le mode d'ouverture:

Pour le chantier d'exploitation aval, l'ouverture est réalisée par des tranchées communes intérieures pour avoir accès à la plate-forme 842 m; voir fig:4.4a .

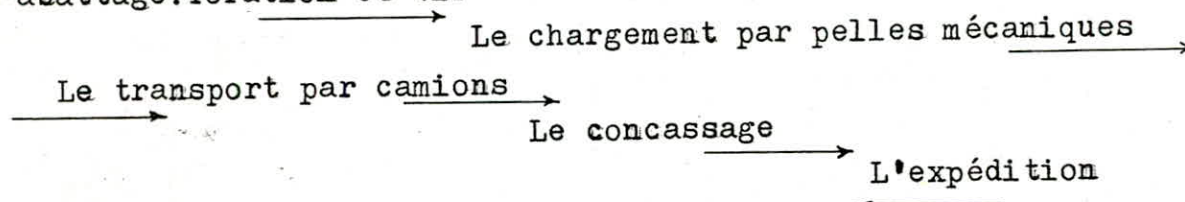
Pour le chantier d'exploitation amont, l'ouverture est réalisée par des demi-tranchées ; voir fig : 4.4b .

Après le creusement des tranchées et l'élargissement des plate-formes de travail (35 m à 50 m de largeur) dans la mine à ciel ouvert, des engins de terrassement tels les bulldozers et les niveleuses (voir tableau N° 8 , caractéristiques des engins) , dégagent les déblais et applanissent les pistes et les plateformes .

a) L'exploitation proprement dite:

L'exploitation est faite selon le schéma technologique suivant :

L'abattage: foration et tir



et la mise à terril .

L'abattage: il s'agit de la préparation des roches à leur extraction du gisement .

La qualité de cette dernière prédétermine en grande partie le rendement des engins miniers , la sécurité du travail et d'une manière générale l'efficacité des travaux à ciel ouvert .

Cette opération consiste à l'établissement d'un plan de tir :

-Foration des trous de mine verticaux , en une seule rangée de 6 à 20 trous, (selon les dimensions de la volée) à l'aide de sondeuses à forage rotatif à molette .

Le diamètre des trous forés est de 160 mm .

Les sondeuses en activité sont de trois types :

-Atlas copco: modèle ROTAMEC 130 C .

-Ingersoll Rand : modèle T.4-BH (XL 750) - Drill Master .

-Gardner Denver ; voir tableau N° 6 . caractéristiques des engins .

A l'aide de chariots de foration du type I.R CRAWL-AIR CM 350/VL 120, on réalise aussi des trous de mine de 64 mm de diamètre dans les pieds de gradins enflés .

-Chargement des trous à l'explosif:

Le chargement des trous à l'explosif s'effectue de la manière suivante: Les amorces (cartouches de Marmanite 03 de dimensions $\phi=8,0$ cm, $L=50,0$ cm d'un poids de 2,5 Kg) constituent l'explosif brisant, sont descendues dans le fond du trou à l'aide d'un cordeau détonant plié en deux; il est connecté aux autres trous pour le tir instantané de la série complète. Six à Huit amorces en général sont utilisées par trou. Quatre à Cinq sacs d'ANFOMIL, en poudre d'un poids de 25 Kg chacun, sont déposés à la main dans les trous de mine; le niveau de remplissage dépend des fissures, d'une éventuelle dimension excessive du trou, etc. Le bourrage est réalisé avec les débris de forage.

Dans le cas d'un massif de dureté élevée on met un bouchon en carton avant le bourrage par les débris de forage.

Pour les trous de mines forés au pied du gradin, l'amorce est de la Marmanite 01 de dimensions $\phi=4,5$ cm, $L=50$ cm, ils sont connectés aux autres trous pour le tir instantané. (ϕ : diamètre; L : longueur).

Principaux paramètres du plan de tir: (44)

- Hauteur du gradin: $H_g=15$ m,
- Angle du talus du gradin: $\alpha_g=75^\circ + 85^\circ$,
- Diamètre du trou de mine: 160 mm.
- Longueur du trou de mine: $L_{tr}=16,5 + 17$ m;
- longueur de bourrage: $L_b=4 + 5$ m;
- berme de sécurité: $c=2 + 3$ m;
- distance entre les trous: $a=2 + 3$ m;
- ligne de moindre résistance: $W=3 + 4$ m;
- consommation spécifique de l'explosif: $q=0,5$ Kg/m³.

Après le chargement des trous de mines à l'explosifs et leur bourrage on réalise la connexion en série des cordeaux détonnants à l'aide de fils électriques tout en y adhérent des capsules détonatrices à micro-retard.

A l'aide d'un exploseur, une impulsion électrique est donnée et le tir est effectué; Voir fig:4.5.

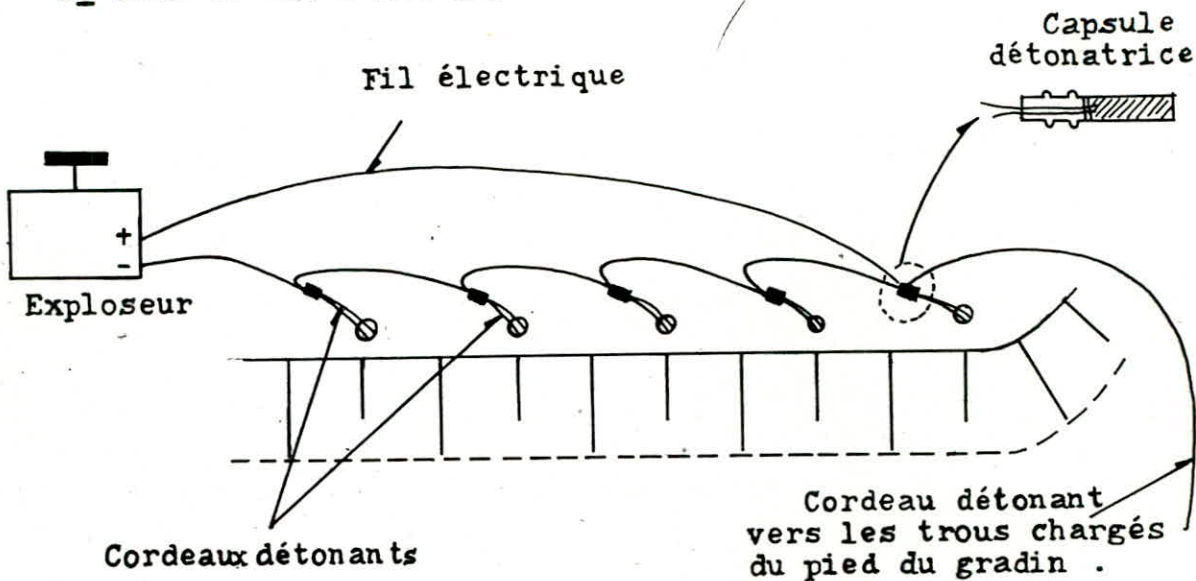
Les tirs secondaires:

Après le tir primaire, le débit élevé des fractions de hors gabarit peut être la cause de la réduction du rendement des engins miniers (pelles mécaniques, chargeuses, etc...); ainsi pour y remédier on exécute le tir secondaire.

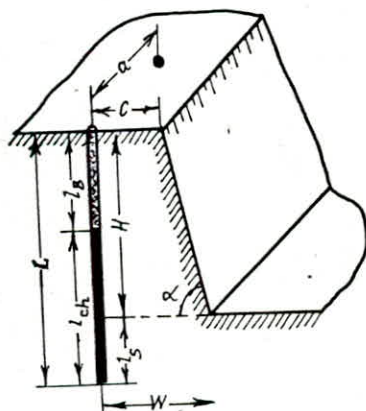
La technologie actuellement utilisée pour le tir secondaire, comprend le forage des blocs à l'aide de marteaux piqueurs du type I-50 (voir tableau N°6 pour les caractéristiques).

Fig : 4.5 - PLAN DE TIR :

A_ Plan de tir : Schémas de connexion en série ;



B_ Charge de trou ;



- Distance entre les trous : a ;
- Berme de sécurité : c ;
- Hauteur du gradin : H ;
- Angle du talus du gradin : α ;
- Longueur du trou : L ;
- Longueur de la charge : L_{ch} ;
- Longueur du bourrage : L_b ;
- Longueur du sous forage : L_s ;

Le chargement des trous est fait par des cartouches de Marmanite O1 de dimensions $\phi = 30$ mm; L= 15 cm; le trou foré est de $\phi = 40$ mm de diamètre L= 40 + 100 cm de longueur . Le bourrage est réalisé à l'aide de terre empaquetée dans du papier .

N.B. Le marteau perforateur et le chariot de foration CRAW-air, utilisent de l'air comprimé à partir de compresseurs d'air mobiles; les types de compresseurs d'air utilisés :

- INGERSOLL RAND modeles : -DRCM 600 (au nombre 02)
 -XL 750 (au nombre 01)
- ATLAS COPCO modèle : -X A 350 GD (au nombre 02)
 puissance : 165 KW
 débit : 7 bars

Le chargement des roches abattues : Fig:4.6

Le chargement des roches abattues est réalisé à l'aide de pelles mécaniques sur chenilles avec commandes par câbles équipées en butte du type Ruston Bucyrus - 71 RB , destinées à l'exploitation des gisements de m'importe quelle dureté des roches; la capacité du godet de la pelle est de 3,2 m³. Ces pelles mécaniques chargent des camions de 35 t de minerai ou de roches stériles obtenus après les travaux de tir; les caractéristiques de la pelles 71-RB : Voir Tableau N°7 .

