

وزارة الجامعات
Ministère aux Universités

215X

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS
DE LA CARRIERE DE
BOUZAREAH

Proposé par :
MOUSTAPHA MOUSRI
Chef de service à la
carrière

Etudié par :
SAKHO SAMBA BOUBOU

Dirigé par :
Dr Med AGUID BACHA.

PROMOTION 1991.

وزارة الجامعات
Ministère aux Universités

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER .



PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE DE LA STABILITE DES TALUS
DE LA CARRIERE DE
BOUZAREAH

Proposé par :
MOUSTAPHA MOUSRI
Chef de service à la
carrière

Etudié par:
SAKHO SAMBA BOUBOU

Dirigé par:
Dr Med AGUID BACHA.

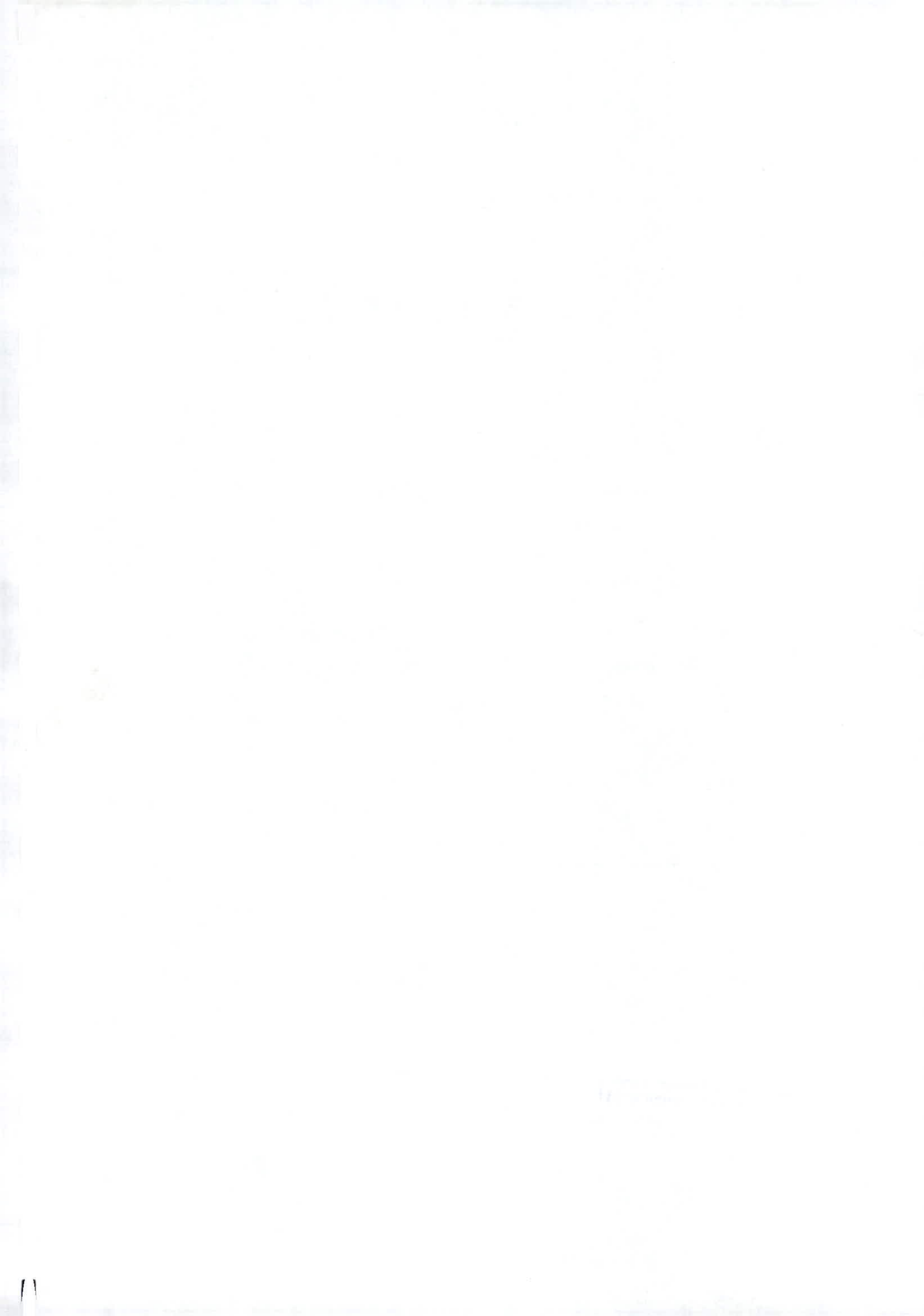
PROMOTION 1991.

DEDICACE

Je dédie ce modeste travail

*A mes parents pour tous les sacrifices consentis à fin d'assurer
mon avenir*

*A la mémoire de mon ami et frère Balémé Diabira, paix soit sur
son âme .*





REMERCIEMENT

Je presente mes plus profonds remerciements :

- A M^R Mohamed Aguid Bacha pour avoir suivi et dirigé ce travail*
- A M^R Ait-Yahiaten , chef de departement du Génie minier qui n'a menagé aucun effort pour la réalisation de ce projet de fin d'étude*
- A M^R Moustapha Moursi , pour avoir proposer ce sujet et de son aide précieuse*
- A l'ensemble du personnl travaillant à la carrière de Bouzeréah*
- A tous les professeurs de l'ecole nationale polytechnique qui ont contribué à ma formation .*

Notre gratitude va au membre du jury qui nous font l'honneur de juger ce travail .

Qu'il me soit permis de remercier tous ceux qui ont participer de près ou de loin à l'élaboration de cet ouvrage .

