

M0001/91B

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE AUX UNIVERSITES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

PRESENTEE PAR :

BENYOUNES KHALED

INGENIEUR D'ETAT

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MAGISTER EN GENIE MINIER

* ETUDE GEOTECHNIQUE ET ANALYSE *
* DE LA STABILITE DES TALUS DANS *
* LA CARRIERE DE CALCAIRE DE *
* MEFTAH *

Soutenu le :

Devant le Jury d'Examen :

- President : A. BALI Professeur
- Rapporteur : J.KUDULKO Dr.Es.Sc TECH Maitre-assistant
- Examineurs : QUABDESLAM - CHARGE DE COURS
- M.AGUID BACHIR - PHD Maitre de conference
- A.AIT YAHATENE - Dr Es.Sc.TECH charge de cours

Invite : PSTROWSKI - INGENIEUR D'ETAT.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

MINISTERE AUX UNIVERSITES

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

PRESENTEE PAR :

BENYOUNNES KHALED

INGENIEUR D'ETAT

POUR L'OBTENTION DU DIPLOME DE

MAGISTER EN GENIE MINIER

* ETUDE GEOTECHNIQUE ET ANALYSE *
* DE LA STABILITE DES TALUS DANS *
* LA CARRIERE DE CALCAIRE DE *
* MEFTAH *

Soutenu le :

Devant le Jury d'Examen :

President : A. BALI Professeur

Rapporteur : J.KUDULKO Dr.Es.Sc TECH Maitre-assistant

Examineurs : OUABDESLAM - CHARGE DE COURS

M.AGUID BACHIR - PHD Maitre de conference

A.AIT YAHIA TENE - Dr Es.Sc.TECH charge de cours

Invite : PSTROWSKI - INGENIEUR D'ETAT.

***** Remerciements *****

Je tiens à exprimer ma sincère reconnaissance et ma profonde gratitude à mon promoteur JAN KUDELKO pour tous les conseils utiles qu'il n'a cessé de me prodiguer et le temps précieux qu'il m'a consacré durant l'élaboration de ce travail.

Je remercie Monsieur ZAPASNIK TOMASZ, docteur d'état en géologie structurale, enseignant au département génie minier, de ses directives avisées et son aide constante.

Je tiens également à remercier le chef de département, Monsieur A.AIT-YAHIAÏTEN pour les démarches administratives.

Mon respect aux membres de jury qui nous feront l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

Je remercie également tous ceux qui nous feront l'honneur d'apprécier notre modeste travail.

Je remercie également tous ceux qui, de près ou de loin, ont aidé à sa réalisation.

***** SOMMAIRE *****

<u>Introduction</u> - - - - -	1
 <u>A/ Partie théorique</u>	
 <u>Chapitre I/ Propriétés physico-mécaniques des roches</u> - - - - -	 3
I.1/ Les paramètres physique des roches - - - - -	3
I.1.1/ Poids volumique apparent - - - - -	3
I.1.2/ Indice d'alteration - - - - -	4
I.1.3/ Porosité - - - - -	4
I.1.4/ Célérité des ondes acoustiques et indice de continuité - - - - -	5
I.1.5/ Module d'Young dynamique - - - - -	8
I.2/ Résistance mécaniques des roches - - - - -	8
I.2.1/ Définition de la rupture - - - - -	8
I.2.2/ Essai de compression - - - - -	9
I.2.3/ Résistance à la traction - - - - -	10
I.2.4/ Comportement contrainte-déformation - - - - -	12
I.3/ Essai triaxial - - - - -	13
I.3.1/ Détermination de la cohésion et l'angle de frottement interne - - - - -	13
I.4/ Résistance au cisaillement avec la compression - - -	18
I.4.1/ Caractéristiques mécaniques des discontinuités -	18
a/ Cissaillement d'une discontinuité plane idéale -	19
b/ Cisaillement d'une discontinuité à indentation irrégulières - - - - -	21
c/ Cissaillement de discontinuités naturelles à surface irrégulières - - - - -	21
 <u>Chapitre II/ les essais in-situ dans les roches</u> - - - - -	 27
II.1/ Détermination de la résistance au cisaillement in-situ - - - - -	27
II.2/ Log géotechnique - - - - -	29
II.2.1/ Indice de résistance - - - - -	29

II.2.2/ Indice de fracturation - - - - -	31
II.3/ Module d'Young dynamique des massifs rocheux - - - - -	33

Chapitre III/ Stabilité des talus rocheux - - -

34
 المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
 المكتبة - BIBLIOTHEQUE
 Ecole Nationale Polytechnique
 des fosses

III.1/ Méthode d'étude de la stabilité minières - - - - -	35
III.1.1/ Etude préliminaire - - - - -	35
III.1.2/ Etude du projet - - - - -	37
III.2/ Classement des éboulements rocheux - - - - -	38
III.2.1/ Dimensions des masses rocheuses - - - - -	38
III.2.2/ Cinématique des masses en mouvement - - - - -	39
III.2.3/ Types de mouvement des masses rocheuses - - - - -	39
III.3/ analyse de la stabilité des talus - - - - -	45
III.3.1/ définition du coefficient de sécurité - - - - -	46
III.3.2/ Les paramètres qui influent sur la stabilité des talus - - - - -	47
III.4/ calcul de la stabilité des talus - - - - -	49
III.4.1/ Calcul de stabilité en rupture circulaire par la methode de Fellenius - - - - -	49
III.4.2/ Calcul de la stabilité en rupture circulaire par la méthode des abaques - - - - -	53

B/ Partie expérimentale

Chapitre IV/ Exemple d'étude de la stabilité des talus de
 la carrière de Meftah - - - - -

IV.1/ Généralités - - - - -	55
IV.2/ Géologie générale de la région de Meftah - - - - -	55
IV.3/ Détermination des propriétés physico-mécaniques du calcaire - - - - -	58
IV.3.1/ Détermination des propriétés physiques des roches - - - - -	61
a/ Poids volumique à l'etat sec - - - - -	61
b/ Calcul de l'indice d'altération - - - - -	65
c/ Porosité - - - - -	69
d/ Célérité des ondes acoustique - - - - -	72

e/ Indice de continuité - - - - -	72
f/ Module d'Young dynamique - - - - -	74
IV.3.2/ Essais mécaniques - - - - -	74
a/ Résistance à la compression - - - - -	78
b/ Résistance à la traction - - - - -	80
c/ Module d'Young statique - - - - -	84
d/ Cohesion et l'angle de frottement interne - - - - -	94
IV.4/ Discontinuité du massif rocheux - - - - -	94
IV.4.1/ fissurité - - - - -	94
IV.4.2/ Orientation des discontinuités - - - - -	96
IV.5/ Calcul de la stabilité des talus dans la carrière de Meftah - - - - -	97
IV.5.1/ Données de base pour le calcul de la stabilité des talus - - - - -	97
IV.5.2/ Méthode de calcul du coefficient de sécurité - -	99
IV.5.3/ Détermination de la résistance au cisaillement le long de discontinuités - - - - -	103
IV.5.4/ Calcul de la hauteur critique - - - - -	105
IV.5.5/ Calcul de la largeur de la banquette - - - - -	122
IV.5.6/ Angle du talus générale optimum - - - - -	122
E. CONCLUSION - - - - -	126
E. BIBLIOGRAPHIE - - - - -	128

I - INTRODUCTION

Dans l'exploitation à ciel ouvert, on se trouve souvent confronté au problème du mouvement de terrain. Le non respect de certaines normes de sécurité au cours de l'exploitation conduit toujours à des conséquences fâcheuses qui peuvent causer des pertes humaines, matérielles et économiques.

Vu l'importance de ces normes, nous avons pris comme exemple de calcul de la stabilité, la carrière de calcaire de Meftah.

Notre objectif est d'étudier ce phénomène suivant une méthodologie de résolution en trois étapes.

la première étape de notre travail a consisté en un prélèvement d'échantillons, et en la réalisation d'essais au laboratoire, afin de déterminer les caractéristiques physico-mécaniques les plus importantes ($R_c, R_t, C, \varphi, \gamma, \dots$).

Nous avons, dans une deuxième étape, relevé l'orientation des fissures et mesuré la distance moyenne entre les fissures de manière à :

- Déterminer la direction moyenne des fissures.
- Déterminer le degré de fissuration.
- Prédire le mode de rupture possible.
- Choisir le meilleur sens d'exploitation afin d'éviter les mouvements de terrain.

Ces données de base ainsi déterminées, nous laissent supposer que le mode de rupture possible est de type circulaire, pour la carrière de Meftah.

En effet, le massif de Meftah est très fissuré, et il est composé de plus, d'un calcaire tendre à mi-dur.

Enfin, durant la troisième étape nous avons estimé le coefficient de

sécurité par la méthode de Fellenius en milieu statique en utilisant un logiciel mis au point par le Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (L.C.P.C) de Paris.

Nous avons calculé la hauteur du gradin et l'angle critique du talus, en utilisant l'abaque de Hoek. Et enfin nous avons montré l'influence des facteurs naturels et technologiques sur le comportement des talus.

A/ PARTIE THEORIQUE

CHAPITRE I

I/ Propriétés physico-mécaniques des roches

* Après l'identification pétrographique des roches, le mécanicien des roches doit passer à l'expérimentation pour déterminer les propriétés physico-mécaniques. Ces dernières englobent le poids volumique, la porosité, l'indice d'altération (void index), Indice de continuité, module de Young dynamique, résistance à la compression, etc...
Après avoir déterminé les paramètres physiques, il étudie le comportement mécaniques des roches sous différentes sollicitations, ces essais destructifs nous permettent d'avoir une conclusion sur la dureté, la qualité et la déformation de la roche.

L'objectif de ces essais réalisés par le mécanicien des roches, est de lui fournir le moyen d'établir rationnellement leurs ouvrages.

I.1/ Les paramètres physiques des roches

I.1-1/ Le poids volumique apparent:

Il est définit comme étant le rapport du poids d'échantillon rocheux (P) par unité de volume (v), il est exprimé par:

$$\gamma = P/v; \text{ kN/m}^3$$

P: poids apparent de l'échantillon

v: volume d'échantillon

γ : poids volumique d'échantillon

I.1-2/ Indice d'altération:

On prend un échantillon de roche, ce dernier est placé dans une étuve pendant 24 h à une température 105-110°C, ensuite on pèse cet échantillon à l'état sec.

Ce même échantillon est immergé dans l'eau pendant 24 heures, puis on détermine la masse d'échantillon humide (M humide).

Dans ce cas, on peut définir la masse d'eau (M eau) absorbée

durant 24 heures:

$$M_{\text{eau}} = M_{\text{humide}} - M_{\text{sec}}$$

Donc, l'indice d'altération est définie de la façon suivante:

$$i = \frac{M_{\text{EAU}}}{M_{\text{SEC}}} \times 100, \% \quad [1]$$

Cet indice nous permet de juger l'état d'altération de la roche.

I.1-3/ Porosité

Elle est définie comme étant le rapport entre le volume des vides de la roche (V_v) et le volume total (V).

$$n = V_v/V ; \% \quad [10]$$

n = porosité de la roche

V_v = volume des vides de la roche

V = volume total de la roche.

On peut également déterminer la porosité de la manière suivante:

- On prend une carotte la plus parfaite possible, sachant son diamètre et sa hauteur, on peut calculer son volume " V_T ".

$$\text{d'où } V_T = \pi d^2/4 \times h$$

h : hauteur de la carotte

d : diamètre de la carotte

La pesée de cette même carotte permet de déterminer P_s

$$\text{d'où } \gamma_d = P_s/V_T$$

γ_d = poids volumique à l'état sec

P_s = poids de la carotte à l'état sec

V_T = volume total de la carotte

Le poids volumique des grains solides γ_s est mesuré sur poudre au densimètre.

$$\text{d'où la porosité s'exprime par } n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s} \quad [10]$$

la porosité dans les roches sédimentaires varie de quelques % à plus de 10 %.

1.1-4/ Célérité des ondes acoustique et indice de continuité

La mesure de la vitesse des ondes longitudinales est considérée comme un essai indirect afin d'apprécier le degré de fissuration de la roche.

Pour mesurer la vitesse des ondes longitudinales, on utilise un appareil à ultrason qui nous permet de déterminer le temps de la traversée de la première onde longitudinale à travers la roche, d'où on peut calculer la vitesse de propagation dans le matériau par la formule suivante:

$$V_L = h/t \quad [10]$$

V_L : vitesse de l'onde longitudinale

h : hauteur de l'échantillon

t : temps de propagation

Le minimum de la mesure de t peut influer beaucoup sur la valeur de la vitesse longitudinale " V_L ".

Afin de comparer une série de mesures, il faudra soit travailler sur éprouvette sèche soit une roche saturée.

* Indice de continuité

L'indice de continuité est déterminé à partir de la comparaison des valeurs mesurées et calculées de la vitesse de propagation des ondes longitudinales.

Cet indice donne une information globale sur l'ensemble des discontinuités, pores ou fissures.

Cet indice est le rapport en pourcentage de la vitesse mesurée V_{Lm} , à la vitesse théorique V_{Lc} :

$$I_c (\%) = V_{Lm}/V_{Lc} \times 100 \quad \text{et varie de } 0 \text{ à } 100 \% [2]$$

La valeur de V_{Lc} estimée correspond à un milieu théorique, homogène sans discontinuités.

Le tableau n° 1 [10] donne des vitesses théoriques dans quelques types de roches.

Une description de la porosité et de la fissuration des roches à l'aide de l'indice de continuité a été établie [10] voir tableau n° 2.

L'indice de continuité permet également de quantifier l'état de microfissuration de la roche dans le processus d'abattage.

TABLEAU N=1: VITESSE CALCULEE (V_{lc})
DANS QUELQUES TYPES DE ROCHE

TYPES DE ROCHES	V _{lc} (m/s)
GABBROS	7000
BASALTES	6500 a 7000
CALCAIRES	6000 a 6500
CALCAIRE DOLOMITIQUE (++)	6500 a 7500
GRES ET QUARTZITE	6000
GRANITES	5500 a 6000
(++ SELON LA TENEUR EN DOLOMIE)	

TABLEAU N=02: CLASSIFICATION DE LA ROCHE SUIVANT L'INDICE
DE CONTINUITÉ

I _c (%)	QUALITE	POROSITE TOTALE		ALTERATION
		DENSITE DE FISSURATION	POROSITE VRAIE	
95 a 100	Très bonne	Nulle ou très faible	Nulle a faible	aucune ou légère altération
90 a 95	Bonne	Très légère	peu élevée	
75 - 90	Moyenne	Légère a moyenne	Moyenne	Altération le long des fractures ou, altération légère localisée
50 - 75	Mediocre	Moyenne a forte	Très élevée a élevée	Altération légère mais généralisée
50	Mauvaise	Très forte	Extrêmement élevée	Altération moyenne a forte généralisée
25	Très mauvaise	Extrêmement forte		Altération profonde généralisée

I.1.5/ Module D'Young dynamique

Le module d'Young dynamique peut être calculé par la vitesse des ondes longitudinales dans un échantillon de roche. Le module d'YOUNG dynamique est donné d'après la formule suivante :

$$E_d = \rho \cdot V_l^2$$

V_l : vitesse de l'onde longitudinale

ρ : densité de la roche

De la même manière ,le module de cisaillement est défini comme le rapport entre la contrainte de cisaillement et la déformation de cisaillement. Il peut être également déterminé par la vitesse des ondes transversales

$$\text{d'ou : } G_d = \rho \cdot V_t^2$$

G_d : Module de cisaillement dynamique

V_t : Vitesse de l'onde transeversale

En outre , le coefficient de Poisson peut être déterminé à partir de E_d et G_d

$$\nu = (E_d / 2.G_d) - 1 \quad [1]$$

ν : coefficient de POISSON dynamique

I.2.1/ Résistance mécanique des roches

I.2.1/ Définition de la rupture

Tout accroissement post-maximum des déformations des massifs rocheux constitue une rupture au sens large. Ces ruptures peuvent être obtenues en laboratoire sous des sollicitations mécaniques.

1.2.2/ Essai de compression simple

Depuis que les recherches ont commencé l'étude du comportement de la roche les essais de compression sur des échantillons de roches sont les plus utilisés par les ingénieurs et les géologues. Les essais de compressions simples nous donne une explication incomplète sur le comportement de la roche in-situ; d'où la nécessité d'exécuter des essais triaxiaux qui sont bien reconnus. Un autre aspect du problème faisant l'objet d'une recherche considérable est l'influence de la pression intersticielle du fluide sur la résistance de la roche.

L'essai de compression simple peut être exécuté sur des échantillons de roches cylindriques, prismatiques et même irrégulières.

Pour les échantillons de roches régulières cylindriques, le diamètre sera 2,5cm; 5cm ou 7cm [1] et l'élanacement est de 2 à 2,5 [10] avec ces deux faces planes, lisses et parallèles obtenus après sciage et polissage (voir fig-1)

La résistance à la compression R_c est donc le rapport de la charge maximale sur la surface d'application de cette dernière:

$$R_c = F/s \quad ; \text{ Kg/cm}^2.$$

F = Charge maximale (Kg)

S = Section de l'échantillon (cm^2).

Lors de l'essai à la compression simple, la roche chargée passe par 4 phases principales pour aboutir enfin à la rupture [4] (fig 2).

1°) Dans cette première étape de decohésion, les discontinuités de la roche s'ouvrent et les fissures parallèles à la direction des efforts de compressions se multiplient.

2°) Après la résistance de la roche à l'apparition des ouvertures des fissures, la rupture progresse dans une étape

plastique qui est caractérisée par des ruptures inclinées de 30 à 50 degrés sur la direction des efforts.

3°) Si le désordre persiste, on assiste au développement d'une fissuration partant des surfaces de ruptures produites par les remaniements plastiques.

Cette fissuration se présente sous forme de multiples ramifications.

4°) Quand les potentielles de résistances de la roche sont complètement épuisées, il va se produire un effondrement de l'éprouvette de roche.

Remarque:

Il existe de facteurs qui influent sur la résistance à la compression.

- La porosité
- La température
- Degré d'altération
- La teneur en eau.

I.2-3) La résistance à la traction

L'essai à la traction le plus fréquenté utilisé est l'essai brésilien (essai à la traction indirecte). On prend une éprouvette cylindrique de diamètre $d = 4$ à 5 cm et la longueur de l'éprouvette, est sensiblement égale au diamètre de l'éprouvette, l'éprouvette est placée entre les deux plateaux de la presse puis elle est chargée.

Au cours de l'essai, la fracture d'extension apparaît au centre de l'éprouvette où les contraintes de traction sont les plus importantes et elle se propage jusqu'aux bordures du plan diamétral (fig.3).

La résistance à la traction est égale à:

$$R_t = \frac{F_{max}}{\Pi.R.l} \quad [3]$$

ou F_{max} : charge maximale à la rupture

R : rayon de l'éprouvette cylindrique

l : longueur de l'éprouvette

Au centre du cylindre, la compression est égale à $3Rt$

I.2-4) Comportement contrainte - déformation en compression

I.2-4-1) Modules de déformations:

Pendant l'essai à la compression simple, on mesure les déformations longitudinaux et transversales, soit avec des jauges, soit à l'aide des comparateurs. Les mesures de déformations à l'aide des jauges sont plus précises, mais le collage des jauges dans l'éprouvette sont délicats et leurs prix de revient sont élevés, car ils sont détruits après chaque essai. Quant à la mesure des déformations par l'intermédiaire des comparateurs est moins ponctuelles par rapport aux jauges, car à la rupture, la lecture dans les comparateurs est presque impossible.

On place trois comparateurs verticalement sur l'anneau en aluminium et leurs tiges touchent le plateau de la presse qui en contact avec l'éprouvette cylindrique, et deux autres comparateurs placés et serrés dans l'anneau sont horizontaux et leurs tiges touchent l'éprouvette.

Au cours de l'essai, on mesure les déformations longitudinales et transversales.

$$\epsilon_l = \Delta l / l_0 \quad \text{et} \quad \epsilon_t = \Delta d / d_0$$

Δl = Déplacement longitudinal de l'éprouvette

l_0 = Longueur initiale de l'éprouvette

Δd = Déplacement transversal de l'éprouvette

d_0 = Diamètre de l'éprouvette

a) Module d'Young statique

Pendant l'essai de la résistance à la compression simple, on enregistre des charges et en même temps des déplacements correspondants.

De ce fait, on pourra tracer la courbe effort (contrainte)-déformation (voir fig. 4)

Le module de Young statique est définie dans une portion de la courbe donc :

$$E = \operatorname{tg} \alpha = (0,75 R_e - 0,1R_c) / (\epsilon_{0,75} - \epsilon_{0,1}) \quad [24]$$

b) Coefficient de Poisson statique

Après avoir mesuré les déformations longitudinales et transversales (ϵ_l et ϵ_t); on peut définir le coefficient de Poisson qui est le rapport entre les déformations transversales et les déformations longitudinales (fig. 5)

$$\nu = \epsilon_t / \epsilon_l = (\Delta d / d_0) / (\Delta l / l_0)$$

I.1/ Essai triaxial

Dans la nature une roche est soumise à un état de contrainte triaxial et son comportement dépend des valeurs de δ_1 , δ_2 et δ_3 .

La résistance des roches augmente avec le confinement.

L'allure des courbes contraintes-déformations progressent avec la pression latérale. La rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement est devenue difficile vu la présence de pression de confinement δ_3 , c'est ainsi qu'on peut passer d'une rupture fragile en absence δ_3 , à des comportements ductiles avec adoucissement, sous écrouissage et avec durcissement dans l'ordre croissant de la valeur de δ_3 (fig.6).

- Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne suivant le critère de Mohr-Coulomb

Dans l'essai triaxial avec les différents niveaux de la pression de confinement on place le cercle de compression simple et le cercle correspondant à l'essai brésilien de cette manière, on peut trouver la cohésion, et l'angle de frottement interne en fonction de la résistance à la traction et la

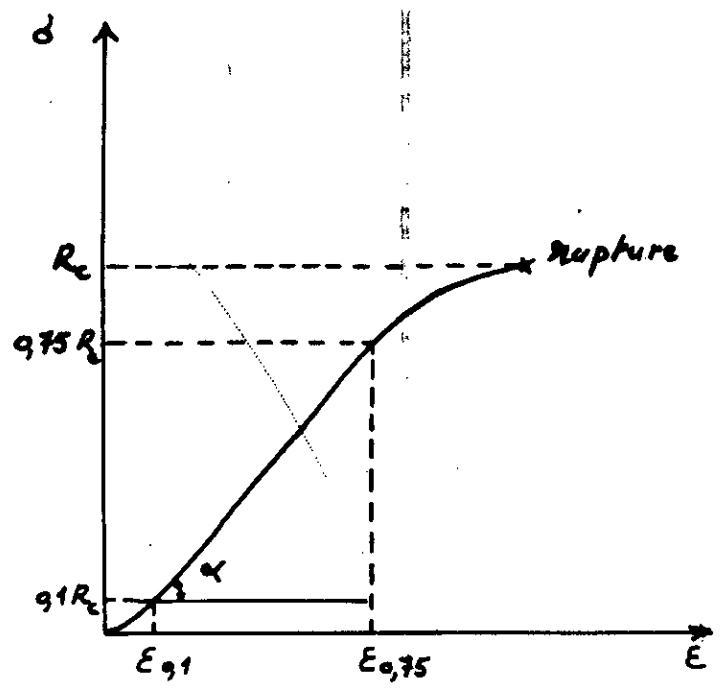


Fig.4 - Courbe contrainte - deformation

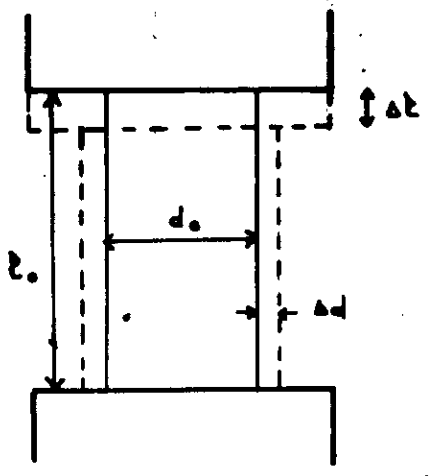
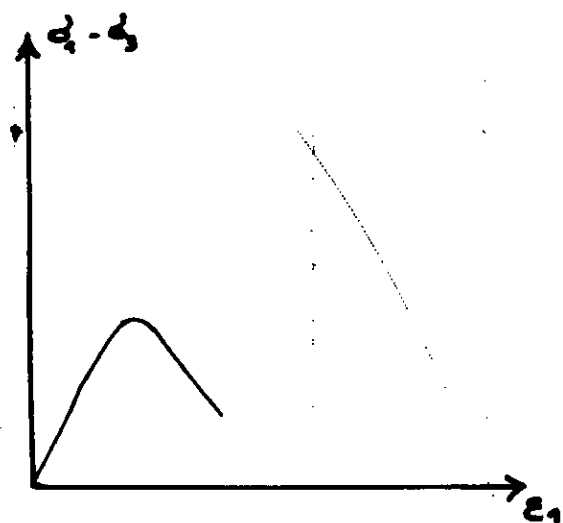
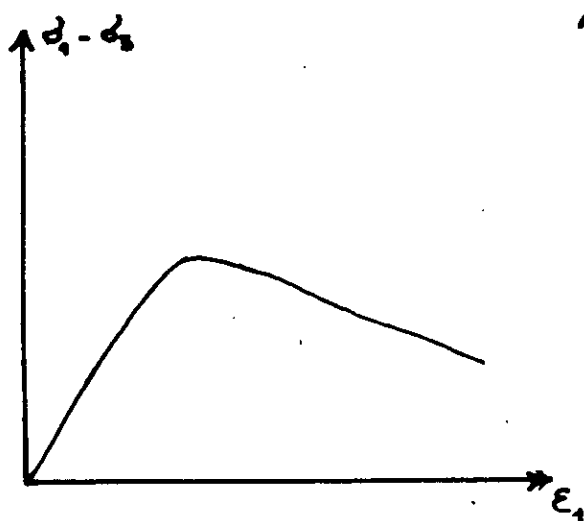


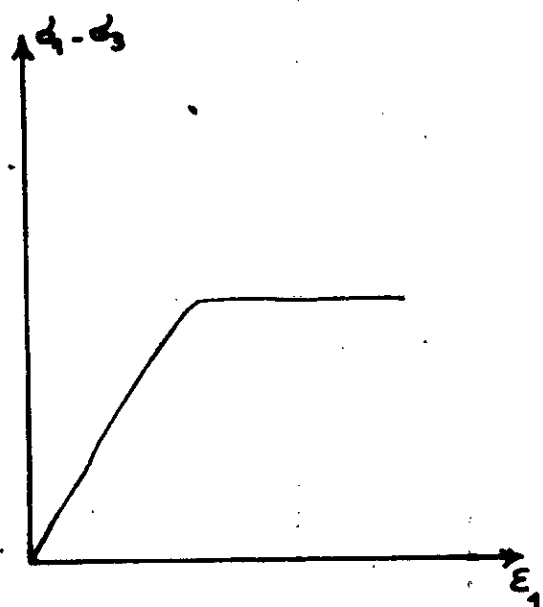
Fig.5. Deformation de l'éprouvette lors de l'essai à la compression



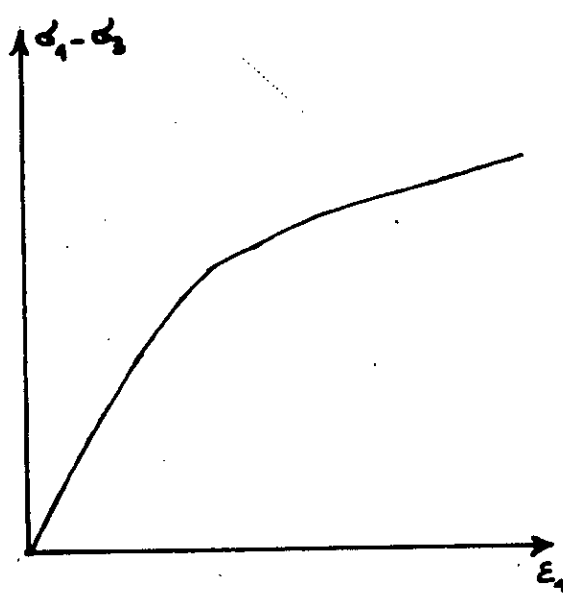
Comportement fragile



Comportement ductile avec adoucissement



Comportement ductile sans ecrouissage



Comportement ductile avec durcissement

Fig. 6. Passage du comportement fragile au comportement ductile avec durcissement

résistance à la compression (Fig.7).

Soit le triangle ABC, si on cherche $\sin \Psi$ dans ce même triangle nous aurons donc:

$$\sin \Psi = BC / (AF + FB)$$

$$BC = 2R_t$$

$$FB = R_t$$

$$AF = X$$

$$\text{De même on peut écrire que } \sin \Psi = 2R_t / X + 2R_t \quad (1)$$

et soit le triangle ADE, de la même façon on cherche $\sin \Psi$ dans ce triangle:

$$\sin \Psi = ED / AD = ED / (AO + OD)$$

$$\sin \Psi = (R_c / 2) / (X + R_t + R_c / 2) \quad (2)$$

D'après les équations (1) et (2) on peut déterminer la valeur de X:

$$(1) = (2) \implies 2R_t / (X + 2R_t) = (R_c / 2) / (X + R_t + R_c / 2)$$

$$\text{donc : } x = 2 R_t^2 / (R_c / 2 - 2R_t)$$

En remplaçant X dans l'équation (1); nous obtiendrons:

$$\sin \Psi = (R_c - 4R_t) / (R_c - 2R_t)$$

L'angle de frottement interne Ψ sera égal à:

$$\Psi = \arcsin (R_c - 4R_t) / (R_c - 2R_t)$$

chercher la cohésion, on doit trouver $\text{tg } \Psi$ dans le triangle AOK et nous aurons:

$$\text{soit } OK = C$$

$$\text{tg } \Psi = OK / (AF + F_o) = C / (X + R_t)$$

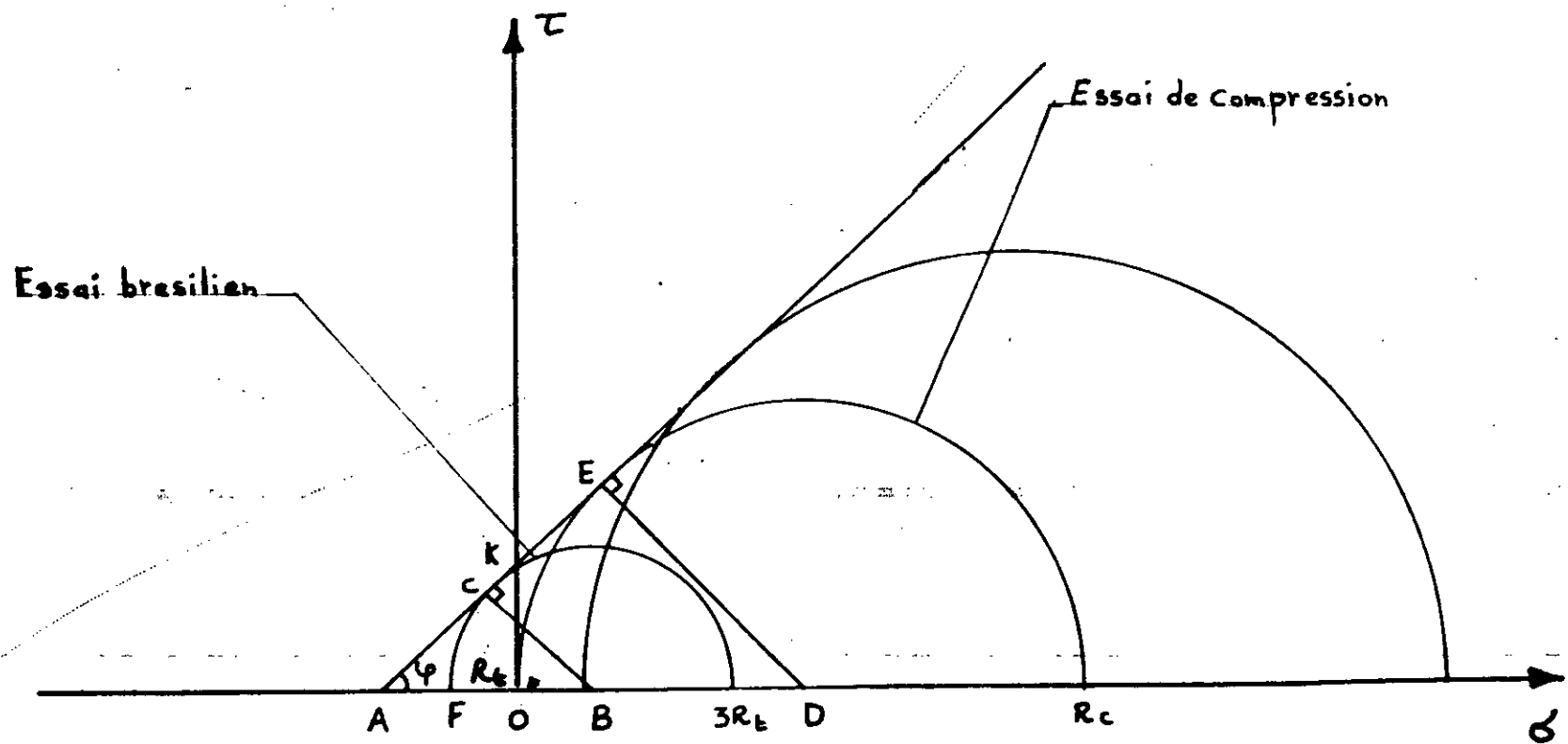
$$\implies C = (X + R_t) \text{tg } \Psi$$

$$= ([4R_t^2 / (R_c - 4R_t)] + R_t) \sin \Psi / \sqrt{1 - \sin^2 \Psi}$$

$$C = \frac{([4 R_t^2 / (R_c - 4R_t)] + R_t) (R_c - 4R_t) / (R_c - 2R_t)}{\sqrt{1 - (R_c - 4R_t)^2 / (R_c - 2R_t)^2}}$$

$$C = (4R_t^2 + R_c \cdot R_t - 4R_t^2) / \sqrt{(-12R_t^2 + 4R_c R_t)}$$

$$\text{Enfin la cohésion sera donc égale à } C = (R_c \cdot R_t) / (2\sqrt{R_c \cdot R_t - 3R_t^2})$$



- Détermination de la cohésion et de l'angle de frottement interne

1.4/ Résistance au cisaillement avec la compression

Ce type d'essai est réalisé avec l'appareil (fig.8); cette dernière est placée dans la presse. Les échantillons peuvent être cisailés avec l'angle de 30° à 60° par rapport à la charge et on peut changer la matrice avec les différents angles: 30°, 45° et 60°. L'emplacement des différents coins va permettre d'incliner la matrice tous les 5 degrés.