Le transport des roches abattues:

Le transport dans une mine à ciel ouvert a pour but le déplacement de la masse minière des chantiers aux points de déchargement qui sont :

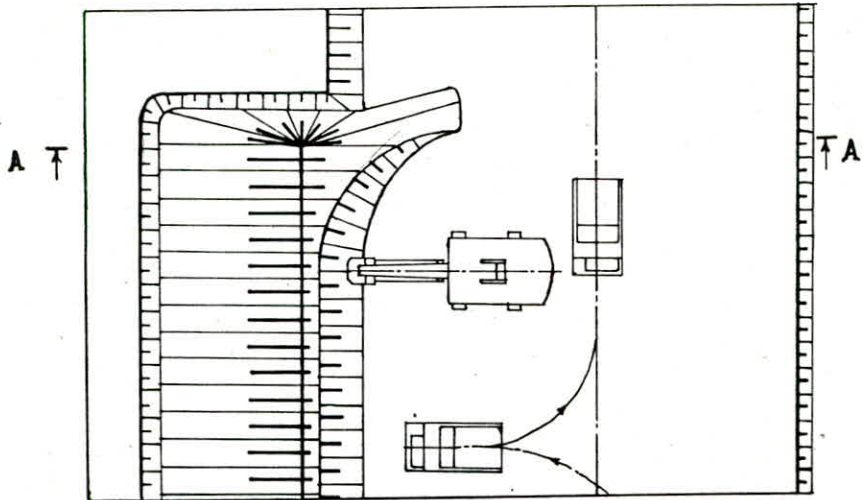
Les terrils (décharges pour les roches stériles et les stocks ou les trémies de réception des usines de traitement pour les minéraux utiles).

Du chantier d'exploitation au concasseur , le minerai est transporté par des camions du type Euclid R 35 d'une capacité de charge de 35 t : (voir les caractéristiques dans le tableau N°9) .

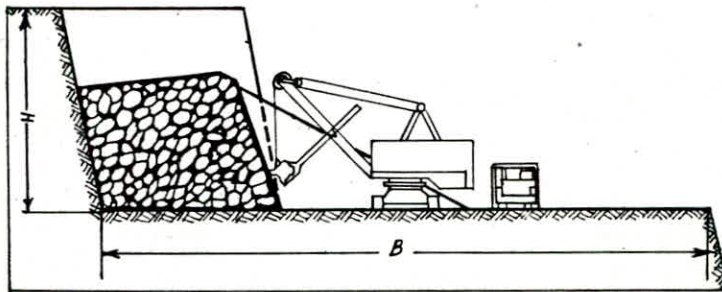
Les voies de roulage principales suivent nécessairement les périmètres de la mine à ciel ouvert lorsqu'elles sont situées sur une pente latérale . Les pentes sont de 8% à 10% .

Pour le chantier amont, le minerai est transporté jusqu'a un couloir à chute, puis il y a son rechargement à l'aide d'une chargeuse CATERPILAR dans des camions Euc.R 35 .

Ce couloir à chute est utilisé pour réduire la distance de roulage . Le minerai, arrivant au concasseur avec une granulométrie de +0 mm à +600 mm, est réduit à une granulométrie de +0 mm à 200 mm . Le concassage est réalisé à l'aide d'un concasseur giratoire du type ALLIS SHALMERS



A-A



B : Largeur de la plate-forme de travail ;

Fig :4.6 - Chargement des camions en roches abattues à l'aide de pelles mécaniques .

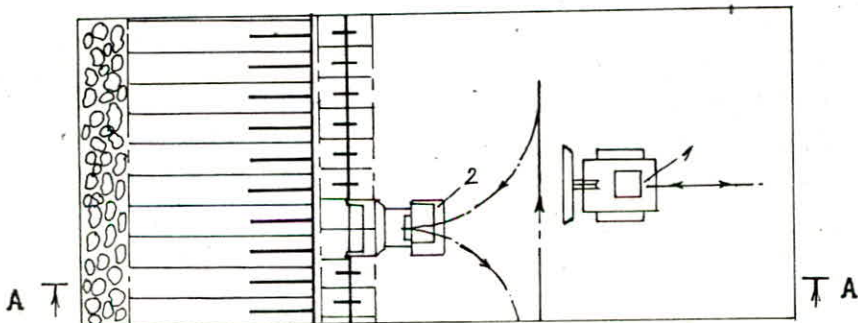
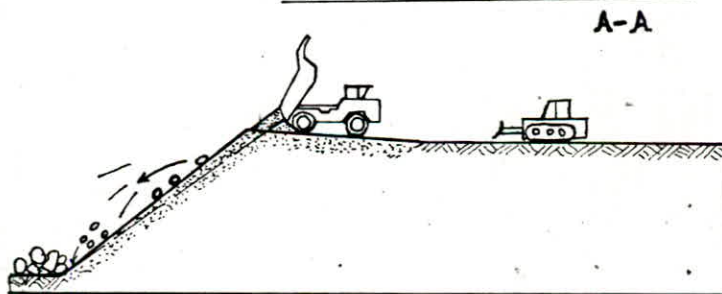


Fig :4.7 - Mise à terril (Décharge) ;
1_Bulldozer ; 2_Camion .

d'une capacité de 600 t/h .

De la station de concassage le minerai est acheminé vers la gare à l'aide d'un convoyeur à bande du type FIVE CAIL BABCKOK , d'une capacité de 1000 t/h(long de 1,4 Km ,large de 1000 mm et épais de 8 mm). A la gare le minerai arrivant à partir de la bande transporteuse est déversé à travers une estacade de mise en stock et d'un chariot navette, en stock gravitable .

.L'expédition : Le minerai est acheminé vers le complexe sidérurgique d'El-Hadjar, ou vers les installations portuaires pour l'exportation par train électrique de 26 Wagons d'une capacité de 60 t. Il y a deux trains par jour , soit 3120 t de minerai expédié par jour .

.La mise à terril :

Il s'agit d'un processus de déplacement des roches stériles et leur dépôt sur des terrains spécialement réservés .

La mise à terril est réalisée à l'aide de camions vers des terrains extérieurs: ce qui constitue des terrils où des décharges extérieures à la mine de Boukhadra ; voir fig :4.7 .

Il s'agit de ravins, où les camions déchargent les stériles , les bulldozers assurent l'aplanissement .

Les dépôts de stériles sont situés à des distances de roulages raisonnables allant de 500 m pour le chantier amont jusqu'à 1500 m pour le chantier aval .

Pour le site amont les stériles sont transportés dans deux (02) camions du type PERLINI :

4.2.2 La mine souterraine :

Le plan général de la mine souterraine de Boukhadra , est basé sur une exploitation débutant dans une zone d'accès facile , située à proximité de la mine à ciel ouvert actuelle et se poursuivant ensuite dans la montagne .

Le gisement de minerai de fer devant être exploité est appelé veine (gîte) Sud . Ce gisement de minerai veine Sud est divisé en zones de minerai et en blocs de minerai situé à l'intérieur de ces zones .
voir fig

- La zone 1 : située le long de l'axe principale NE-SW .
- La zone 2 : située le long de l'axe NW .
- Et la zone 3 : située le long de l'axe N .

L'exploitation souterraine effective du gîte Sud doit débuter en 1990 .

a) L'ouverture du gisement :

Elle a été réalisée par des galeries au jour tous les 30 m , d'une section de $12 \times 14 \text{ m}^2$; car il s'agit d'un gisement dressant situé dans un relief montagneux .

La première galerie au jour (niveau de base) est située au niveau 1105m. La dernière galerie au jour (niveau de tête) est située au niveau 1285m. Les différents niveaux sont reliés entre eux par une cheminée de liaison. Les niveaux prêt à être exploités sont : les niveaux de la partie supérieure : 1225 m ; 1255 m et 1285 m .

b) Méthodes d'exploitation minière :

Les ouvrages miniers dans la partie supérieure (1225-1255 et 1285 m) au niveau des blocs d'exploitation du minerai sont conçus pour deux méthodes d'exploitation de traçage et de soutirage :

- La méthode des sous niveaux foudroyés ;
- Et la méthode des sous niveaux abattus ;

La méthode des sous-niveaux foudroyés : (variante Suédoise) .

C'est une méthode qui s'applique bien dans la veine Sud de Boukhadra , car celle-ci présente un pendage fort et une puissance notable . Cette méthode s'applique là où les épontes s'effondrent sans difficulté .

Les travaux préparatoires comprennent une galerie de roulage dans les roches stériles et celle d'aérage située au mur de 10 à 15 m du gisement. Une cheminée creusée dans les stériles permet la liaison entre ces deux galeries .

Pour la préparation d'un sous-niveau on creuse de courts travers bancs qui partent de la cheminée en se dirigeant vers le gîte ; de part et d'autre du travers bancs du sous-niveau on avance le long du mur une galerie de sous-niveau jusqu'aux limites latérales du bloc . Chaque sous-niveau est divisé par des recoupes en panneaux d'une largeur de moins de 10 m , que l'on exploite en rabattant .

Les paramètres d'exploitation sont :

-Hauteur du bloc : 45 m .

-Hauteur du 1^{er} sous-étage de foration des trous profonds : 15 m ;

-Hauteur du 2^{eme} sous-étage de foration des trous profonds : 20 m ;

-hauteur du 3^{eme} sous-étage de foration, chargement et transport : 10 m.

L'abattage du minerai est effectué par le tir de longs trous de mine de $10 \times 20 \text{ m}$ percés en éventail et parfois en parallèle .

.La méthode des sous-niveaux abattus :

Cette méthode très semblable, à la première est utilisée pour les filons puissants à épontes dures qui ne se foudroient pas ou se foudroient plus tard. La chambre est en direction du gisement .

Les sous niveaux sont creusés parallèlement aux épontes . On abat , à partir de ces galeries , des blocs parallélépipédiques , tranche par tranche , après foration en éventail et parfois en parallèle .

Le soutirage du minerai est effectué à travers des entonnoirs situés au niveau de base .

Les paramètres d'exploitation :

- Hauteur du bloc : 60 + 70 m .
- Hauteur du 1^{er} sous-étage de foration des trous profonds : 15 m .
- Hauteur du 2^{ème} sous-étage de foration des trous profonds : 30 m .
- Hauteur du 3^{ème} sous-étage de foration , chargement et transport : 15 m .
- Largeur des piliers entre les chambres 8 à 10 m .

.Transport des roches abattues:

Dans les parties exploitées du gisement Sud ; le transport du minerai est effectué à l'aide d'une chargeuse automotrice appelée pelle EIMCO 925 LHD , à partir du niveau 1225 jusqu'à la tranchée de stockage située au niveau 1195 m .

A partir du niveau 1125 m jusqu'au couloir de la mine à ciel ouvert (niveau 1105 m) ; le minerai est transporté à l'aide de camions Euc.R35.