###SOMMAIRE###

	page
-Introduction	2
-Chapitre I : Conditions géologiques	3
I-Situation géographique.....	3
II- Géologie.....	3
-Chapitre II : Conditions technico-minières.....	10
I-Régime de travail.....	10
II-Exploitation du gisement.....	10
-Chapitre III : Paramètre géomécanique et technologique des roches.....	18
I- Propriété physique des roches.....	18
II- Propriété mécanique des roches.....	18
III-Propriété technologique des roches.....	24
-Chapitre IV : Déformation et rupture des roches.....	31
I-Déformation des roches.....	31
II-Conclusion.....	32
III-Mesures de déformation et control de stabilité..	38
IV-La rupture des roches.....	41
-Chapitre V : Méthodes d'appréciation de la stabilité.....	47
I-Classification des mouvements de terrain.....	47
II-Calcul de la stabilité.....	50
III-Resolution de certain à l'aide d'abaque.....	58
IV-Construction de la surface de glissement.....	61
V-Calcul de la hauteur critique.....	65
VI-Calcul du coefficient de sécurité.....	67
VII-Méthode de calcul.....	69
VII-4/-Interpretation des résultats.....	84
VII-5/-Recommandation.....	85
-Conclusion générale.....	86

INTRODUCTION



la carrière de Bouzeréah est une unité de production de calcaire et de schiste destinés à la fabrication du ciment au niveau de l'usine de ciment de Rais-Hamidou.

La carrière avait connu en 1985 un glissement de terrain qui a eu pour conséquence l'arrêt de la production ,ce qui constitue une énorme perte sur le plan économique ,une menace pour les vies humaines ainsi que pour les biens d'équipement (machine).

Pour pouvoir déterminer les causes de ce glissement en vue de prendre des disposition qui s'imposent l'entreprise nous a confié ce projet d'étude de la stabilité des talus de la carrière.

De notre part pour pouvoir aboutir à des résultats nous avons jugé nécessaire d'exécuter l'étude selon le plan suivant :

Chapitre I : Conditions géologiques .

Chapitre II : Conditions technico-minières de la carrière

Chapitre III : Les paramètres géomécaniques et technologiques des roches

Chapitre IV : Déformation et rupture des roches

Chapitre V : L'étude de la stabilité proprement dite et une conclusion générale

CHAPITRE I : LES CONDITIONS GEOLOGIQUES

I Situation géographique

La carrière de Bouzeréah est située dans la banlieue de la ville d'Alger ,à 2 KM au nord de Bouzeréah . La carrière a une altitude moyenne de 280 M .Elle est desservie par deux routes : - la première au versant nord d'un accès très difficile en raison de la forte pente et de son étroitesse. - La deuxième au versant sud est d'un accès plus aisé ,elle est d'ailleurs la seule praticable par les camions

. A proximité de la carrière les habitations sont:

- inexistantes vers le sud et ce jusqu'à Bouzeréah ville mais à part le centre des colonies des vacances de la SNCF et vers l'ouest jusqu'à L'oued Ferrah . Cependant vers l'est de la carrière il existe un nombre limité d'habitations .

-une cité ouvrière construite par la société elle même au bénéfice de ses ouvriers à 200 M vers le nord , elle ne peut gêner en aucun cas l'évolution de la carrière , vue la disposition stratigraphique des couches de calcaire qui plongent vers le sud et l'ouest .

- d'autre part , à proximité de la carrière existe l'observatoire de Bouzeréah . Les travaux de tire peuvent avoir une influence certaine sur les appareils de mesure seismographiques.

II Géologie

Le gisement de Bouzeréah est composé de roches métacalcaires et metaschistes du paléozoïque .

La combinaison des différents résultats acquis par les sondages et les analyses de carotte d'une part et les observations du terrain d'autre part permettent de reconnaître sept couches de terrain qui sont de bas en haut:

a) schistes inférieurs ou chlorischiste

Ils sont la base de la série de terrain, s'étendent sur toute la superficie et même bien au delà de la carrière, dans toutes les directions

Du point de vue minéral ces schistes sont formés de quartz de feldspaths et de chlorites qui remplacent le mica. Ces chlorites sont elles même un mélange à des proportions variables de :

- Daphite: $\text{FeAl}(\text{OH})_4\text{AlSiO}_5$
- Amesite: $\text{Mg}_2\text{Al}(\text{OH})_4\text{AlSiO}_5$ et d'Antigorite $\text{Mg}_3(\text{OH})_4\text{SiO}_5$

Le pendage de la couche est de 10 à 30 ° SSE dans la partie nord et centre de la partie de la carrière actuellement en exploitation et, de l'ordre de 45 à 60° sur un contour qui suit grossièrement la limite est, SW de la concession le tout formant comme un dôme.

b) Calschistes inférieurs

ils forment une couche d'environ 5 à 10 M de puissance recouvrant entièrement les schistes inférieurs et constituant une zone de transition entre ces schistes et le banc calcaire qui vient au-dessus d'eux.

c) Calschistes supérieurs

Ils sont constitués par un mélange de chlorite et de calcite, mélange tel que la teneur en chaux serait faible pour un calcaire et forte pour un schiste.

Des analyses effectuées sur des échantillons de ce niveau font ressortir nettement le caractère transitif de cette couche ; ainsi par exemple au sondage 2 entre la côte 235 et 238 M on trouve pour :

CaCO ₃	39.20 %
Al ₂ O ₃	6.05 %
FeO ₃	1.65 %
MgO	1.15 %
SiO ₂	18.75 %

d) Gros banc calcaire

Il forme une couche très puissante et vient immédiatement au dessus du niveau de calschiste .

Sa puissance est supérieure à 100 M.

son pendage est de l'ordre de 60° .

Ce banc est constitué presque exclusivement par de la calcite dont le pourcentage croit avec la hauteur jusqu'au 3/4 environ pour ensuite décroître légèrement.

Il est parfois traversé par des passages de schistes ,de gneiss et d'argile noire dont la puissance est de l'ordre de quelques décimètres .