Si l'angle α dépasse 60 degrés, l'essai de cisaillement n'est pas réalisé.

Dans cet essai, on peut utiliser les échantillons cylindriques dont le diamètre (d) est égal à la longueur (l) $l = d = 4,7\text{cm}$ de même on peut utiliser les échantillons cubique, soit irréguliers.

G.I.I Agodkin; A.N.T Chekanov et I.A.Terpigoriev, par analogie avec les essais de glissement avec compression de forme régulière, ont mis au point une méthode analogue pour les échantillons de forme irrégulière. Il ont proposé de couler du béton autour des échantillons irréguliers.

La charge P est décomposée en deux forces, suivant l'inclinaison du plan de cisaillement, en force tangentielle (T) et en force normale (N) d'où:

$$N = P \sin \alpha$$

$$T = P \cos \alpha$$

Les grandeurs de la contrainte normale (δ) et de la contrainte tangentielle (τ) est définie d'après les formules suivantes:

$$\delta = N/S = P \sin \alpha / S. [25]$$

$$\tau = T/S = P \cos \alpha / S. [25]$$

1.4-1) Caractéristiques mécaniques des discontinuités

Pour comprendre les mécanismes du cisaillement qui agit dans le plan des discontinuités des massifs rocheux, on effectue fréquemment en laboratoire des essais de cisaillement des

discontinuités des roches.

Facteur influençant la résistance au cisaillement le long des discontinuités

Les différents paramètres qui vont être cités ci-après ont une influence variable suivant les cas précis, dans ce cas, pour faire une analyse des mécanismes qui pourront se faire in-situ, il faut reconstituer le même modèle à l'échelle du laboratoire, afin d'expliquer les différents mécanismes qui se font à l'état naturel.

- Propriétés géométriques des surfaces en contact.

* Rugosité

* Irrégularités

- Nature des épontes et lents degrés d'altérations.

- Epaisseur et nature du matériau de remplissage.

L'ordre de grandeur des contraintes normales prééxistantes.

Teneur en eau du matériau de remplissage.

- Vitesse de cisaillement.

a/ Cisaillement d'une discontinuité plane idéale:

Soit une discontinuité idéalement plane sans cohésion ni aspérités soumise à une charge normale N constante et à un effort tangentiel T croissant (fig 9).

Si on note l'effort T et le déplacement Δl dans le sens parallèle à T on peut tracer une courbe τ en fonction de Δl . On remarque que l'effort de cisaillement augmente rapidement au début de l'essai .

Le matériau se comporte comme s'il n'avait pas de fissure. Au-delà, la rupture apparaît et le glissement se poursuit pour un effort de cisaillement constant (fig.9).

Si on fait plusieurs essais avec des valeurs croissantes de l'effort normal, on peut donc tracer la courbe de cisaillement qui obéit à la loi de Coulomb: $\tau = \sigma_n \operatorname{tg} \phi$ (fig.9) [8]

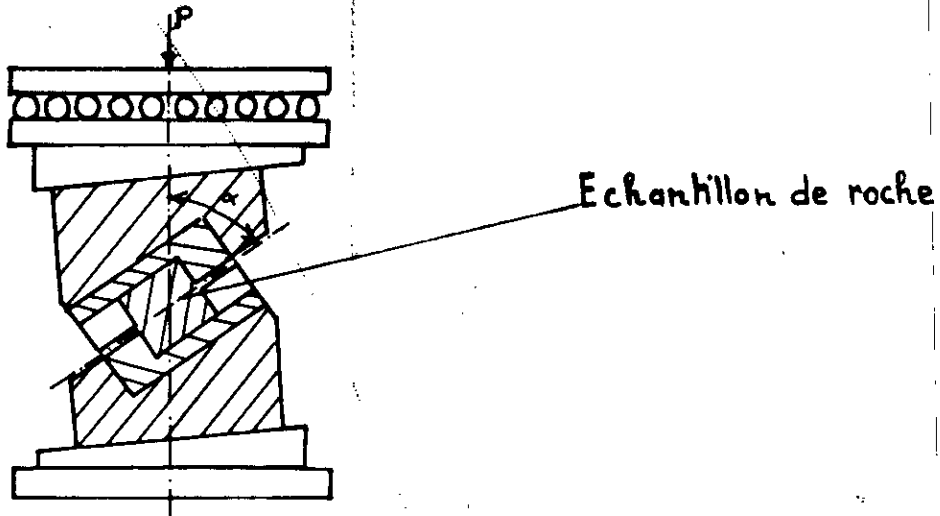


Fig. 8. Essai de cisaillement avec compression

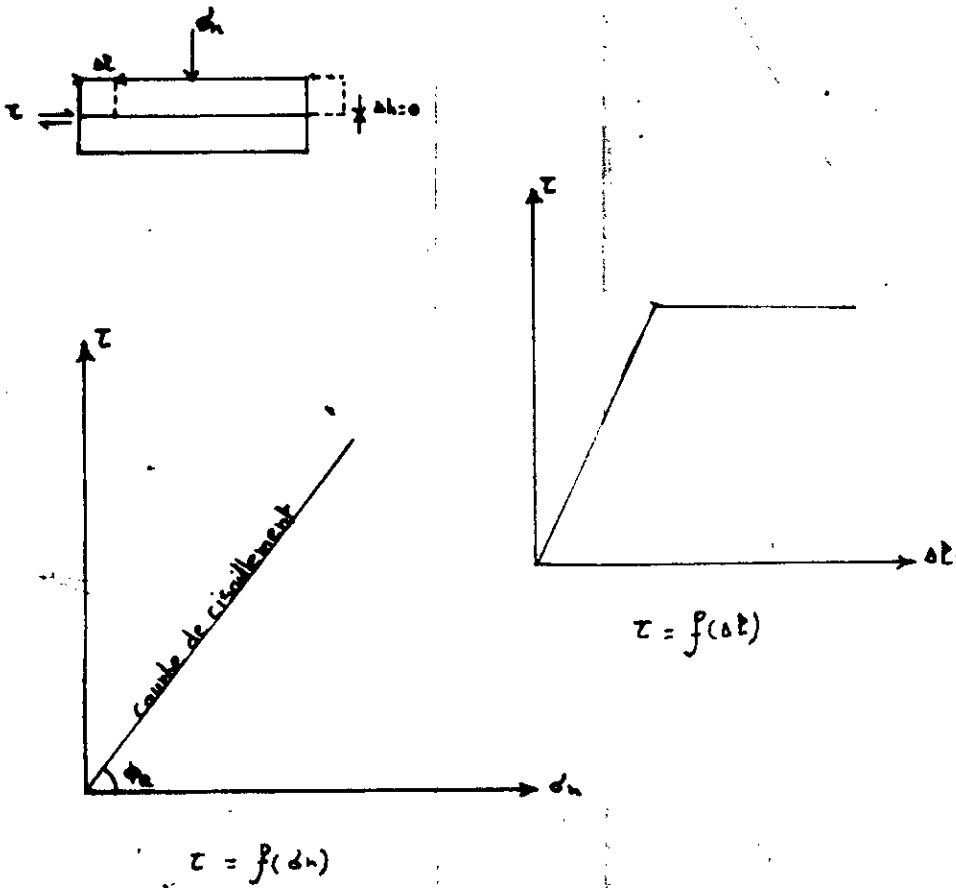


Fig. 9. Cisaillement d'une discontinuité plane

ϕ_r : angle de frottement résiduels et qui dépend de la nature de la roche (propriétés mécaniques) et de la rugosité des épontes de la fissure.

b/ Cisaillement d'une discontinuité à indentations régulières

Soit une discontinuité à indentations régulières et symétriques faisant un angle α avec le plan moyen (horizontal) de la discontinuité sur laquelle on exerce un effort normal N et un effort tangentiel T (fig.10).

Pour des faibles valeurs de l'effort N , le mouvement de glissement va se faire sur un versant des indentations.

Le critère de rupture s'écrit donc:

$$Z = d \operatorname{tg} (\phi_g + \alpha)$$

ϕ_g = angle de frottement de glissement.

Il s'ensuit une rupture des dents, pour un valeur de Z égale à la résistance du pic. Après la rupture des dents, la résistance décroît (fig. 10).

Pour de grands effort normaux, il va y avoir un cisaillement des aspérités qui donneront naissance à une cohésion apparente "Ca" qui est due à l'effet des irrégularités de la surface.

dans ce cas le critère de rupture s'écrit:

$$Z = Ca + d \operatorname{tg} \phi_r \quad [10]$$

ϕ_r = angle de frottement résiduel

Ca = cohésion apparente.

c/ Cisaillement de discontinuités naturelles à surface irrégulières

Une discontinuité naturelle comporte généralement de nombreuses aspérités irrégulières avec des angles d'inclinaison variable par rapport à son plan moyen.

Les aspérités pointues ont une base très étroite, de ce fait, elles seront cisailées pour des contraintes normales grandes, tandis que pour des contraintes faibles, les aspérités qui ont

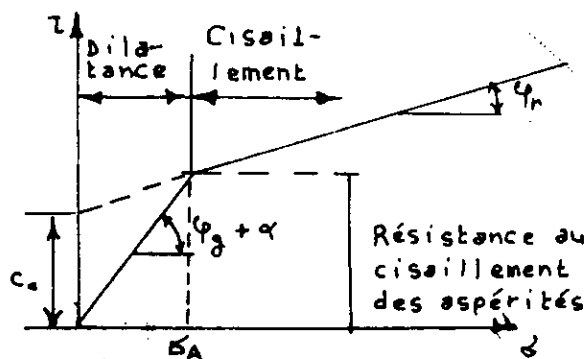
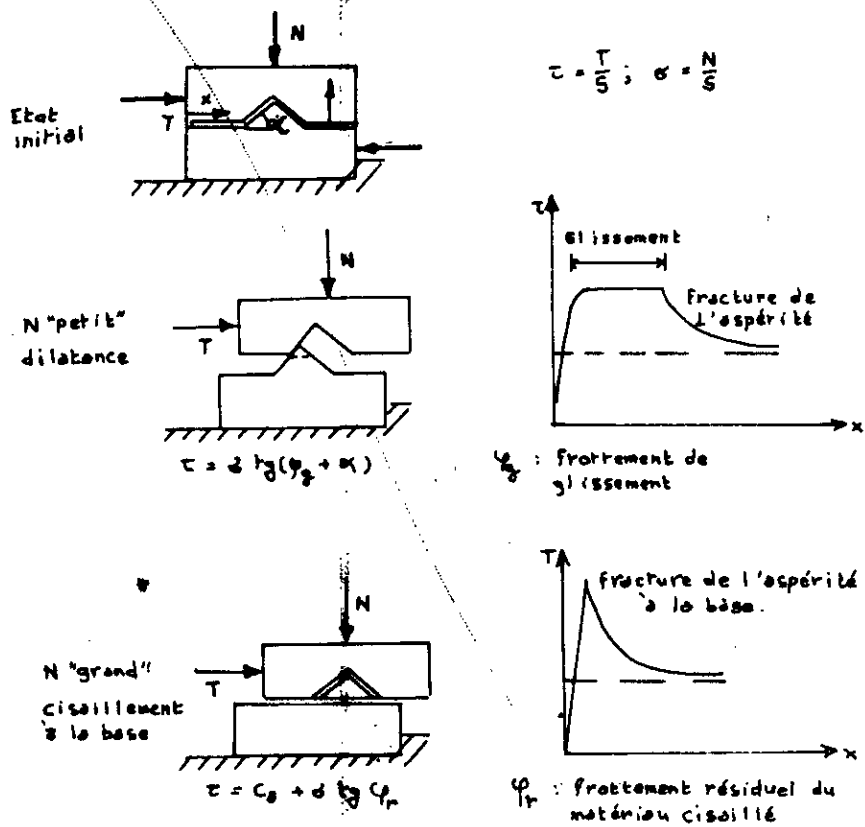


Fig. 10. Cisaillement d'une discontinuité à indentation régulière

une base large seront les premières à cisailer (fig.11). Une loi empirique a été établie par les deux auteurs N.Barton et V.Choubey, l'équation est basée sur trois indices de paramètres.

- Coefficient de rugosité du joint. (JRC)
- Résistance de la paroi à la compression (JCS)
- L'angle de frottement résiduel.

Toutes ces valeurs peuvent être mesurées au laboratoire, comme elles peuvent l'être in-situ.

Le facteur le plus important qui affecte la résistance au cisaillement est l'ordre de grandeur qui agit le long de la discontinuité (σ_n). La valeur de la contrainte maximale est de l'ordre de 1 à 20 kg/cm² pour les discontinuités considérées comme critique pour la stabilité des talus (Barton)[23].

D'après les deux auteurs (Hoek, 1971; Barton 1972). La contrainte normale maximum qui agit sur la discontinuité localisée verticalement (fig.12) au-dessous de la crête peut être estimée d'après la formule suivante:

$$\sigma_n = \gamma \cdot H (\cotg \beta - \cotg \alpha) \sin \beta \cos \beta \quad [23]$$

* Equation empirique de la résistance au cisaillement

L'équation empirique établie par Barton (1973) peut être utilisée pour trois raisons:

- ajustement de la courbe des données expérimentales de la résistance au cisaillement du pic.
- extrapolation des données expérimentales de la résistance au cisaillement du pic.
- prédiction de la résistance au cisaillement du pic.

La relation empirique établie par Barton s'écrit de la manière suivante:

$$\tau = \sigma_n \operatorname{tg} [\text{JRC} \log_{10} (\text{JCS} / \sigma_n) + \phi_b] \quad [22]$$

ou τ = résistance au cisaillement du pic

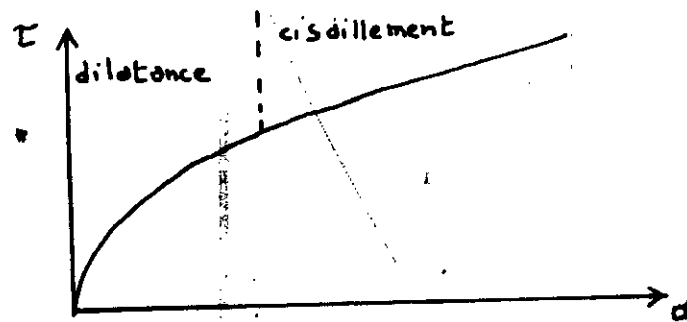


Fig. 11. Cisaillement de discontinuités irrégulières.

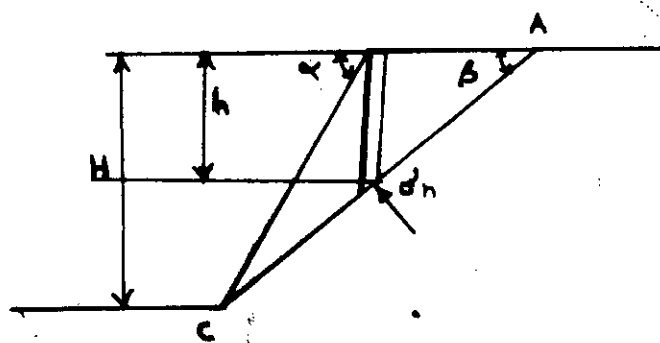


Fig. 12. Détermination de la contrainte normale (σ)

σ_n = contrainte normale

JRC = coefficient de rugosite de la discontinuité

JCS = résistance de la paroi à la compression

ϕ_b = angle de frottement résiduel obtenu sur la surface du plan de la roche non altérée.

Les familles d'enveloppes de la résistance du pic sont représentées dans la figure 13, chaque courbe est numérotée à l'aide de la valeur de JCS correspondante (en MN/m²). Les profils de rugosité donnent une indication pour l'appréciation approximative des valeurs JRC 20, 10 et 5. Dans le cas où les discontinuités sont lisses et planes, la valeur de JRC = 0.

Pour évaluer la valeur de JCS, on utilise le plus souvent le marteau de Schmidt de type L qui fournit une solution idéale. L'essai au marteau de Schmidt mesure la distance de rebondissement d'un ressort chargé après l'impact avec la paroi de la roche. Parce que le rétablissement élastique de la surface de la roche dépend de la dureté de la surface. Une corrélation a été établie par Miller (1965) entre le nombre de rebondissement (R) et la résistance à la compression simple (Rc).

$$\text{Log}_{10} (R_c) = 0,00088 \cdot \gamma \cdot R + 1,01 \quad [22]$$

Où R_c = résistance à la compression simple de la surface (MN/m²).

γ = poids volumique sec de la roche (KN/m³)

R = nombre de rebondissement.

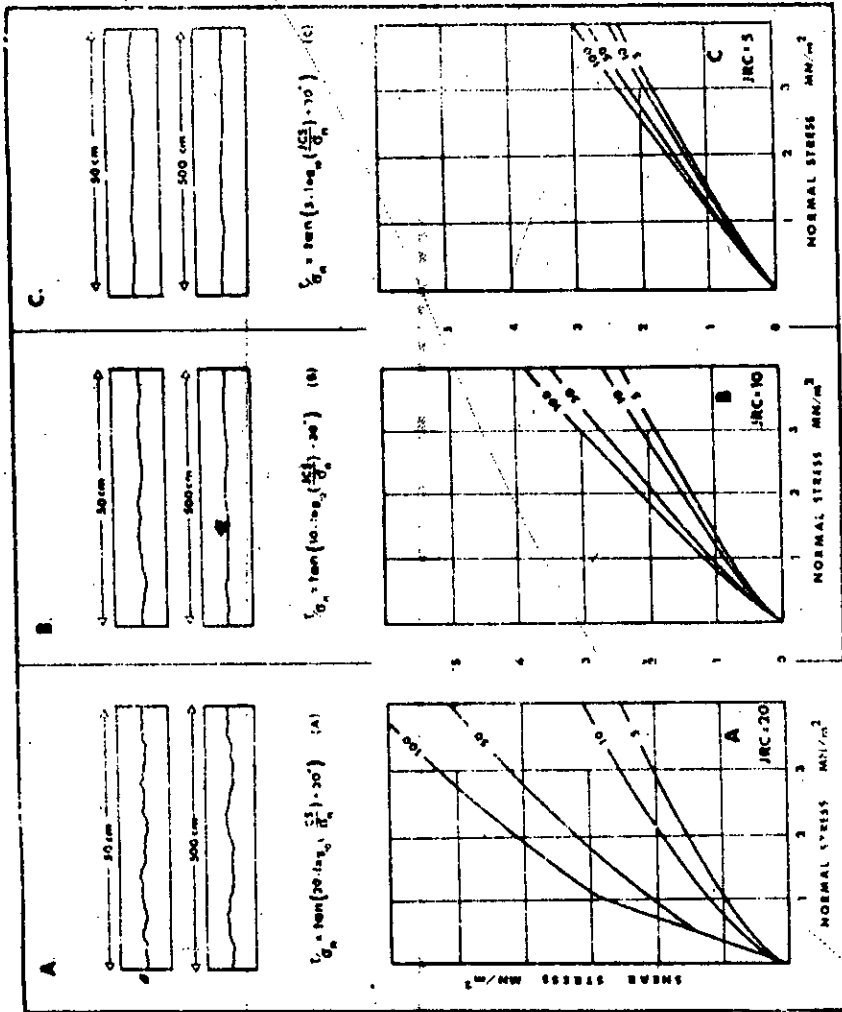


Fig. 13. Les courbes de frottement représentées graphiquement. Chaque courbe est numérotée à l'aide de la valeur JRC correspondante (nombres de $M.N./m^2$). Les profils de rugosité donnent une idée plus précise par l'approximation approximative des valeurs JRC 20, 10 et 5. Les états complètement lisses ont une valeur $JRC = 0$.

CHAPITRE II

II/ Les essais in-situ dans les roches

II.1/ Détermination de la résistance au cisaillement in-situ

La réalisation des essais de cisaillement in-situ peut se faire par plusieurs méthodes:

- Cisaillement avec compression nommé "cisaillement direct"
- Cisaillement sans compression
- Cisaillement avec torsion.

Ce type d'essai est destiné à résoudre les problèmes géotechniques dans les mines à ciel-ouvert où il se fait dans les tranchées ou dans les excavations superficielles.

Les figures 14 et 15 montrent différents types de cisaillement qu'ils peuvent être réalisés suivant le problème qu'on recherche à résoudre.

Dans le cas 1, 2 et 4, la charge normale peut être réglée par le biais des vérins tandis que dans le cas 3 (voir fig. 14), la charge est régie par le poids propre du massif rocheux sur lequel on exerce un effort tangentiel lors de l'essai de cisaillement.

Dans la figure 14 cas 5, ce type d'essai est réalisé tout juste à la surface du terrain, dont la charge normale est négligeable.

Dans la fig. 15.1, on dégagera un cube de roche. Un vérin est placé au-dessus du bloc dégagé et parallèlement aux plans de discontinuité et un autre vérin est placé latéralement incliné d'un angle α .

Dans ce cas, le vérin supérieur exerce une force P et le vérin latéral une force F , les forces qui seront mis en jeu sur le plan de cisaillement sont:

- Effort normal: $N = P + F \sin \alpha$ [18]

- Effort tangentiel: $T = F \cos \alpha$ [18]

Un comparateur solidaire permet de mesurer les déplacements

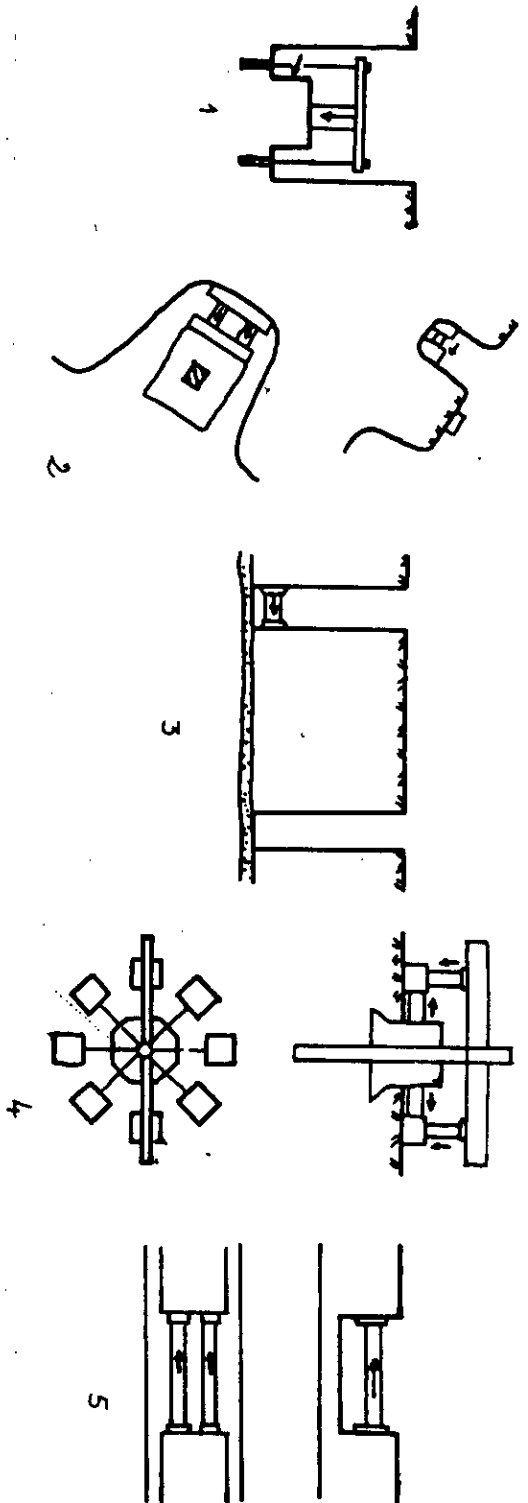


Fig. 14. Essai de cisaillement dans les mines à ciel ouvert

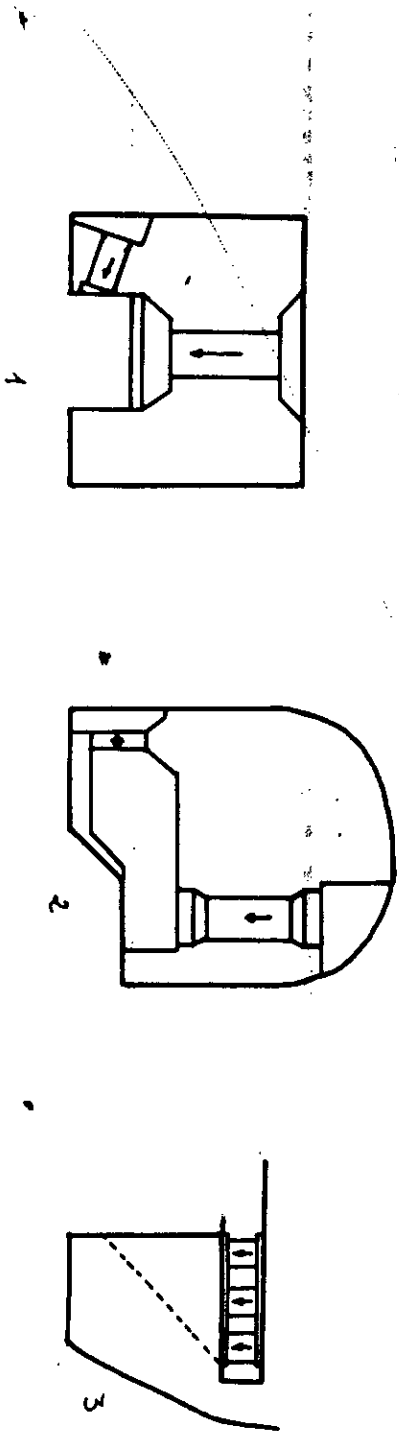


Fig. 15. Essai de cisaillement dans les ouvrages souterrains

parallèles au plan de discontinuités, on exerce la charge P pendant 600 s, puis on exerce l'effort de cisaillement par paliers qui dure environ 20 minutes et simultanément on mesure les déformations horizontales et verticales, ce qui permettra de tracer la courbe intrinsèque, on augmentera ensuite l'effort normal et on procédera de la même façon l'essai prochain.

Ce type d'essai se fait au minimum sur quatre blocs rocheux, d'où son coût est très cher.

II.2/ Log géotechnique

L'étude géotechnique d'un problème doit débiter par une identification mécanique et hydraulique des terrains et aboutir ensuite à une classification des formations rencontrées.

- Classification des formations rencontrées.

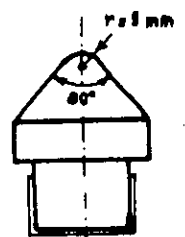
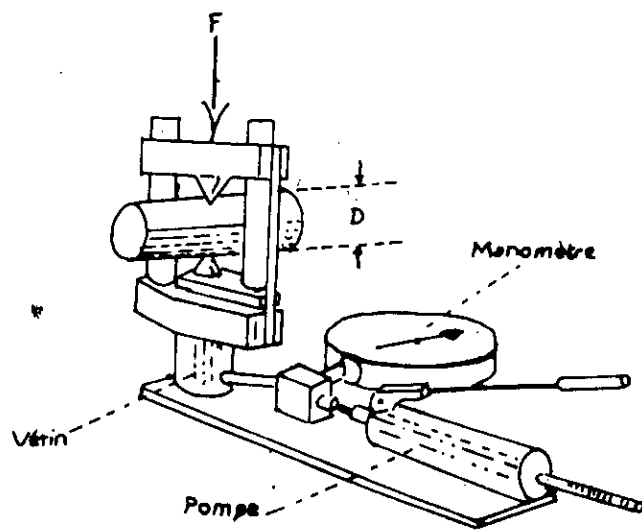
Chaque sondage, quel que soit son objectif, devrait conduire à l'établissement de "log géotechnique complet" qui donnent les informations suivantes:

- a/ La lithologie
- b/ La résistance mécanique
- c/ La fracturation.

Le but de l'établissement des logs géotechniques de sondage, c'est de donner une classification géotechnique des massifs rocheux rencontrés et une étude du laboratoire est donc suivie pour déterminer les propriétés intrinsèques des roches pour l'élaboration de certains projets (analyse de stabilité, dimensionnement des structures, etc...).

II.2.1/ Indice de résistance

Un indice de résistance est donné par la résistance à la traction indirecte, noté I_t , mesuré pendant l'essai de fendage entre pointes. Ce type d'essai est réalisé in-situ à l'aide d'une presse portative, on détermine la résistance par l'essai brésilien entre 2 pointes (voir fig.16).



. Angle de la pointe

Fig.16. Essai de Franklin

L'indice de résistance à la traction I_t déterminé suite à l'essai entre deux pointes est donné par l'expression suivante:

$$I_t = F/s$$

F = Force de rupture

s = Surface de rupture.

Pour cet essai, il est possible de réaliser sur des échantillons cylindriques ou de forme irrégulière.

Avec cette même presse portative, on peut déterminer la résistance à la compression (R_c) et la résistance à la traction (R_t), il suffit de remplacer les pointes de la presse par deux plateaux.

Il existe une corrélation entre la résistance à la compression et l'indice de résistance, elle est donnée par la relation suivante:

$$R_c = K \cdot I_t; [11]$$

k = Coefficient de proportionnalité: k = 8 à 16.

Une presse portative, transportable sur le chantier de forage est un outil important, elle permet d'obtenir la résistance à la compression in-situ avant que l'échantillon ne soit altéré, c'est une opération qui est peu coûteuse et elle demande quelque seconde pour réaliser un essai.

II.2.2/ Indice de fracturation

La fracturation d'un massif reconnu par sondages carottés peut se caractériser de différentes manières, selon l'importance des moyens engagés dans la reconnaissance. Le sondage se traduit par la récupération des carottes, stockées ensuite dans des caisses avec indication de la profondeur.

Une telle opération renseigne le géotechnicien sur l'intensité de la fracturation, voir la nature des formations traversées.

La densité de fracturation constitue un paramètre facilement

accessible au moyen de sondages, il suffit pour cela d'observer les caisses de carottes.

Densité de fracturation

La densité de la fracturation d'un massif reconnu par sondage est caractérisée par deux taux de carottage:

1°/ Le taux de carottage (t_c), défini par le pourcentage en longueurs de toutes les carottes obtenues, il a pour expression

$$t_c (\%) = \frac{\sum \text{longueur des carottes}}{\text{longueur de la passe de sondage}}$$

2°/ Le taux de carottage modifié défini par l'Américain Don Deere et désigné par R.Q.D (Rock Quality Désignation).

Le R.Q.D donne le pourcentage des carottes de longueur supérieure à 10 cm. Son expression est donc:

$$R.Q.D (\%) = 100 \times \frac{\sum \text{longueur des carottes} > 10\text{cm}}{\text{longueur de la passe de soudage}}$$

Une classification a été donnée par Don Deere, il est permis de donner la qualité de la roche en fonction de la valeur du R.Q.D (voir tableau 3).

TABLEAU N3 : CLASSIFICATION DE DON-DEERE

CLASSIFICATION DE DON-DEERE	
R.Q.D ; %	QUALITE
100	EXCELENT
90	BON
75	MOYEN
50	MAUVAIS
25	TRES MAUVAIS

Le R.Q.D paramètre simple, de détermination rapide, donc très utile dans la pratique.

II.3/ Module de Young dynamique des massifs rocheux

Un signal sonore étant mis en un point du massif rocheux à explorer, on enregistre le temps de propagation de la vibration jusqu'aux points de réception.

Lors de l'ébranlement, il y a deux types d'ondes qui se propagent:

- L'onde longitudinale (ou de compression):

La vibration des particules de matière est parallèle au sens de propagation de l'onde et sa vitesse est donc: V_l .

- L'onde transversale (ou de cisaillement): La vibration des particules de matière est perpendiculaire au sens de propagation de l'onde avec une vitesse " V_t ".

Il existe une relation entre les vitesses et modules, soit:

V_l = Vitesse d'onde longitudinale

V_t = Vitesse d'onde transversale

E = Module de Young dynamique

ν = Coefficient de Poisson dynamique

γ = Poids spécifique apparent de la roche

g = Accélération de la pesanteur.

Les deux relations sont:

$$V_l = \sqrt{\left[\frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \right] \cdot E.g/\gamma} \quad [3]$$

$$V_t = \sqrt{\left[\frac{1}{2(1 + \nu)} \right] \cdot E.g/\gamma} \quad [3]$$

Toutes les expériences effectuées montrent que le module de Young statique, qu'il soit mesuré sur éprouvette à la presse, ou "in-situ", est toujours inférieur au module de Young dynamique.

III/ Stabilité des talus rocheux

La stabilité des talus rocheux est imposé dans la plupart des cas par les conditions hydrogéologiques et par les discontinuités structurales (fissures, failles, stratification, etc...).

L'étude du problème de la stabilité des talus rocheux est difficile à traiter de nos jours car elle dépend de plusieurs paramètres:

- Continuité de systèmes de discontinuités.
- Orientation et densité des discontinuités.
- Niveau de contraintes naturelles dans le massif rocheux.
- Caractéristiques mécaniques le long des discontinuités des massifs rocheux.

Ces paramètres sont difficiles à mesurer, surtout le troisième et le quatrième paramètre.

Les types de ruptures sont complexes et il faut les mettre sous forme de schéma simplifié. Plusieurs auteurs ont établi des modèles mathématiques propres à chaque type de rupture, mais hélas, ces dernières décrivent précisément ces phénomènes n'existant pas encore.

Les problèmes de stabilité des talus rocheux sont fréquemment rencontrés dans le domaine de génie minier.

Dans les mines à ciel ouvert, l'étude de la stabilité des talus pourra se faire dans la phase du projet ou pendant l'exploitation.