. L'aérage :

Il y a deux modes d'aérage dans la partie de la mine qui est exploitée:

- L'aérage naturel qui est assuré par les ouvrages capitaux, (en orientant le sens de déplacement de l'air frais ou pollué, par des cloisons) .
- L'aérage artificiel est assuré par des ventilateurs secondaires .

.Soutènement:

Les excavations souterraines ont une bonne tenue ; ainsi le soutènement est presque absent, sauf certains endroits fissurés et crevassés .

Le soutènement appliqué est un soutènement métallique .

REMARQUES :La mine souterraine souffre du probleme d'approvisionnement en eau, la consommation moyenne est de 25 m³/poste . Aussi faut-il noter que l'éclairage des galeries de roulages est absent .

Tableau N°: 6 .

Engins de foration:.Sondeuses:

- . Atlas Copco : Modèle ROTAMEC 130 C , montée sur chenilles .
 - acquise en 1987 ;
 - dimensions : - largeur : 4150 mm ;
 - Longueur : 1348 mm ;
 - hauteur : - mât relevé : 4630 mm ;
 - mât horizontal : 12860 mm ;
 - mât : orientable d'un angle de 90° dans les deux sens .
 - vitesse d'avancement de la foration : 13 + 40 m/min ;
 - moteur- diesel - Energie:Gaz oil ;
 - tête de rotation hydraulique;
 - type du compresseur :XRH ;
 - Pression normale de service : 20 Bars , avec un débit de 400 l/s .
 - dimensions des tiges : 7,6 m de long, $\phi = 102 + 140$ mm ;(diamètre) ;
 - .Ingersoll Rand : T4 BH montée sur pneus .
 - Acquise en 1976 ;
 - Dimensions: .longueur : (tour horizontale) :10,7 m ;
 - (tour levée) : 8,7 m ;
 - .largeur : 2,4 m ;
 - .hauteur :(tour verticale): 10,9 m ;
 - (tour horizontale) : 3,8 m ;
 - poids du mât : 2270 Kg .
 - 6 tiges de ϕ 160 mm et de longueur 7,6 m ;
 - vitesses : avancement de la foration : 19,5 m/min .
 - Moteur diesel - Energie:gaz-oil .
 - Tête de rotation hydraulique ;
 - .GARDNE DENVER : type GD 45 C ., Acquise en 1984
 - Puissance du moteur : 325 CV .
 - .Chariot de foration CRAWL -AIR : au nombre de 2 , acquis en 1977 et 1979 .
- Marque : I.R , Modèle CM 350 / VL 120 .
- Poids net : 4025 Kg ;
 - longueur : 3645 mm à 7518 mm .
 - des chenilles seulement : 2870 mm .
 - Largeur : 2438 mm .
 - Hauteur : 1257 mm à 5753 mm .
 - dimension du fleuret : $\phi = 40$ mm. L=0,8 + 3 m .
 - Energie employée : Pneumatique .

Marteau Perforateur : type I 50
 poids : 25 + 30 Kg
 Dimensions du fleuret : $\varnothing = 34 + 40$ mm;
 L = 0,8 + 3 m ;
 Energie employée : pneumatique .

Tableau N°:7 .

Chargeuses :

Pelles mécanique : 71 RB au nombre de 7 .
 Marque : Ruston Bucyrus .
 Modèle : 71 RB .

- Energie : Gaz-oil
- Puissance : 450 CV !
- Capacité du godet : 3,25 m³ .
- Poids : 36,4 t .
- Longueur de la flèche: 8,23 m
- Angles de la flèche: 40° + 60° ,
- Longueur du bras : 6,24 m .
- Longueur efficace : 5,61 m .
- Hauteur max : 11,67 m (creusement) ;
- Rayon de creusement max : 12,65 m
- Hauteur de déversement max : 8,16 m
- Rayon de déversement max : 10,67 m

chargeuse sur pneu CATERPILAR . 288 B (type) .

Tableau N°:8 .

Engins de terrassement : energie -Gaz-oil

<u>Bulldozers</u>	Nombre	2	1
	Marque	KOMATSU	KOMATSU
	Modèle	D355 A3	D 155
	Puissance	470 CV	320 CV
<u>Niveleuses:</u>	Nombre	1	1
	Marque	KOMATSU	Ferrovial
	Modèle	GD 655 A-3	SHMS-125 B

Tableau N° : 9

. Transport par camions ;

Paramètres	Types de camion	
	Euclid R35	Perlini R35
Capacité charge (t)	35	35
Capacité de la benne, (m ³)	17	20,6
Moteur	Diesel 4 temps	Diesel 4 temps
Puissance (ch)	400	394
Rayon de braquage (m)	7,5	9,5
Poids total (chargé) (t)	61,5	56,2
Poids à vide (t)	25,3	-
Dimensions:		
-Longueur (m)	8,45	7,88
-Largeur (m)	3,85	3,70
-Hauteur (m)	3,81	4,70

4.3-Etude du problème de mouvement de terrain dans le site de Ain Zazia (Boukhadra) .

Dans la mine à ciel ouvert de Boukhadra ,il existe un problème de stabilité des talus ; il s'agit d'une zone d'éboulement qui couvre une superficie de 6380 m^2 et affecte les gradins Sud entre les niveaux 920 et 975 m . D'autre part dans la partie à cet éboulement on note quelques glissements dans des talus en remblais .

Les terrains affectés sont constitués essentiellement de marne minéralisée et de calcaire marneux .

Les problèmes rencontrés dans cette zone ne causent en aucun cas des dégâts majeurs pour la bonne marche des travaux miniers , car il s'agit de mouvements de terrain locaux .

4.3.1-Estimation des causes de l'éboulement :

-la stabilité des talus artificiels , tels :

les bords d'une exploitation à ciel ouvert dépend dans notre cas de multiples facteurs soit naturels ou techniques ; les plus importants sont :

-le facteur hydrologique: qui concerne l'infiltration de l'eau pendant les périodes pluviales .Dans la zone d'éboulement il existe plusieurs source d'eau de faible débit .

-Humidité de l'air , variation de la température .

-l'état de la fracturation du massif est élevée ;on remarque même que la zone d'éboulement est traversée par une faille de direction ENE et d'un pendage de 55° à 60° vers le Sud .

-la pente des stratifications du massif (discontinuité géologique) est orientée vers la zone d'éboulement avec un pendage de 10° à 15° .

Les facteurs techniques jouent un rôle beaucoup moins important :

-Hauteur et inclinaison des gradins ainsi que la largeur des rampes .

-L'influence des travaux de tir et des engins miniers lourds .

4.3.2-Données de base pour le calcul de la stabilité et leur détermination :

Les données de base pour le calcul de la stabilité sont les suivantes:

a)Les données géométriques:

.L'angle de bord des talus de gradin (pente intégratrice); dans le cas de la stabilité en grand , et l'angle d'inclinaison du talus d'un gradin α_g ; dans le cas de la stabilité en petit .

.La hauteur H d'un gradin ou de l'ensemble des gradins . La largeur des rampes .

.La disposition des couches dans le massif ; (cas d'un massif hétérogène). Ces données sont obtenus d'après les plans de situation de la mine de Boukhadra , et le plan géologique de la zone d'éboulement:fig:4.7bis.

- Les paramètres des gradins :

Hauteur : $H = 12 + 17 \text{ m}$.

Angle d'inclinaison : $\alpha_g = 50 + 75^\circ$.

-La pente intégratrice : $\alpha_i = 25 + 30^\circ$.

-L'inclinaison des couches dans la direction supposée de glissement :
 $i = 10 + 15^\circ$.

b) Les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains :

Les caractéristiques physiques et mécaniques à en tenir compte sont les suivantes :

-Le poids volumique total : γ_t .

-L'angle de frottement interne φ_m et la cohésion C_m du massif .

b.1-Détermination des caractéristiques physiques et mécaniques des terrains :

Pendant le stage que j'ai effectué au sein de l'unité de Boukhadra (EN . FERPHOS), j'ai réalisé une reconnaissance des terrains de la zone d'éboulement ; des échantillons de roches et de minerai ont été pris dans cette zone; nature des échantillons :

- la marne minéralisée;niveau 975 m .

-le calcaire marneux : niveau 985 m .

-le minerai de fer : niveau 975 m (veine de minerai) .

-et le calcaire récifal (compact): niveau 1000 .

Ces échantillons sont de dimensions variables : (20 + 40 cm) .

L'emballage a été réalisé avec le plus grand soin .

La confection d'éprouvettes à partir de ces échantillons de roches a été réalisée au labotatoire du département Génie Minier à l'aide d'une trançonneuse (éprov. parallépipédiques); ainsi qu'au laboratoire de Géotechnique de L'E.REM. Boumerdès à l'aide d'une carotteuse (éprouvettes cylindriques) . Voir Annexe 2 , 3 (éprouvettes) .

Les éprouvettes réalisées sont au nombre de 36 .