L'intérêt industriel de ce niveau est primordial car il constitue seul le niveau dans des conditions de prix de revient très intéressants du fait de sa puissance . C'est ce niveau qui fait l'objet de l'exploitation actuelle.

e) Calschistes moyens

Ils viennent immédiatement au dessus du gros banc calcaire le recouvrant ainsi par toute son étendue ; la puissance de ce niveau est de l'ordre de la dizaine de mètre.

Ils constituent ,eux aussi , une zone de transition entre le gros banc calcaire et un niveau de schiste et gneiss .

Ce calschiste est en tout point identique au caschite inférieur tant par sa puissance , son pendage que par sa composition minéralogique.

f) Schistes moyens

Ils se sont formés au dessus des calschistes et ont subit les mêmes plissements que tous les terrains qu'ils recouvrent .

La puissance de ce niveau est de l'ordre de quelques dizaines de mètres (30 à 40 M)

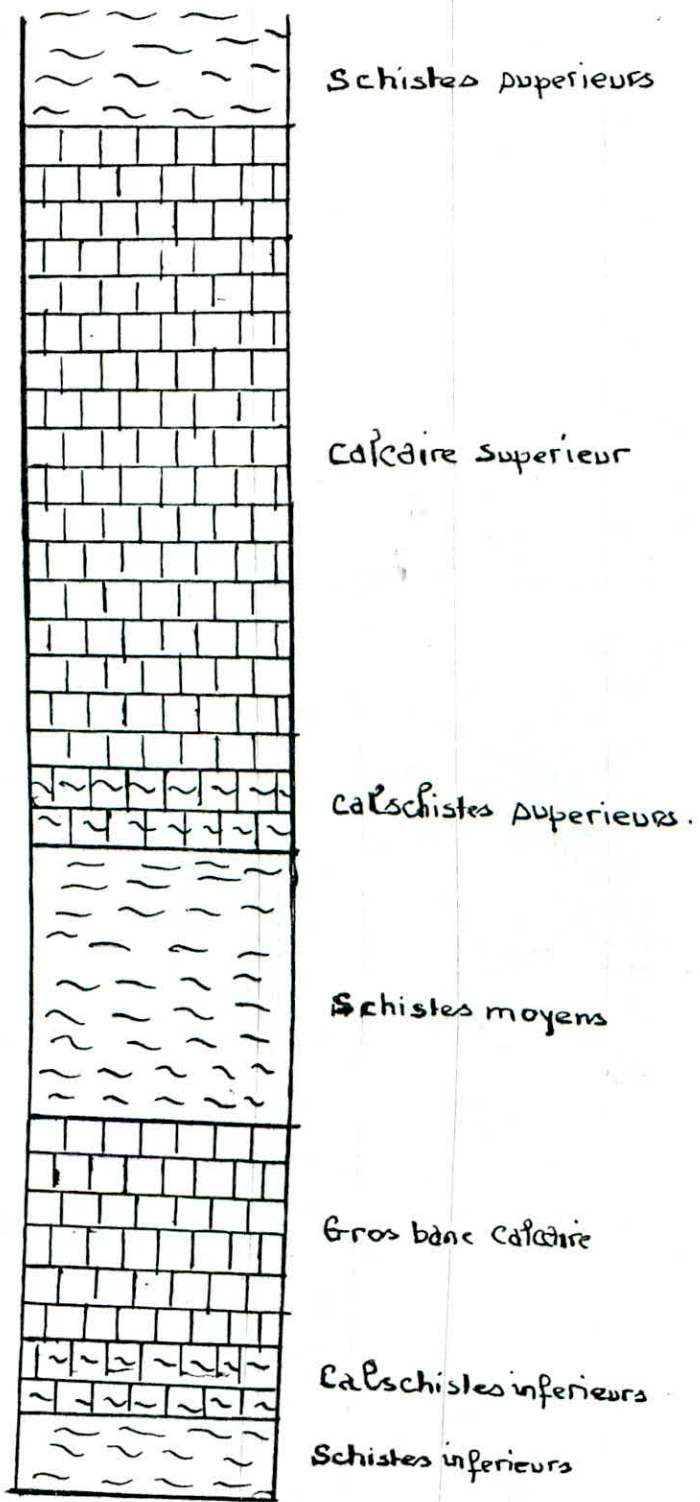
Ce banc de schiste est à différents niveaux injectés de calcite pure .

g) Calcaire supérieur

La différence entre ce banc de calcaire supérieur et le gros banc réside dans le seul fait que la puissance du premier cité représente trois fois celle du calcaire supérieur sa puissance est d'environ 30 à 40 M .

h) Schistes supérieurs

Ils servent de couverture à tout l'ensemble des terrains que nous venons d'énumérer . La puissance est ici fonction du relief et celle des schistes inférieurs ; on y rencontre à certains endroits des veinules de calcite et de quartz.



Coupe géologique

i) Tectonique

D'une façon générale on peut distinguer deux familles de faille

(1) la première famille de direction ENE-WSW ,représentée par trois failles parallèles entre elles .

La première passe à une dizaine de mètre à l'est du sondage de reconnaissance n° 16 (X = 528968 , Y = 388932 , Z = 280 M) , la seconde passe par le sondage n° 3 , la troisième passe à une dizaine de mètre environ du sondage n° 7 et à 80 M approximativement du sondage n° 1 délimitant ainsi en surface le contact calcaire inférieur-schiste inférieur .

(2) La deuxième famille de direction SSE-NNW est aussi représentée par trois familles parallèles entre elles :

La première passe parallèlement à la droite joignant les sondages 7 et 3 , et à une cinquantaine de mètres à l'est de cette droite délimitant ainsi le contact calcaire inférieur et schiste inférieur .

La deuxième passe à une cinquantaine de mètre à l'est du sondage n° 11 .