CHAPITRE III

III.1/ Méthode d'étude de la stabilité des fosses minières

L'intervention de la géotechnique minière peut intervenir dans différentes phases de l'exploitation minière à ciel ouvert, au stade du projet ou au cours de l'exploitation. Elle se base principalement sur 3 aspects:

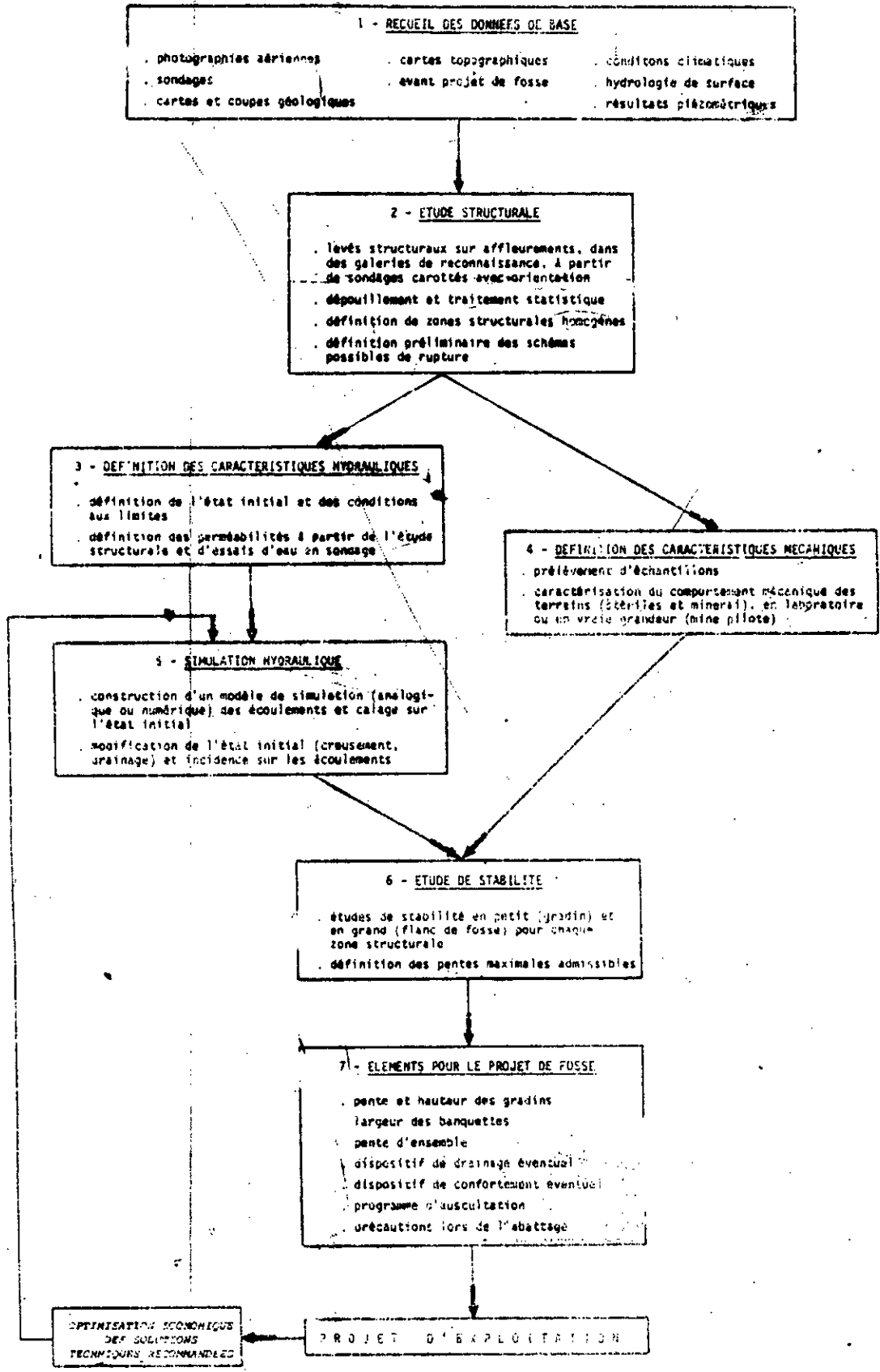
- 1°/ La stabilité des talus
- 2°/ Le drainage de la fosse
- 3°/ L'abattage des roches

A cet effet, une démarche est utilisée par le B.R.G.M dans le cas des mines à ciel ouvert est schématisée dans le tableau N° 4, afin de résoudre le problème de la stabilité des talus.

III.1.1/ Etude préliminaire

Les études préliminaires consistent principalement, en une recherche des documents géologiques (photographies aériennes, sondages, cartes et coupes géologiques, affleurements, tranchées), dont l'objectif est de déterminer les principales directions des discontinuités (failles, fractures, diaclases, schistosité), et une analyse géotechnique qui comprend la détermination des paramètres mécaniques des matériaux et des discontinuités.

On arrive donc à la détermination des problèmes qui seront rencontrés et qui nécessiteront une étude approfondie dont le but de choisir en premier les paramètres géométriques de la carrière.



TABEAU n° 4

Schéma d'étude de stabilité des fosses minières

III.1.2/ Etude du projet

Cette étude sera approfondie, et elle vient directement après l'étude préliminaire.

Elle comporte les étapes suivantes:

* Etude structurale

Cette phase concerne des levés structuraux sur affleurements, dans des galeries reconnaissances, à partir de sondages, ou en galerie. Ces levés sont présentés sous forme de diagramme de Schmidt, afin de définir l'orientation moyenne des discontinuités.

- Caractéristiques mécaniques: On prélevra les échantillons ensuite il y aura des essais au laboratoire sur les carottes ou des essais in-situ.

- Etude hydrogéologique: Vu que l'eau est responsable primaire de l'instabilité des talus dans la plupart des cas, il est nécessaire de lui accorder un grand intérêt.

Elle comporte une analyse hydrogéologique de surface (précipitation d'eau, ...), avec les essais de sondage en eau (mesure de débits, mesure piézométriques, mesure de perméabilité).

- Etude de stabilité: Elle porte sur deux points fondamentaux:

a) Etude de la stabilité en petit (gradin)

b) Etude de la stabilité en grand (l'ensemble des gradins)

- Eléments pour le projet de fosse: Les éléments qui seront l'objet à définir lors du projet sont:

a) Les angles et les hauteurs des gradins

b) La largeur de la banquette

c) Angle du talus général (pente d'ensemble)

d) Les systèmes de drainage

e) Le programme d'auscultation

f) Précaution lors de l'abattage

III.2/ Classement des éboulements rocheux

Les mouvements des masses rocheuses présentent une grande variété d'aspects contrairement aux mouvements des terrains meubles, cela est dû à une très large rigidité des matériaux rocheux.

Pour essayer de classer ces mouvements rocheux, dont on peut admettre un certain nombre de critères qui sont les suivants:

- L'extension des masses rocheuses en mouvement.
- La cinématique des mouvements.
- La morphologie.
- La nature des matériaux.

III.2.1/ Dimensions des masses rocheuses en mouvement

Une classification est établie en fonction du volume des masses rocheuses en mouvement (29), à l'aide du tableau ci-après:

VOLUME DES MASSES ROCHEUSES EN MOUVEMENT (m ³)	DEGRE D'ÉBOULEMENT
0,1 m ³	CHUTES DE ROCHES
10 m ³	CHUTES DE BLOCS
10 m ³	EBOULEMENTS
10 m ³	EBOULEMENTS MAJEURS
0,5 . 10 m ³	EBOULEMENTS CATASTROPHIQUES

III.2.2/ Cinématique des masses en mouvement:

Quant à sa prévision, elle est difficile surtout quand on est en présence des éboulements soudains.

Une échelle de vitesse de mouvement est établie par Varnes (1978) (Tableau 5), en ce qui concerne le type de mouvement de fluage est considéré comme extrêmement lent, par contre les chutes des blocs sont considérés comme des mouvements rapides suivant l'échelle des mouvements de vitesse.

Tableau N°5: Classification de la vitesse du mouvement du terrain.

VITESSE DU MOUVEMENT DES MASSES ROCHEUSES v	DEGRE DE VITESSE DU MOUVEMENT
$V > 3 \text{ m / s}$	EXTREMEMENT RAPIDE
$3 \text{ m / s } - 0,3 \text{ m /min}$	TRES RAPIDE
$0,3 \text{ m /min} - 1,5 \text{ m/jour}$	RAPIDE
$1,5 \text{ m/jour} - 1,5 \text{ m/mois}$	MOYENNE
$1,5 \text{ m/mois} - 1,5 \text{ m/an}$	LENTE
$1,5 \text{ m/an} - 0,06 \text{ m/an}$	TRES LENTE
$V < 0,06 \text{ m / s}$	EXTREMEMENT

II.2.3/ Types des mouvements des masses rocheuse:

Les mouvements des masses rocheuses les plus rencontrés sont les chutes de blocs dues au phénomène d'altération qui sont presque déplacées instantanément sous l'influence de la gravité.

Les chutes de blocs sont relativement de petits éboulements limitées par le détachement individuel des blocs superficiels du talus rocheux. ils sont spectaculaires et dangereux car soudain, mais ils sont fréquents.

Dans les zones arides, les chutes de roches sont très rares et les gros blocs rocheux fissurés seront séparés lentement sur une période de centaines ou milliers d'années après une série de saisons humide.

Beaucoup d'éboulements rocheux sont favorisés par la circulation des eaux dans les fractures et par d'autres processus d'altération.

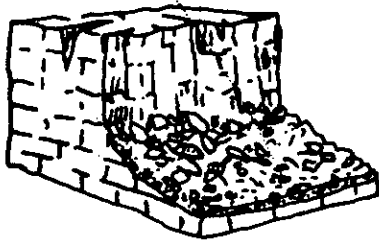
* Ruptures des dalles rocheuses (fig.17): La présence de pression latérale permet l'ouverture des fissures lesquelles coupent les structures géologiques ou les plans de stratifications. Les ruptures des dalles dans leur étape initial de développement sont les plus évident, ils produisent au sommet des talus les fissures de tension qui vont se prolonger parallèlement au talus.

Sur une période de temps, les fissures de tension vont se prolonger verticalement, le long de la dalle qu'ils vont élargir, quand la contrainte de tension atteint la limite, une chute de dalle se produit. L'ouverture de la fissure est favorisée par la présence de l'eau sous une grande pression. La formation des dalles est très lente, ce type de rupture existe dans certains types de roches tel que le calcaire, le granite et la craie.

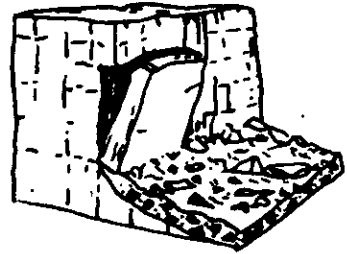
* Rupture par basculement:

Ce type de rupture englobe tout ce qui est renversement des roches stratifiées ou schisteuses. Ces phénomènes se produisent dans des roches extrêmement stratifiées, à pendage très fort. Le déroulement de processus de basculement des têtes de bancs vers le vide se produit lentement sous l'action de l'eau ou bien de la glace (fig.17).

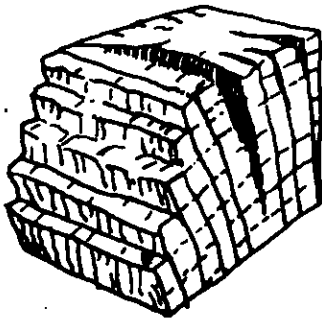
Goodman et Bray ont reconnu quatre types principaux de basculement (fig.18).



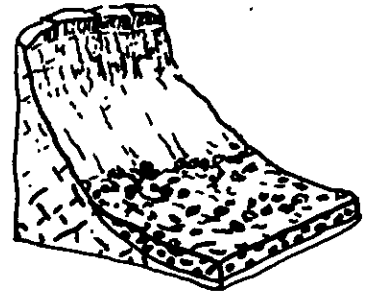
Chute des blocs rocheux



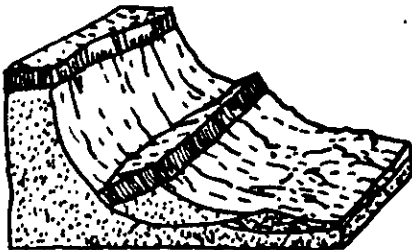
Rupture par dalle



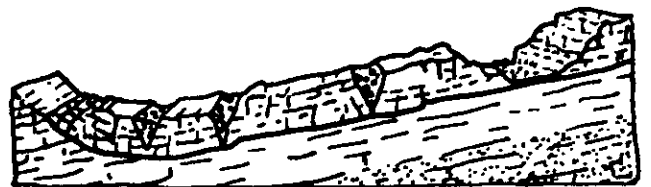
Basculement rocheux



Avalanche rocheux



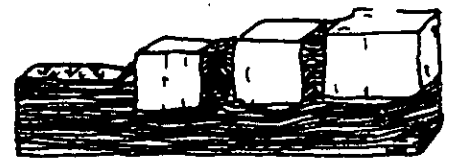
Glissement circulaire



Glissement plan



Glissement en coin



Glissement des blocs



Gonflement

Fluage



Courbure des stratification.

Fig.17.-Classification des mouvements de terrains

a) Basculement par flexion: Ce type de basculement se produit lorsque les discontinuités verticales existent et que de très hautes colonnes fléchissent et se rompent.

b) Basculement des blocs: Il englobe le glissement au pied du bloc de forme presque analogue, ces derniers sont soumis au mouvement de rotation provoquent la perte du support (c'est à dire de butée) et engendre le basculement d'autres blocs en haut dans le talus

c) Basculement par flexion des blocs: C'est une flexion pseudo-continue des bancs par de petits déplacements accumulés.

d) Basculement secondaires: Ils se produisent quand la rupture est débutée par un autre mécanisme.

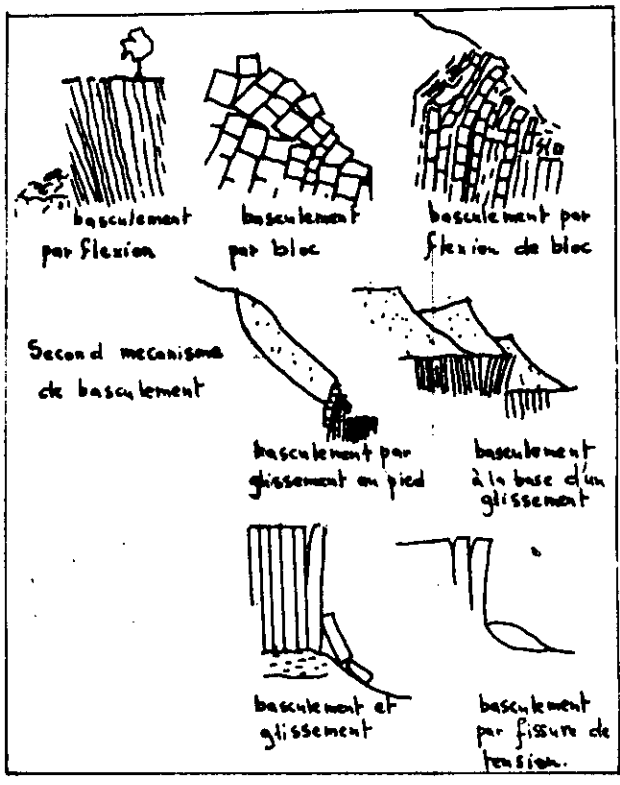
La distinction entre un basculement et un glissement est basée sur le rapport entre la largeur du bloc et sa hauteur (fig.18).

Considérons un bloc de poids W sur une surface plane qui est inclinée de α

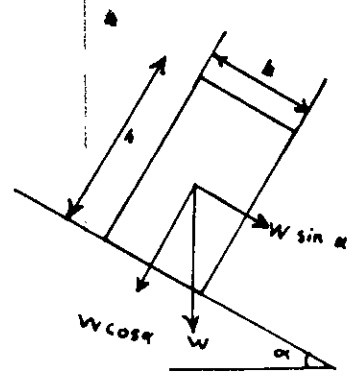
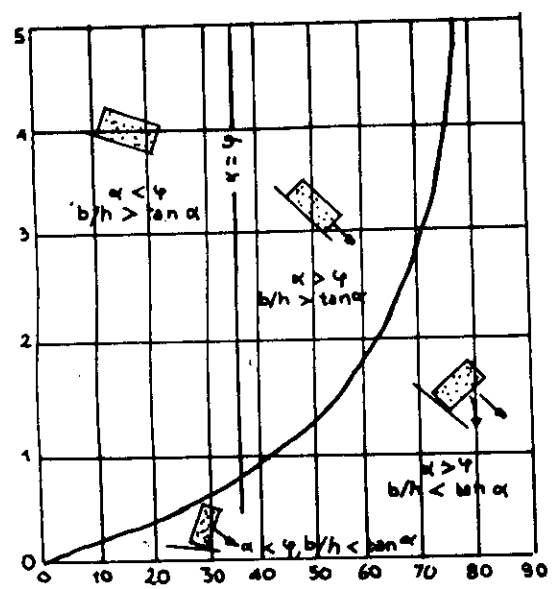
Le bloc est soumis à la gravité, la seule force qui s'oppose au glissement est due principalement au frottement (absence de la cohésion entre le bloc et la surface de contact où se fait le mouvement).

L'abaque (fig.18) permet de définir 4 zones après avoir tracé une ligne verticale égale à la valeur de ψ (angle de frottement interne):

- Zone 1: Bloc stable où $\alpha < \psi$ et $b/h > \text{tg} \psi$.
- Zone 2: Basculement seul où $\alpha < \psi$ et $b/h < \text{tg} \psi$
- Zone 3: Glissement seul où $\alpha > \psi$ et $b/h > \text{tg} \psi$
- Zone 4: Glissement et basculement où $\alpha > \psi$ et $b/h < \text{tg} \psi$



Types de rupture par basculement des blocs



Abaque de stabilité par basculement et glissement des blocs
 Fig.18 - Rupture par basculement

* Avalanche des roches: Ce sont des ruptures massives et catastrophiques. La plupart des avalanches rocheuses commencent comme des chutes de roches ou comme glissement des masses rocheuses sur le talus. Ils atteignent des grandes vitesses et semble s'écouler comme une nappe de debris de roche qui couvre une large surface en comparaison avec la surface d'origine. Ce grand rendement de transport est le trait distinctif de l'avalanche rocheuse comparée avec la chute des roches et le glissement des roches, ce rendement est definit comme le rapport de la hauteur maximum tombée à la distance maximum traversée. Le volume de la masse en mouvement est entre $10Mm^3$ à $100Mm^3$. La vitesse de la masse en mouvement est de 90km/h et peut atteindre jusqu'a 350km/h.

Glissement. (fig.17)

Les glissements peuvent affecter des sols cohérents et pulvérulents ainsi que des roches fracturées. Ils sont spectaculaires et même dangereux, leurs vitesses de ruptures peuvent être très variables, les glissements peuvent se produire brutalement ou lentement.

a) Glissement plan (fig. 17)

D'une manière générale, la ligne de rupture est une surface d'affaiblissement sur laquelle le bloc commence à glisser sous l'effet de son propre poids, la présence de l'eau en quantité énorme sur la surface d'affaiblissement favorise le glissement plan. Cette dernière est regit par trois conditions: Il faut que l'angle du talus doit être supérieur à l'angle de la surface d'affaiblissement par rapport à l'horizontal et que ce dernier doit être supérieur à l'angle de frottement interne.

b) Glissement rotationnel (fig.17)

La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans la plupart des cas, ce type de rupture peut être rencontrée dans les sols et même dans les roches tendres et très fracturées.

c) Glissement en coin (fig. 17)

Il se produit quand il y a rupture suivant deux plans d'affaiblissement qui se coupent.

Fluage: fig.17

Le fluage de roche entraîne une déformation à long terme dans laquelle la roche a un comportement plastique. Ce type de mouvement possède des vitesses dans l'ordre de 1mm/an. L'état final peut être soit la stabilisation, soit la rupture.

III.3/ Analyse de la stabilité des talus.

On dit que le talus est stable s'il n'existe pas de danger du glissement d'une certaine ou de l'ensemble des talus sous l'action des efforts de pesanteur.

La rupture peut présenter une forme vaguement circulaire, plane ou au contraire ne présente aucune forme particulière, il y'a dans la nature un ensemble de facteurs qui peut influencer sur l'apparition et l'évolution des glissements.

Pour cela, les flans de fosse limite doivent être les plus redressés pour enfin éviter l'instabilité des petits gradins et voir même l'ensemble des gradins et nécessitent des études préalables sérieuses qui vise à garantir l'économie d'exploitation, tout en assurant la sécurité du personnel et du matériel d'extraction.

Le géotechnicien est donc chargé de définir les angles de pente des flans de fosse limite et des pentes de travail dont il est dispose de méthodes d'études. Ces méthodes sont très couramment utilisées dans le domaine du Génie Civil.

III.3.1/ Définition du coefficient de sécurité.

Les méthodes de calcul les plus utilisées pour évaluer la stabilité des talus sont des méthodes classiques dites "(par tranches)".

Cette méthode consiste à considérer qu'il existe des forces qui tendent à retenir un certain volume du terrain (forces résistantes) et des forces qui tendent à la mettre en mouvement (forces motrices).

Le rapport des forces résistantes par les forces motrices exprime le coefficient de sécurité (F_s), vis à vis de la rupture. Si la force motrice reste inférieure à la résistance maximale que peut mobiliser le terrain le long de la surface de rupture considérée. F_s est supérieur à 1: Le talus est donc stable. Dans le cas contraire, c'est à dire F_s est inférieur à 1: Le talus est instable, si le coefficient de sécurité $F_s = 1$ correspond à l'état d'équilibre limite.

Mais pratiquement le coefficient de sécurité considéré lors du calcul de la stabilité des talus et pour évaluer l'état de la stabilité F_s

$F_s = 1,15$ à $1,3$ et cela pour plusieurs raisons:

- Erreurs dues à l'exactitude de la méthode de calcul de la stabilité des pentes.
- Incertitude expérimentale de la détermination des propriétés mécaniques des roches.
- Incertitude de la détermination de l'influence de fissurité.

III.3.2/ Les principaux paramètres qui influent sur la stabilité des talus.

L'angle de pente maximal qui peut admettre un flanc de fosse dépend d'un certain nombre de facteurs dont les principaux sont:

- La profondeur de la fosse.
- La nature des terrains, caractérisée par leurs poids volumiques et leur résistance au cisaillement.
- L'eau souterraine.
- La méthode et les phases d'exploitation.
- Les facteurs d'ordre géométriques (ex: concavité et convexité)

a) Influence de la profondeur de la fosse

La hauteur d'un gradin ou la profondeur de la fosse influent considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité, donc sur la stabilité des talus, plus une fosse sera profonde, plus son angle de pente sera faible.

b) Influence de la nature du terrain

1°/ La structure:

La première étape d'étude de la stabilité des talus consiste en une obtention de données de base relatives à la structure du massif (coupes géologiques, coupes de sondages, cartes géologiques...).

Dans le cas d'un massif rocheux, la connaissance des grands traits structuraux n'est pas suffisante. Des données concernant la fracturation des terrains est indispensable. Pour cela, il suffit de faire des levés systématiques de toutes les discontinuités du massif (fractures, plans de stratification ou de schistosité, failles....). Cette phase est nécessaire pour déviser le terrain en plusieurs zones afin de définir les différents types de rupture possible, en fonction de

l'orientation du front de taille de la future carrière. Le levé doit porter sur l'orientation des discontinuités, leur ouverture, leur remplissage, l'espacement des discontinuités, ces mesures sont effectuées sur les affleurements.

2°/ Les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains

Le paramètre physique pris en considération lors de calcul de la stabilité des talus est le poids volumique des roches. Quant aux caractéristiques mécaniques du terrain présent dans la méthode des tranches, la résistance au cisaillement maximale τ_{max} et suivant le critère de Mohr-coulomb:

$$\tau_{max} = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

c = cohésion de la roche

φ = angle de frottement interne de la roche.

Ce facteur influe beaucoup sur la valeur du coefficient de sécurité F_s et donc sur la stabilité des talus.

c) Influence de l'eau souterraine.

L'eau souterraine joue un rôle très important sur la stabilité des talus, pour cette raison il existe les problèmes d'épuisement et de rabattement de nappes liés et à l'excavation en terrain aquifères.

L'eau aura une influence mécanique sur les grains de la roche. Les contraintes appliquées à une roche saturée se répartissent entre la pression interstitielle "U" et la contrainte effective. La contrainte normale totale σ appliquée à la roche, la contrainte normale effective σ' et la pression interstitielle U sont liées par la relation de Terzaghi: $\sigma' = \sigma - u$

Les contraintes de cisaillement: $\tau = \tau'$

III.4/ Calcul de la stabilité

III.4.1/ Calcul de stabilité en rupture circulaire par la méthode des tranches de Fellenius.

Dans les glissements rotationnels circulaire, on distingue (fig.19)

- Les cercles de talus
- Les cercles de pied
- Les cercles profonds

- Principe de calcul

Considérons un talus recoupant un certain nombre de couches de caractéristiques géotechniques différentes c_i, φ_i, γ_i

Soit un cercle de centre O et de rayon R, dont on détermine le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque de glissement.

La méthode consiste à découper le volume (compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des colonnes verticales:

- Il est préférable de faire le découpage de telle manière que l'intersection du cercle de rupture et d'une limite de couches (Point C et D) corresponde à une limite entre deux tranches. On va étudier l'équilibre de l'une de ces tranches, comme exemple la tranche "abcd" (fig.20)

Les forces qui agissent sur cette tranche (fig.20) sont:

- Son poids W
- La réaction R du milieu qui se trouve au-dessous de l'arc \widehat{ab}
- Les réactions sur les forces verticales bd et ac qui peuvent être décomposer en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1}

Il existe des moments par rapport au centre O

- Le moment moteur est celui du poids du massif W tendent à provoquer le glissement.

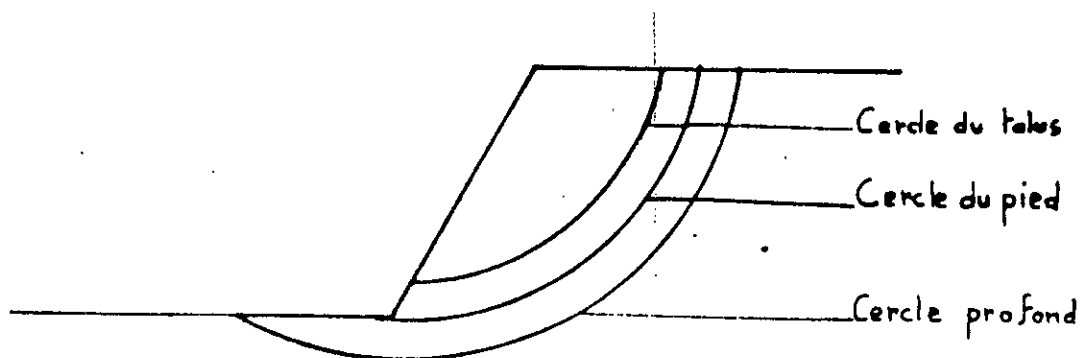


Fig.19.Types des cercles de glissements.

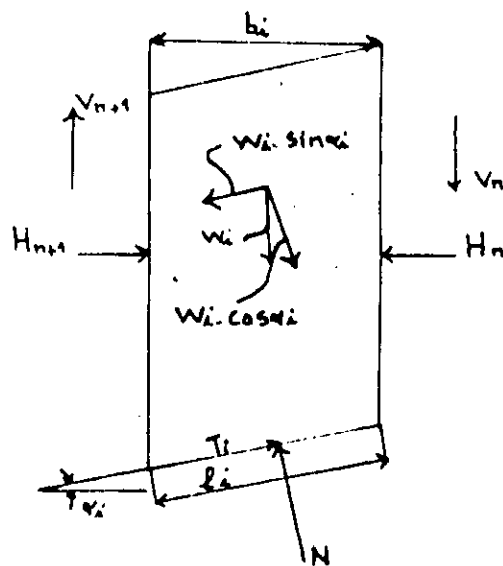
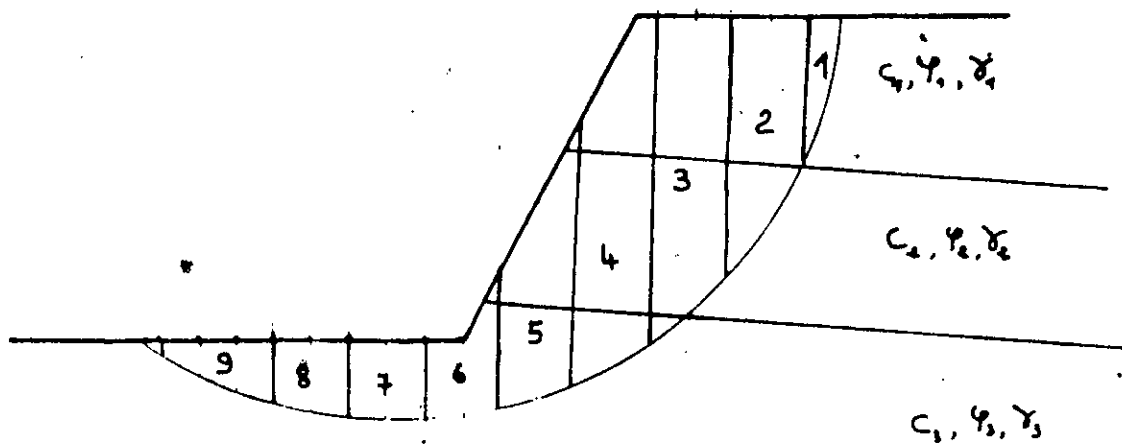


Fig.20. Decoupage en tranche d'un talus

- Les moments résistants qui s'opposent au glissement de la tranche (R, H_n, H_{n+1}, V_n, V_{n+1}).

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme étant le rapport

$$F_s = \frac{\sum \text{moments résistants}}{\sum \text{des moment moteurs}}$$

Nous allons définir la composante tangentielle R_t

- La résultante T_i des contraintes de cisaillement:

$$T = N_i \operatorname{tg} \psi_i$$

Les forces suivant l'axe oy

$$\sum F_{iy} = 0 \implies N_i - W_i \cos \alpha_i = 0$$

$$N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$\text{donc } T_i = W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i$$

- La force de cohésion C_i

$$C_i = c_i \times l_i \times 1m$$

La composante tangentielle de R_i sera:

$$R_t = c_i \times l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i$$

La somme des moments résistants maximaux sera:

$$\sum_{i=1}^n R \times [c_i \cdot l_i + W_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \psi_i]$$

n = nombre total des tranches

l_i = longueur de l'arc de la tranche

α_i = inclinaison de la tranche

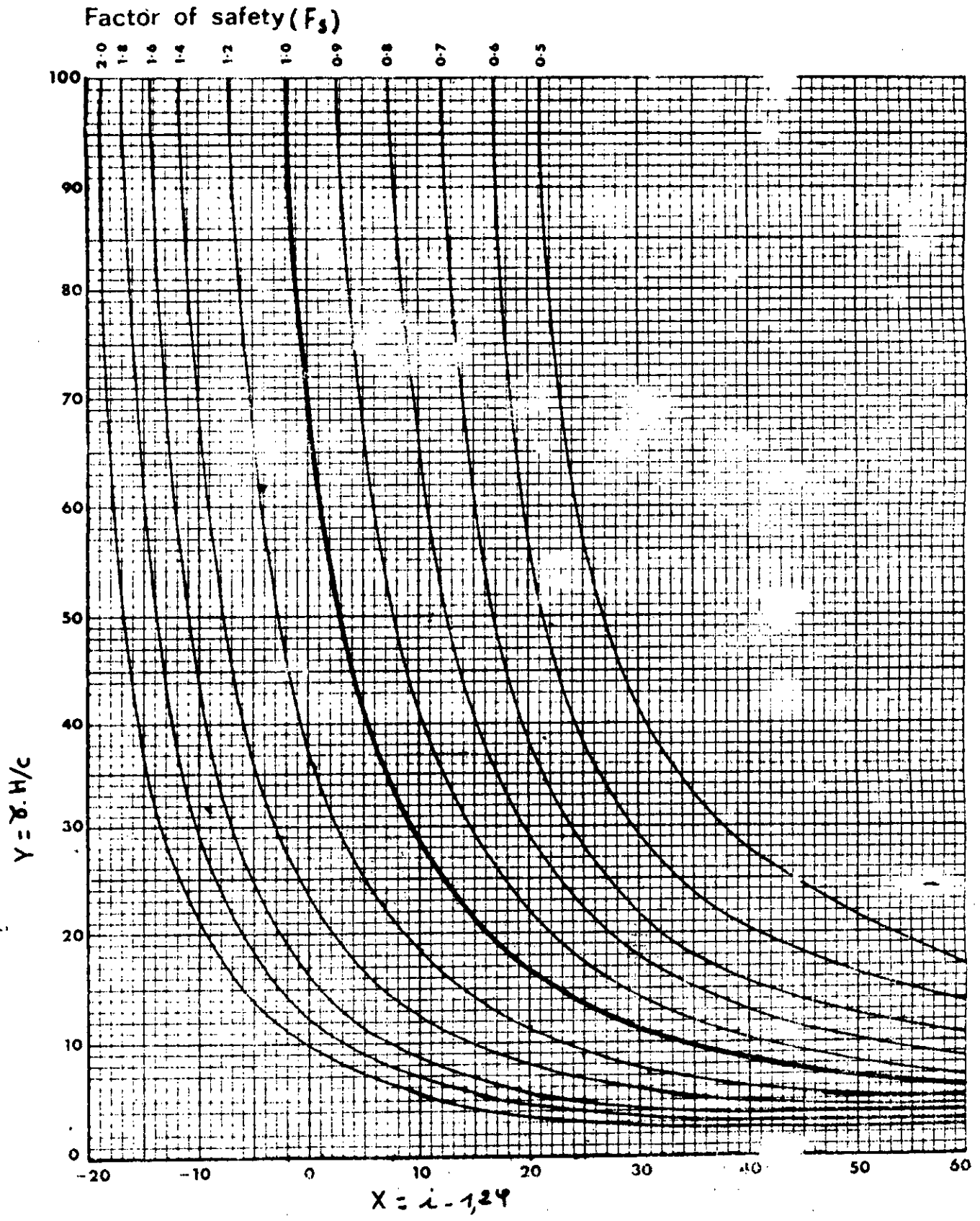
c_i et ψ_i = cohésion et l'angle de frottement interne de la couche dans laquelle est situé l'arc \widehat{AB} .