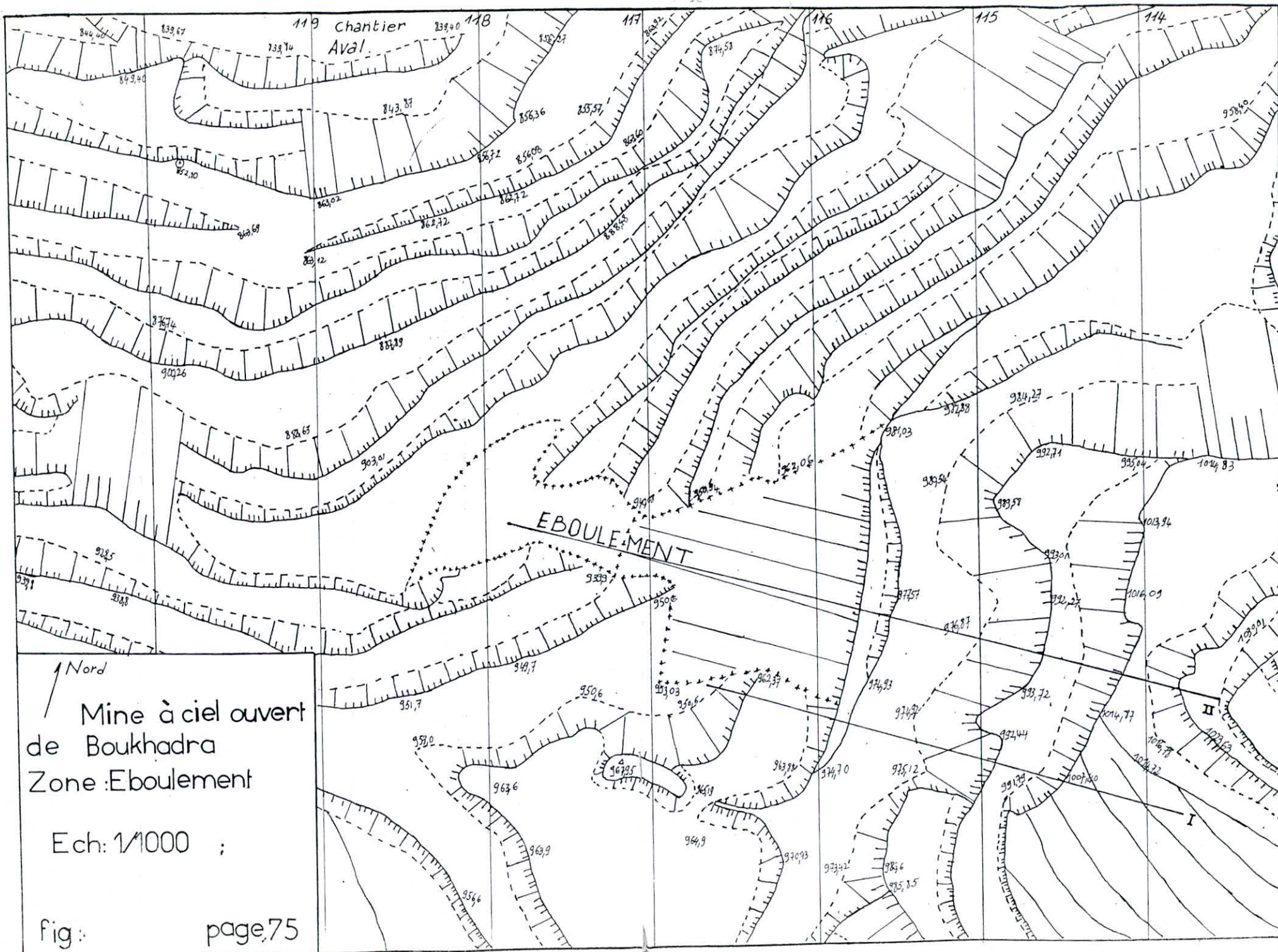
Elles sont réparties comme suit :

-11 éprouvettes parallépipédiques : marne minéralisée .

-09 éprouvettes : calcaire compact ; -06 éprouvettes cylindriques et - 03 éprouvettes parallépipédiques.

-10 éprouvettes cylindriques de calcaire marneux .

-et 6 éprouvettes cylindriques de minerai de fer .



↑ Nord
 Mine à ciel ouvert
 de Boukhadra
 Zone: Eboulement

Ech: 1/1000 ;

fig: page 75

Essais de traction

n° de l'éprouvette	Masse M (g)	dimensions		Volume V (cm ³)	masse Volumique (g/cm ³)	Force max. (Kgf)	$R_t = 0,668 \frac{F_{max}}{a \sqrt{2} \cdot b}$ (Kgf/cm ²)
		a (mm)	b (mm)				
1	211,5	40,2	56,4	91,14	2,32	60	1,25
2	196,0	41,0	57,0	95,82	2,04	40	0,81
3	189,5	40,0	55,5	88,80	2,13	110	2,34
4	199,5	40,0	56,67	90,67	2,20	30	0,94
5	189,3	40,5	57,0	93,50	2,02	100	2,05

Essais de Compression

n° de l'éprouvette	Masse M (g)	dimensions		Volume V (cm ³)	masse Volumique (g/cm ³)	Surface S (cm ²)	Force max. (Kgf)	$R_c = \frac{F_{max}}{S}$ (Kgf/cm ²)
		a (mm)	b (mm)					
1	317,7	41	80	134,5	2,36	16,8	120	7,15
2	285,80	40,5	78,4	128,6	2,22	16,4	80	4,90
3	—	42,0	78,0	137,6	—	17,64	200	11,30
4	329,50	42,0	81,0	143,4	2,30	17,64	205	11,62
5	282,0	40,5	78,3	128,43	2,20	16,4	250	15,24
6	304,7	40,5	79,8	130,9	2,32	16,4	270	16,50

Essais de traction

n° de l'éprouvette	Masse M (g)	dimensions		Volume V (cm ³)	masse Volumique (g/cm ³)	force max (kgf)	$R_t = \frac{2 f_{max}}{\pi D \cdot L}$ (kgf/cm ²)
		D (mm)	L (mm)				
1	262,7	50,5	50,3	100,75	2,60	1920	48,1
2	265,5	50,5	50,5	101,15	2,62	1920	47,9
3	272,8	50,5	50,5	100,75	2,70	2490	62,4
4	272,3	50,5	50,3	100,95	2,70	2330	58,3
5	274,7	50,5	51,3	102,75	2,7	1240	30,5

Essais de Compression

n° de l'éprouvette	Masse M (g)	dimensions				Volume V (cm ³)	masse Volumique (g/cm ³)	Surface S' (cm ²)	Force max. (kgf)	$R_c = \frac{F_{max}}{S'}$ (kgf/cm ²)
		(D)	a (mm)	(L)	b (mm)					
1	339	40,0		80,0		128,0	2,65	16,0	18000	1125,0
2	340,7	40,3		79,4		128,95	2,64	16,24	(> 10000)	—
3	332,5	40,2		78,0		126,0	2,64	16,16	23250	1438,74
4 (Ep. cylindrique)	535	50,5		101		202,3	2,64	20,03	15500	773,84

Essais de traction.

n° de l'éprouvette	Masse (g)	dimensions		Volume (cm ³)	masse volumique (g/cm ³)	force max. (kgf)	$R_t = \frac{2 F_{max}}{\pi D \cdot L}$ (kgf/cm ²)
		D (mm)	L (mm)				
1	254,2	50,5	50	100,15	2,53	1940	48,9
2	233,5	50,5	45,35	90,84	2,57	1260	35,0
3	250,2	50,5	48,3	96,75	2,58	1940	50,63
4	265,0	50,5	50,35	100,85	2,63	2510	62,84
5	266,5	50,5	50,70	101,55	2,62	1830	45,50
6	266,6	50,5	51,00	102,15	2,61	2505	61,91
7	262,7	50,5	50,30	100,75	2,60	2500	62,65
8	264,1	50,5	50,50	101,15	2,61	2200	54,91

Essais de Compression.

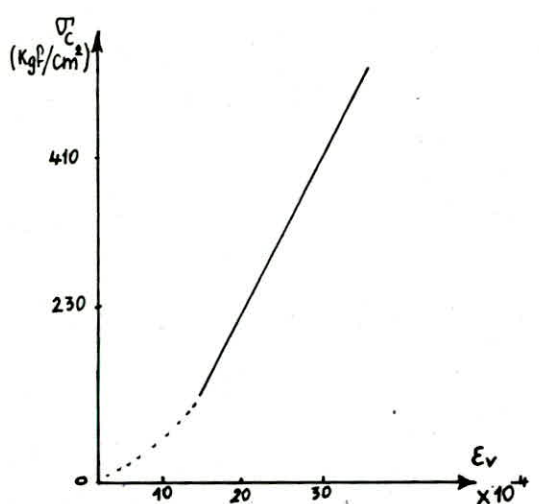
n° de l'éprouvette	Masse (g)	dimensions		Volume (cm ³)	masse volumique (g/cm ³)	force max (kgf)	Surface S (cm ²)	$R_c = \frac{F_{max}}{S}$ (kgf/cm ²)
		D (mm)	L (mm)					
1	523,5	50,5	100,3	200,9	2,60	6180	20,03	308,54
2	347,0	50,5	75,0	150,2	2,31	(1710) très fissuré	20,03	(85,37) très fissuré

Essais de traction

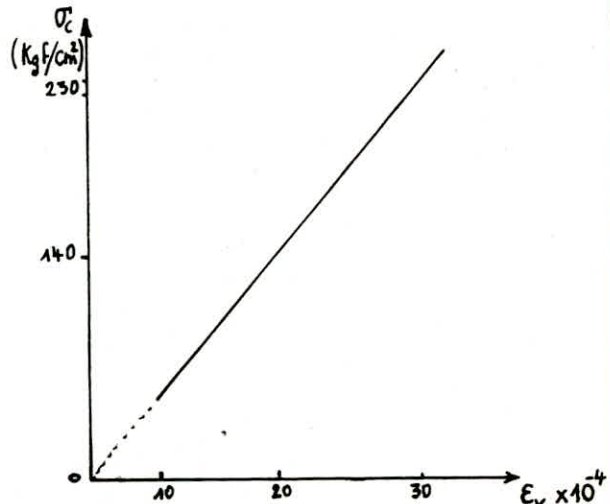
n° de l'éprouvette	masse M (g)	dimensions		Volume V (cm ³)	masse volumique (g/cm ³)	force max. (Kgf)	$R_t = \frac{2 F_{max}}{\pi \cdot D \cdot L}$ (Kgf/cm ²)
		D (mm)	L (mm)				
1	283,7	50,5	50,1	100,35	2,83	1320	33,2
2	286,0	50,5	49,8	99,75	2,87	800	20,25
3	293,0	50,5	50,9	101,95	2,87	780	19,32