La troisième est située à environ 250 M au SW de la précédente . le pendage de la première famille est d'environ 60° , il est dirigé vers le NNW , celui de la seconde est du même ordre de grandeur mais il est dirigé suivant la direction NE .

j) Hydrogéologie

Un examen hydrogéologique du site a montré que le banc calcaire est une roche magasin d'une nappe aquifère relativement importante , qui repose sur un substratum schisteux qui lui est imperméable . Cette nappe d'eau est située au niveau 230 M ce qui permet d'exploiter jusqu'au niveau 235 M sous pompage de l'eau .

k) Les réserves

↳ Les réserves

- Les réserves exploitables des calcaire du principal niveau productif jusqu'à la côte 235 M sont:

- a) Catégorie "B" 14.3 millions de tonnes .
- b) Catégorie "C₁" 11 millions de tonnes .
- c) Catégorie "B+C₁" 25.10⁶ millions de tonnes .

- Les réserves exploitables du niveau supérieur
Catégorie "C₁" 1.4 millions de tonnes .

- Les réserves calculées des schistes du niveau moyen jusqu'à 260 M sont comme suit :

- a) Catégorie "B" 14.3 millions de tonnes
- b) Catégorie "C₁" 523 millions de tonnes .

La production moyenne est de :

* Pour le calcaire 450000 T/A

CHAPITRE II : CONDITIONS TECHNICO-MINIÈRES

I Régime de travail

C'est un régime de type discontinu :

Un poste par jour , la durée d'un poste de travail est de neuf heures (de 7 h à 16 h avec une pause d'une demi-heure de 12 h à 12 h 30)

Le nombre de jours de travail dans la semaine est de cinq jours .

Le nombre de jours de repos par an est de cent jours

Le nombre de jours de travail par an est déterminé de la façon suivante :

$n_{ja} = n_{jc} - n_{jr} - n_{jf}$

$$= 365 - 100 - 11 = 254 \text{ j/an}$$

Avec : n_{ja} = nombre de jours de travail par an

n_{jc} = nombre de jours du calendrier = 365 j

n_{jr} = nombre de jours de repos par an = 100 j

n_{jf} = nombre de jours fériés par an = 11 j

Ce régime de travail a l'avantage d'organiser les répartitions d'équipements , donc leur bon fonctionnement . Ce régime est aussi avantageux sur le plan social pour les ouvriers car ils bénéficient de deux jours de repos dans chaque semaine

II Exploitation du gisement

II-1 ouverture du gisement

On appelle ouverture d'un gisement l'ensemble des travaux miniers qui permettent aux engins de transport et de chargement d'accéder au minerai .

La Carrière de Bouzeréah a connu deux étapes d'ouverture :
l'ouverture au dessus du niveau du concasseur. La première étape a commencé par l'aménagement de la route qui menait à Bouzeréah-ville , à partir de laquelle on a commencé le creusement de la tranchée de découpage pour l'horizon supérieur de telle sorte que par rapport à la partie la plus supérieure le gradin ait une hauteur de 15 m . C'est au niveau 330 m qu'a lieu le creusement de cette tranchée , après la création de cette tranchée on a procédé au creusement de la tranchée de découpage du niveau inférieur ; c'est-à-dire l'exploitation s'est faite du haut vers le bas (voir schéma de la carrière)

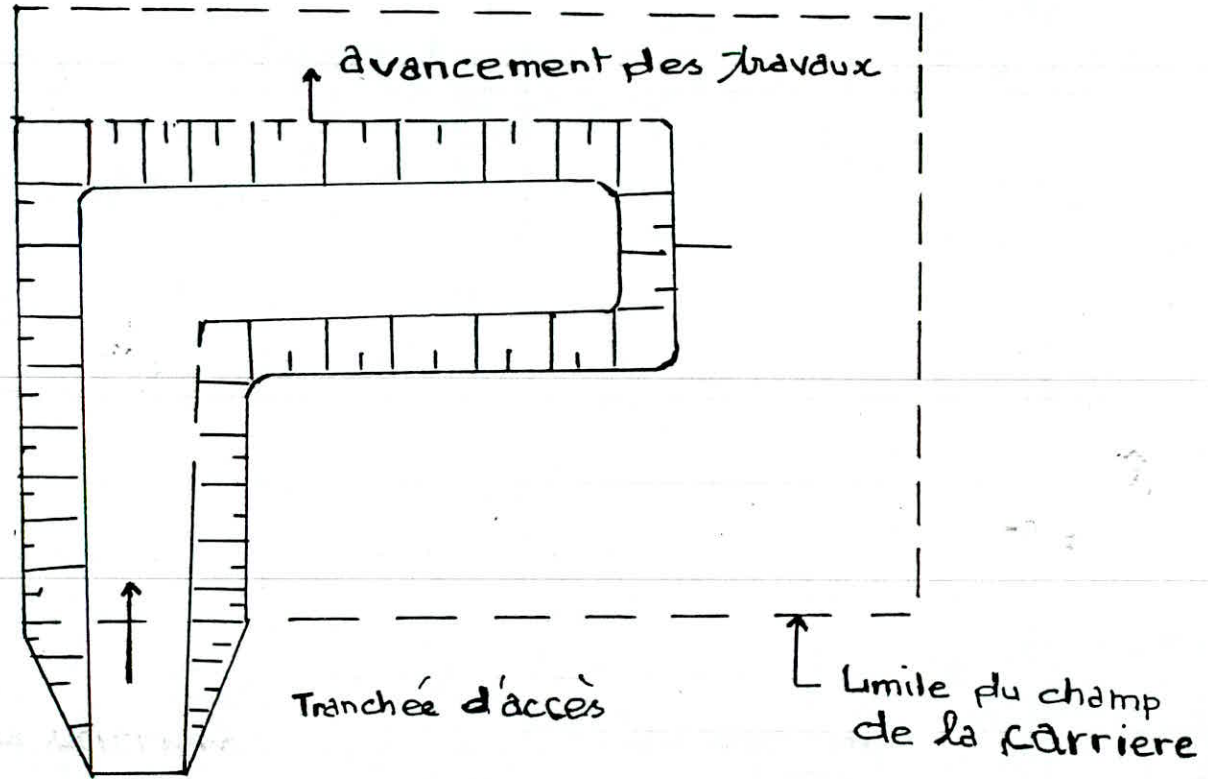


Schéma d'ouverture.