Le moment moteur est donc:

$$\sum_{i=1}^n R \times [W_i \cdot \sin \alpha_i]$$

total et vertical

Fig. 21 .Abaque de Hoek de stabilité



B/ PARTIE EXPERIMENTALE

CHAPITRE IV

IV Exemple d'étude de la stabilité des talus de la carrière de Meftah

IV.1/ Généralités

IV.1.1/ Situation géographique

Meftah est située à une trentaine de kilomètres au sud-est d'Alger au nord de l'Algérie, à la base de Djebel Zerouala, au pied de l'Atlas Tellien.

Au nord de Meftah, il existe l'étendue de la fertile plaine côtière de la Mitidja, à l'ouest la ville de Blida, à l'est la ville de Khemis-el-Khechna. Meftah est une commune de la wilaya de Blida.

Le niveau actuel de la carrière se trouve à 150 mètres au dessus du niveau de la mer.

IV.1.2/ Conditions climatiques

Le climat de la région de Meftah est de type méditerranéen. La température moyenne annuelle est de 20°C, la température maximale au mois de juillet atteint de 35°C, la température au mois janvier-février est de 7°C à 10°C, les précipitations sont de 600-800mm du mois d'octobre au mois d'avril.

IV.2/ Géologie générale de la région de Meftah

La région possède une structure géologique complexe telle que la présence de nombreuses discordances, des structures de plis et de nappes de charriage.

Le gisement est constitué d'un calcaire d'âge helvétien (Miocène inférieur) recouvre les vieilles roches de la région qui reposent sur des grès, des conglomérats et ailleurs sur des argiles.

Il y'a deux grandes zones calcaires et plusieurs autres de moindre importance. Le pendage régional du calcaire est incliné vers le nord mais il est localement interrompu par les plis et les failles. L'épaisseur du calcaire est fortement variable. La forme du gisement est lenticulaire.

Du sommet à la base, on distingue deux types de calcaire:

- * 1°/ Calcaire riche en CaO , d'après les analyses chimiques
- * 2°/ Calcaire siliceux

1°/ Le calcaire riche en CaO est bien exposé avec des falaises prédominantes. Avec une couleur grise à la surface, il devient blanc ou jaune crème sous la surface. Le calcaire est généralement cristallin ou granuleux, d'une dureté variable. Parfois, les fossiles tels que foraminifères, lame libranches et brachiopodes sont abondants mais les algues sont partout présentes.

2°/ Le calcaire siliceux est caractérisé par une teneur en silice et en alumine plus élevée, ce calcaire est karstique. Ce qui s'explique par des eaux de ruissellements qui ait dissout le calcaire en formant des cavités et des grottes; certaines sont ouvertes, tandis que les autres sont remplies d'argile rouge et debris de calcaire.

Ces cavités karstiques favorisent la circulation des eaux et l'existence des nappes, ces dernières suffisamment importantes pour répondre aux besoins de la population locale ne semble pas présenter pour cela une menace sérieuse au cours de l'exploitation en carrière.

Une déformation structurale a affecté toute la région de Meftah et a généralement produit un plissement d'orientation NE-SW et des failles essentiellement normales le long de deux principales orientations, NNE-SSW et WNW-ESE.

cette déformation est la plus visible dans le calcaire et dans les formations en-dessous.

Il existe entre les calcaires siliceux de la base et les calcaires à taux élevé en Cao des niveaux de transitions, et ce dans tous les gisements de calcaire à proximité de Meftah.

Ces transitions ont permis de distinguer trois catégories de calcaire (en fonction de la teneur en Cao) pour le calcul de réserves (fig.22.1)

Ce sont :

3C - Calcaire contenant plus de 48% de Cao

3B - Calcaire contenant entre 40 et 48% de Cao

3A- Calcaire contenant moins de 40% de Cao

Les régions d'intérêt économiques de la région de Meftah sont montrées dans la figure 22.2

* Région_1

La région 1 est en cours d'exploitation et l'épaisseur maximum de la carrière est de 80m se trouve au centre du gisement et elle diminue graduellement vers les extrémités . On note la présence de plusieurs failles dont une importante est nettement visible sur le parement actuel de la carrière . Le pendage général plonge vers le nord .les reliefs les plus élevés s'observent vers le sud.

* Région_2

Cette région prolonge au sud la région 1 .C'est une couverture de calcaire sur le montent abrupt d'une colline qui n'atteint que 10 m d'épaisseur .

* Région_3

Au nord de la région 1 , le calcaire continue jusqu'à ce qu'il disparaisse sous le gravier et l'argile qui constituent la plaine de Mitidja , le minerai exploitable dans la région 3 était très limité.

IV.3/ Détermination des propriétés physico-mécaniques

Afin d'effectuer les essais physico-mécaniques les plus importants, nous étions obligés de faire connaissance avec la carrière pour la description des différentes formations géologiques qui existent actuellement.

A cet égard, nous avons décidé de prélever les échantillons de roches suivant la stratification, le changement de couleur de la roche et ainsi que la densité de fissures.

Ces échantillons de blocs rocheux sont de formes irrégulières et sont détachés directement du massif.

Les endroits d'où on a prélevé les échantillons sont indiqués dans le plan topographique. Les volumes des blocs irréguliers sont mentionnés dans le tableau suivant:

TABEAU DONNANT LE VOLUME DU BLOC PRELEVE

ECHANTILLON	VOLUME D'ECHANTILLON (cm ³)
1.A	25 x 29 x 11
1.B	21 x 34 x 18
1.C	36 x 18 x 24
2.C	37 x 28 x 23
3.A	24 x 26 x 28
3.B	39 x 27 x 22
4.A	21 x 29 x 13
4.B	28 x 25 x 18
4.C	40 x 26 x 27
4.D	29 x 22 x 43
5.A	12 x 11 x 10
5.B	25 x 25 x 18
5.C	10 x 12 x 12
6.B	15 x 16 x 17
6.C	18 x 18 x 10

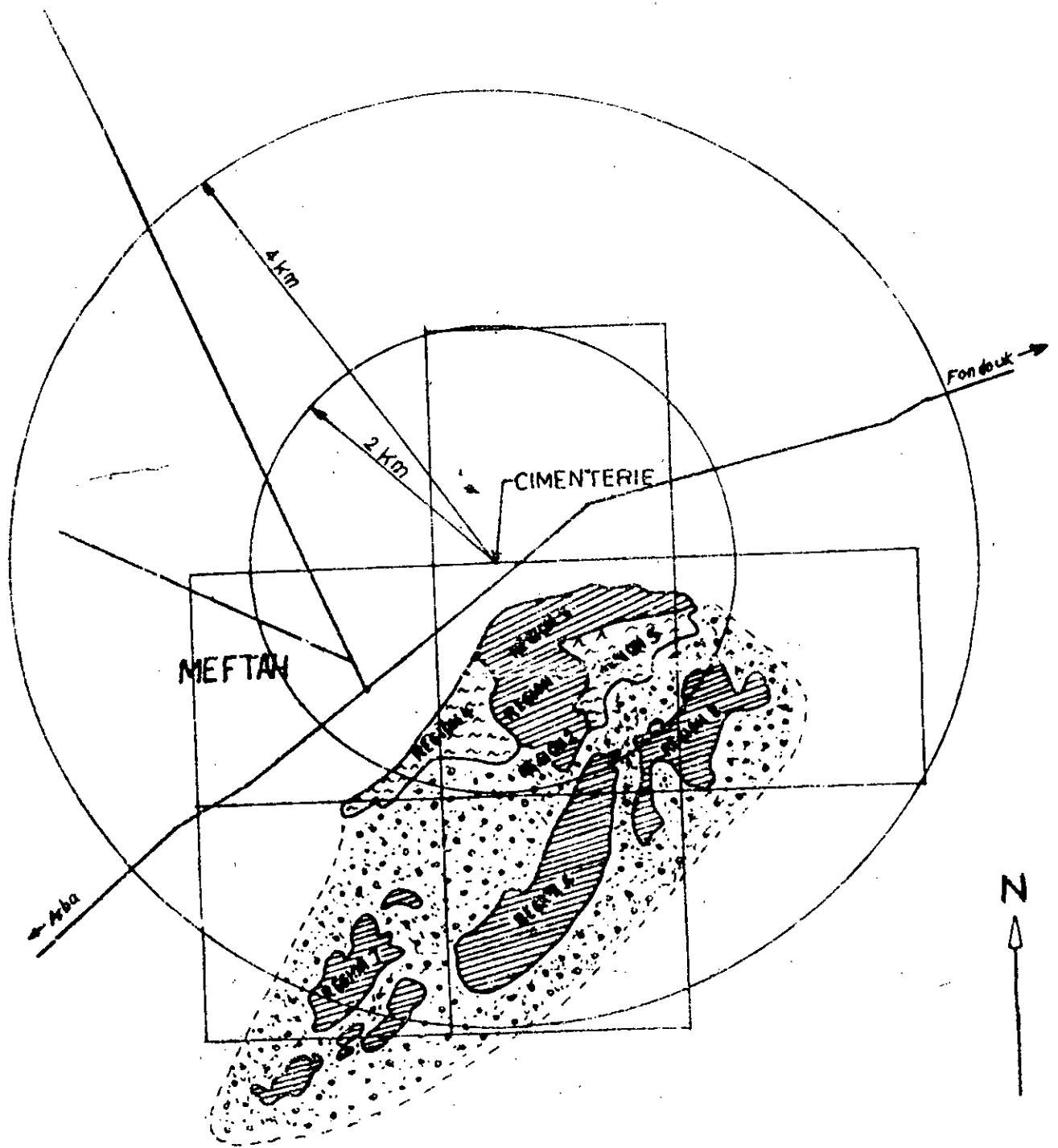





Fig22.2 - CARTE GEOLOGIQUE

ECHELLE 1:50 000

LEGENDE

-  Calcaire
-  Argile
-  Grès ou conglomérat

Les échantillons prélevés sont ensuite transportés au laboratoire de géotechnique de l'Entreprise Nationale de Recherche Minière (E.R.E.M) afin de confectionner les éprouvettes cylindriques en utilisant la carotteuse. Après avoir terminer la confection des éprouvettes, on a utilisé la scie diamantée pour les couper suivant les normes. ces dernières seront polies afin d'aboutir à des surfaces planes et parallèles des éprouvettes cylindriques.

IV.3.1/ Détermination des propriétés physiques des roches

a/ Poids volumique à l'état sec (γ_d).

Le poids volumique à l'état sec est déterminé par la formule suivante:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_s} ; \text{ kN/m}^3$$

Où : P_s : Poids sec de l'éprouvette.

V_s : Volume sec de l'éprouvette.

Pour cela, on a pris chaque éprouvette cylindrique, puis on mesure la hauteur de ce dernier (h). Cette échantillon est placé dans l'étuve à une température de 110°C pendant 24heures. après cette durée, l'échantillon est pesé à l'état sec (M_s). Sachant la hauteur et le diamètre (d) de l'éprouvette cylindrique, on peut déterminer le volume à l'état sec (V_s):

$$V_s = \pi \cdot \frac{d^2}{4} h, \text{ d'où : } \gamma_d = \frac{M_s \cdot g}{\pi \cdot \frac{d^2}{4} \cdot h}$$

g : accélération de pesanteur. $\approx 10\text{m/s}^2$

Les valeurs du poids volumique à l'état sec sont indiquées dans le tableau n°6 comme suit :

Nous avons pris 75 échantillons pour réaliser cet essai. la moyenne arithmétique et l'écart type du poids volumique à l'état sec sont définies comme suit :

TABLEAU N6: POIDS VOLUMIQUE DU CALCAIRE

- 62 -

ECHANTILLON	d (cm)	h (cm)	V (cm ³)	Msec (g)	ρ (g/cm ³)	γ_d (KN/m ³)
	DIAMETRE ECHLLON	HAUTEUR ECHLLON	VOLUME ECHLLON	MASSE ECHLLON	MASSE VOLU- MIQUE SEC	Pds VOLUMIQUE ECHLLON SEC
1.A C2 \perp	4	4,2	52,77	123,040	2,33	23,3
1.A C2 \perp	4	4,22	53,03	129,390	2,43	24,3
1.A C1 \perp	4	7,65	96,13	233,850	2,43	24,3
1.A C2//	4	4,2	52,77	125,685	2,38	23,8
1.B C1 \perp	4	4,05	50,89	127,030	2,36	23,6
1.B C1//	4	8	100,53	235,400	2,34	23,4
1.B C3 \perp	4	3,9	49,00	115,740	2,36	23,6
1.C C2	4	4,3	54,03	122,181	2,26	22,6
1.C C3	4	4,2	52,77	116,089	2,19	21,9
1.C C4	4	4,2	52,77	113,39	2,14	21,4
2.A C2	4	4,41	55,41	143,17	2,58	25,8
2.A C6	4	7,6	95,50	236,65	2,47	24,7
2.A C5	4	8,11	101,91	262,01	2,57	25,7
2.A C3	4	8,2	103,04	257,45	2,49	24,9
2.A C4	4	8,35	104,92	263,3	2,50	25,0
2.A C1	4	4,54	57,05	149,78	2,62	26,2
2.A C4	4	4,14	52,02	127,91	2,45	24,5
2.A C5	4	3,8	47,75	118,07	2,47	24,7
2.A C6	4	4,3	54,03	136,38	2,52	25,2
2.B C2 \perp	4	3,9	49,00	110,26	2,24	22,4
2.C C1 \perp	4	8,1	101,78	236,152	2,32	23,2
2.C C2 \perp	4	8,4	105,55	248,73	2,35	23,5
2.C C3 (a)	4	4,6	57,80	135,88	2,35	23,5
2.C C3 \perp	4	8,25	103,67	247,25	2,38	23,8
2.C C4 \perp (a)	4	3,82	48,00	111,96	2,33	23,3
2.C C4 \perp	4	4,12	51,77	124,73	2,40	24,0
2.C C5 \perp	4	8,1	101,78	240,86	2,36	23,6
2.C C3//	4	4,7	59,06	138,24	2,34	23,4

	d (cm)	H (cm)	V (cm ³)	M(g)sec	ρ (g/cm ³)	γ_d (KN/m ³)
ECHANTILLON	DIAMETRE ECHANTIL	HAUTEUR ECHANTI	VOLUME ECHANTI	MASSE ECHANTI	MASSE VOLUMIQUE	PDS VOLUMIQUE ECHANTILLON SEC
2.C C2//	4	4,08	51,27	115,78	2,25	22,5
3.A C1	4	8,6	108,07	271,80	2,51	25,1
3.A C2	4	4,1	51,52	130,10	2,52	25,2
3.A C2	4	8,8	110,58	274,75	2,48	24,8
3.A C3	4	8,25	103,67	258,65	2,49	24,9
3.A C4	4	3,98	50,01	124,59	2,49	24,9
3.A C5	4	8,12	102,03	255,32	2,50	25,0
3.A C6	4	7,3	91,73	217,40	2,36	23,6
3.A C7	4	7,5	94,24	236,49	2,50	25,0
3.A C7	4	3,8	47,75	118,34	2,47	24,7
3.B C1 <u>h</u>	4	7,6	95,50	205,07	2,14	21,4
3.B C2 <u>h</u>	4	8,15	102,41	218,75	2,13	21,3
3.B C1//	4	8,05	101,15	229,915	2,27	22,7
3.C C1 <u>h</u> (a)	4	4	50,26	120,320	2,39	23,9
3.C C3//	4	8,15	102,41	248,66	2,42	24,2
A.4 C1 <u>h</u>	4	4,1	51,52	138,62	2,69	26,9
A.4 C2 <u>h</u>	4	4,18	52,52	130,56	2,48	24,8
A.4 C1//	4	6,6	82,93	203,37	2,45	24,5
A.4 C1// (a)	4	8,18	102,79	262,3	2,55	25,5
A.4 C1//	4	4,28	53,78	136,06	2,52	25,2
4.B C2//	4	8,41	105,68	249,39	2,35	23,5
4.C C1 <u>h</u>	4	3,9	49,00	111,80	2,28	22,8
4.C C1 <u>h</u> (a)	4	8,35	104,92	268,62	2,56	25,6
4.C C1 <u>h</u> (b)	4	8,25	103,67	261,5	2,52	25,2
4.C C2 <u>h</u>	4	4,04	50,76	121,54	2,39	23,9
4.C C2 <u>h</u>	4	8	100,53	246,47	2,50	25,0
4.C C1 //	4	8,25	106,61	269,095	2,51	25,1

	d (cm)	h (cm)	V (cm ³)	Msec (g)	ρ (g/cm ³)	γ_d (KN/m ³)
ECHANTILLON	DIAMETRE ECHLLON	HAUTEUR ECHLLON	VOLUME ECHLLON	MASSE ECHLLON	MASSE VOLU-MIQUE SEC	Pds VOLUMIQUE ECHLLON SEC
4.C C2//	4	8,35	104,92	263,700	2,51	25,1
4.D C1 <u>h</u>	4	8,22	103,29	243,185	2,35	23,5
4.D C1//	4	4,27	53,65	127,686	2,37	23,7
4.D C3//	4	7,75	97,38	226,850	2,32	23,2
4.D C4//	4	7,60	95,50	226,500	2,37	23,7
5.B C2 <u>h</u> (a)	4	8,30	104,30	253,145	2,42	24,2
5.B C2 <u>h</u> (b)	4	8,35	104,32	261,195	2,48	24,8
5.B C2 <u>h</u>	4	4,12	51,77	135,925	2,62	26,2
5.B C3 <u>h</u>	4	6,02	75,64	194,817	2,57	25,7
5.B C4 <u>h</u> (a)	4	8,45	106,18	270,250	2,54	25,4
5.B C4 <u>h</u> (b)	4	7,90	99,27	258,910	2,60	26,0
5.B C3//	4	4,00	50,26	131,704	2,62	26,2
5.B C4//	4	8,40	105,55	276,855	2,62	26,2
5.B C5//	4	8,15	102,41	256,790	2,50	25,0
5.B C6//	4	4,34	54,35	133,940	2,45	24,5
5.D C3	4	7,30	91,73	208,590	2,27	22,7
6.A C2 <u>h</u>	4	8,03	100,90	216,210	2,14	21,4
6.B C1	4	8,20	103,04	240,490	2,33	23,3
6.B C3	4	4,10	51,52	117,573	2,28	22,8
6.B C3	4	8,32	104,55	241,930	2,31	23,1
6.D C1	4	8,10	101,78	240,852	2,36	23,6
6.D C2	4	4,34	54,53	127,372	2,33	23,3
5.D C2	4	8,15	103,67	249,698	2,40	24,0
4.D C3//	4	8,35	104,92	269,210	2,56	25,6

$$\bar{\gamma}_d = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_{di}}{n}$$

où γ_{di} = poids volumique à l'état sec de chaque échantillon.

n = nombres d'échantillon = 75

$\bar{\gamma}_d$ = poids volumique moyenne

d'où $\bar{\gamma}_d = 24,1 \text{ KN/m}^3$

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (\gamma_{di} - \bar{\gamma}_d)^2}{n - 1}}$$

où : σ = écart-type

$$\sigma = 0,118 \text{ KN/m}^3$$

b/ Calcul de l'indice d'altération

On prend une éprouvette cylindrique, on pèse cet échantillon à l'état sec (M_{sec}), puis ce même échantillon est immergé dans l'eau distillée pendant 24 heures, ensuite on pèse l'échantillon immergé (M_{sat}), à ce moment, on peut calculer l'indice d'altération comme suit:

$$i = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \times 100; \%$$

M_{sat} : Masse de l'échantillon immergé; (g)

M_{sec} : Masse de l'échantillon sec; (g)

Les valeurs calculées sont présentées dans le tableau n° 7, la valeur de l'indice d'altération obtenue varie de 1,12 à 8,98%.

ECHANTILLON	MASSE DE L'ECHANTILLON IMMERGE Msat (g)	MASSE DE L'ECHANTILLON SEC Msec (g)	INDICE D'ALTERATION		Porosite "n" en %
			i =	$\frac{Msat - Msec}{Msec} \times 100$	
1.A C2 h	134,100	123,040		8,98	13,00
1.A C1 h	242,615	233,850		4,74	9,00
1.A C2 //	130,761	125,685		4,03	11,00
1.B C1 h	127,030	127,030		5,56	13,00
1.B C1 //	238,040	235,400		1,12	14,00
1.B C3 h	121,950	115,740		5,36	13,00
1.C C2	131,100	122,181		7,29	17,00
1.C C3	125,676	116,080		8,25	20,50
1.C C4	123,857	113,390		9,23	23,30
2.A C2	146,280	143,170		2,17	2,30
2.A C6	244,710	236,650		3,40	6,80
2.A C5	269,800	262,010		2,97	2,70
2.A C3	266,610	257,450		3,55	6,02
2.A C4	273,010	263,300		3,68	5,60
2.A C1	153,034	149,780		2,17	
2.A C4	133,480	127,910		4,35	7,75
2.A C5	121,600	118,070		2,98	6,88
2.A C6	140,830	136,380		3,26	4,76
2.B C2 h	117,998	110,260		7,01	
2.C C1 h	251,910	236,152		6,67	13,76
2.C C2 h	262,680	248,730		5,60	11,91
2.C C3 h(a)	143,260	135,880		5,43	11,91
2.C C3 h	258,810	247,250		4,67	10,50
2.C C4 h(a)	119,150	111,960		6,42	12,87
2.C C4 h	130,160	124,730		4,35	9,58
2.C C5 h	253,970	240,860		5,05	11,44
2.C C3 //	145,230	138,240		5,05	12,39
2.C C2 //	132,420	115,780		9,59	16,88

ECHANTILLON	MASSE DE L'ECHANTILLON IMMERGE Msat (g)	MASSE DE L'ECHANTILLON SEC Msec (g)	INDICE D'ALTERATION Msat - Msec $i = \frac{\text{Msat} - \text{Msec}}{\text{Msec}} \times 100$	Porosite "n" en %
3.A C1	280,170	271,800	3,07	6,37
3.A C2	133,800	130,100	2,84	5,95
3.A C2	283,820	274,750	3,30	7,66
3.A C3	267,130	258,650	3,27	7,22
3.A C4	128,680	124,590	3,28	7,22
3.A C5	263,720	255,320	3,28	6,80
3.A C6	223,400	217,400	2,75	13,15
3.A C7	243,600	236,490	3,00	6,80
3.A C7	122,830	118,340	3,73	8,09
3.B C1	223,470	205,070	8,97	24,76
3.B C2	238,500	218,750	9,02	25,35
3.B C1 //	245,830	229,915	6,92	17,62
3.C C1 \perp (a)	126,390	120,320	5,04	10,46
3.C C3 //	260,510	248,660	4,76	9,09
4.A C1 \perp	140,640	138,620	1,45	
4.A C2 \perp	134,810	130,560	3,25	7,25
4.A C1 //	211,000	203,370	3,75	8,57
4.A C1//(a)	270,850	262,300	3,25	2,70
4.A C1 //	139,840	136,060	2,77	5,55
4.C C1 \perp	120,130	111,800	7,45	11,84
4.C C1 \perp (a)	275,240	268,620	2,46	
4.C C1 \perp (b)	269,700	261,500	269,700	1,19
4.C C2 \perp	127,129	121,540	4,59	6,69
4.C C2 \perp	257,800	246,470	4,59	2,00
4.C C1 //	278,100	269,095	3,34	1,59
4.C C2 //	272,695	263,700	3,38	1,57
4.D C1 \perp	256,150	243,185	5,33	13,19

ECHANTILLON	MASSE DE L'ECHANTILLON IMMERGE Msat (g)	MASSE DE L'ECHANTILLON SEC Msec (g)	INDICE D'ALTERATION Msat - Msec i = $\frac{\text{Msat} - \text{Msec}}{\text{Msec}} \times 100$	Porosite "n" en %
4.D C1 //	133,970	127,688	4,92	12,23
4.D C3 //	239,620	226,850	5,62	14,65
4.D C4 //	238,850	226,500	5,45	12,23
5.B C2 h(a)	257,100	253,145	1,56	10,33
5.B C2 h(b)	268,628	261,195	2,84	7,66
5.B C2 h	137,985	135,925	1,51	1,90
5.B C3 h	198,620	194,817	1,95	3,89
5.B C4 h(a)	275,101	270,250	1,79	5,11
5.B C4 h(b)	264,244	258,910	2,06	2,69
5.B C3 //	133,314	131,704	1,22	1,90
5.B C4 //	280,180	277,855	1,20	1,90
5.B C5 //	262,946	256,790	2,39	6,80
5.B C6 //	136,784	133,940	2,12	8,97
5.C C3	221,604	208,590	6,23	18,06
6.A C2 h	235,205	216,210	8,78	22,42
6.B C1	251,245	240,290	4,76	15,87
6.B C3	123,931	117,573	5,40	18,42
6.B C3	254,305	241,930	5,11	16,88
6.C C1	253,305	240,850	5,17	13,98
6.C C2	134,340	127,372	5,47	15,45
5.C C2	260,715	249,698	4,41	11,66
4.C C3 //	276,575	269,210	2,73	

c/ Calcul de la porosité

La porosité de la roche est définie par la formule suivante:

$$n = \frac{\gamma_s - \gamma_d}{\gamma_s}$$

γ_d = Poids volumique à l'état sec

γ_s = Poids volumique des grains solides.

Mesure du poids volumique des grains solides

On prend un échantillon de roche que l'on met dans l'étuve pendant 24 heures à une température de 110°C, ensuite après cette durée, l'échantillon est écrasé et broyé de façon à ce qu'il passe à travers les mailles d'un tamis de 0,160 mm (suivant les normes françaises: NF, B 40-301, mars 1976).

On prend un densimètre que l'on remplit avec de l'eau distillée jusqu'au niveau zéro, on verse l'échantillon finement broyé ($M_s \approx 60$ g) dans le densimètre, une fois que le produit est totalement versé dans le densimètre, on lit directement le volume de l'eau déplacée (V_s), l'opération s'effectue dans un bain-marie à une température de 20°C.

Le poids volumique des grains solides est:

$$\gamma_s = \frac{M_s}{V_s} \times g$$

M_s = Masse des grains solides ≈ 60 g

V_s = Volume des grains solides, cm³

g = Accélération de la pesanteur = 10^m/S²

Les valeurs de γ_s sont présentées dans le tableau n° 8, nous avons constaté que la valeur de γ_s varie de 25,5 à 26,9 KN/m³

TABLEAU N8: POIDS VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES

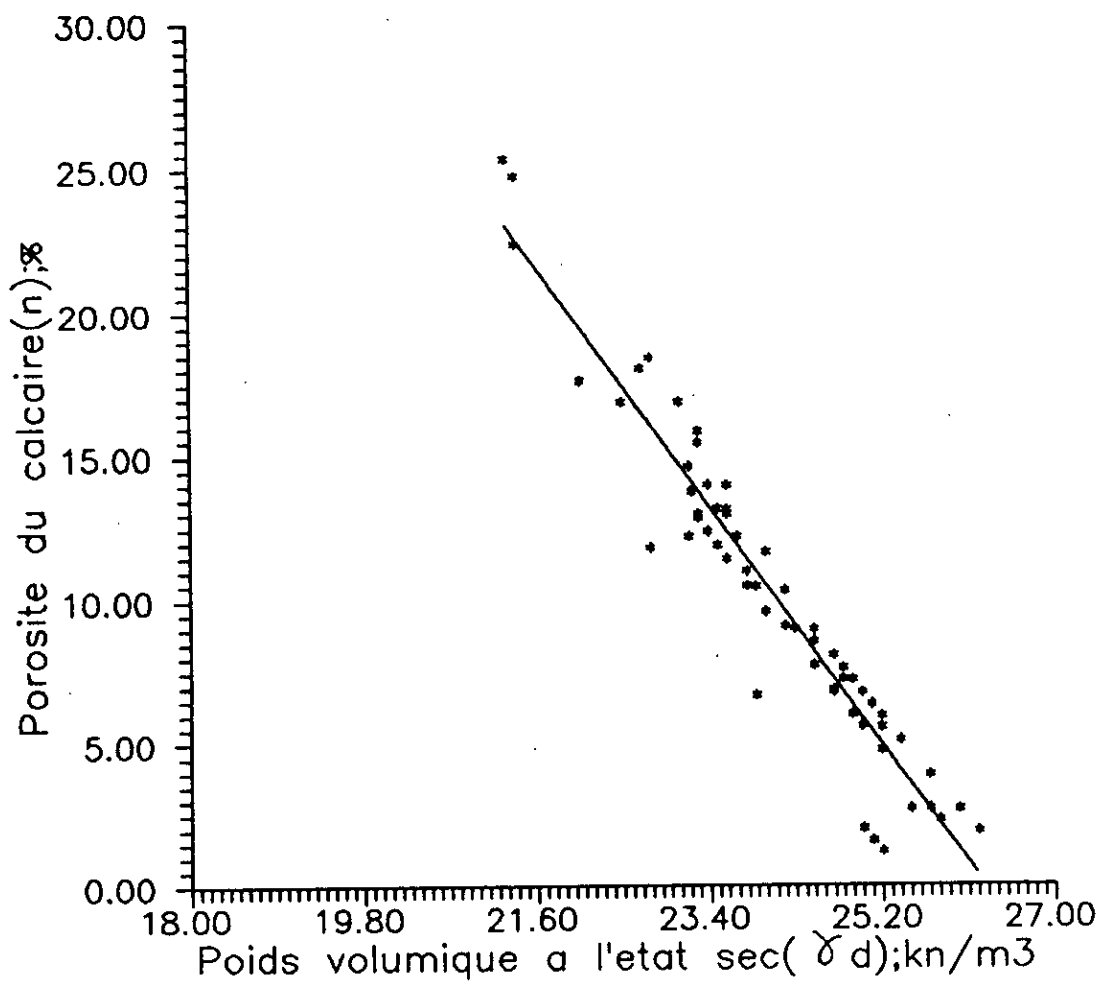
ECHANTILLON	MASSE D'ECHANTILLON Ms (g)	VOLUME D'ECHANTILLON Vs (cm ³)	POIDS VOLUMIQUE DES GRAINS SOLIDES (KN/m ³)
1.A	60,000	22,6	26,5
1.B	59,919	22,2	26,9
1.C	60,000	22,7	26,4
2.A	60,000	22,7	26,4
2.C C5 ⊥	59,346	22,5	26,3
3.A C7	60,006	22,4	26,7
3.B C2 ⊥	60,000	22,4	26,7
3.C	60,000	22,7	26,4
4.A	60,000	22,5	26,6
4.B C2 //	59,989	23,3	25,7
4.C	60,000	23,5	25,5
4.D	60,000	22,5	26,6
5.B C4 //	59,812	22,4	26,7
5.C C5 //	59,874	22,3	26,8
6.A	59,887	22,8	26,2
6.B C3	60,066	22,2	27,0
6.C	59,836	22,2	26,9

Connaissant le poids volumique à l'état sec (γ_d) et le poids volumique des grains solides (γ_s), on peut donc déterminer la porosité (n).

Les valeurs de la porosité sont présentées dans le tableau n°7
La porosité n varie de 1,19 à 25,35%.

Nous remarquons que le poids volumique à l'état sec est fonction de la porosité (fig. 23).

Fig.23- Poids volumique a l'etat sec en fonction de la porosite du calcaire



d) Célérité des ondes acoustiques.

A partir de la vitesse des ondes, on peut reconnaître d'une manière indirecte l'état d'altération et la qualité de la roche et il faut noter que cet essai est non destructif.

A cet égard, nous avons utilisé un appareil à ultrason, pour mesurer la vitesse des ondes longitudinales. L'éprouvette cylindrique est coupée, polie puis on mesure sa longueur, cette dernière est placée entre un émetteur et un récepteur, puis on lit directement le temps parcouru par l'onde, la vitesse de l'onde longitudinale est définie par la formule suivante:

$$V_L = h/t$$

h = Longueur de l'éprouvette, m

t = Temps de traversé de l'onde affiché sur le compteur à ultrason.

V_L = Vitesse de l'onde longitudinale; m/s.

Les valeurs obtenues par la vitesse de l'onde longitudinale varient entre 5657,89 à 2794,87 m/s et ils sont présentées dans le tableau n° 9.

La vitesse de l'onde longitudinale est fonction de l'indice d'altération (fig. 24)

e) Indice de continuité.