Essais de compression

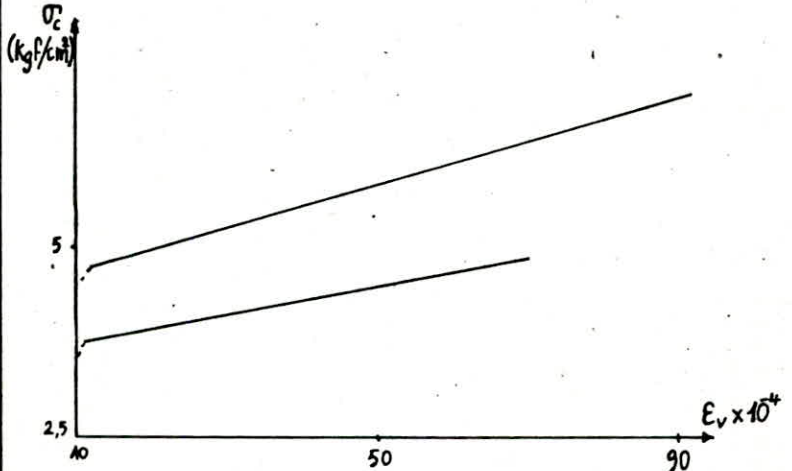
n° de l'éprouvette	masse M (g)	dimensions		Volume V (cm ³)	masse volumique (g/cm ³)	Surface S' (cm ²)	force max. (Kgf)	$R_c = \frac{F_{max}}{S}$ (Kgf/cm ²)
		D (mm)	L (mm)					
1	553,7	50,5	99,0	198,3	2,80	20,03	1940	96,85
2	572,2	50,5	98,55	197,4	2,90	20,03	2180	108,83
3	557,5	50,5	99,7	199,7	2,80	20,03	2020	100,85



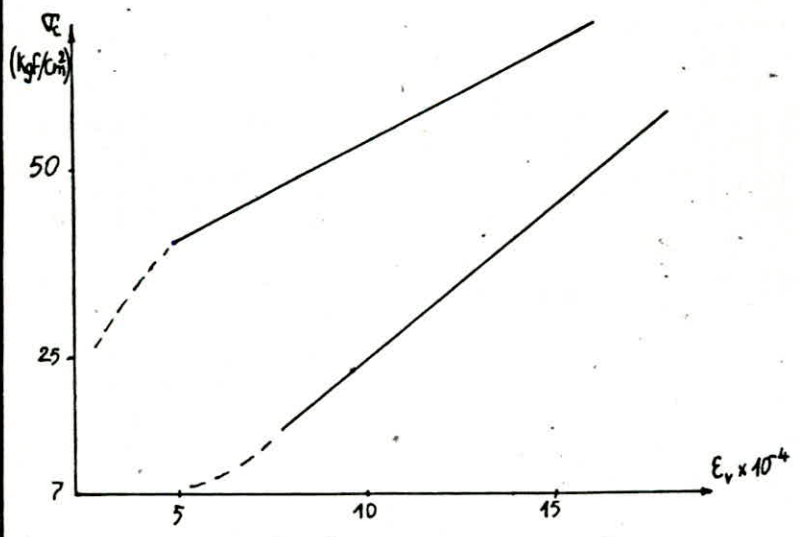
Calcaire compact : $E_v = 18,3 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$.



Calcaire marneux : $E_v = 7,2 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$



Marne minéralisée : $E_v = 0,025 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$



Minerai de fer : $E_v = 3,36 \times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

Fig: 4.8 - Courbes Contrainte-déformation des différentes roches.

Les masses et dimensions de ces éprouvettes sont données dans des tableaux avec les résultats des essais mécaniques, la compression et la traction. voir tableaux N° 10, 11, 12, 13.

- Les essais mécaniques (statiques) effectués au laboratoire ont porté sur la détermination de la résistance à la compression simple et de la résistance à la traction (essai brésilien) des différentes roches.

Ces essais ont été réalisés à l'aide de deux presses hydrauliques:

- L'une de 10 tonnes, marque: SIMTCO (E.N.P) ; voir annexe 1, et l'autre de 25 tonnes (E.R.E.M); la vitesse de chargement: $500 + 1000 \text{ KN/m}^2 \text{ s}$; pour la marne minéralisée, les essais brésiliens ont été effectués sur des éprouvettes parallélépipédiques."

Les résultats globaux obtenus sont les suivants :

Roche	Poids volumique total moyen tf/m^3	Résistance à la compression R_c Kgf/cm^2	Rés. à la traction R_t Kgf/cm^2	$N = \frac{R_c}{R_t}$
marne minéralisée	2,2	11,10	1,50	7,5
Calcaire compact	2,65	1112,50	49,4	22,5
Calcaire marneux	2,56	308,50	52,8	5,8
Minerai de fer	2,84	102,2	24,3	4,2

Les résultats obtenus sont conformes à des données de la littérature ; Aussi faut-il noter qu'il a été réalisé au cours des essais de compression l'étude de la déformation verticale des échantillons à l'aide de comparateurs. voir fig. : 4.8 ; courbes contraintes - déformation.

Le module d'élasticité ou module de young a été déterminé à l'aide de ces courbes.

Soit:
$$E_v = \text{tg} \phi = \frac{\Delta \sigma}{\Delta \epsilon}; \text{ ou bien : } E_v = \frac{(0,75 R_c - 0,1 R_c)}{\epsilon(0,75 R_c) - \epsilon(0,1 R_c)}$$

A partir de ces données et d'après la relation entre R_c et R_t , ϕ_{ech} et C_{ech} : on a pu déterminer :

- La cohésion C_{ech} et l'angle de frottement interne ϕ_{ech} de ces échantillons de roche :

Soit : $C_{ech} = \frac{\sqrt{R_c \cdot R_t}}{2}$ et $\phi_{ech} = \text{arc sin} \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t}$;

Les résultats sont les suivants :

Roches	φ_{ech} ($^{\circ}$)	C ech Kgf/cm ²	Ev 10 ⁴ Kgf/cm ²
Marne minéralisée	50 $^{\circ}$	2,0	0,025
Calcaire compact	66 $^{\circ}$	117,3	18,3
Calcaire marneux	45 $^{\circ}$	63,8	7,20
Minerai de fer	38 $^{\circ}$	25	3,36

.Détermination des caractéristiques mécaniques du massif : φ_m et C_m .

φ_m : angle de frottement de la formation rocheuse dans le massif;
($^{\circ}$) en degré .

C_m : Cohésion de la formation rocheuse dans le massif . tf/m² .

$$\varphi_m = K\varphi \cdot \varphi_{ech} .$$

où $K\varphi$: coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif .

$$C_m = K C_{ech} .$$

K : coefficient d'affaiblissement structural : (sans dimension) .

$$K = K_f \cdot K_w \cdot K_t$$

K_f : coefficient tenant compte de la fissuration ;

K_w : coefficient tenant compte de l'humidité ;

K_t : coefficient tenant compte du temps .

.Marne minéralisée :

$$K\varphi = 0,8 , K_f = 0,03 ; K_w = 0,7 \implies K = K_f \cdot K_w \cdot K_t$$

Très grande fissuration :

$$K = 0,03 \cdot 0,5 \cdot 0,7 = 0,0105 .$$

Cohésion dans le massif :

$$D'où C_m = K C_{ech} = 20,0 \cdot 0,0105 = 0,21 \text{ tf/m}^2 .$$

L'angle de frottement interne du massif : φ_m ;

$$K\varphi = 0,8 .$$

$$\varphi_m = K\varphi \cdot \varphi_{ech} = 0,8 \times 50^{\circ} = 40^{\circ} .$$

.Calcaire compact :

$$K\varphi = 0,8 ; K_f = 0,2 \text{ (moyenne fissuration) } ; K_w = 0,8 ; K_t = 0,7 .$$

$$K = 0,2 \times 0,8 \times 0,7 = 0,112 .$$

Cohésion dans le massif d'où

$$C_m = K C_{ech} = 0,112 \times 1173 = 131,4 \text{ tf/m}^2 .$$

Angle de frottement interne :

$$\varphi_m = K\varphi \cdot \varphi_{ech} = 0,8 \times 66^{\circ} = 53^{\circ}$$

.Calcaire marneux :

Grande fissuration: $K_f = 0,1$; (présence d'eau), $K_w = 0,1$; $K_t = 0,7$;
 $K_\varphi = 0,8$, $K = K_f \cdot K_w \cdot K_t = 0,1 \times 0,1 \times 0,7 = 0,007$

-Cohésion dans le massif : $C_m = K \cdot C_{ech} = 0,007 \times 638 = 4,5 \text{ tf/m}^2$.

-angle de frottement interne dans le massif :

$$\varphi_m = K \varphi \cdot \varphi_{ech} = 0,8 \times 45^\circ = 38^\circ$$

.Minerai de fer :

Fissuration moyenne : $K_f = 0,2$.

$K_w = 0,8$; $K_t = 0,7$; $K_\varphi = 0,8$. $K = K_f \cdot K_w \cdot K_t = 0,2 \times 0,8 \times 0,7 = 0,112$

-Cohésion dans le massif :

$$C_m = K \cdot C_{ech} = 0,112 \times 250 = 28 \text{ tf/m}^2$$

-Angle de frottement interne :

$$\varphi_m = K \varphi \cdot \varphi_{ech} = 0,8 \times 38^\circ = 30^\circ .$$

4.3.3-Calcul de la stabilité des talus :

Le calcul de la stabilité des talus a été réalisé sur deux coupes géologiques I et II :

Coupe I : elle est réalisée loin de l'éboulement ; le calcul de la stabilité effectué , concerne les gradins des niveaux supérieurs à 970 m ; fig : 4.9.

Coupe II : elle traverse l'éboulement :

le calcul de la stabilité concerne la zone d'éboulement et les gradins supérieurs au niveau 975 m ; fig : 4.10 .

Dans le calcul de la stabilité on a utilisé la méthode des tranches (méthode de fellenius) d'après la construction de Terzaghi : fig : 3.18.

Car on a supposé un mode de rupture circulaire ;

α_i : angle de bord .

α_1, α_2 : évalués d'après la valeur de α sur le tableau N°4 (44).

D'après cette construction , on trace la droite AB sur laquelle vont être disposés les cercles de glissement .

Cette droite AB est déterminée d'après la hauteur des gradins considérés et de la pente intégratrice .

Terzaghi propose comme cercles de glissement les cercles de pieds .
 .Les caractéristiques physiques et mécaniques intervenant lors du calcul de la stabilité :

- le poids volumique total γ_t ; tf/m^3 .
- la cohésion de la roche considérée dans le massif : C_m (tf/m^2) .
- l'angle de frottement interne de la roche considérée dans le massif:
 φ_m °(degré) .