En frappant la couronne tourne avec la tige à l'aide du dispositif

se trouvant sur la surface. Les débris de forage sont évacués à l'aide de l'air comprimé.

On distingue une rangée de 25 trous.

II-3-2 Travaux de Tir

On réalise en moyenne trois tirs par mois. Les explosifs utilisés sont l'Anfomyl et la marmanite.

Le chargement s'effectue par charge intermédiaire. Des relais détonants à retard (20 ms) sont connectés entre deux trous à fin que l'onde de choc soit ressentie. La mise à feu s'effectue par cordeau détonnant et mèche lente.

- le diamètre d'un trou est de: 89mm
- la hauteur du gradin est de: 15m
- la longueur du sous-forage est de 1m
- la distance entre deux trous consécutifs est de 2m.
- le diamètre de la cartouche est de : 65mm.
- la consommation spécifique q est de : 25g/t.
- la ligne de moindre résistance: 2m.
- la quantité d'anfomyl dans un trou est de : 25Kg.
- la quantité de marmanite dans un trou est de : 4Kg.

On doit noter que les deux types d'explosifs sont combinés pendant l'été, alors qu'en hiver seul l'anfomyl est utilisé car la marmanite ne résiste pas à l'humidité.

On utilise le calcaire comme bourrage.

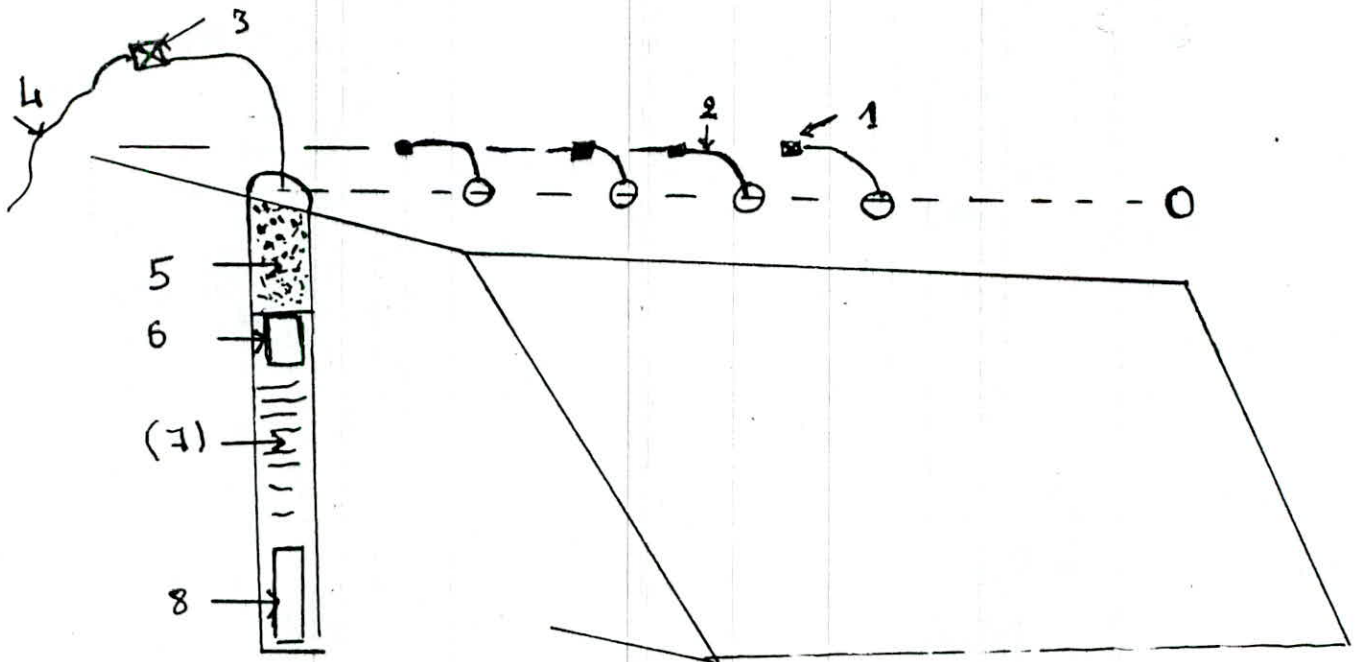
II-3-3 Chargement

Le chargement dans la carrière de Bouzeréah est assuré par deux pelles type Marion 93M en butée et par une chargeuse sur pneu de type Kawasaki

Caractéristique de la pelle

-capacité du godet	1,93
-longueur de la flèche, m	8,53
-longueur du bras, m	5,61
-inclinaison de la flèche, d°	50°
-hauteur maximal de creusement	94
-rayon maximum de creusement, m	6,4

Tir



- 1- relai de retard 20ms
- 2- Cordon detonant
- 3- detonateur
- 4- mèche de sécurité (Lente)
- 5- bourrage (calcaire)
- 6- Cartouche de marmarite.
- 7- Amphomyl charge de colonne
- 8- Cartouche d'amorçage (marmarite)

rayon maximum de déversement,	11
-puissance de moteur du mécanisme de rotation de la plate-forme,	
Kw est:25,8	
-puissance du moteur du mécanisme d'attaque,Kw	18,4
-vitesse de déplacement Km/H	1,37
-poids total,	79

Caractéristiques de la chargeuse

-Capacité de la	4,5m ³
-charge utile	7,7Kg
-rayon de braquage minimale	6,65
-puissance nominale	310Pv
-marche avant ,petite vitesse	11Km/H
-marche avant grande vitesse	34Km/H
-marche arrière	11Km/H

II-3-4 Transport

Le transport est , un des processus principaux dans l'exploitation à ciel ouvert .