A partir de la vitesse longitudinale théorique de l'onde V_L^* et de la vitesse longitudinale de l'onde V_L mesurée, on peut déterminer l'indice de continuité IC:

$$IC = V_L/V_L^*$$

Pour la roche calcaire: $V_L^* = 6000 - 6500$ m/s

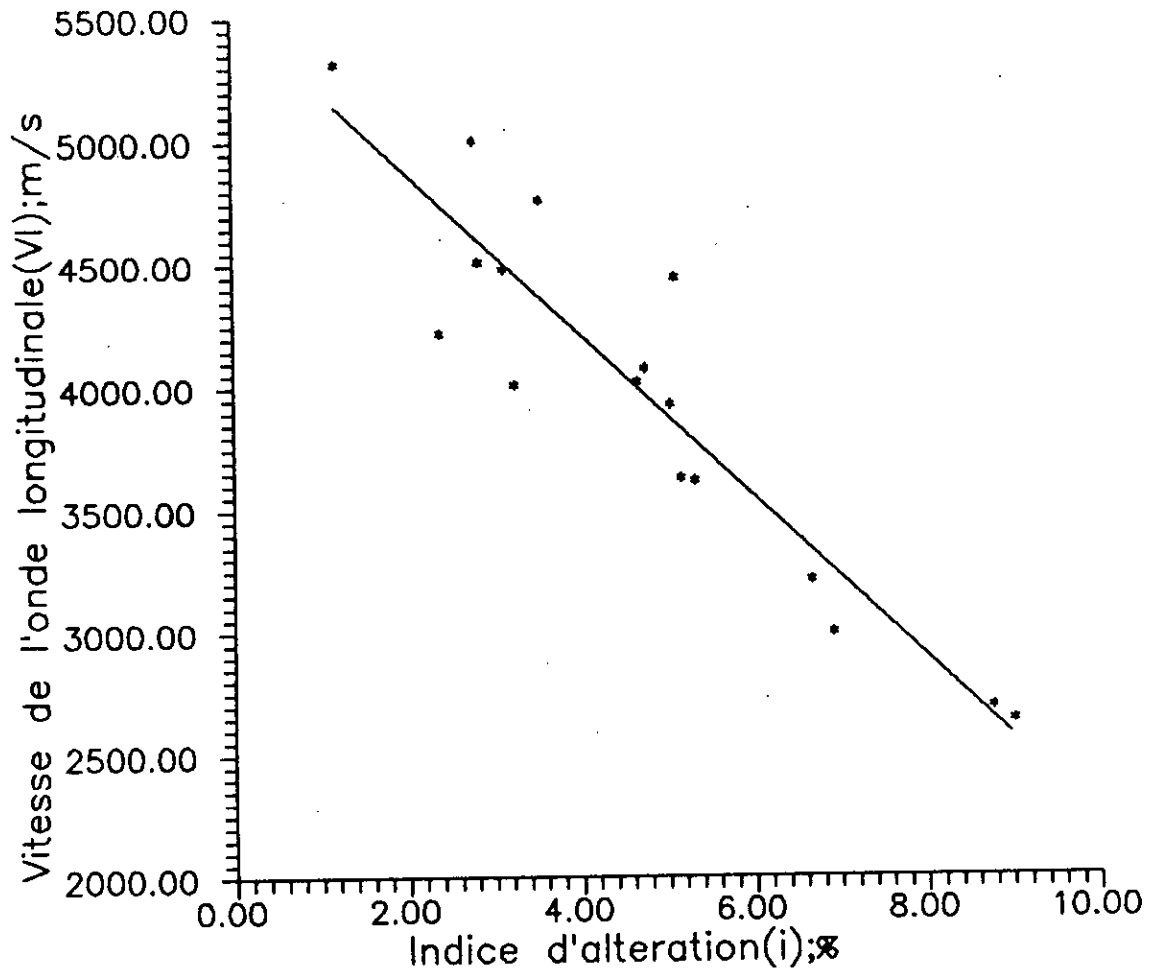
V_L = Vitesse mesurée de l'onde longitudinale

V_L^* = Vitesse théorique de l'onde longitudinale

La valeur de IC obtenue varie de 43% à 90%

La roche étudiée présente les caractéristiques suivantes [2]:

FIG.24—Vitesse de l'onde longitudinale en fonction de l'indice d'alteration



- Qualité: mauvaise à moyenne
- Densité de fissuration: très forte à moyenne
- Porosité vraie: extrêmement élevée à moyenne
- Altération: altération généralisée à altération le long des fractures.

Dans l'ensemble de la carrière, on peut dire que la qualité de la roche est médiocre, la porosité est élevée et son état d'altération est généralisée.

f) Module d'Young dynamique

Sachant la vitesse de l'onde longitudinale et la masse volumique à l'état sec, on peut déterminer le module d'Young dynamique:

$$E_d = \rho \cdot V_L^2 \quad [1]$$

ρ = masse volumique à l'état sec, kg/m³

V_L = Vitesse de l'onde longitudinale à l'état sec; m/s

E_d = Module d'Young dynamique; N/m²

Les valeurs obtenues sont mentionnées dans le tableau n°9, le module d'Young dynamique varie de (1,55 à 7,46) kgf/cm² × 10⁵

IV.3.2/ Essai Mécaniques

Les essais mécaniques sont destructifs, pour réaliser ces types d'essais, il suffit d'utiliser des presses d'une capacité très élevée.

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

Ces essais ont été réalisés à l'aide d'une presse hydraulique (marque SINTCO) d'une capacité maximale de chargement 10 tonnes, la vitesse de chargement est de 500 à 1000 KN/m².s

TABLEAU N°9: Ic, Ed, Vl de la roche du calcaire

ECHANTILLON	HAUTEUR ECHANTILLON h (cm)	VITESSE DE L'ONDE LONGI- TUDINALE VL (m/s)	INDICE DE CONTINUITÉ Ic %	MASSE VOLU- MIQUE A L'ETAT SEC (kg/m ³)	MODULE D'YOUNG DYNAMIQUE Ed (kg/cm ²) x 10 ⁵
1. A C2 <u>h</u>	4,20	5657,89	90,66	2330	7,46
1. A C2 <u>h</u>	4,22	4617,02	73,79	2430	5,18
1. A C1 <u>h</u>	7,65	4250,00	68,10	2430	4,38
1. A C2 //	4,20	5060,24	81,08	2380	6,09
1. B C1 <u>h</u>	4,05	3333,33	53,41	2360	2,62
1. B C1 //	8,00	3636,36	58,25	2340	3,09
1. B C3 <u>h</u>	3,90	3196,72	51,22	2360	2,41
1. C C3	4,20	3954,54	63,36	2190	3,42
1. C C4	4,20	3065,69	49,12	2140	2,01
2. A C2	4,41	4500,00	72,11	2580	5,22
2. A C6	7,60	4545,97	72,84	2470	5,10
2. A C5	8,11	5006,17	80,22	2570	6,44
2. A C3	8,20	4767,44	76,39	2490	5,65
2. A C4	8,35	5060,24	81,08	2500	6,40
2. A C1	4,54	5172,41	82,88	2620	7,00
2. A C4	4,14	4816,09	77,17	2450	5,68
2. A C6	4,30	2794,87	44,78	2520	1,96
2. C C1 <u>h</u>	8,10	3214,28	51,76	2320	2,39
2. C C2 <u>h</u>	8,40	3733,33	59,82	2350	3,27
2. C C3 <u>h</u> (a)	4,60	4442,30	71,18	2350	4,63
2. C C3 <u>h</u>	8,25	4129,35	66,17	2380	4,05
2. C C4 <u>h</u> (a)	4,12	3516,94	56,35	2400	2,96
2. C C5 <u>h</u>	8,10	3942,30	63,17	2360	3,66

ECHANTILLON	HAUTEUR DE L'ECHANTILLON h; (cm)	VITESSE DE L'ONDE LONGITUDINALE VL; (m/s)	INDICE DE CONTINUITÉ IC; (%)	MASSE VOLUMIQUE A L'ETAT SEC ρ : (Kg/m ³)	MODULE DE YOUNG DYNAMIQUE Ed x 10 ⁵ ; (Kg/cm ²)
2.C C3//	4,7	3764,22	60,32	2340	3,31
2.C C2//	4,08	2950,00	47,20	2250	1,95
3.A C1	8,60	4623,65	74,09	2510	5,36
3.A C2	4,10	4019,60	56,18	2520	4,07
3.A C2	8,80	3793,10	60,78	2480	3,46
3.A C3	8,25	4209,18	67,45	2490	4,41
3.A C5	8,12	4162,43	66,70	2500	4,33
3.B C1 h	7,60	2822,22	45,22	2140	1,70
3.B C2 h	8,15	3065,69	49,12	2130	2,00
3.B C1//	8,05	2996,28	48,01	2270	2,03
3.C C1h(a)	4,00	3792,45	60,77	2390	3,43
3.C C3//	8,15	4522,22	72,74	2420	4,94
4.A C1 h	4,10	4226,8	67,73	2690	4,80
4.A C2 h	4,18	4200,00	67,30	2480	4,37
4.A C1//	6,60	4076,08	65,31	2450	4,07
4.A C1//(a)	8,18	4014,42	64,33	2550	4,10
4.B C2//	8,41	3870,96	62,03	2350	3,52
4.C C1h(a)	8,35	4560,43	73,08	2560	5,32
4.C C1h(b)	8,25	4145,72	66,49	2520	4,33
4.C C2 h	8,00	4705,88	75,41	2500	5,53
4.C C2//	8,35	4465,24	71,55	2510	5,00
4.D C1 h	8,22	3414,34	54,71	2350	22,73
4.D C3//	7,75	3601,69	57,71	2320	3,00

4.D C4//	7,60	3283,01	52,60	2370	2,55
5.B C2 _h (a)	8,30	3586,95	57,48	2420	3,11
5.B C2 _h (b)	8,35	4304,12	68,97	2480	4,59
5.B C3 _h	6,02	3152,70	50,52	2570	2,55
5.B C4 _h (a)	8,45	5121,95	82,07	2540	6,66
5.B C4//	8,40	4831,46	77,42	2620	6,11
5.B C5//	8,15	3923,44	62,87	2500	3,84
5.C C3	7,3	3449,78	55,28	2270	2,70
6.A C2 _h	8,03	2692,30	43,14	2140	1,55
6.B C1	8,20	3822,22	61,25	2330	3,40
6.B C3	8,32	3293,65	52,78	2310	2,50
6.C C1	8,10	3796,29	60,83	2360	3,40
6.C C2	4,34	3198,52	51,25	2330	2,38

a/ Résistance à la compression (Rc).

Les éprouvettes cylindriques sont au nombre de 23, le coefficient de souplesse est variable entre 2 et 2,5, le diamètre de l'éprouvette est 40 mm.

La résistance à la compression est: $R_c = \frac{F_{max}}{S}$; kgf/cm²

F_{max} = charge à la rupture; kgf

S = surface de l'éprouvette cylindrique; cm²

Les valeurs de la résistance à la compression varient de 69,23 à 316,32 kgf/cm² (tableau 10)

La valeur moyenne de la résistance à la compression (Rc) est:

$$R_c = 185,79 \text{ kgf/cm}^2$$

On peut estimer la moyenne de la résistance à la compression par intervalle de confiance dans le risque de se tromper est de 5% par la formule suivante:

$$\bar{R}_c - z \cdot \frac{s}{\sqrt{n}} < m < \bar{R}_c + z \cdot \frac{s}{\sqrt{n}}$$

où

z: valeur déduite de la courbe de Student

\bar{R}_c : la moyenne arithmétique de la résistance à la compression

s: écart-type

n: nombre d'échantillon

L'écart-type s est défini comme suit:

$$s^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (R_{ci} - \bar{R}_c)^2}{n - 1}$$

où R_{ci} = résistance à la compression

n = 23 échantillons

\bar{R}_c = 185,79 kgf/cm²

z = 2,07

s = 78,62 kgf/cm²

TABLEAU N10: RESISTANCE A LA COMPRESSION DU CALCAIRE

ECHANTILLON	DIAMETRE DE L'ECHANTILLON "d"; (cm)	HAUTEUR DE L'ECHANTILLON "h"; (cm)	CHARGE A LA RUPTURE Fmax (kgf)	RESISTANCE A LA COMPRESSION $R_c = F_{max}/\pi \cdot R^2$ (kgf/cm ²)
5.B C2 h	4,0	8,35	1390	110,61
5.B C4 //	4,0	8,40	3210	255,44
6.C C1	4,0	8,10	2870	228,38
3.B C2 h	4,0	8,14	1050	83,55
1.C C5	4,0	8,00	1650	131,30
4.D C1 h.	4,0	8,22	3270	260,21
2.C C5 h	4,0	8,10	3545	282,102
5.B C5 //	4,0	8,11	2470	196,55
1.B C1 //	4,0	8,00	2070	164,72
1.B C2 //	4,0	8,41	3700	294,43
2.A C5	4,0	8,11	3410	271,35
6.B C3	4,0	8,32	1170	93,10
2.C C3 h	4,0	8,25	2750	218,83
1.C C3	4,0	8,25	1220	97,08
4.C C1 h	4,0	8,25	3975	316,32
6.B C1	4,0	8,20	2200	175,07
3.B C1 //	4,0	8,05	1590	126,52
3.C C3 //	4,0	8,15	3200	254,64
6.A C2 h	4,0	8,05	870	69,23
2.A C3	4,0	8,20	2620	208,49
2.C C1 h	4,0	8,10	1020	81,16
5.C C2	4,0	8,25	3000	238,73
4.A C1//(a)	4,0	8,10	1450	115,38

d'où: $151,85 \text{ kgf/cm}^2 < m < 219,72 \text{ kgf/cm}^2$

On a constaté que la valeur de la résistance à la compression du calcaire dépend de sa porosité (fig. 25)

On peut dire que la roche est faiblement résistante à moyenne [14].

b/ Résistance à la traction (R_t)

43 échantillons ont été utilisés pour réaliser l'essai brésilien. Le diamètre des échantillons est sensiblement égal à sa longueur (40 mm) (voir tableau n°11).

La résistance à la traction est définie par la formule suivante

$$R_t = \frac{2 F}{\pi . d . l}$$

R_t = résistance à la traction; kgf/cm^2

F = charge à la rupture; kgf

d = diamètre de l'échantillon

l = longueur de l'échantillon

Les valeurs de la résistance à la traction sont mentionnées dans le tableau n° 11.

La résistance à la traction est comprise entre $12,95 \text{ kgf/cm}^2$ et $58,98 \text{ kgf/cm}^2$.

La moyenne arithmétique de la résistance à la traction est $32,47 \text{ kgf/cm}^2$ et son écart-type est $11,35 \text{ kgf/cm}^2$.

Nous avons ensuite estimé la moyenne de la résistance à la traction par intervalle confiance dans le risque de se tromper est de 5% pour la formule suivante:

$$\bar{R}_t - z \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}} < m < \bar{R}_t + z \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}$$

où:

z = valeur déduite de la courbe normale = 1,96

\bar{R}_t = moyenne de la résistance à la traction = $32,47 \text{ kgf/cm}^2$

n = nombre d'échantillon = 43

σ = écart-type

Fig.25—Resistance a la compression en fonction de la porosite

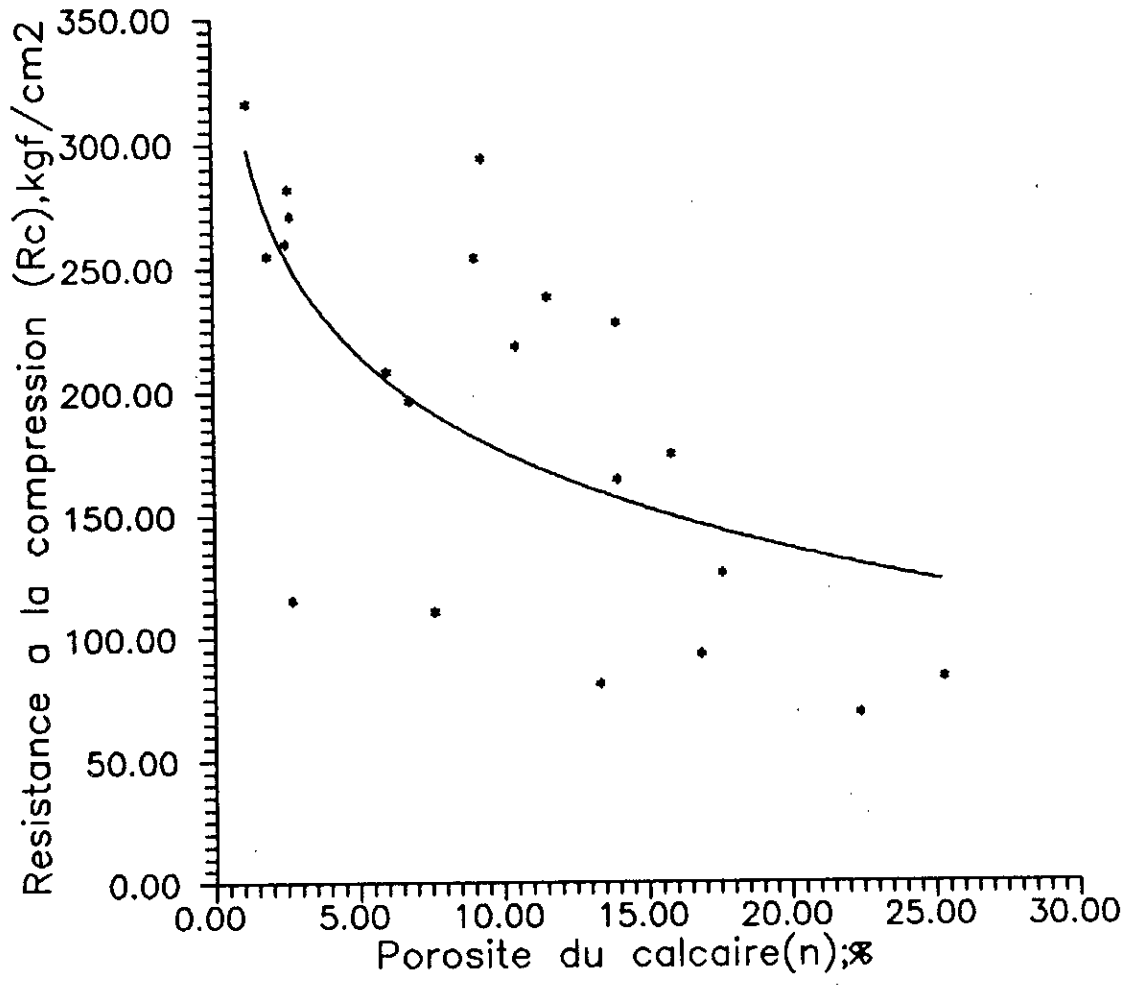


TABLEAU N11: RESISTANCE A LA TRACTION DU CALCAIRE

ECHANTILLON	DIAMETRE DE L'ECHANTILLON "d"; (cm)	HAUTEUR DE L'ECHANTILLON "h"; (cm)	CHARGE A LA RUPTURE "kgf; Fmax	RESISTANCE A LA TRACTION $R_t = \frac{2 F_{max}}{\pi \cdot d \cdot h}; \text{kgf/cm}^2$
2.A C6 <u>h</u>	4,0	4,36	922	33,65
1.A C1 <u>h</u>	4,0	4,40	1032	37,32
5.B C4 <u>h</u> (b)	4,0	4,35	1405	51,40
5.B C3 <u>h</u>	4,0	4,25	1165	43,62
3.A C7	4,0	4,25	1575	58,98
4.A C1 //(b)	4,0	4,10	598	23,21
3.B C1 <u>h</u>	4,0	4,35	452	16,53
4.D C4 //	4,0	4,21	823	31,11
4.D C3 //	4,0	4,40	965	34,90
4.A C1 //(a)	4,0	4,30	1115	41,27
3.A C1	4,0	4,12	857,5	33,12
4.B C1 <u>h</u>	4,0	4,10	1212,5	47,06
3.A C6	4,0	4,05	600	23,57
3.A C1	4,0	4,09	810	31,51
5.C C3	4,0	4,40	550	19,89
2.A C4	4,0	4,14	870	33,44
2.C C2 //	4,0	4,08	700	27,30
1.A C2 //	4,0	4,20	910	34,48
6.B C3	4,0	4,10	640	24,84
5.B C3 //	4,0	4,00	1085	43,17
1.B C3 <u>h</u>	4,0	4,00	750	29,85
4.A C1 <u>h</u>	4,0	4,10	892	34,62
4.A C2 <u>h</u>	4,0	4,18	595	22,65

2.A C2	4,0	4,40	1010	36,53
1.C C4	4,0	4,20	360	13,64
5.B C6 //	4,0	4,20	1085	41,11
3.C C1	4,0	4,00	1045	41,58
1.C C2	4,0	4,30	350	12,95
1.A C2	4,0	4,20	406	15,38
2.A C5	4,0	4,33	835	30,69
4.D C1 //	4,0	4,30	650	24,05
1.A C2	4,0	4,22	966	36,43
3.A C2	4,0	4,10	765	29,69
2.C C3	4,0	4,40	485	17,54
1.C C3	4,0	4,20	360	13,64
6.C C2	4,0	4,34	665	24,38
2.A C1	4,0	4,28	1285	47,78
2.A C6	4,0	4,30	710	26,28
5.B C2	4,0	4,12	1380	53,30
2.C C4	4,0	4,12	890	34,38
4.C C2	4,0	4,04	775	30,53
2.C C3 //	4,0	4,18	905	34,45
4.A C1	4,0	4,10	1400	54,34

L'écart-type est défini de la manière suivante:

$$\sigma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (P_{ti} - \bar{R}_t)^2}{n - 1}$$

où:

P_{ti} = résistance à la traction pour le ième échantillon
d'où: 29,07 kgf/cm² < m < 35,86 kgf/cm²

Nous avons donc estimé que la moyenne de la résistance à la traction est comprise entre 29,07 et 35,86 kgf/cm² dont la probabilité de se tromper est de 5%.

On peut dire que la résistance à la traction est moyennement résistance [14].

Nous avons trouvé que le rapport entre la résistance à la compression et la résistance à la traction varie de 5 à 12. (voir tableau n° 12).

c/ Module d'Young statique.

Lors de l'essai à la compression, l'éprouvette cylindrique est placée entre les deux plateaux de la presse. Un anneau portant deux comparateurs longitudinaux est placé autour de l'éprouvette dans le but de déterminer les déplacements verticaux.

Des courbes contrainte-déformation ont été tracées (fig. 25) pour pouvoir déterminer le module d'Young statique, ce dernier est défini à partir de la formule suivante [24] (voir I.2.4.1)

$$E_s = \frac{0,75 R_c - 0,1 R_c}{\epsilon_{0,75} - \epsilon_{0,1}} \text{ : kgf/cm}^2$$

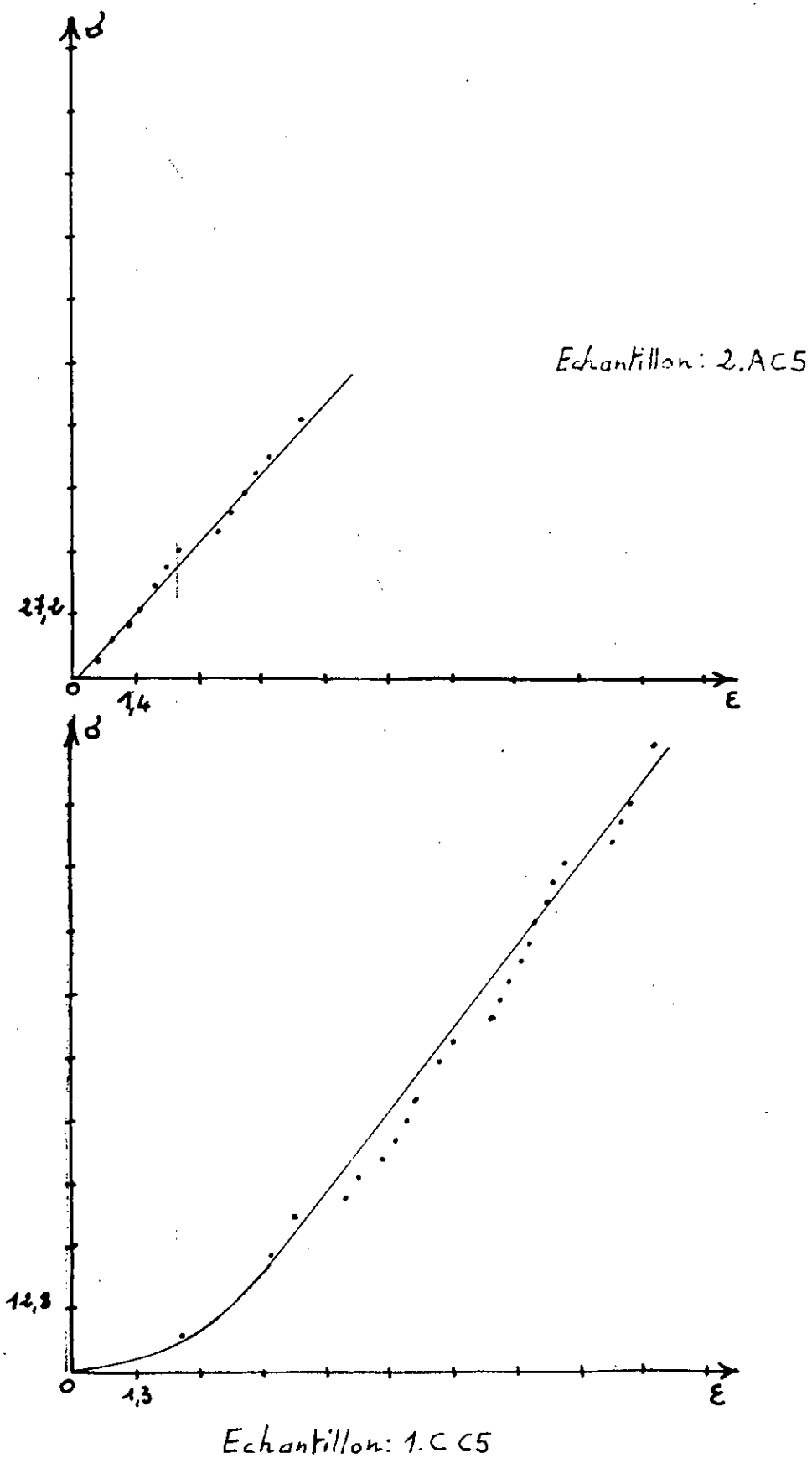
R_c = résistance à la compression

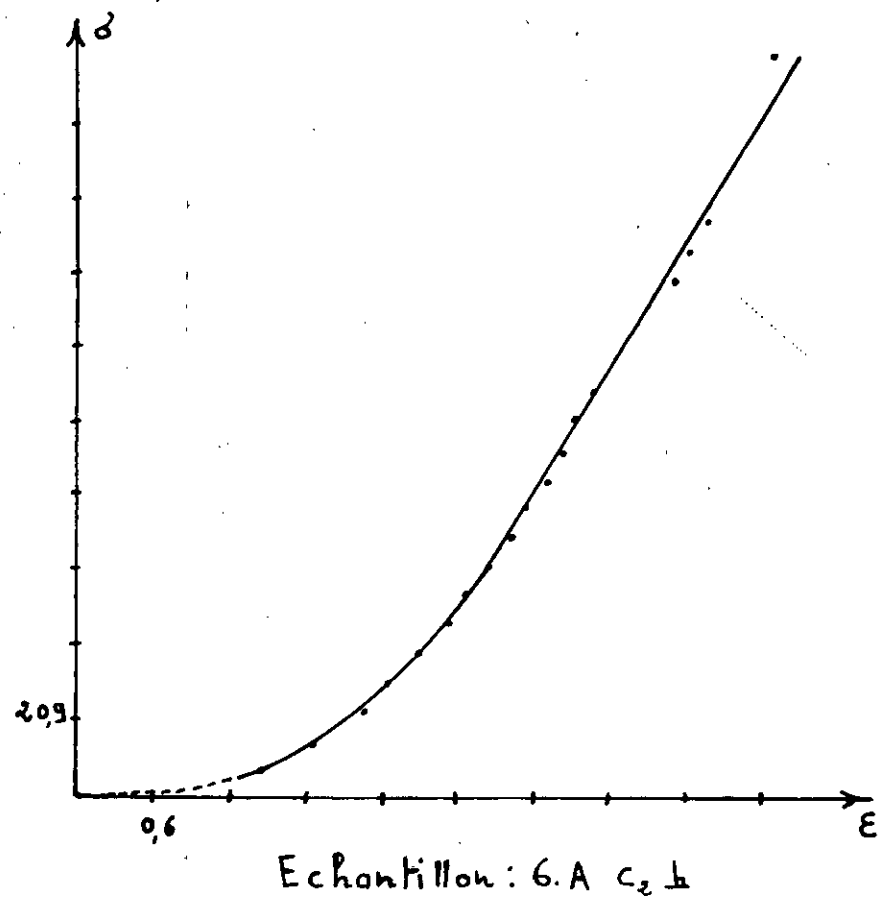
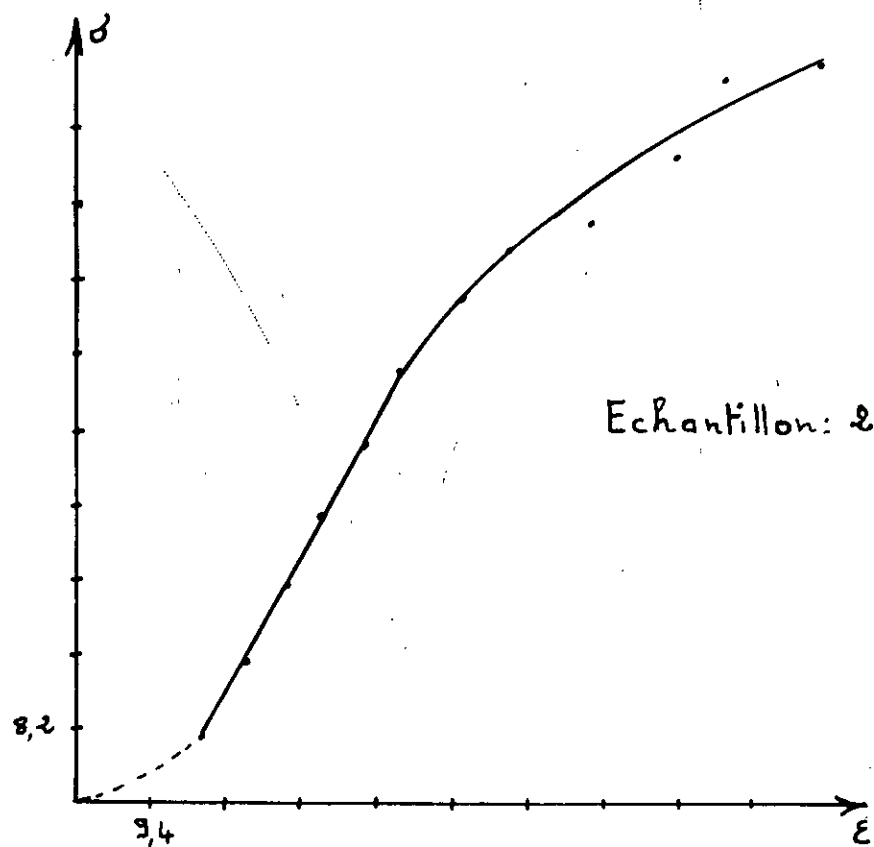
$\epsilon_{0,75}$ = déformation qui correspond à la valeur 0,75 R_c

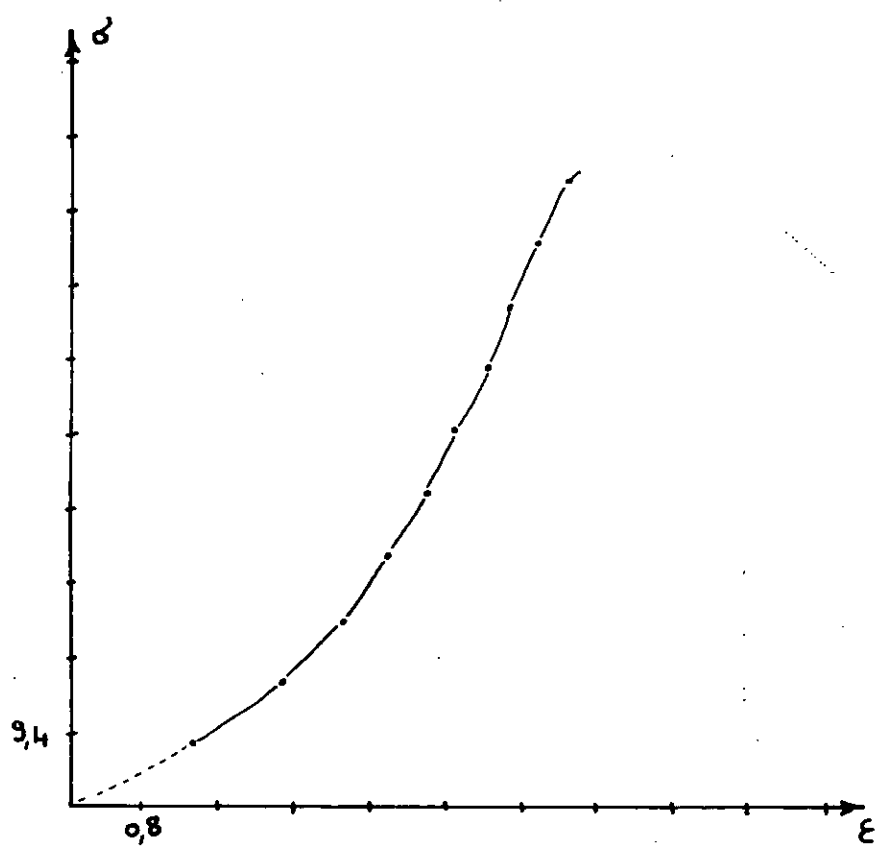
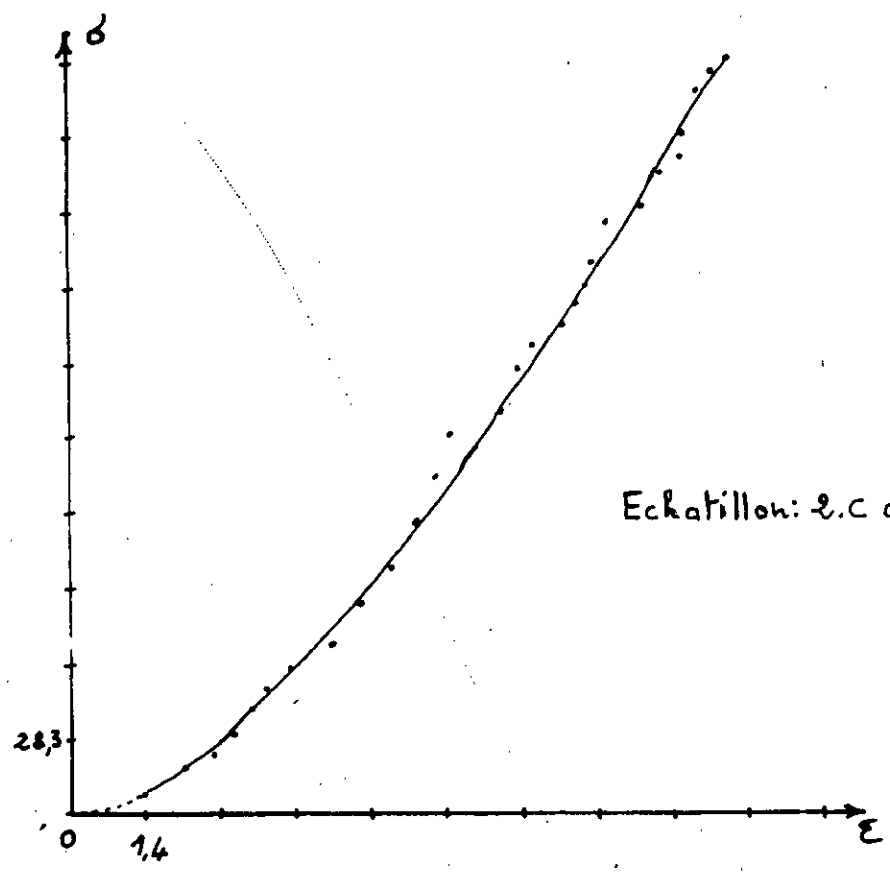
$\epsilon_{0,1}$ = déformation qui correspond à la valeur de 0,1 R_c

Les valeurs E_s sont mentionnées dans le tableau n° 13. La valeur de E_s varie de (0,52 à 7,92) 10⁴ kgf/cm².