Pour notre exemple on a :

Roche	γ_t (tf/m^3)	C_m (tf/m^2)	φ_m (°degré)
Marne minéralisée	2,2	0,2	40
Calcaire compact	2,65	131,4	53
Calcaire marneux	2,56	4,5	36
Minerai de fer	2,84	28	30

a. Calcul de la stabilité pour la coupe I :

Dans la coupe I (W-E) on a la disposition des (fig :4.9.)

Couches suivantes : (du niveau : 950 m jusqu'au niveau 1005 m)

- à la base : la marne minéralisée ,
- juste au - dessus la veine de minerai d'une épaisseur de 10 m .
- le calcaire marneux ;
- et enfin la couche de calcaire compact .

On suppose un mode de rupture circulaire ; on fait la construction proposée par Terzaghi : fig :3.18

On calcul la stabilité de l'ensemble des gradins pour 4 cercles .

Les résultats obtenus sont les suivants :

N° des cercles	Rayon (m)	nombre de tranches	largeur (m)	Facteur de sécurité F_s
1	128	13	10	3,65
2	125	11	12	3,48
3	121	18	7	3,06
4	119	13	11	3,04

Le cercle 4 est cité comme exemple (voir tableau¹⁴ et fig:4.9.) .

Remarque :

D'après les résultats obtenus , on peut affirmer que la stabilité de l'ensemble des gradins est vérifiée car $F_s > 1,5$.

Cependant il faut noter que les terrains peuvent avoir une fissuration beaucoup plus intense que celle qui est supposée ; les investigations dans le massif à l'aide d'appareillage adéquat est totalement absent, si on suppose une fissuration beaucoup plus intense qui diminue de 10 fois la cohésion de la couche de calcaire; on remarque que le facteur de stabilité devient:

$F_s = 2,25$ pour l'exemple (4) .

La couche de calcaire influe beaucoup sur la stabilité des talus .

b- Calcul de la stabilité pour la coupe II:

Dans la coupe II (W-E) du niveau 970 m au niveau 1030 m , on a la disposition des couches suivantes :

- à la base : la marne minéralisée ;
- juste au-dessus le calcaire marneux d'une épaisseur de 7 à 10 m .
- et enfin la couche de calcaire récifal compact .

On a supposé un mode de rupture circulaire ;

On calcule la stabilité d'après la méthode des tranches avec la construction de Terzaghi , (fig : 3.18 .) pour 4 cercles .

Les résultats obtenus sont les suivants :

N° des cercles	Rayon (m)	nombre de tranches	largeur des tranches (m)	Facteur de sécurité F_s
1	133	7	19	4,80
2	129	7	20	4,80
3	124	10	14	3,9
4	121,5	13	11	3,3

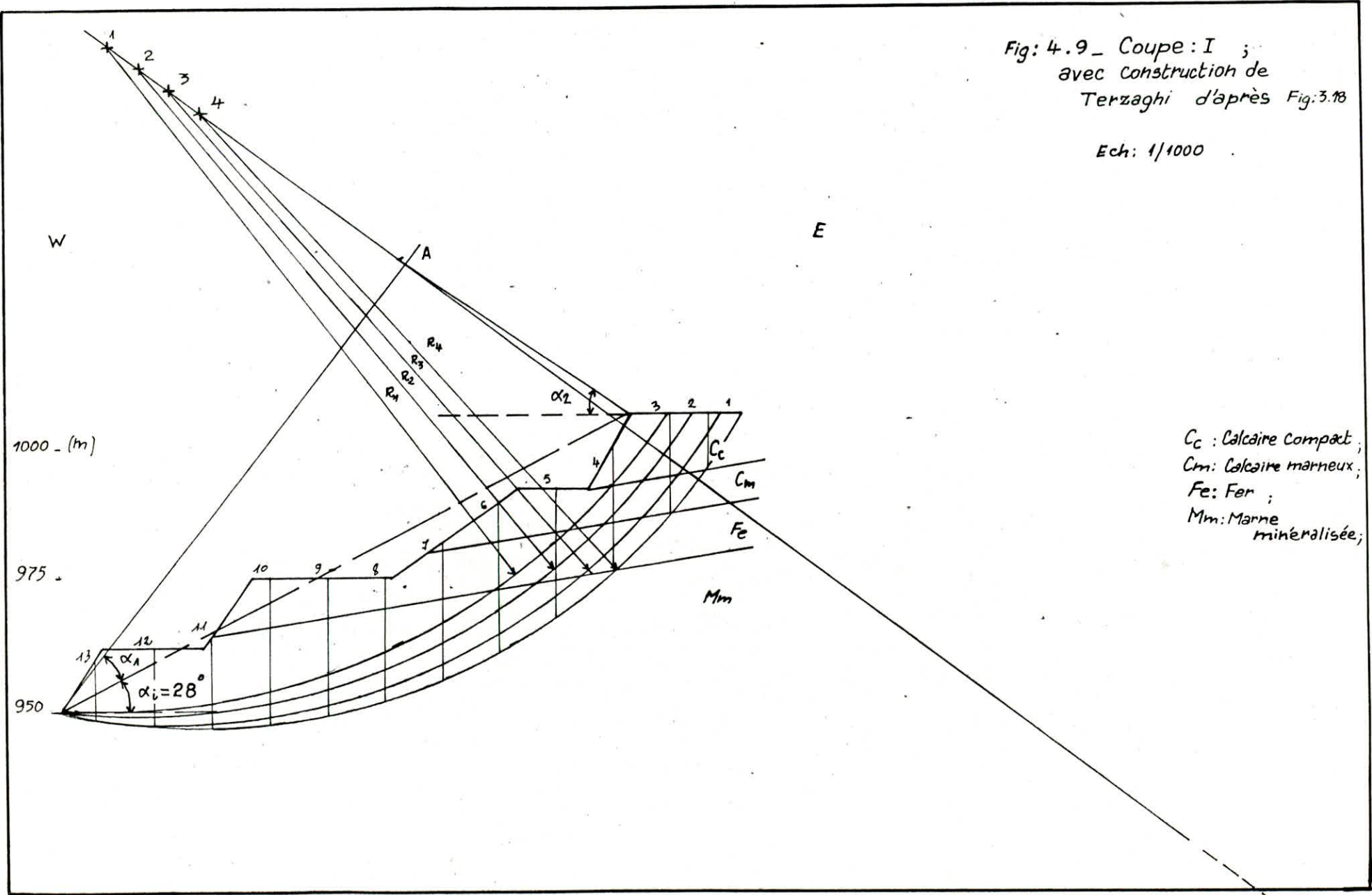
Le cercle de glissement 4 est cité comme exemple (voir tableau¹⁵ et fig: 4.10) .

Remarque : Les résultats obtenus montrent que la stabilité est assurée pour les gradins se trouvant au - dessus de la zone d'éboulement .

Notons que les caractéristiques mécaniques de la couche de calcaire compact , se trouvant dans la partie supérieure de la coupe , influent énormément sur le facteur de sécurité calculé .

Fig: 4.9 - Coupe: I ;
 avec construction de
 Terzaghi d'après Fig:3.18

Ech: 1/1000



C_c : Calcaire Compact ;
 C_m : Calcaire marneux ;
 Fe : Fer ;
 Mm : Marne
 minéralisée ;

Calcul de la stabilité : Coupe I, Cercle (4) : $R_4 = 119m$ largeur des tranches $b_i = 11m$ $\left\{ \begin{array}{l} b_1 = 7m \\ b_2 = 7m \\ b_3 = 7m \end{array} \right.$

Tableau n° 14

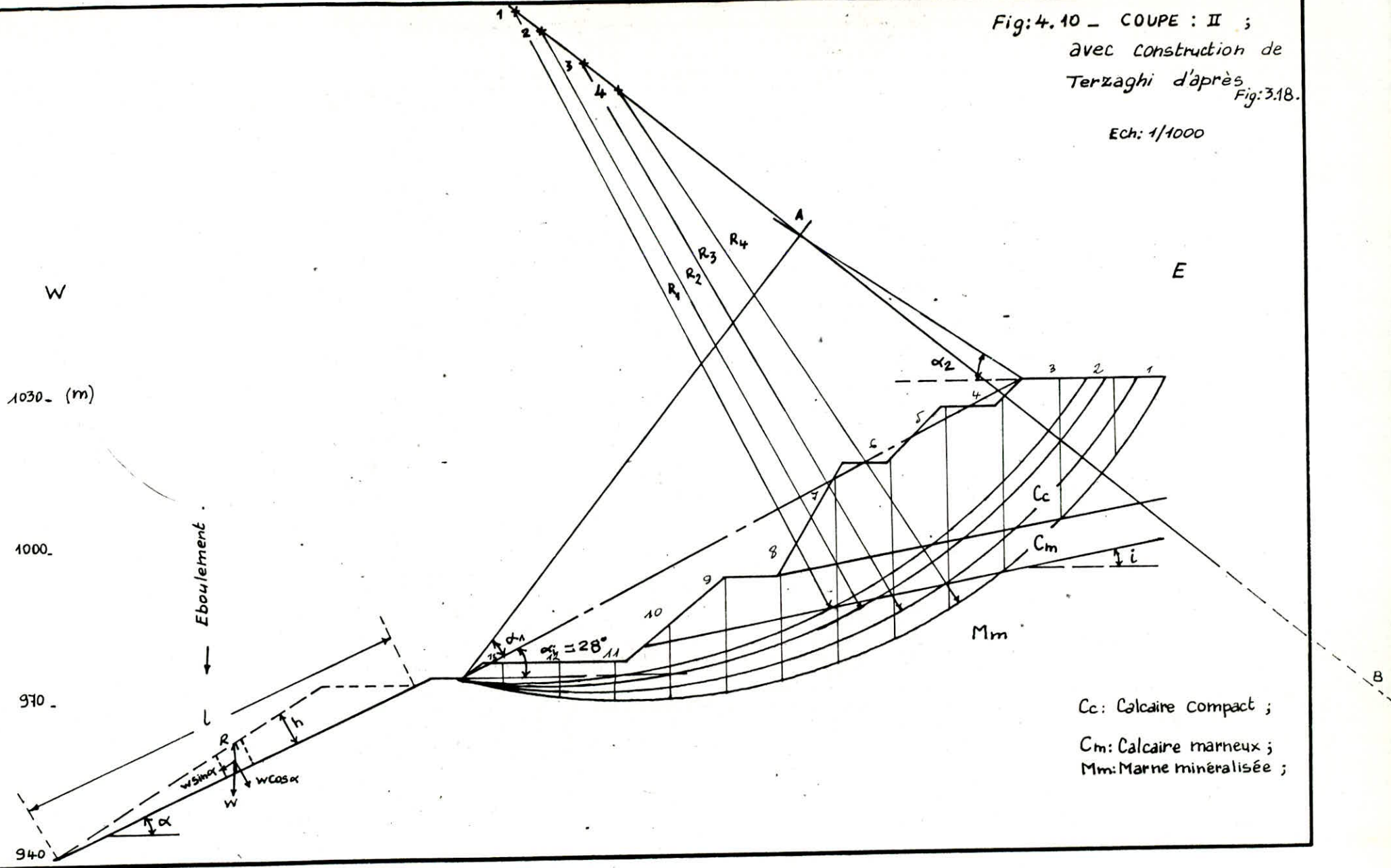
N° des tranches	angle " α_i " (°)	Poids W_i (tf)	N (tf) $W \cos \alpha_i$	T (tf) $W \sin \alpha_i$	C_{mi} (tf/m)	$\frac{C_{mi} b_i}{\cos \alpha_i}$	ϕ_{mi} (°)	$N \tan \phi_{mi}$ (tf)	Rappel
1	57,5	111,3	59,8	93,8	131,4	1711,8	53	79,35	
2	51,5	341	212,3	266,9	4,5	50,6	36	154,24	
3	45	670	473,8	473,8	27,8	432,4	30	273,55	
4	28	642,2	401	301,5	0,2	2,5	40	336,50	
5	31,5	785	669,3	410,2	0,2	2,6	40	561,60	
6	25,5	717,2	647,3	308,8	0,2	2,4	40	543,10	
7	20	723	679,3	247,2	0,2	2,3	40	570,0	
8	14,5	655,8	635	164,2	0,2	2,3	40	532,80	
9	9	768	758,5	120	0,2	2,2	40	636	
10	4	689	687,3	40	0,2	2,2	40	576,70	
11	-2	387,2	387,0	48,0	0,2	2,2	40	324,70	
12	-7	339,0	336,5	-13,5	0,2	2,2	40	282,35	
13	-11	92,4	90,5	-41,3	0,2	1,42	40	75,9	
				$\Sigma: 2361,5$		$\Sigma: 2240,6$		$\Sigma: 4946,8$	