Le transport des minéraux utiles et des roches stériles occupe 30 à 70% du prix de revient de l'exploitation.

Le transport dans les carrières conditionne le mode d' ouverture du gisement , le choix de la méthode d'exploitation , des équipements miniers , le mode de mise à terril etc

son but c'est le déplacement des masses minières au point de déchargement qui sont les terrils pour les roches stériles et les stocks ou les trémies de réception des usines de traitement pour les minéraux utiles

..> Organisation du transport dans la carrière de Bouzeréah

A Bouzeréah le transport de la matière première est fait par camion du front d'abattage vers le concasseur giratoire , et par convoyeur à bande du concasseur giratoire vers le hall de stockage.Les stocks de tuf , de sable et de minerai de fer sont aussi transportés par camion vers le hall de stockage.

L'utilisation du camion est fonction du schéma d'accès vers la carrière et sa disposition près de l'excavateur .

L'accès du camion vers l'excavateur dans la carrière est presque en boucle , car le camion est stationné sur une direction perpendiculaire au front d'abattage pour un meilleur rendement on dispose le camion de telle façon qu'on ait un angle minimal de l'excavateur .La distance que parcourt le camion du front d'abattage est de 1,3Km .

Type de camion	Euclid R 35
capacité de la benne	17m3
puissance	4000h
poids total chargé	61,5T
poids à vide	25,3T

Dimension du camion

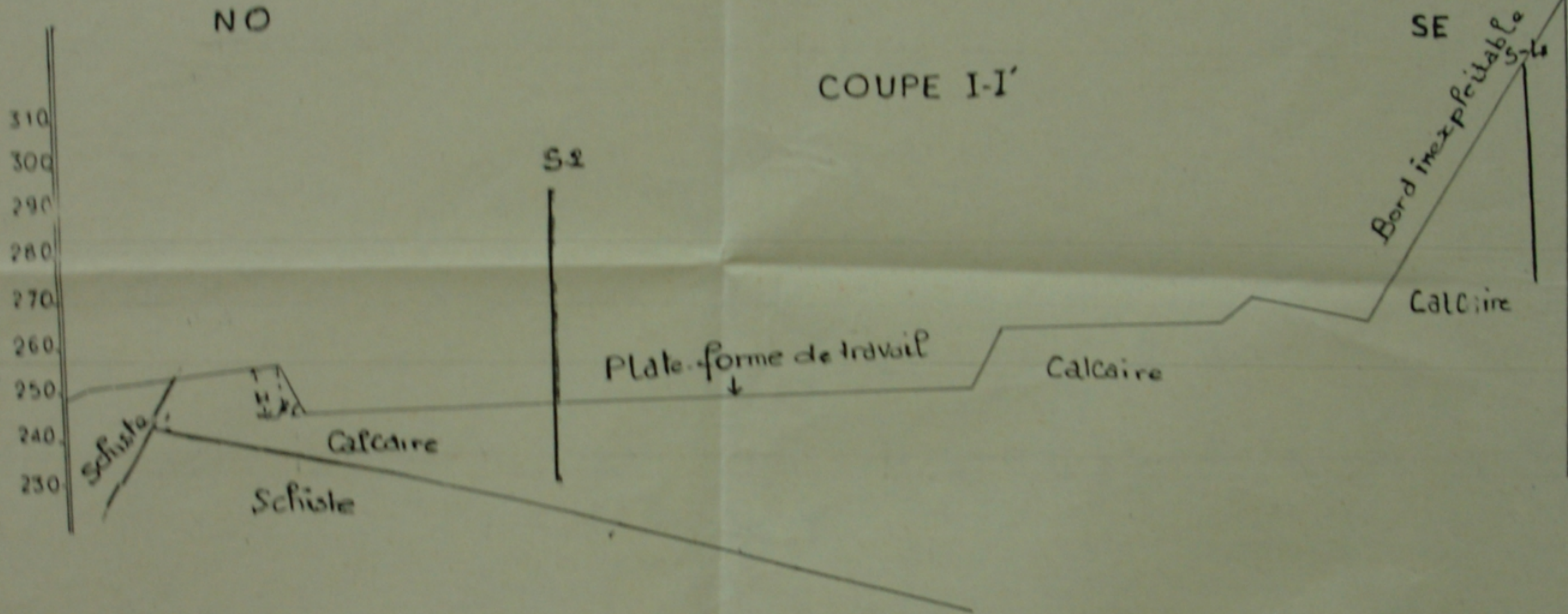
-longueur	8,45m
-largeur	3,85m
-hauteur	3,81mm
Le nombre de camion	3