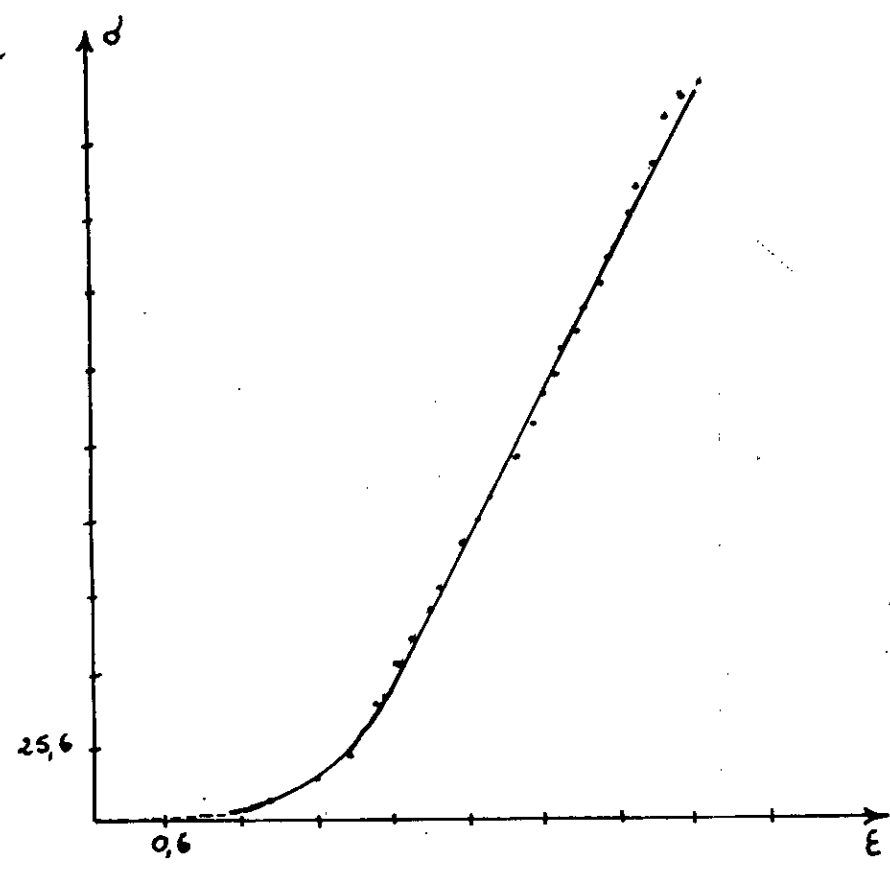
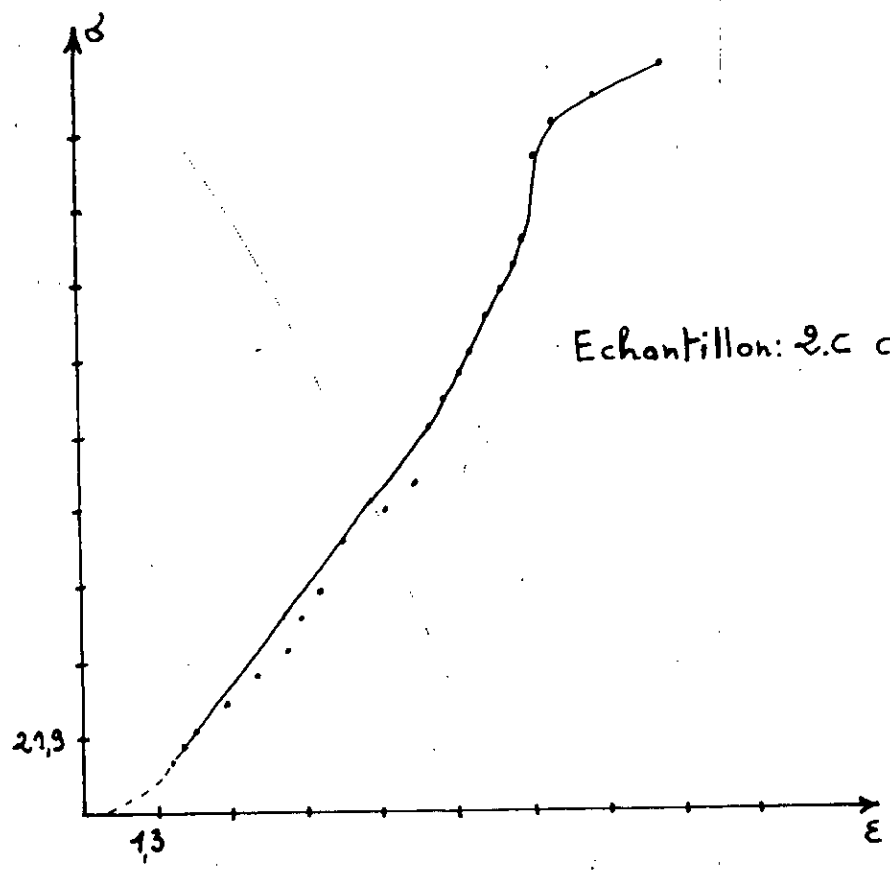
Fig.26 - Courbes contrainte - deformation



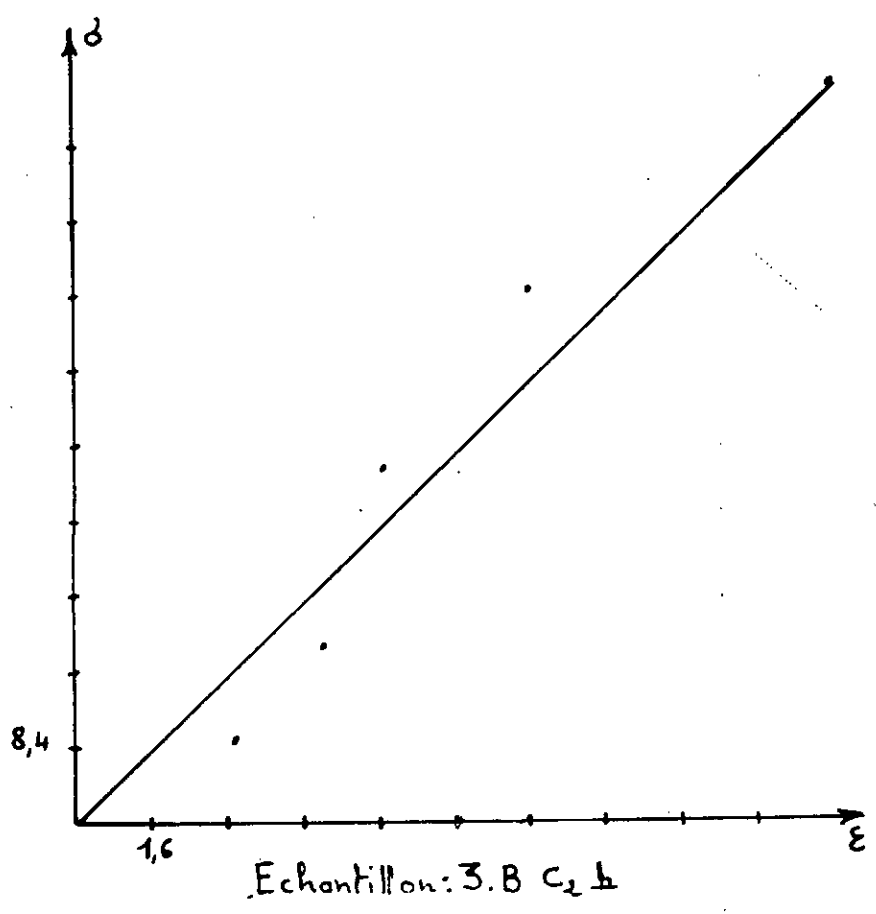
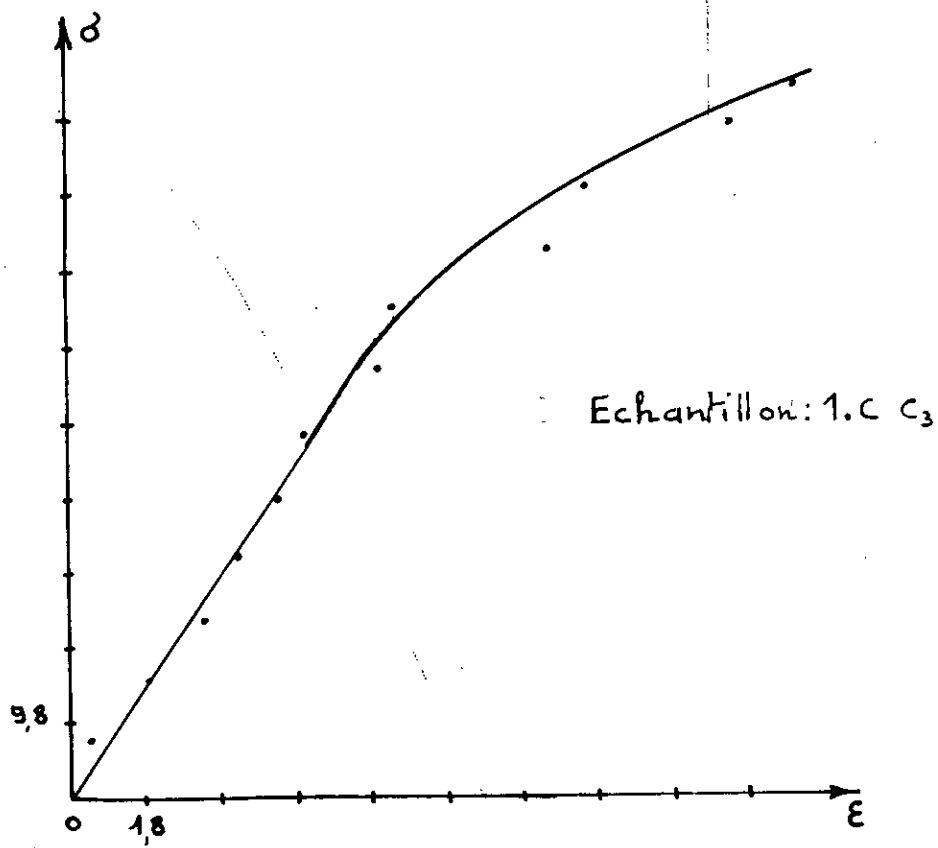


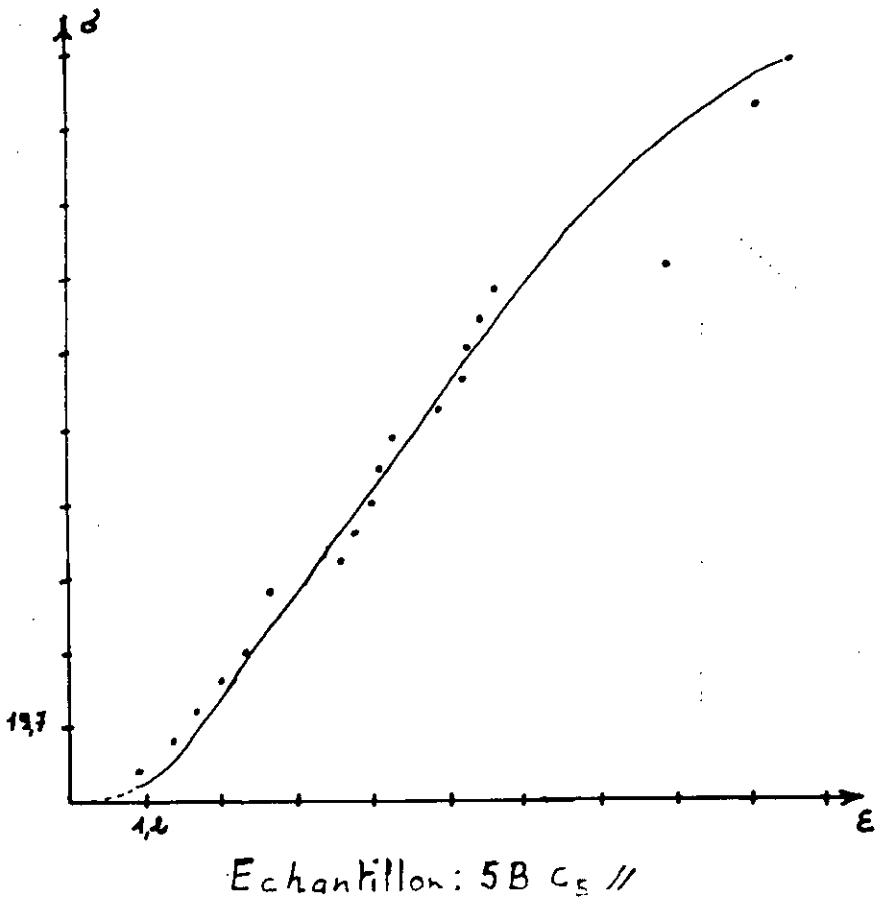
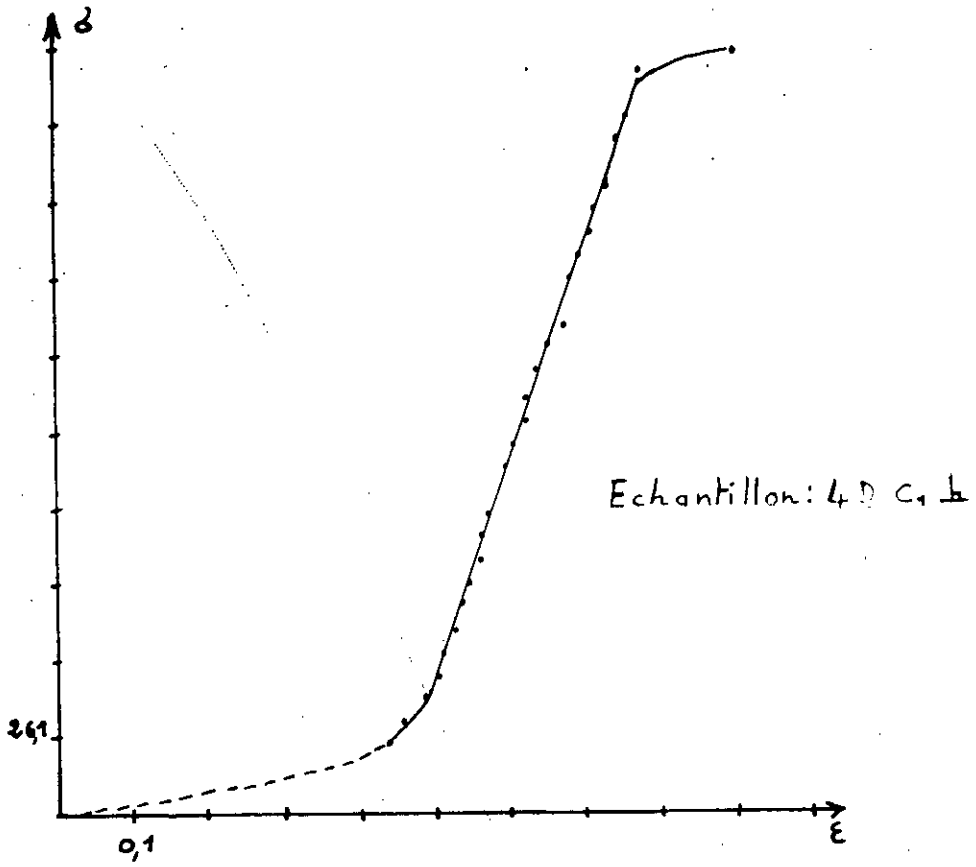


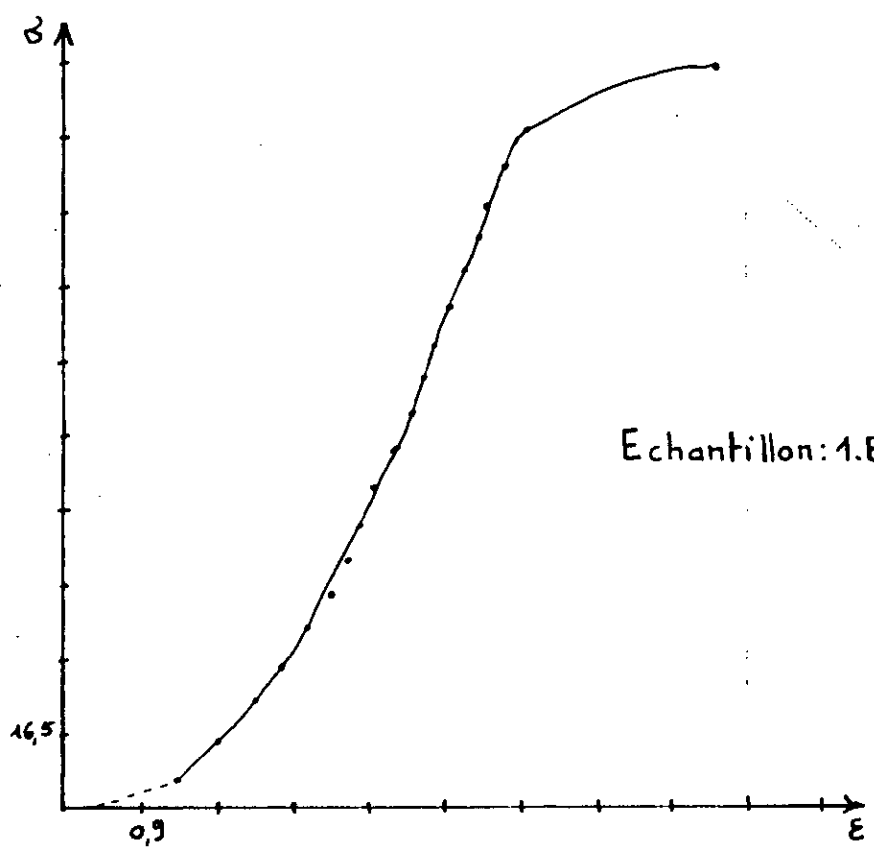
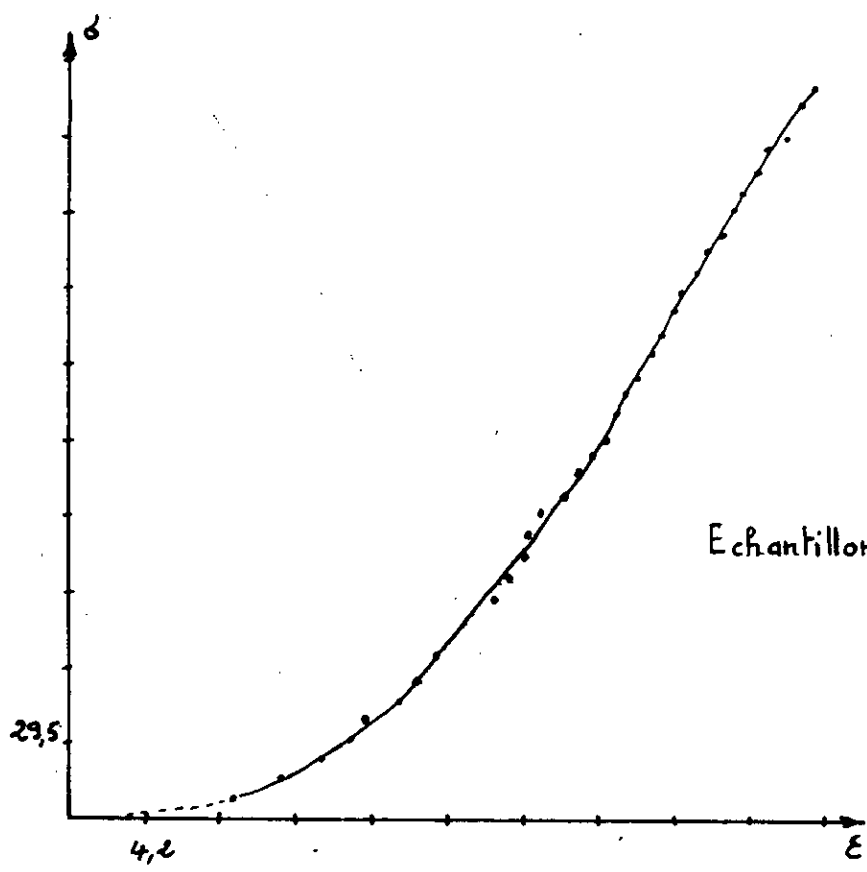
Echantillon: 6.Bc₃



Echantillon: 5.B C₄ II







ECHANTILLON	RESISTANCE A LA COMPRESSION R_c ; Kgf/cm ²	RESISTANCE A LA TRACTION R_t ; Kgf/cm	$K = \frac{R_c}{R_t}$	COHESION DE LA ROCHE DE CALCAIRE C; Kgf/cm ²	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU CALCAIRE φ ; (DEGRE)
1.B	164,72	29,85	5,51	51,89	25,56
1.C	114,19	13,41	8,51	24,31	43,87
2.A	239,92	34,72	6,91	60,66	36,43
2.C	194,03	28,41	6,82	49,59	35,86
3.B	105,03	16,53	6,35	28,67	32,72
3.C	254,64	41,58	6,12	72,03	31,00
4.B	294,43	67,06	6,25	81,57	32,01
4.C	316,32	30,53	10,36	58,29	49,53
4.D	260,21	30,02	8,66	54,64	44,43
5.B	225,99	44,82	5,04	79,07	20,03
5.C	238,73	19,89	12,00	39,78	53,13
6.B	134,08	24,84	5,39	43,29	24,29
6.C	228,38	24,83	9,19	45,86	46,23

TABLEAU N13: MODULE D'YOUNG STATIQUE "Es" DU CALCAIRE

ECHANTILLON	MODULE DE YOUNG STATIQUE $10^4 \times E_s$; (kgf/cm ²)
5.B C4 //	7,92
1.C C5	1,23
3.B C2 \perp	0,52
2.C C3 \perp	2,19
1.C C3	0,74
6.B C3	1,76
1.B C1 //	3,61
5.B C5 //	2,22
2.C C5 \perp	2,47
4.B C2 //	0,97
4.D C1 \perp	6,78
2.C C1 \perp	0,13
2.A C3	5,14
6.A C2 \perp	1,89
2.A C5	2,13

On a constaté que le module d'Young dynamique est supérieur au module d'Young statique.

On peut dire que d'après les valeurs obtenues sur la roche de calcaire est très déformable à moyenne [14].

d/ Cohésion (C) et angle de frottement interne (φ).

Vu l'absence de l'essai de cisaillement et triaxial pour les roches, nous avons pu obtenir des relations ci-dessous par construction géométrique en utilisant le critère Mohr-Coulomb (pour la démonstration voir I.3).

$$C = \frac{2\sqrt{R_c \cdot R_t - 3R_t^2}}{R_c + R_t}$$

$$\phi = \arcsin \left(\frac{R_d - 4R_t}{R_c - 2R_t} \right)$$

Les valeurs obtenues de C et φ sont indiquées dans le tableau n° 12.

La valeur de la cohésion de la roche de calcaire varie de 24 à 79,07 kgf/cm² et la valeur de l'angle de frottement interne est comprise entre 20° et 53°.

IV.4/ Discontinuités du massif rocheux:

Les discontinuités du massif rocheux influent sur les propriétés mécaniques du massif et sur la stabilité de ces éléments structuraux sont nécessaires au géotechnicien. Le nombre, la localisation et la disposition géométrique de ces

IV.4.1/ Fissurité

La fissurité est égale à la distance moyenne entre les discontinuités: $ID = L/n$ [15]

n = nombre de discontinuités sur une distance L du massif. Nous avons effectué 19 mesures sur l'ensemble de la carrière. Les lieux de mesure sont indiqués sur le plan topographique. Les valeurs de la fissurité obtenues sont présentées dans le tableau n° 14.

TABLEAU N14: DISTANCE MOYENNE ENTRE LES DISCONTINUITES

NIVEAU DU GRADIN (m)	LA ZONE DE MESURE	NOMBRE DE FISSURE "n"	LONGUEUR DE LA PARTIE MESUREE "L" cm	DISTANCE MOYENNE ENTRE LES FISSURES "ID" (cm)	Kf	Kw	Kt	K
152	1.A	10	500	50	0.100	0.5	0.7	0.035
	1.B	17	500	29	0.145	//	//	0.051
	1.C	30	1000	33	0.160	//	//	0.056
171	2.A	26	500	19	0.095	//	//	0.033
	2.B	13	500	38	0.190	//	//	0.036
	2.C	7	500	71	0.142	//	//	0.049
180	3.A	14	500	36	0.190	//	//	0.063
	3.B	16	1000	62	0.124	//	//	0.043
	3.C	20	500	25	0.125	//	//	0.043
200	4.A	32	1000	31	0.155	//	//	0.054
	4.B	16	500	31	0.155	//	//	0.054
	4.C	16	500	31	0.155	//	//	0.054
	4.D	17	500	29	0.145	//	//	0.050
215	5.A	13	500	38	0.190	//	//	0.066
	5.B	15	500	33	0.165	//	//	0.057
	5.C	14	500	36	0.180	//	//	0.063
235	6.A	21	500	24	0.120	//	//	0.042
	6.B	29	500	17	0.080	//	//	0.028
	6.C	30	500	17	0.085	//	//	0.029

La fissurité ainsi obtenue varie de 0,17m à 0,62m, la moyenne arithmétique de la fissurité est 0,34m.

D'après le tableau ci-dessous des classes de fracturation [14], on peut dire que la densité de discontinuités dans la carrière de Meftah est forte à moyenne.

TABLEAU DONNANT LA CLASSIFICATION DES DISCONTINUITES

CLASSE	INTERVALLE MOYEN ENTRE DISCONTINUITES ID (cm)	DENSITE DES DISCONTINUITES
ID 1	> 200	TRES FAIBLE
ID 2	60 a 200	FAIBLE
ID 3	20 a 60	MOYENNE
ID 4	6 a 20	FORTE
ID 5	< 6	TRES FORTE

IV.4.2/ Orientation des discontinuités:

La méthode qu'on doit adopter pour aborder le problème de la stabilité des talus est fondée sur le fait que le comportement d'un talus rocheux est essentiellement gouverné par les discontinuités qui affectent la matrice rocheuse. Il a été donc nécessaire de procéder à une étude structurale. Nous avons pour cela caractérisé systématiquement toutes les discontinuités, c'est à dire tous les défauts d'origine géologique ou mécanique qui affectent le massif rocheux.

Cette phase de l'étude est essentielle car elle débouche sur un zonage du site en régions structurales. Elle donne une schématisation qui consiste à définir des familles de discontinuités.

Dans le cas de notre étude, le zonage a été déterminé à partir des mesures de la normale et du pendage de 183 fissures, reportées sur un canevas de Schmidt et du diagramme équiréa].

Ce zonage (fig.27) a permis de déterminer l'orientation moyenne des fissures. Pour la carrière de Meftah elle est de 45/81N et il existe 2 systèmes de fissuration orthogonaux.

Par ailleurs, d'après le zonage obtenu, nous constatons que si le sens du mouvement d'exploitation se fait de l'Est vers l'Ouest, des glissements peuvent survenir.

Pour cela, nous recommandons de garder le sens actuel d'exploitation qui se fait du Nord vers le Sud, et de ne pas le changer comme cela est prévu pour la carrière de Meftah.

Nous avons mesuré le pendage des couches qui varie de 20° à 35°. La direction et le pendage de l'axe anticlinal est 124/20N, tandis que la direction et le pendage de l'axe synclinal est 90/5N.

IV.5/ Calcul de la stabilité des talus dans la carrière de Meftah.







Nous avons supposé le mode rupture circulaire pour le calcul de la stabilité, car notre roche est tendre à mi-dure et le massif est fissuré. De plus si la direction de l'exploitation est dans la direction des discontinuités, c'est à dire Nord-Sud le modèle de glissement plan est écarté.

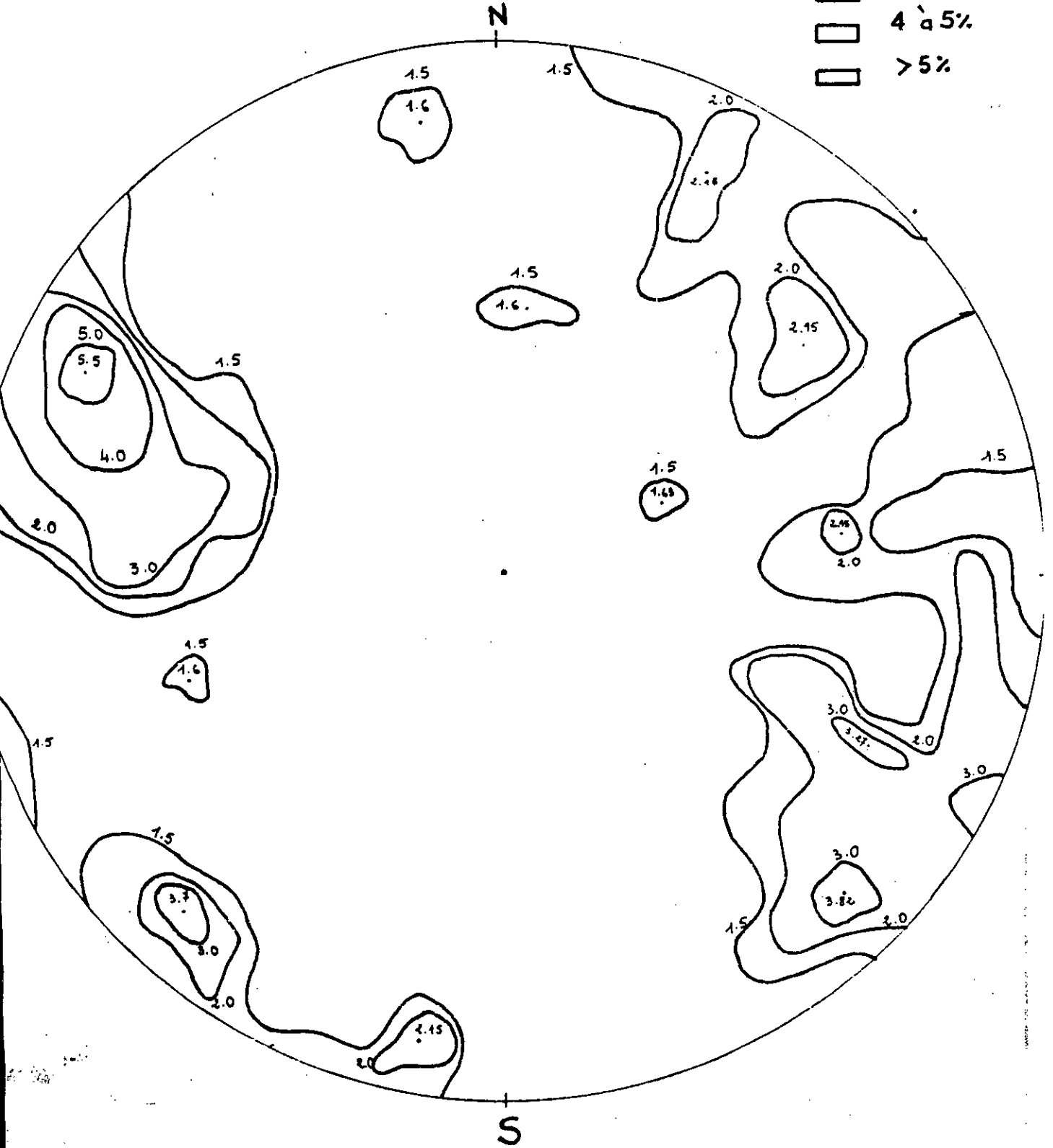
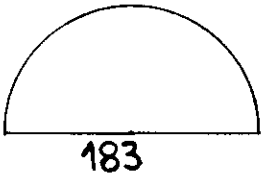
IV.5.1/ Données de base pour le calcul de la stabilité des talus.

* Pour calculer la cohésion du massif, on doit tenir compte d'un certain nombre des coefficients de corrections qui est défini par la relation suivante:

Figure : 27 DIAGRAMME DES FISSURES DE CALCAIRE DE MEFTAH (RESEAU POLAIRE).

Echelle en % :

-  < 1,5%
-  1,5 à 2%
-  2 à 3%
-  3 à 4%
-  4 à 5%
-  > 5%



$$C_m = k_r \cdot k_w \cdot k_t \cdot C_e; [17]$$

$$\text{où } k = k_r \cdot k_w \cdot k_t$$

k_r : Coefficient d'affaiblissement structural = 0,01 à 0,98

k_t : Coefficient tenant compte de la durée de chargement = 0,5 à 0,9

k_w : Coefficient tenant compte de l'influence de l'humidité = 0,2 à 1

C_e : Cohésion de la roche: kgf/cm²

Les valeurs k_r sont obtenues d'après la distance moyenne entre les discontinuités [17] et elles sont présentées dans le tableau n° 14.

* L'angle de frottement interne du massif φ_m est définie comme suit:

$$\varphi_m = k_\varphi \cdot \varphi_e; [16]$$

k_φ : Coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif = 0,8

φ_e : Angle de frottement interne de la roche, degré (°)

Les valeurs de C_m et φ_m sont mentionnées dans le tableau n° 15.