$$F_s = \frac{\sum C_{mi} b_i / \cos \alpha_i + \sum N \tan \phi_{mi}}{\sum T_i}$$

$$F_s = 3,04$$

Fig:4.10 - COUPE : II ;
avec construction de
Terzaghi d'après
Fig:3.18.

Ech: 1/1000



C_c : Calcaire compact ;
 C_m : Calcaire marneux ;
 M_m : Marne minéralisée ;

Calcul de la stabilité : Coupe II, Cercle (4) : $R_4 = 121,5\text{ m}$ largeur des tranches $b_i = 11\text{ m}$ $\left\{ \begin{array}{l} b_1 = 10,5\text{ m} \\ b_{13} = 9\text{ m} \end{array} \right.$

Tableau n° 15

N° des Tranches	angle α_i (°)	poids W_i (tf)	N (tf) $W_i \cos \alpha_i$	T (tf) $W_i \sin \alpha_i$	C_{mi} (tf/m ²)	$\frac{C_{mi} \cdot b_i}{\cos \alpha_i}$	C_{mi} (°)	$N \tan \phi_{mi}$ (tf)	Rappel
1	57°	185,5	101	155,6	131,4	2533,2	53	134,0	
2	49	609,5	399,8	460,0	131,4	2203,1	53	530,5	
3	41	922,1	695,9	604,9	4,5	65,6	36	505,6	
4	35	958	784,7	549,5	0,2	2,7	40	658,4	
5	29	931	814,3	451,35	0,2	2,5	40	683,3	
6	23	882	811,8	344,6	0,2	2,4	40	681,2	
7	17	820,2	784	239,8	0,2	2,3	40	657,8	
8	12	637,2	623,3	132,5	0,2	2,24	40	523,0	
9	7	509,2	505,4	62,0	0,2	2,21	40	424,0	
10	2	289,6	289,4	10,1	0,2	2,2	40	242,8	
11	-3	193,6	193,3	-10,1	0,2	2,2	40	162,2	
12	-9	169,4	167,3	-26,5	0,2	2,22	40	140,4	
13	-13,5	88	85,5	-20,5	0,2	2,26	40	71,74	
				2953,25		4825,13		4944	

$$F_s = \frac{\sum C_{mi} b_i / \cos \alpha_i + \sum N \tan \phi_{mi}}{\sum T_i}$$

$$F_s = 3,3$$

c) Calcul de la stabilité dans la zone d'éboulement :

Par manque de données dans la zone d'éboulement, il est très difficile d'estimer la stabilité sans avoir un modèle conforme à la réalité ; de ce fait on propose le modèle suivant, voir fig : 4.10.

On suppose que la masse éboulée est sur un plan inclinée de 25° à 40°. La masse éboulée (zone d'éboulement) est seulement soumise à la gravité. Elle repose avec une pente de 25° à 30° sur la marne minéralisée. La seule force s'opposant au glissement est due au frottement ; (pas de cohésion entre blocs et surface de glissement)

.Condition de glissement : - $C=0$

Dans notre cas on suppose que la pression intersticielle est négligeable devant le poids W de la masse éboulée.

φ_m : angle de frottement interne du massif constituant cette pente de glissement

$$R = W \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_m$$

$$R < W \sin \alpha \quad \Longrightarrow \quad W \cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi_m < W \sin \alpha$$

$$\operatorname{tg} \alpha > \operatorname{tg} \varphi_m$$

On peut écrire le facteur de sécurité, (cas d'un glissement plan) :

$$F_s = \frac{C A + (W \cos \alpha - U - V \sin \alpha) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \alpha + V \cos \alpha}$$

$$F_s = \frac{\cos \alpha \cdot \operatorname{tg} \varphi}{\sin \alpha} = \frac{\operatorname{tg} \varphi_m}{\operatorname{tg} \alpha}$$

Glissement si : $F_s < 1$

équilibre limite : $F_s = 1$

Stabilisation : $F_s > 1$

Pour la marne minéralisée $\varphi_{\text{massif}} = 50 \times 0,8$

$\varphi_{\text{Marne min. (massif)}} = 40^\circ$

On prend $\alpha = 25^\circ + 40^\circ$.

On procède au calcul pour différentes pentes :

$\alpha = 25^\circ$	$F_s = 1,79$	Stable
$\alpha = 30^\circ$	$F_s = 1,45$	Stable
$\alpha = 35^\circ$	$F_s = 1,19$	Stable
$\alpha = 40^\circ$	$F_s = 1,0$	équilibre limite.

Si $\alpha > 40^\circ$ L'équilibre est rompu et il y a glissement.

Or on peut constater que l'angle α probable du plan de glissement dans la zone d'éboulement est voisin de l'angle de bord des gradins ou de la pente intégratrice :

Soit $\alpha_{\text{gliss. prob}} = \alpha_{\text{bord}} = 25^\circ + 30^\circ$.

La zone d'éboulement peut donc être supposée stable .

La possibilité de roulement des gros blocs de pierre est faible ; vue l'étendue de l'éboulement en longueur : et en largeur:

ainsi que sa faible épaisseur $e = 5 \text{ m}$ en moyenne ; $l/h \gg \text{tg} \alpha_{g,p}$.

.dans le cas où on tient compte de la présence de l'eau :

On prend $\varphi_{\text{massif}} = 50^\circ \times 0,6 \implies \varphi_m = 30^\circ$.(estimation de φ_m)

On remarque que :

$$\alpha = 25^\circ \quad F_s = \frac{\text{tg} \varphi_m}{\text{tg} \alpha} = 1,24 \text{ Stable .}$$

$$\alpha = 30^\circ \quad F_s = 1 \implies \text{équilibre limite .}$$

On remarque que la présence d'eau et sa circulation à travers la surface de glissement , favorise le mouvement de l'ensemble de la masse éboulée .

5

CONCLUSION

5- Conclusion :

La mine de Boukhadra assure une production notable en minerai de fer après celle de Ouenza , soit 0,7 Mt/an ; de ce fait il est important de développer ses capacités pour les années futures , car les besoins du pays en matière première s'accroissent d'année en année .

L'expansion de l'exploitation minière dans cette mine doit se faire avec une meilleure connaissance de la géologie du gisement de minerai et des roches encaissantes , de leur structure et de l'hydrogéologie de ses terrains .

Cependant dans l'unité de Boukhadra , il y a un manque de données :

- La géologie détaillée du gisement n'est pas connue .
- Les sondages verticaux sont peu nombreux et ne concernent pas la zone instable (l'éboulement):niveaux 925 + 975 .
- Les paramètres géotechniques des différentes formations géologiques n'ont fait , presque à aucun moment de la vie de la mine , l'objet d'une étude sérieuse et détaillée .
- La surveillance et l'auscultation des flancs de la mine à ciel ouvert est inexistante .

A cet effet, il était nécessaire de constituer des données pour le calcul de la stabilité ; ainsi l'échantillonnage était inévitable dans la zone instable .

A partir de ces échantillon des éprouvettes (36) ont été confectionnées et on a pu déterminer quelques paramètres géotechniques au laboratoire tels : δt , R_c , R_t puis C_{ech} et φ_{ech} .

Ces valeurs ont été corrigées par rapport aux propriétés du massif : l'état de la fissuration , l'humidité etc... ; soit la détermination de φ_m et C_m .

L'étape suivante était l'estimation de la stabilité des talus à l'aide du calcul du coefficient de stabilité : F_s .

On a remarqué que la zone d'éboulement est la zone paraissant instable. Il est recommandé à la mine les propositions suivantes :

- Le chargement et l'évacuation des blocs et déblais se trouvant dans la zone d'éboulement ;
- La réalisation de drainage profonds, à l'aide de puits verticaux de drainage dans les zones à grande circulation d'eau souterraine .
- Une installation judicieuse de collecteurs d'eau afin d'empêcher les eaux de surface d'entrer dans les pentes à travers les fissures .