P.O. 008/91

après p. 16

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

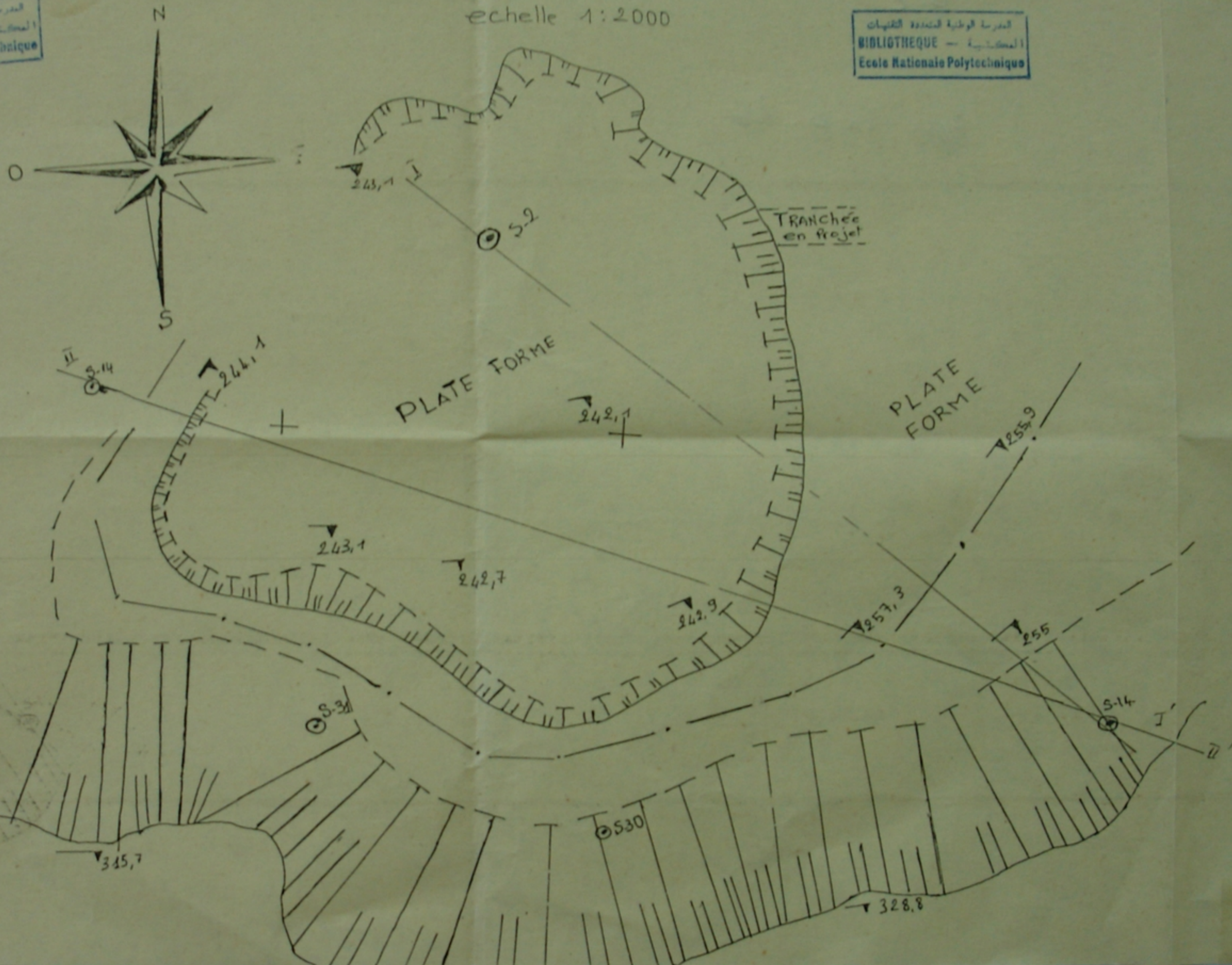


Plan d'exploitation de la Carrière de Bouzéréah

echelle 1:2000

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

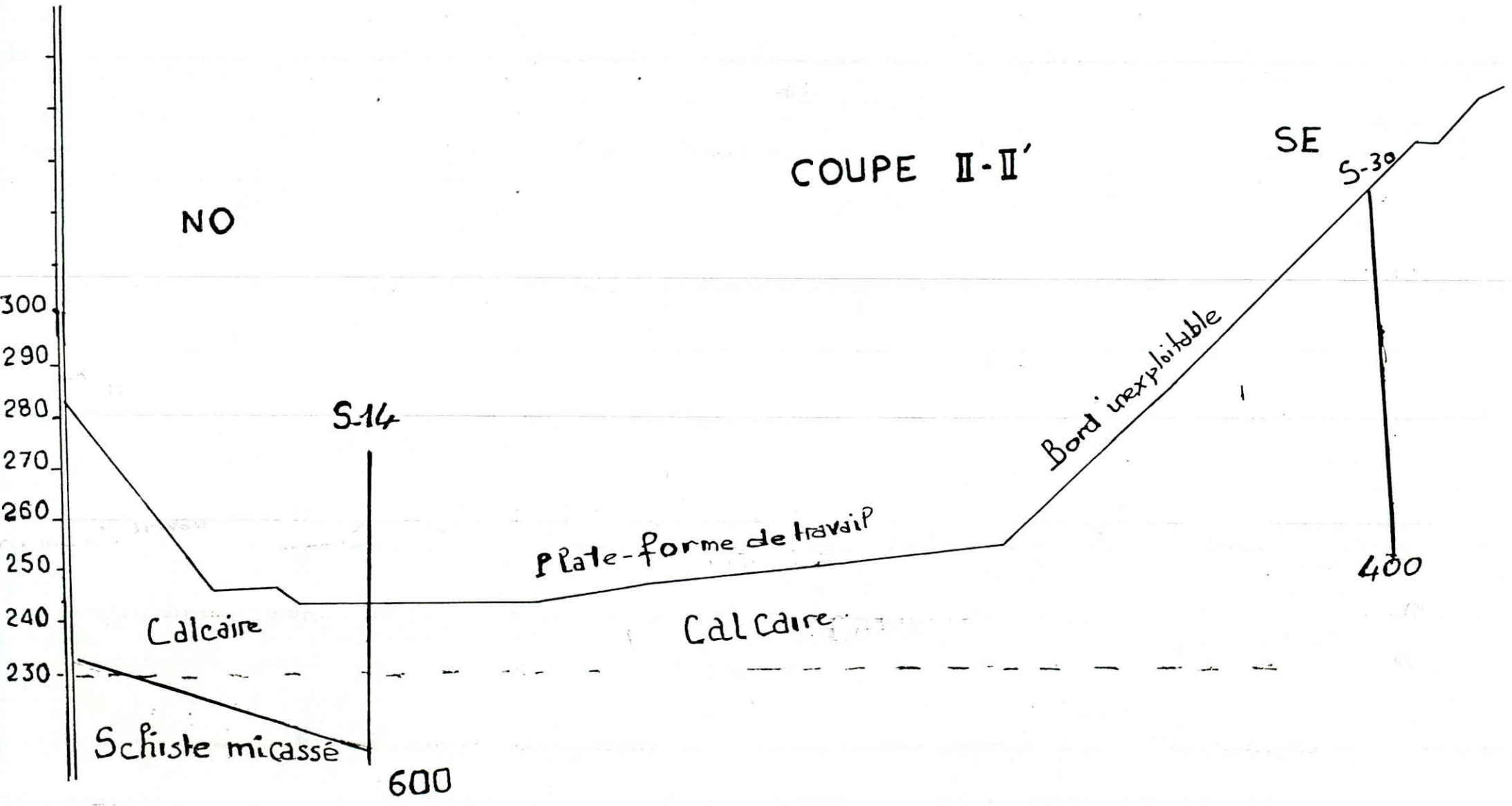


P. 008/91
Après p. 16

COUPE II-II'