* Le poids volumique utilisé lors du calcul est:

$$\gamma = 24,1 \text{ KN:m}^3$$

* Géométrie de la fosse.

Pour entamer la partie de ce calcul nous avons établi 3 coupes d'exploitation (A-A; B-B; C-C) (fig. 28.29.30) à partir du plan topographique (fig.31) et des coupes géologiques à l'échelle 1/1000.

IV.5.2/ Méthode de calcul du coefficient de sécurité.

On a choisi la méthode classique de Fellenius pour calculer le coefficient de sécurité, ce dernier est défini de la manière suivante [5]:

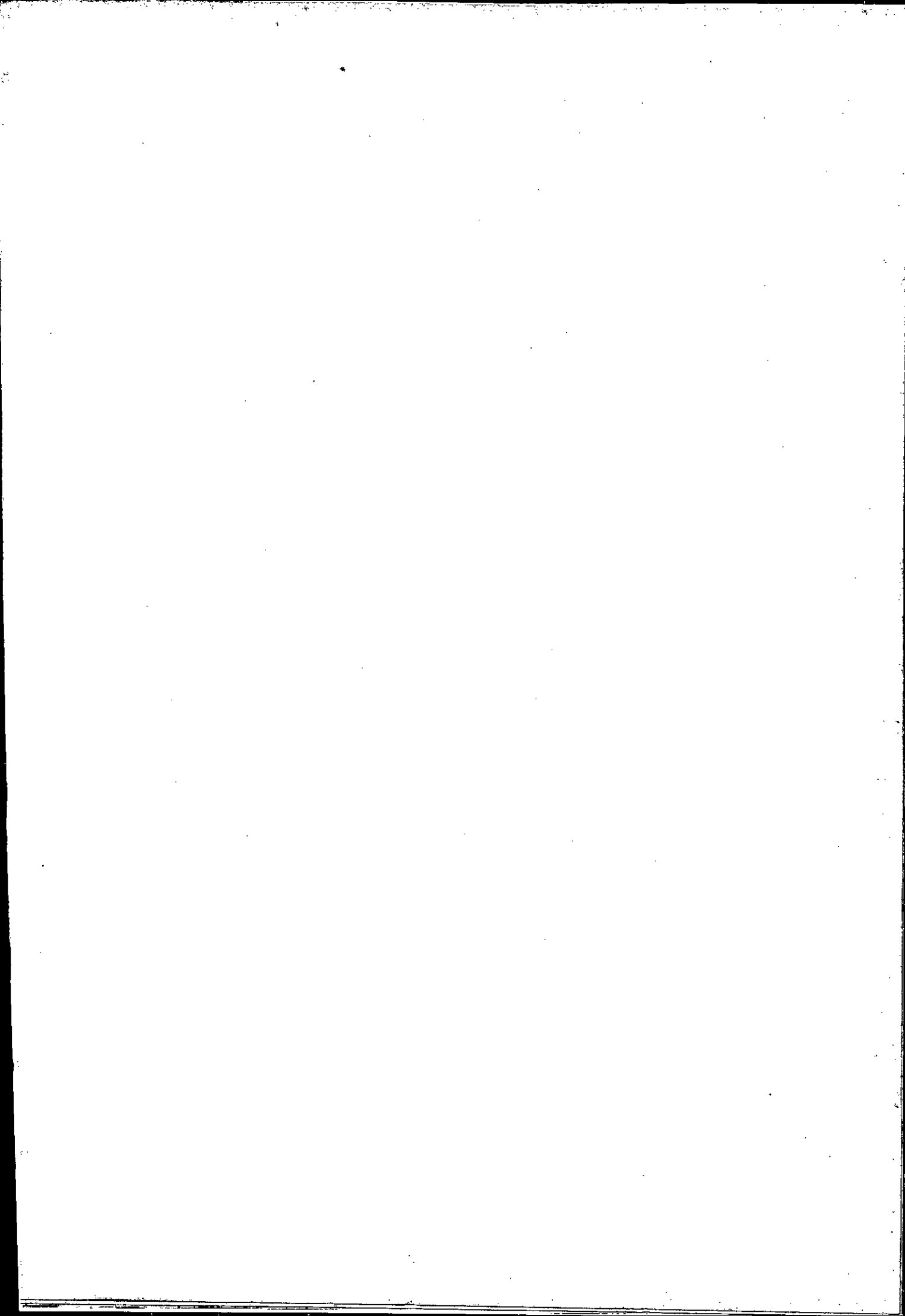


TABLEAU N15: COHESION ET ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE
DU MASSIF DE CALCAIRE!

ECHANTILLON	COHESION DE LA ROCHE DU CALCAIRE C_e (kgf/cm ²)	COHESION DU MASSIF DU CALCAIRE C_m (kgf/cm ²)	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DE LA ROCHE DE CALCAIRE φ_e (DEGRE)	ANGLE DE FROTTEMENT INTERNE DU MASSIF φ_m (DEGRE)
1.B	51,89	2,59	25	20
1.C	24,31	1,36	43	34
2.C	49,59	2,42	35	28
2.A	24,31	0,80	43	34
3.B	28,67	1,23	32	25
3.C	72,03	3,09	41	24
4.B	81,57	4,40	32	25
4.C	58,29	3,14	49	39
4.D	54,64	2,73	35	28
5.B	79,07	4,50	20	16
5.C	39,78	2,50	53	42
6.B	43,29	1,21	24	19
6.C	45,86	1,32	46	36

$$F_s = \frac{\sum C_i \cdot b + \sum W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i}$$

C_i = Cohésion du massif de calcaire

b_i = Largeur de la tranche

W_i = Poids de la tranche

φ_i = Angle de frottement interne du massif de calcaire

α_i = Inclinaison de la tranche.

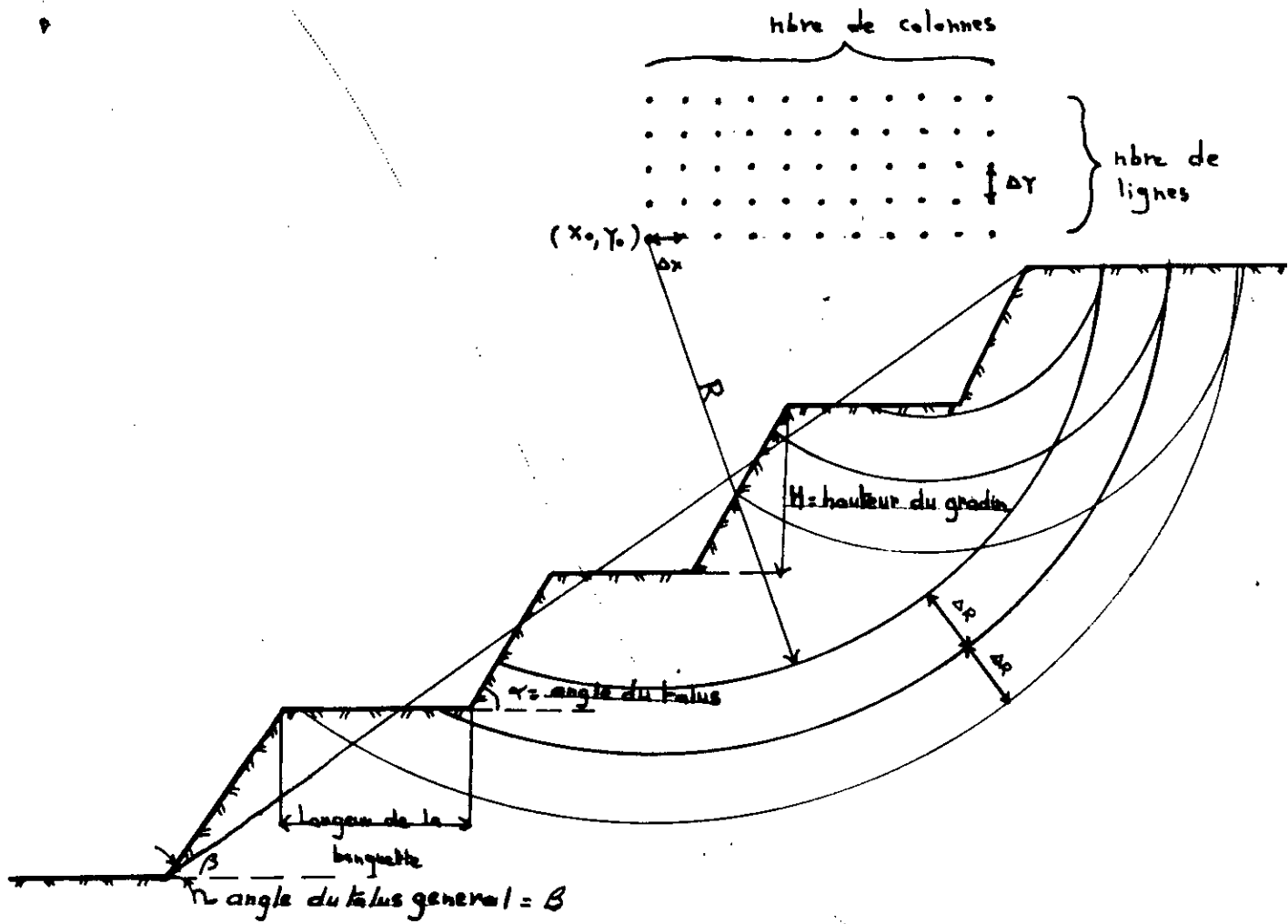
Outre les données physico-mécaniques du massif rocheux et les données géométriques, nous avons déterminé le quadrillage des centres des cercles de ruptures, le pas de prospection, le nombre de colonnes et le nombre de lignes pour chaque coupe d'exploitation.

tous ces paramètres ont été introduits dans le logiciel petalm [30] du L.C.P.C pour le calcul du coefficient de sécurité.

Les paramètres du quadrillage pour chaque coupe d'exploitation (fig. 32) sont résumés dans le tableau ci-dessous:

TABLEAU DONNANT LES PARAMETRES DU QUADRILLAGE

COUPES D'EXPLOITATION	X _o (m)	Y _o (m)	ΔR (m)	NOMBRE DE LIGNES	ΔY (m)	NOMBRE DE COLONNES	ΔX (m)
A-A	150,00	85,00	5,00	6	5,00	4	5,00
B-B	60,00	105,00	5,00	9	10,00	10	20,00
C-C	120,00	100,00	5,00	7	10,00	8	10,00



Determination du cercle critique

(X₀, Y₀) = origine du quadrillage

ΔP = pas de prospection

ΔY = espacement entre les lignes

ΔX = espacement entre les colonnes

L'ensemble des 3 coupes d'exploitation montrent que la hauteur et l'angle du talus du gradin varient respectivement:

4 à 22 m pour h et entre 22° et 66° pour α.

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau n° 16.

Conclusion: Le coefficient de sécurité fs calculé à travers les

3 coupes d'exploitation est supérieur à 1,25. Les gradins

peuvent donc être établis. Mais si le cisaillement se fait le

long des discontinuités, les caractéristiques mécaniques

diminuent, donc la probabilité d'avoir des gradins établis

diminue aussi.

IV.5.3/ Détermination de la résistance au cisaillement le long

des discontinuités

... cohésion et angle de frottement internes

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement internes

de la roche, nous avons estimé trois paramètres essentiels

[22]:

* Le coefficient de rugosité JRC, le profil des fissures étant

de type c (fig. 13), nous avons pris JRC égale à 5.

* La résistance à la compression à la paroi Jcs. Ce paramètre

est estimé à partir de la résistance à la compression Rc par la

relation suivante: Jcs = Rc/4.

La contrainte normale σ_n

$$\sigma_n = \rho \times h \times \cos^2 \beta$$

ρ = poids volumique = 24,1 kN/m³

h = profondeur en m

β = inclinaison de la surface d'affaiblissement.

TABLEAU N16: RESULTATS DU COEFFICIENT DE SECURITE (Fs)

COUPES D'EXPLOITATION	C (KN/m ³)	φ (DEGRE)	X (m)	Y (m)	R (m)	Fs
COUPE A-A	259,00	20,0	150,50	87,50	60,98	4,59
	136,00	34,0	150,00	87,50	51,00	5,17
	242,00	28,0	150,00	87,50	57,00	5,42
	123,00	25,0	150,00	87,50	52,00	3,87
	80,00	34,0	150,00	110,00	56,33	3,52
	309,00	24,0	150,00	87,50	60,50	5,54
	440,00	25,0	150,00	87,50	64,00	6,87
	314,00	39,0	150,00	87,50	54,50	7,71
	273,00	28,0	150,00	87,50	57,50	5,71
	450,00	16,0	150,00	87,50	74,00	5,80
	250,00	42,0	150,00	87,50	52,00	7,60
	121,00	19,0	150,00	87,50	54,50	3,16
	132,00	36,0	150,00	87,50	51,00	5,42
COUPE B-B	259,00	20,0	120,00	105,00	31,09	7,25
	136,00	34,0	120,00	105,00	29,09	5,60
	242,00	28,0	120,00	105,00	31,09	7,52
	80,00	34,0	120,00	105,00	25,09	4,15
	123,00	25,0	120,00	105,00	29,09	4,56
	309,00	24,0	120,00	105,00	31,09	8,70
	440,00	25,0	120,00	105,00	40,89	11,74
	314,00	39,0	120,00	105,00	31,09	10,22
	450,00	16,0	120,00	105,00	40,98	11,22
	250,00	42,0	120,00	105,00	29,09	9,11
	121,00	19,0	120,00	105,00	31,09	4,06
	132,00	36,0	120,00	105,00	27,09	5,67

	C	φ	X	Y	R	Fs
COUPE C - C	259,00	20,0	130,00	160,00	90,38	3,38
	136,00	34,0	130,00	160,00	90,38	2,41
	242,00	28,0	130,00	160,00	90,38	3,41
	80,00	34,0	120,00	130,00	59,20	1,67
	123,00	25,0	130,00	160,00	90,38	1,99
	309,00	24,0	130,00	160,00	90,38	4,05
	440,00	25,0	130,00	160,00	90,38	5,55
	314,00	39,0	130,00	160,00	90,38	4,59
	273,00	28,0	130,00	160,00	90,38	3,76
	450,00	16,0	120,00	130,00	59,20	6,01
	250,00	42,0	130,00	160,00	90,38	3,99
	121,00	19,0	130,00	160,00	90,38	1,81

Cette contrainte a été estimée pour chaque coupe d'exploitation. On peut donc déterminer la valeur de c et φ d'après l'abaque de Barton (fig. 13).

Les valeurs pour σ_n , c et φ sont présentées dans le tableau ci-dessous :

TABLEAU DONNANT LES RESULTATS DE σ_n , c ET φ . POUR LES TROIS COUPES D'EXPLOITATIONS

COUPES D'EXPLOITATIONS	σ_n (KN/m ²)	c (KN/m ²)	φ (DEGRE)
A - A	16,80	16,8	32
B - B	4,00	10,6	34
C - C	7,66	13,4	33

Coefficient de sécurité.

Nous avons calculé le coefficient de sécurité le plus défavorable (minimal), et montré l'influence des paramètres naturels et des paramètres technologiques (angle du talus, hauteur du gradin, angle du talus général, largeur de la banquetta).

Pour ce calcul, nous avons utilisé les valeurs suivantes :

- Première variante

$$(c, \varphi) = (13,4 \text{ KN/m}^2, 33^\circ)$$

- Deuxième variante

$$(c, \varphi) = (16,8 \text{ KN/m}^2, 32^\circ)$$

- Troisième variante

$$(c, \varphi) = (10,6 \text{ KN/m}^2, 34^\circ)$$

* hauteur du gradin: $h(m) = 5 - 25 \text{ m}$

* Angle du talus du gradin (α)

$$\alpha = 40^\circ - 80^\circ$$

L'ensemble des valeurs du coefficient de sécurité sont présentées dans les tableaux n° 17, 18, 19, 20 et 21

* Interprétation des courbes du coefficient de sécurité en fonction de la cohésion (graphe 9, 10).

On constate d'après l'analyse des courbes que le coefficient de sécurité augmente avec l'augmentation de la valeur de la cohésion.

Pour améliorer la valeur du coefficient de sécurité, il faut donc le drainage superficiel.

* Interprétation des courbes du coefficient de sécurité en fonction de l'angle du talus (α) (graphe 1, 2, 3)

L'étude de ces courbes montre que:

- La variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus (α) est une fonction décroissante. En effet le coefficient de sécurité diminue, quand l'angle du talus (α) augmente dans l'intervalle ($40^\circ - 80^\circ$)

- Le meilleur coefficient de sécurité est obtenu pour la hauteur du gradin minimale.

On conclut donc que pour avoir un coefficient de sécurité supérieur à 1,25, on doit diminuer l'angle du talus.

* Interprétation des courbes du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur du gradin (graphe 4, 5)

Comme nous l'avons remarqué précédemment, les graphes 4, 5 montrent que le coefficient de sécurité diminue lorsque la hauteur du gradin augmente.

IV.5.4/ Calcul de la hauteur critique.

Afin de calculer la hauteur critique du gradin qui correspond à un angle du talus critique, on a utilisé l'abaque établie par Hoek (fig. 21)

TABLEAU N17: RESULTATS DU F_s POUR L'ANGLE DU TALUS (α) = 40°

H (m)	X (m)	Y (m)	C (KN/m ³)	ψ (°)	F_s
25	85	65	13,4	33	1,12
	85	65	16,8	32	1,13
	85	60	10,6	34	1,12
20	85	60	13,4	33	1,19
	85	60	16,8	32	1,21
	85	60	10,6	34	1,19
15	85	50	13,4	33	1,29
	85	55	16,8	32	1,33
	85	50	10,6	34	1,25
10	85	50	13,4	33	1,52
	85	50	16,8	32	1,57
	85	50	10,6	34	1,48
5	85	40	13,4	33	1,94
	85	40	16,8	32	2,13
	85	40	10,6	34	1,8

TABLEAU N18: RESULTATS DU F_s POUR L'ANGLE DU TALUS (α) = 50°

H (m)	X (m)	Y (m)	C (KN/m ²)	φ (°)	F _s
25	85	65	13,4	33	0,92
	85	65	16,8	32	0,94
	85	65	10,6	34	0,92
20	85	60	13,4	33	0,97
	85	60	16,8	32	1
	85	60	10,6	34	0,95
15	85	55	13,4	33	1,05
	80	50	16,8	32	1,09
	85	55	10,6	34	1,01
10	80	45	13,4	33	1,2
	80	45	16,8	32	1,26
	80	45	10,6	34	1,15
5	80	40	13,4	33	1,75
	80	40	16,8	32	1,96
	80	40	10,6	34	1,59

TABLEAU N19: RESULTATS DU F_s POUR L'ANGLE DU TALUS (α) = 60°

H (m)	X (m)	Y (m)	C (KN/m ²)	φ (°)	F_s
25	80	55	13,4	33	0,73
	80	55	16,8	32	0,76
	80	55	10,6	34	0,71
20	80	55	13,4	33	0,81
	80	55	16,8	32	0,84
	80	55	10,6	34	0,79
15	80	50	13,4	33	0,89
	80	50	16,8	32	0,97
	80	50	10,6	34	0,84
10	75	45	13,4	33	1,12
	75	45	16,8	32	1,17
	75	45	10,6	34	1,08
5	75	40	13,4	33	1,69
	75	40	16,8	32	1,91
	75	40	10,6	34	1,57

TABLEAU N20: RESULTATS DU Fs POUR L'ANGLE DU TALUS (α) = 70°

H (m)	X (m)	Y (m)	C (KN/m ²)	ψ (°)	Fs
25	80	55	13,4	33	0,62
	80	55	16,8	32	0,65
	75	50	10,6	34	0,57
20	85	55	13,4	33	0,66
	85	55	16,8	32	0,69
	85	55	10,6	34	0,63
15	85	55	13,4	33	0,76
	85	55	16,8	32	0,80
	85	55	10,6	34	0,74
10	85	55	13,4	33	0,95
	85	55	16,8	32	1,01
	85	55	10,6	34	0,91
5	70	40	13,4	33	1,53
	70	40	16,8	32	1,65
	70	40	10,6	34	1,45

TABLEAU N21: RESULTATS DU F_s POUR L'ANGLE DU TALUS (α) = 80°

H (m)	X (m)	Y (m)	C (KN/m ²)	φ(°)	F _s
25	80	50	13,4	33	0,51
	80	50	16,8	32	0,52
	80	50	10,6	34	0,50
20	80	50	13,4	33	0,58
	80	50	16,8	32	0,61
	80	50	10,6	34	0,56
15	80	50	13,4	33	0,67
	80	50	16,8	32	0,71
	80	50	10,6	34	0,65
10	80	50	13,4	33	0,84
	80	50	16,8	32	0,89
	50	80	10,6	34	0,80
5	75	40	13,4	33	1,03
	75	40	16,8	32	1,16
	75	40	10,6	34	0,92

Graphe 10: Variation du coefficient de securite F_s
en fonction de la cohesion de la roche (C)
 $H=15m$

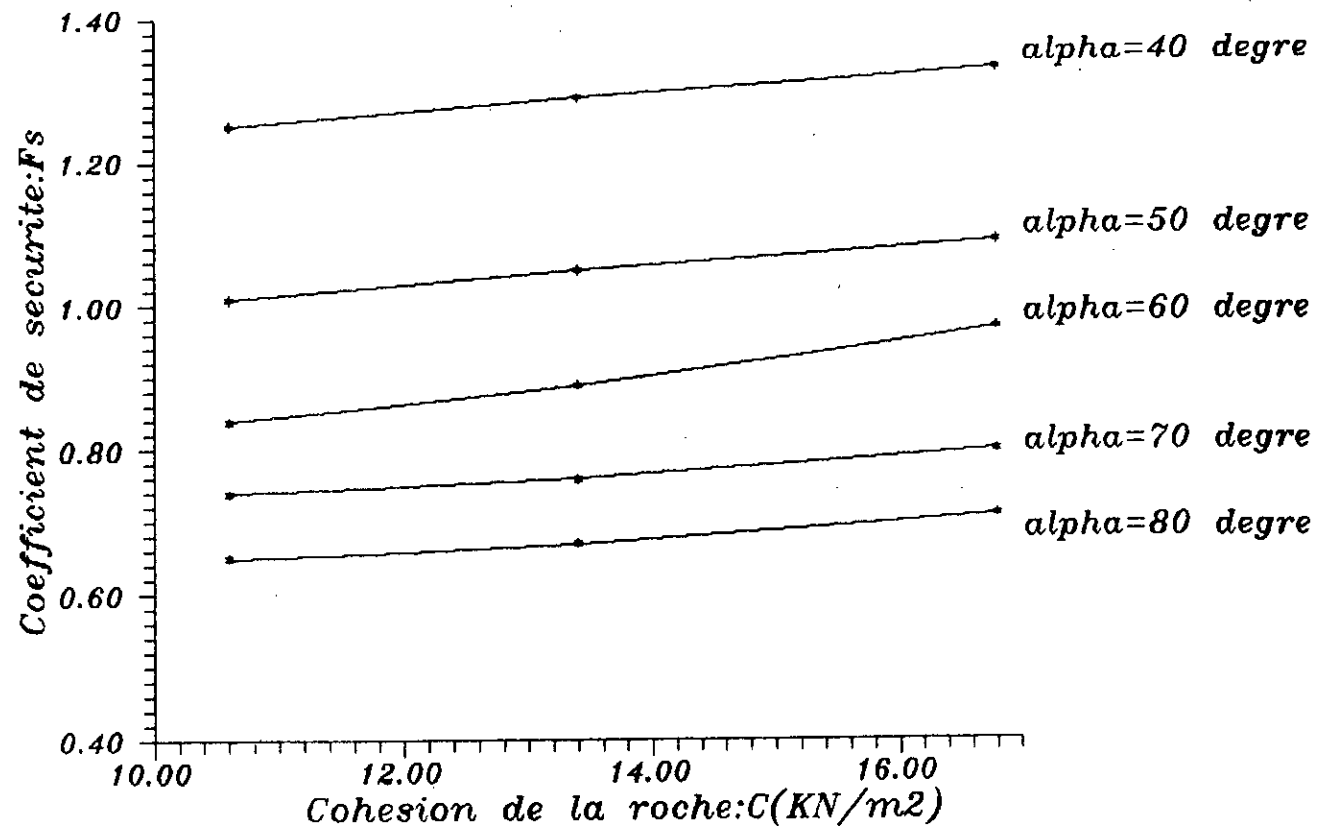
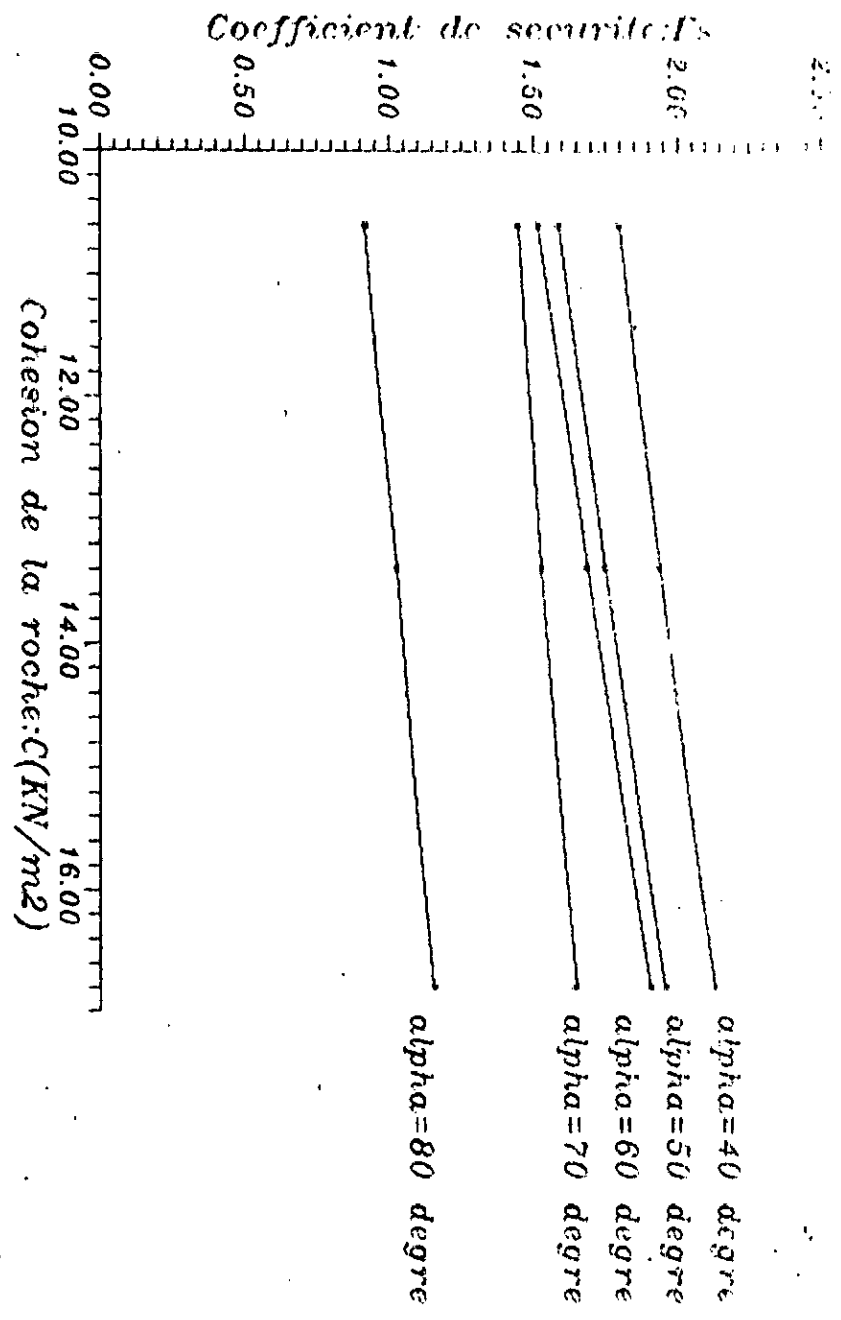
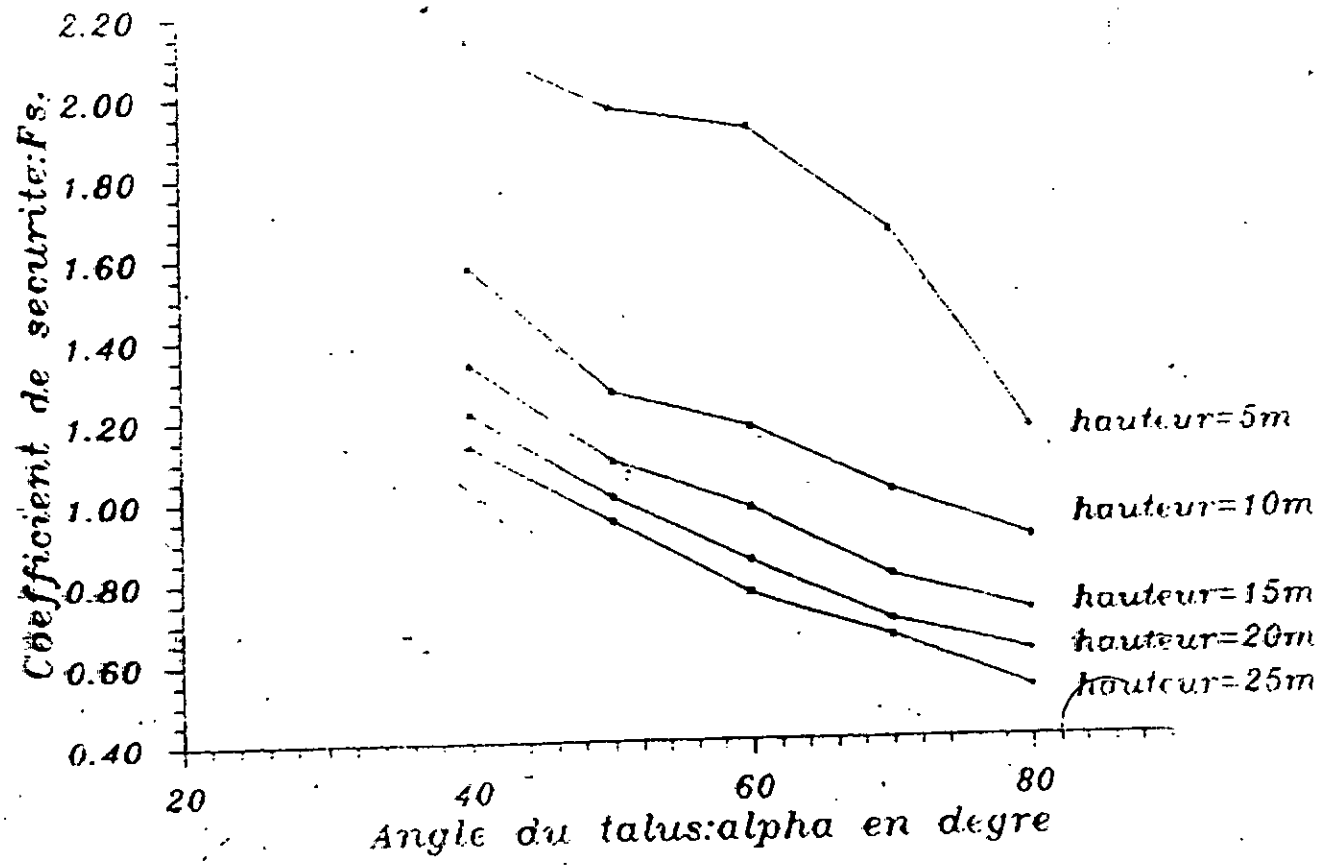


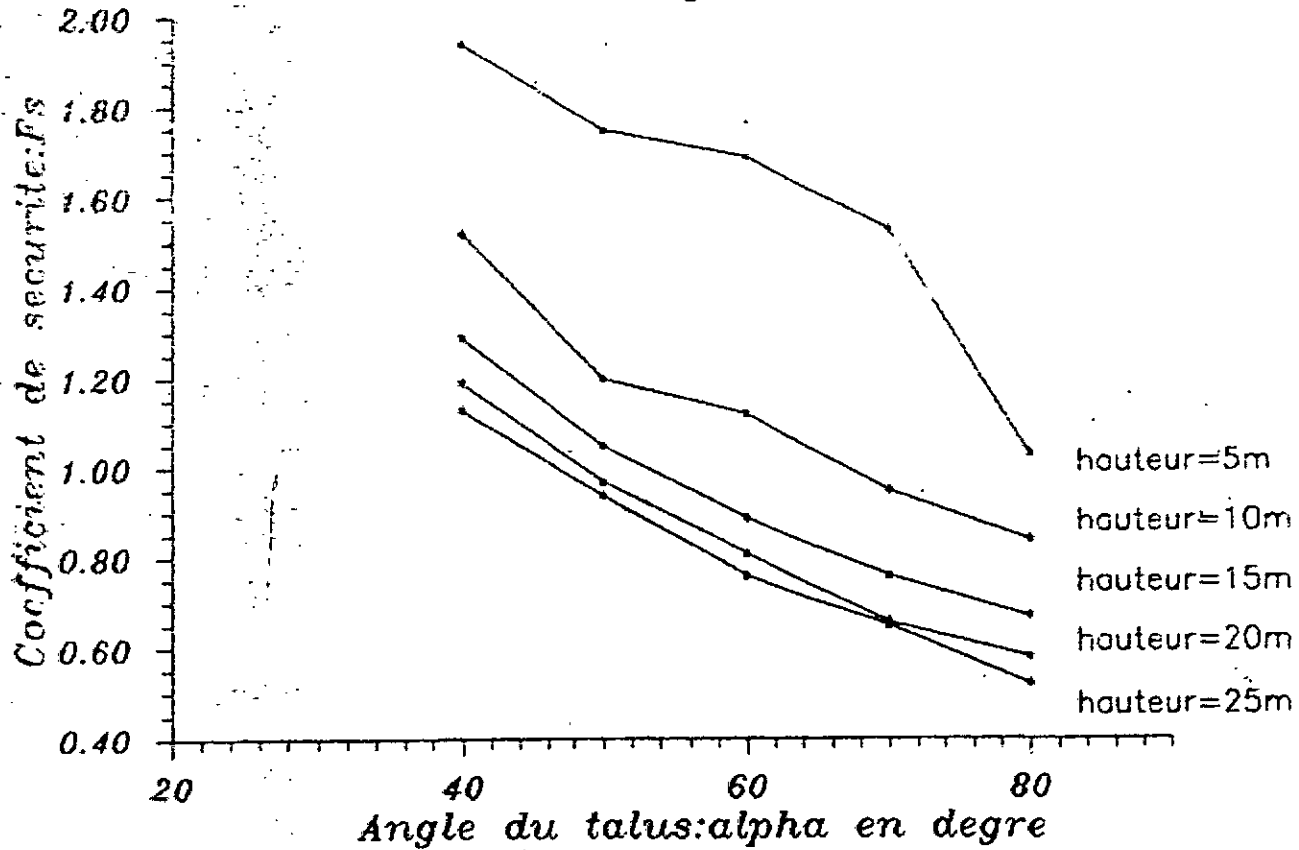
Diagramme montrant la variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de la cohésion de la roche (C)
 $H=5m$