-Donner une pente de quelque % pour les rampes dans la direction de la de la fosse .

-Adoucissement de la pente intégratrice par excavation des talus dans les zones sujettes à des mouvements de terrain .

Les mines à ciel ouvert dans le futur doivent assurer un rendement élevé ; cela est possible grâce à la recherche qui doit se faire en parallèle :

telle la surveillance à l'aide de moyens efficaces , l'auscultation et la collecte des informations de toute première importance à l'ingénieur géotechnicien , l'investigation In-situ etc....

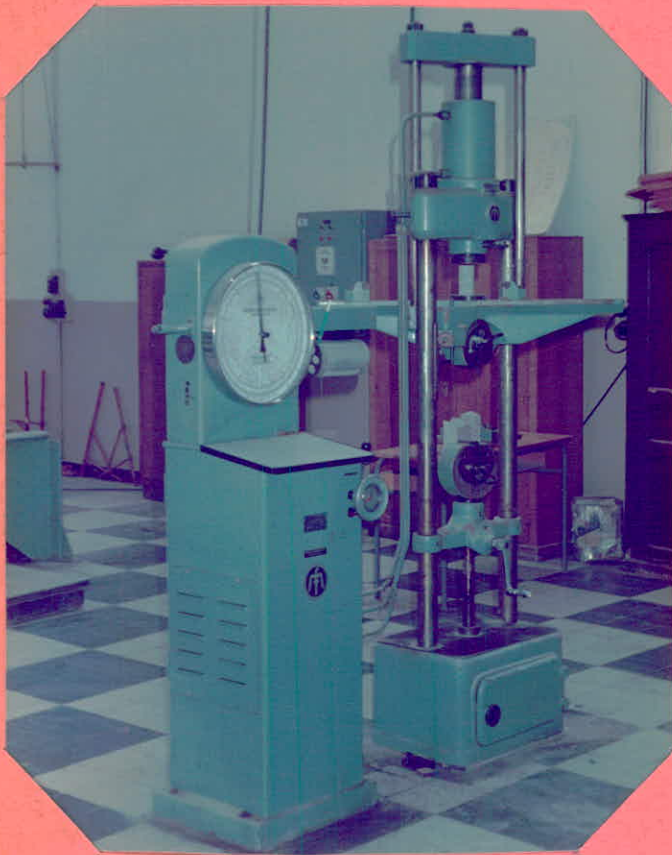
Les mesures et observations ainsi réalisées permettent à l'ingénieur d'adapter les angles de pentes des flancs et des gradins initialement retenus au comportement réel de l'ouvrage , garantissant ainsi l'économie de l'exploitation , tout en assurant la sécurité du personnel et du matériel d'extraction .

Annexe



MINE DE

BOUKHADRA



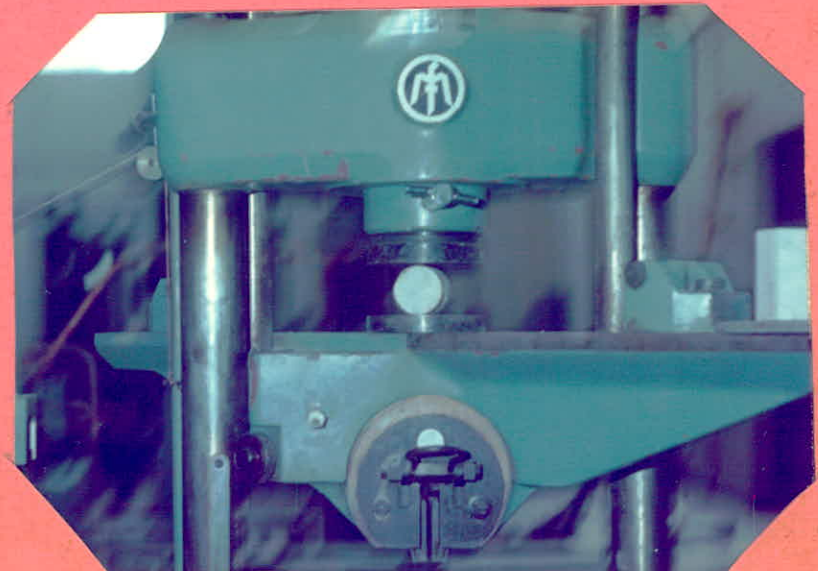
Presse hydraulique de

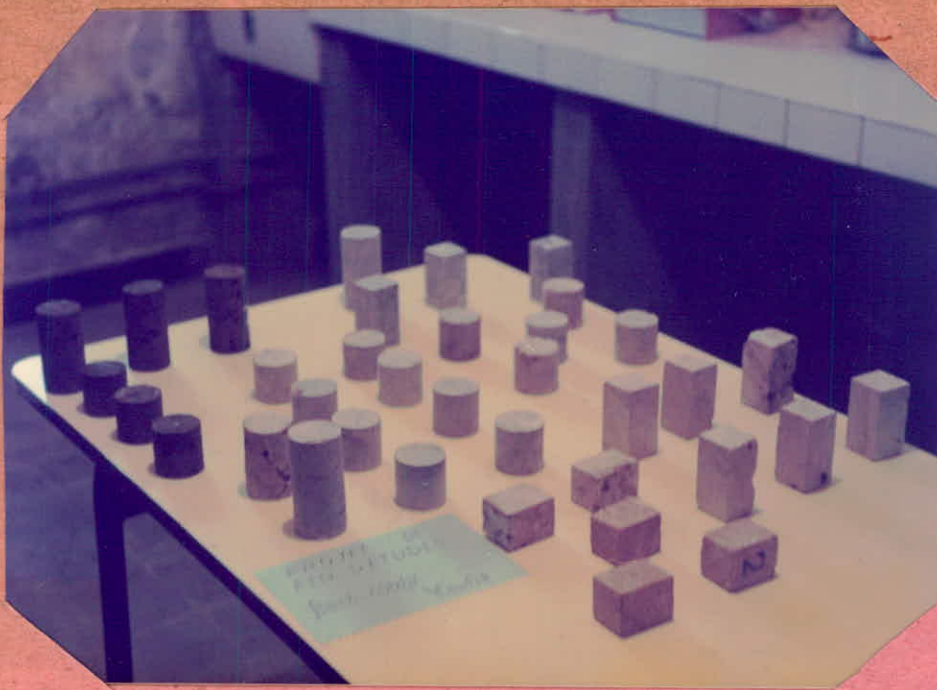
10t avec échantillon

prêt à l'essai de

compression simple;

Essai brésilien;





L'ensemble des
épreuves
réalisées.



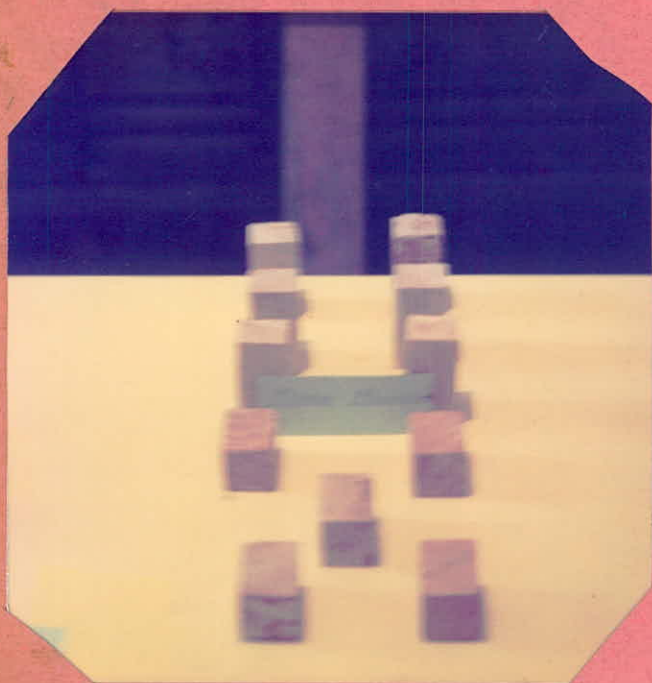
Epreuves de
minerai de fer.



Epreuves de
calcaire compact.



← Eprouvettes de Calcaire
Marneux .



← Eprouvettes de Marne
minéralisée .

→ Eprouvette de minerai
de fer après essai .



BIBLIOGRAPHIE /

- (1) _ Etude géologique de la région de l'Ouenza, confins Algéro-Tunisien : Dubourdiou ; 1956 .
_ Colloque Tuniso-Français de Sédimentologie-Récifs- Tunis 88 : (Nedjari) .
- (2) _ Traitement du minerai de fer barytique de Boukhadra ; Kécira : 1973 (Mémoire , E.N.P .) .
- (3) _ Etude de faisabilité pour l'expansion de l'exploitation minière du minerai de fer de l'Ouenza et de Boukhadra ; Algérie 1975
R.M.P. The Ralphe M.Parsons Company
Parsons - Jurden division
Engineers; .Constructors/PASADENA , CALIFORNIA .
- (4) _ Mécanique des roches ; stabilité des pentes rocheuses;
F. Homand 1983; I.N.P. Lorraine .
- (5) _ Mécanique des roches ; Talobre :1957 .
- (6) _ Fondations et ouvrages en terre ; Philipponat .
- (7) _ Fracturation des roches (BR.G.M.) 1981 : Blès , Feugat.
- (8) _ Cours de géotechnique minière A.Wenda; E.N.P.88-89
- (9) _ Géotechnique minière ; N. Gavrich: ANNABA 1987 .
- (10) _ Stabilité des flancs de mines et carrières à ciel ouvert ;
(méthodes d'étude et desurveillance) R . I . M . 88;
Wojtkowiak .
- (11) _ Apport de la géotechnique aux exploitations minières à ciel ouvert ; R . I . M . 76 ; C. Louis .
- (12) _ Conception des talus de mines à ciel ouvert ; R . I . M . 87;
D. Hantz .
- (13) _ Methods of geological engineering in discontinuous rocks;
Goodman ; (West publishing Co. St-Paul, Minn.) 1976.
- (14) _ Rapports (Unité de Boukhadra) EN.FERPHOS .