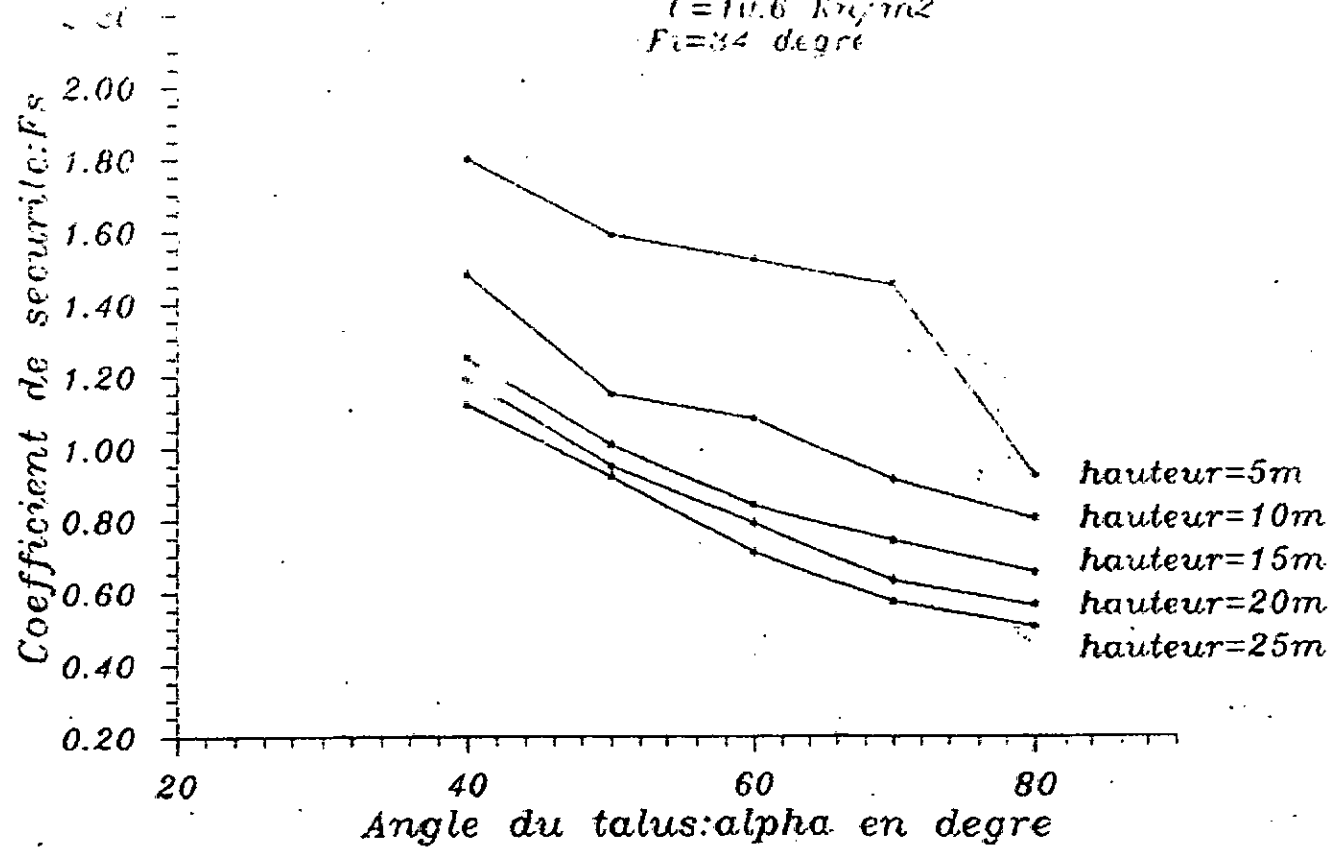
Graph 1: Variation du coefficient de securite F_s en fonction de l'angle du talus (α)
($\gamma = 16.8 \text{ Kn/m}^2$
 $F = 32 \text{ degre}$)



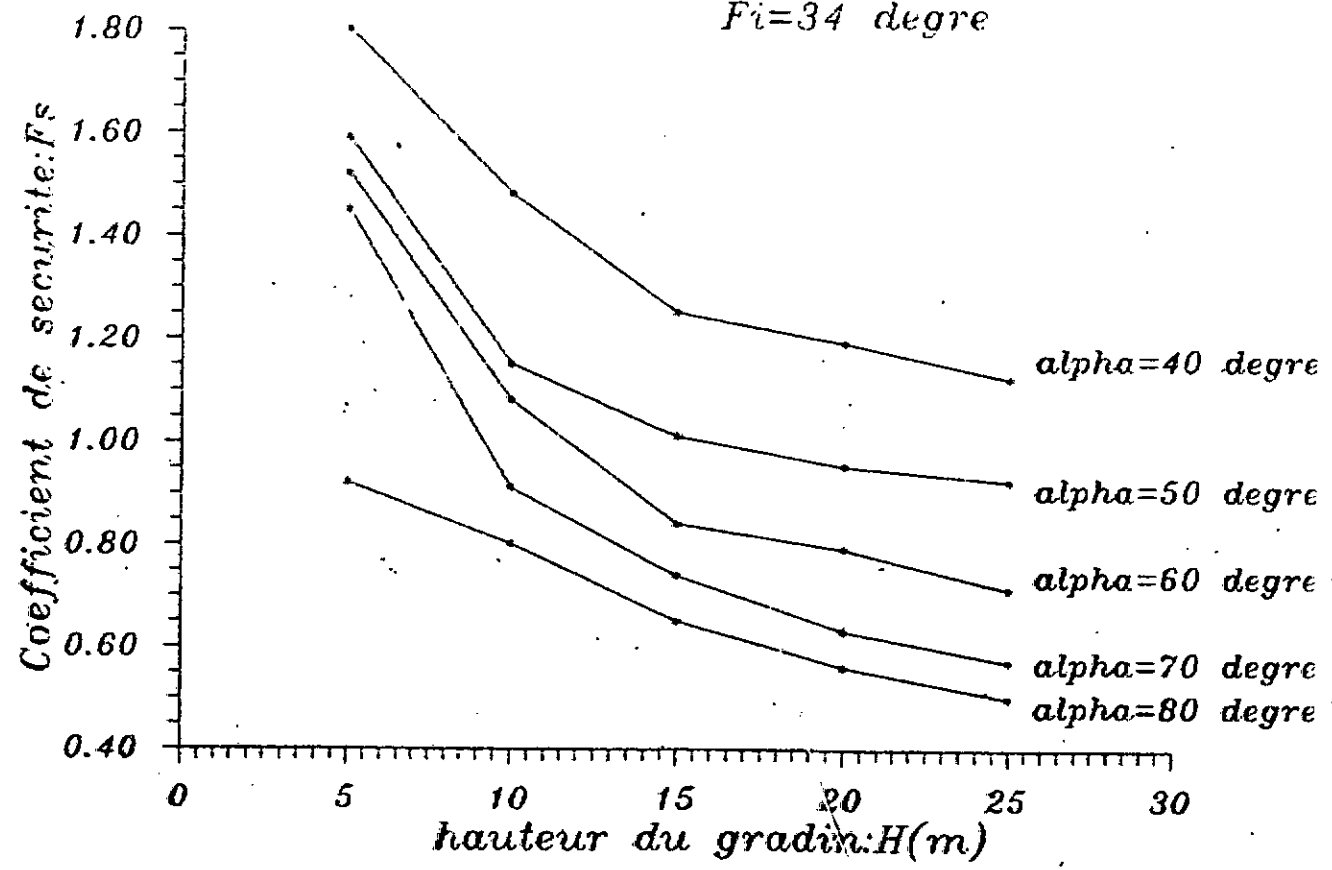
Graph 2: Variation du coefficient de securite F_s en fonction de l'angle du talus (α)
 $C=13.4 \text{ kn/m}^2$
 $F_i=33 \text{ degre}$



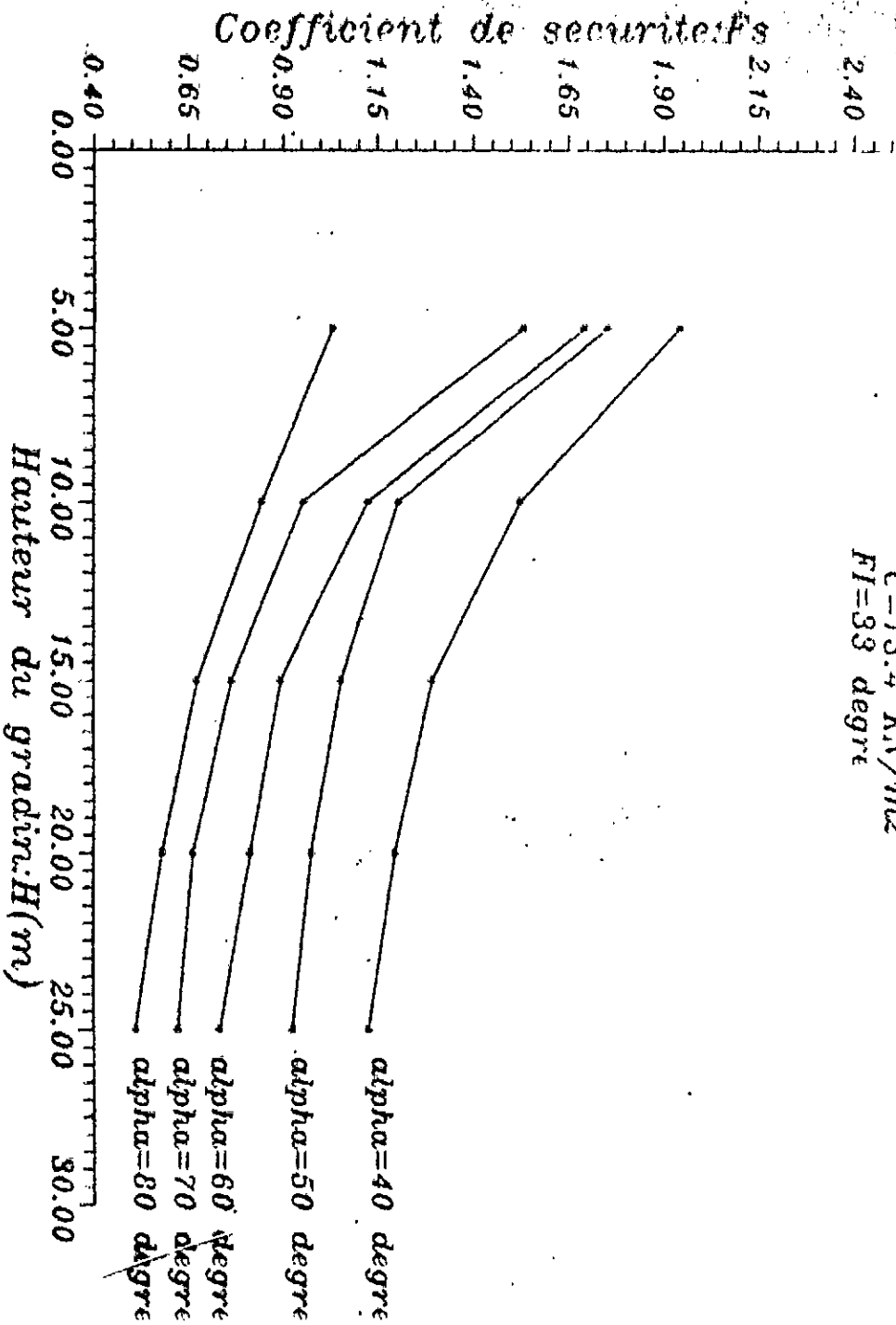
Graphie 3: Variation du coefficient de sécurité F_s en fonction de l'angle du talus (α)
 $c = 10.6 \text{ Kg/m}^2$
 $\phi = 34 \text{ degré}$



Graph 4: Variation du coefficient de securite en fonction de la hauteur du gradin H(m)
C=10.6 Kn/m²
Fi=34 degre



Graphes: Variation du coefficient de securite F_s en
fonction de la hauteur du gradin $H(m)$
 $C=13.4 \text{ KN/m}^2$
 $F1=33 \text{ degre}$



Graph 6: Variation du coefficient de securite F_s en fonction de la hauteur du gradin $H(m)$
 $C=16.8 \text{ Kn/m}^2$
 $F_i=32 \text{ degre}$

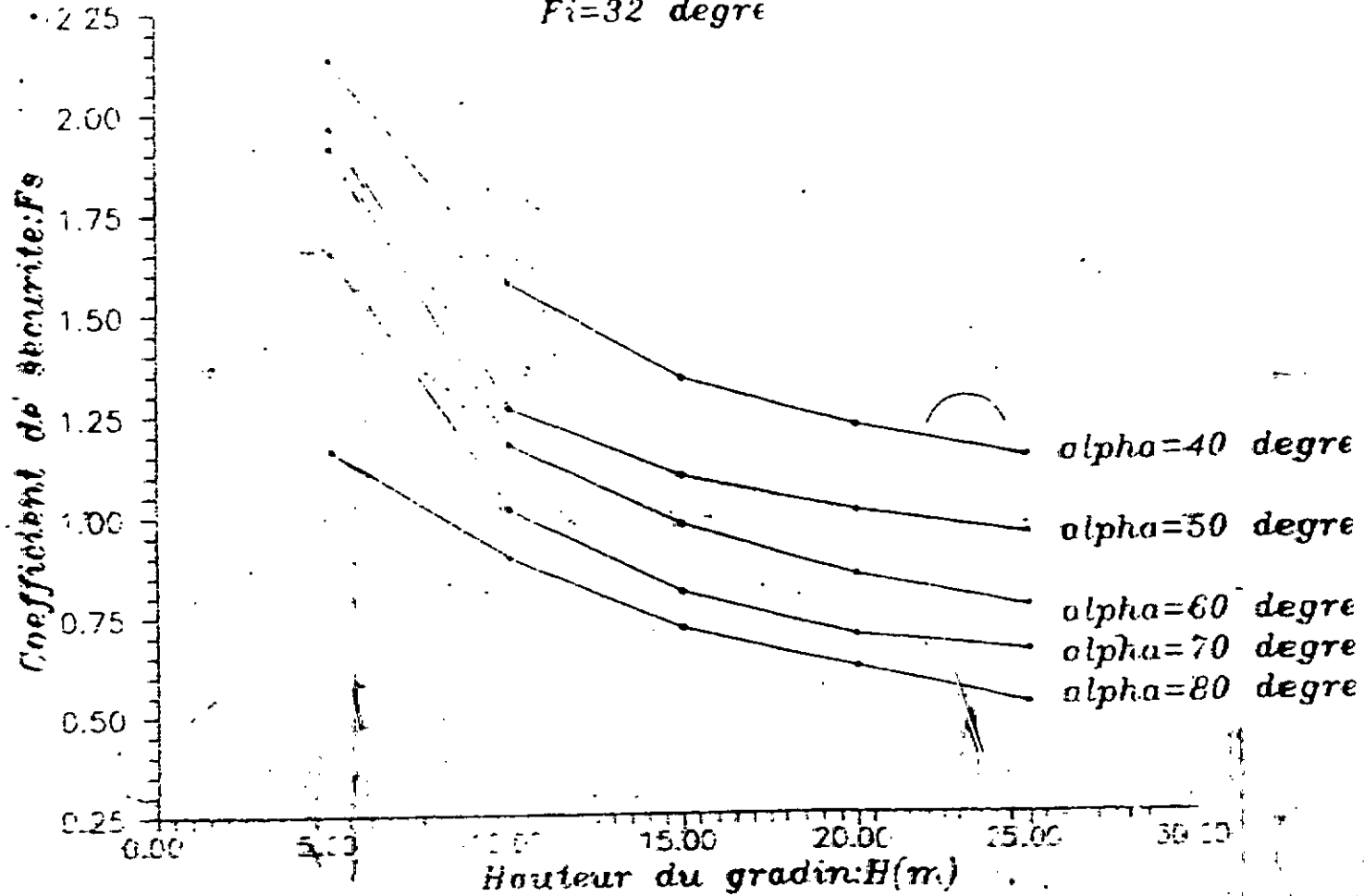


TABLEAU N22: CALCUL DE LA HAUTEUR CRITIQUE (H)

Fs = 1,2		
C = 10.6 Kn / m ² φ = 34°		
H (m)	$Y = \frac{\gamma \cdot H}{C}$	λ (DEGRE)
5	11,36	61
8	18,18	51
10	22,70	49
15	34,10	41
20	45,47	39
25	56,83	37
C = 13.4 Kn / m ² : φ = 33°		
H (m)	$Y = \gamma \cdot H / C$	λ (DEGRE)
5	8,99	64
8	14,38	53
10	17,98	50
15	26,96	48
20	35,97	40
25	44,96	38
C = 16.8 Kn / m ² : φ = 32°		
H (m)	$Y = \frac{\gamma \cdot H}{C}$	λ (DEGRE)
5	7,17	70
10	14,34	53
15	21,51	46
20	28,69	41
50	35,86	39

Avec un coefficient de sécurité égal à 1,2 pour les caractéristiques mécaniques suivantes:

$$(C, \psi) = (13,4 \text{ KN/m}^2, 33^\circ)$$

$$(C, \psi) = (10,6 \text{ KN/m}^2, 34^\circ)$$

$$(C, \psi) = (16,8 \text{ KN/m}^2, 32^\circ)$$

Les valeurs de la hauteur critique du gradin sont mentionnées dans le tableau n° 22.

L'analyse de ces résultats montre que pour une hauteur de gradin de 10 m, l'angle critique du talus doit être de 50° , ce qui est conforme à la réglementation utilisée.

IV.5.5/ Calcul de la largeur de la banquette. (graphe 6)

La largeur de la banquette est un paramètre important qui doit être pris en compte lors de la planification des projets miniers.

Pour estimer la valeur critique de ce paramètre, nous avons calculé le coefficient de sécurité pour différentes valeurs de cette largeur, en prenant 10 m pour la hauteur du gradin et 50° pour l'angle du talus.

Les valeurs les plus défavorables ont été choisies pour (C, ψ) .

L'étude du graphe 6 montre que le coefficient de sécurité augmente avec la largeur de la banquette.

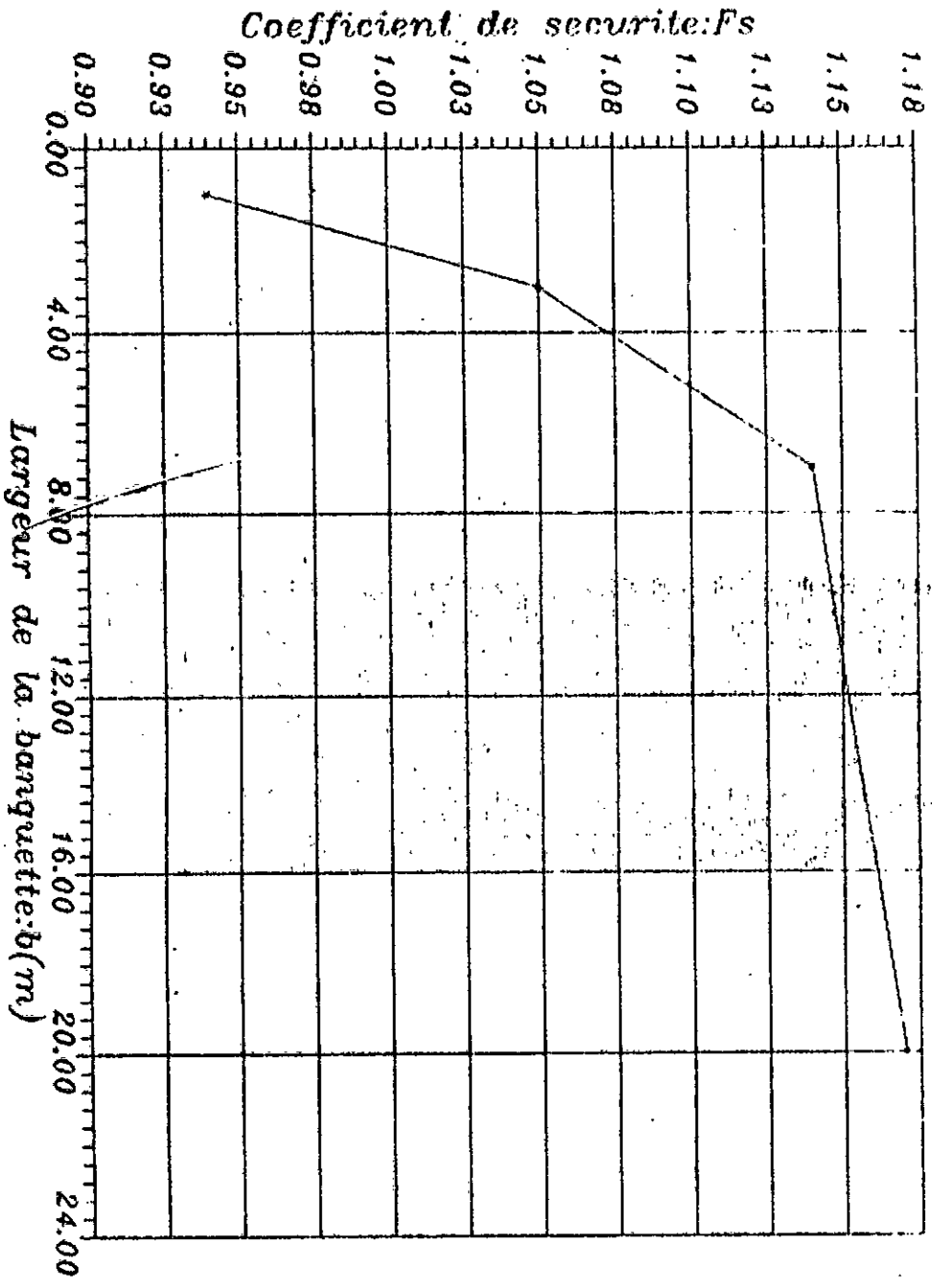
IV.5.6/ Angle du talus optimum (graphe 8)

Actuellement, la carrière comporte 6 gradins en exploitation. Le niveau du premier gradin est à 152 m, on prévoit dans l'avenir atteindre les 340 m, donc la profondeur finale de la carrière sera de 188 m.

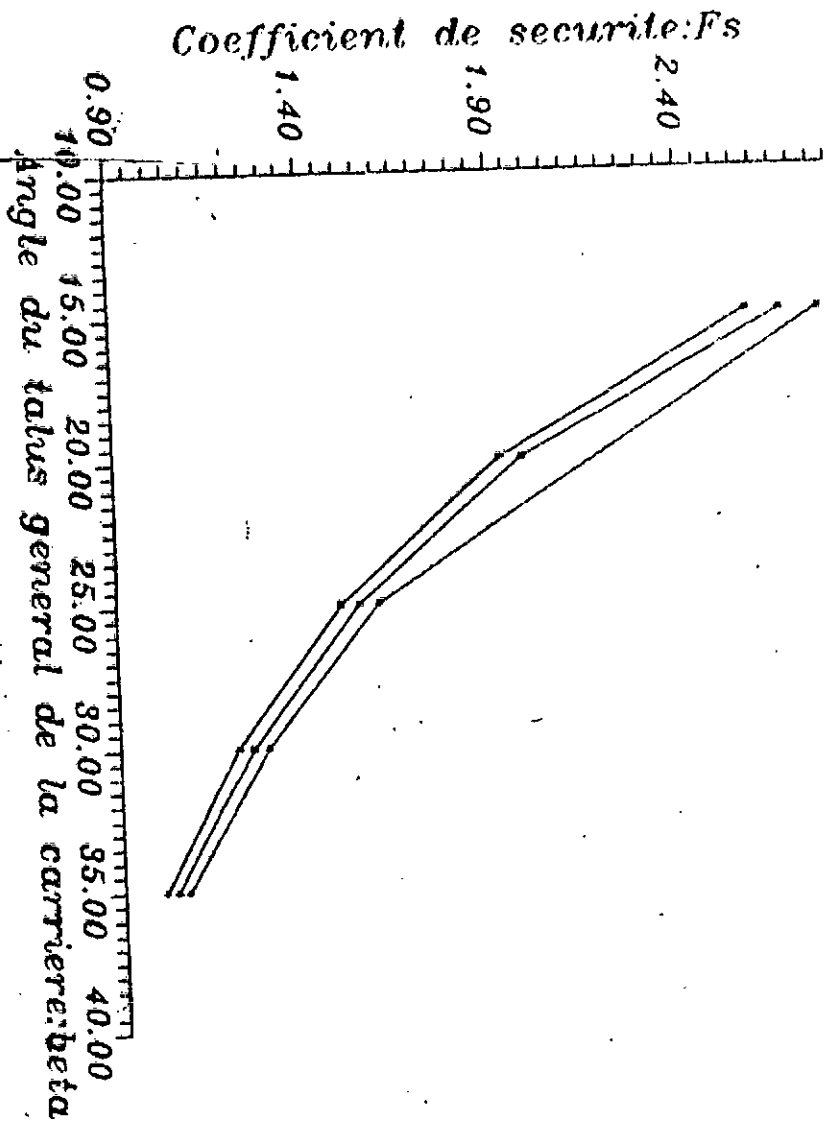
Afin de trouver l'angle du talus général optimum, on assimile l'ensemble des gradins à un seul gradin de profondeur H = 188 m, avec un angle du talus général (β).

Graph 6: Variation du coefficient de securite F_s en fonction de la largeur de la banquette l

$C = 10.6 \text{ Kg/m}^2$
 $F_c = 34 \text{ degre}$



Graph 8: Variation du coefficient de securite F_s en fonction de l'angle du talus general: β $H=188m$, avec les trois variantes.



Pour trouver les valeurs des coefficients de sécurité, on a varié l'angle du talus général dans l'intervalle (15° à 35°), avec les caractéristiques mécaniques suivantes:

$$(C, \varphi) = (16,8 \text{ KN/m}^2, 32^\circ)$$

$$(C, \varphi) = (13,4 \text{ KN/m}^2, 34^\circ)$$

$$(C, \varphi) = (10,6 \text{ KN/m}^2, 33^\circ)$$

L'angle du talus optimum obtenu est de 30°.

Conclusion:

Lors de notre étude préliminaire concernant les paramètres géologiques et minières, nous avons été confrontés à un manque de données, nécessaires pour bien évaluer la stabilité de la carrière de Meftah. A la base de recherches bibliographiques, nous avons constaté que la reconnaissance géologique du massif est insuffisante et aucune étude de fissuration n'a été réalisée jusqu'à présent.

A cet égard, il était donc nécessaire de réaliser des essais au laboratoire pour l'obtention des données indispensables au calcul de la stabilité.

D'après les résultats obtenus nous pouvons dire que:

- La qualité de la roche est mauvaise à moyenne.
- La porosité est élevée à moyenne.
- L'état d'altération est généralisé à altération le long des fractures.
- La résistance à la compression est faible à moyenne.
- La résistance à la traction est faible à moyenne.

A cause du manque d'appareil de cisaillement, nous n'avons pas déterminé la résistance au cisaillement.

Par suite la cohésion et l'angle de frottement interne ont été déterminés graphiquement suivant le critère Mohr-Coulomb.

Pour approfondir la connaissance du massif, nous avons fait une étude de fissuration, il en résulte que le degré de fissuration est moyen à grand.

D'après le zonage obtenu, on peut dire que l'orientation moyenne des fissures est de 45/81 N

Par suite, nous proposons de garder le sens actuel d'exploitation nord-sud, et ne pas changer celui-ci en est-ouest, car il risque d'y avoir des glissements plans

Pour le calcul de la stabilité, on a utilisé la méthode de Fellenius par l'intermédiaire d'un logiciel PETALM [3].

Le coefficient de sécurité obtenu pour les 3 coupes d'exploitations avec la résistance au cisaillement du pic est supérieure à 1,25 , dans ce cas l'ensemble des gradins peuvent être stables.

Lorsque nous avons estimé le coefficient de sécurité pour la résistance au cisaillement le long des discontinuités, il s'est avéré inférieur à 1,25 dans certains cas.

Ensuite, on a calculé la hauteur et l'angle du talus critiques du gradin par l'abaque de Hock.

Afin d'éviter l'instabilité des gradins, nous avons estimé la largeur de la banquette et l'angle du talus général de la carrière optimums

Suite à ce travail présenté, il est recommandé à la mine les propositions suivantes:

- Donner une pente pour les plates-formes pour le drainage superficiel
- Diminuer de l'angle du talus par excavation ou par trous de mines inclinés
- Réaliser les essais de cisaillement le long des discontinuités.
- Effectuer les essais in-situ les plus importants.
- Diminuer la hauteur du gradin (voir tableau N°22).
- Garder le sens actuel d'exploitation du nord vers le sud.
- Faire une étude de la stabilité en tenant compte de l'influence des travaux de tir sur la stabilité des talus.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] CHARLES JAEGER (1979) : Rock mechanics and engineering, second edition : Cambridge university press , 523 pages
- [2] Geologie appliqué au genie civil , au genie de l'environnement et au genie nucleaire, tome 1, edition: Technique et documentation - Lavoisier, 1984, 993 pages
- [3] TALOBRE .J .A (1967) : La mecanique des roches et ses applications, edition : Dunod Paris, 442 pages
- [4] TALOBRE .J (1957) : La mecanique des roches appliqué aux travaux publics, edition: Dunod Paris, 444 pages
- [5] PHILIPPONNAT .G (1979) : Fondations et ouvrages en terre , edition: Eyrolles, 402 pages
- [6] D . BRUNSDEN , DAVID B . PRIOR (1987) : Slope instability , A willey - interscience publication, 620 pages
- [7] PERRY H . RAHN (1985) : Engineering geology , edition: Elsevier 589 pages
- [8] JEAN LOUIS BLES ET BERNARD FEUGA (1981) : La fracturation des roches ; B.R.G.M, 118 pages
- [9] M . H . DE FREITAS et R . J .WATTERS (1973) : Some field examples of toppling failure , Geotechnique 23 , no 4, p: 495 - 514
- [10] F . HOMAND (1983) : Caracterisation des roches au laboratoire " -Propriétés physiques et mecaniques - " Section spéciale de geotechnique , 20 pages
- [11] J . LOUIS (1974) : Reconnaissance des massifs rocheux par sondage et classification géotechnique des roches , annales ITITP , N° 319 , p: 97 - 122
- [12] Revue de l'industrie minerale (1961) : Pressions des terrains, conference internationale Paris, organisé par le cerhar, methodes nouvelles de determination des propriétés mecaniques des terrains miniers , p: 172 -181
- [13] A . CAQUOT , J . KERISEL : Traité de mecanique des sols , edition: Gauthiert - Villars , 506 pages
- [14] H . HERAUD , D . FOURMAINTRAUX et P. WEBER (1988) : Caracterisation du massif rocheux , industrie minerale - mine

et carrière - les techniques (mai - juin 1988)

- [15] V .KOVALENKO ,N .AMBARTSOUMIAN , K . M . LAHMER :
Exploitation des carrières ,office des publications
universitaires (O.P.U) , 1986
- [16] N . GAVRICH (1987) : Cours de géotechnique minière ,
université de Annaba(Institut de mine et metalurgie)
- [17] Poradnik gornika (1984) :Les essais in situ , p : 213 - 216 ,
edition "slask" katawice , tome 4 , 1399 pages
- [18] CASSAN . M (1978) : Les essais in situ en mecanique des sols ,
tome 2 , application et methode de calcul , edition : Eyrolles
- [19] E-HOEK (1970) : Estimating the stability of excavated slopes
in open cast mines , The institution of mining and metalurgy ,
p:109 -132
- [20] Seminaire sur l'abattage des roches à l'explosif (1989) : La
carrière de calcaire de Meftah , p : 1-14
- [21] SANGLERAT . G , J . COSTET : Cours pratique de mecanique des
sols,edition : Dunod, Paris ,tome 2 , 352 pages
- [22] N . BARTON , and V .CHOUBEY (1977) : The shear strength of
rock joints in theory and practice , Rock mechanics ,Vol .
10/1-2,p:1-54
- [23] N . BARTON (1973) : review of new shear strength criteirion
for rock joints , engineering geology 7 , p :287-332 ,
edition:Elesivier
- [24] A . WENDA (1988) : Cours de géotechnique minière , E.N.P ,
(Departement genie minier)
- [25] THIEL . K (1980) : Mechanika skal winzynierii wodnej , PMN ,
warzawa
- [26] F . WOJTKOWIAK (1988) : La stabilité des flancs de mines et
carrières à ciel ouvert : Methodes d'étude et de surveillance ,
mai 1988 , volume 70 , p: 37-47
- [27] M . J . SELBY (1982) : Hillslope materials and processes ,
Oxford university press, 264 pages
- [28] D . HANTZ (1988) : L'auscultation des fronts de carrières ,
Revue de l'industrie minerale , juillet 1988 , volume 70
- [29] H . HOMAND (1983) : Stabilité des pentes rocheuses, Ecole
Nationale Supérieure de géologie et de prospection minière ,51
pages

[30] G . CARTIER , J . C. BERCHE (1984) : Programme
de la stabilité des talus par ruptures circulaires ou
non circulaires (PETALM) Laboratoire Central Des Ponts
Et Chaussées de Paris (L.C.P.C) , 93 pages