NO

SE



S-14

S-39

Plate-forme de travail

Bord inexploitable

Calcaire

Calcaire

Schiste micassé

600

400

II-4 Problèmes effectifs mettant en cause la stabilité des talus de la carrière

La carrière de Bouzeréah a connu en 1985 un glissement de terrain qui , heureusement n'a pas provoqué des pertes en vie humaine et ni causé d'important dégâts matériels . Les causes de ce glissement de terrain restent à être déterminé , mais néanmoins on peut signaler d'une part que les conditions technico-minières n'ont pas été respecté telles qu'elles ont été prévues dans le projet initial d'exploitation à savoir que l'exploitation doit se faire par la méthode dite par gradin avec une hauteur de gradin = 10m une berme de sécurité = 3m et un angle de talus de 85°. Hors actuellement on observe des gradins de 15m , des angles de talus inférieur à 85° et des bermes de sécurité qui sont moins de trois mètres . D'autre part , on a des couches de calcaire inclinées qui reposent sur du schiste , ce sont deux roches de caractéristiques mécaniques et géomécaniques différentes , ce qui peut provoquer un glissement . Enfin la présence de l'eau au contact schistes inférieurs et calcaires inférieurs à pour conséquence la remontée de l'eau à travers les fissures du calcaire provoquant ainsi une diminution des caractéristiques de résistance du calcaire .

CHAPITRE III PARAMETRES GEOMECHANIQUES ET TECHNOLOGIQUES DES ROCHES

Le but de l'étude des propriétés mécaniques et géomécaniques des roches est de savoir comment réagit le massif et ,en particulier si sa stabilité est assurée . Mais au paravent nous avons jugé nécessaire de les définir , et après on apprécier la valeur de certains paramètres .

I Propriétés physiques

I-1 Densité

C'est la masse de l'unité de volume de la roche en phase solide . Elle est exprimée en g/cm^3 ou T/m^3

$$\gamma = \frac{M_{sec}}{V_{solide}}$$

Avec M_{sec} : masse de l'échantillon en état sec = $110^\circ c$

V_{solide} : volume d'échantillon en état solide (sans pores)

I-2 la masse volumique

C'est la masse de l'unité de volume de la roche en état naturel (avec les pores)

$$\rho = \frac{M_{sec}}{V_{solide} + V_{pores}} \quad [g/cm^3]$$

Avec:

V_{pores} : volume des pores

I-3. La porosité:

C' est le rapport du volume de la roche en état naturel

$$P = \frac{V_{pores}}{V_{nat}}$$

Avec V_{nat} : Volume de l'échantillon à l'état naturel

II PROPRIETES MECANIQUES :

II-1 La résistance à la traction

II-1-1 traction simple:

On soumet une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale , la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des roches massives

$$R_r = \frac{P_{\max}}{A_0} \quad [\text{Pa}] \quad \text{Avec : } P_{\max} \text{ valeur finale atteinte par l'effort appliqué}$$

A_0 : surface transversale

II-2 Essai Brésilien

L'éprouvette est soumise à une compression suivant la génératrice (voir fig. I-2) . La contrainte à la traction est donnée par :

$$\sigma_r = \frac{P}{r \cdot L} \quad \text{avec : } r \text{ rayon de l'éprouvette cylindrique -}$$

L longueur de l'éprouvette

P effort appliqué .

La résistance à la traction est :

$$R_r = \frac{\sigma_{\max}}{r \cdot L} \quad [\text{Pa}]$$

II-3 Essai de flexion

Une éprouvette cylindrique ou poutrelle est fléchie par des forces agissant dans son plan de symétrie . On détermine alors le moment résistant par la formule suivante :

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6}$$

Et le moment de flexion est alors M :

$$M = \frac{P}{4} \times \frac{2}{3} \cdot L \quad \text{d'où la résistance à la traction est définie par :}$$

$$\sigma = \frac{M}{W} \quad [\text{Pa}]$$

II-4 Résistance à la compression

On utilise soit des éprouvettes parallélépipédiques ou cylindriques . La résistance à la compression est définie comme étant la contrainte limite admissible que peut supporter la roche avant la rupture dans un essai de compression .

$$R_c = \sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A} \quad [\text{Pa}] \quad \text{avec } P_{\max} : \text{l'effort appliqué .}$$

On définit la souplesse comme suit :

$$i = \frac{h}{a} \quad \text{épreuve parallépipédique .}$$

$$i = \frac{h}{d} \quad \text{épreuve cylindrique .}$$

Le coefficient de Protodiakonov est défini comme suit :

$$f = \frac{R_c}{100}$$

II-5 Résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture dans un essai de cisaillement .

On distingue :

- cisaillement simple
- cisaillement par torsion
- cisaillement par compression

II-5-1 Cisaillement simple

Dans ce cas la résistance au cisaillement est défini comme suit :

$$R_t = \sigma_t = \frac{P_{\max}}{A} \quad [\text{Kgf/cm}^2] \quad \text{où } P_{\max} : \text{effort tangentiel entraînant}$$

la rupture

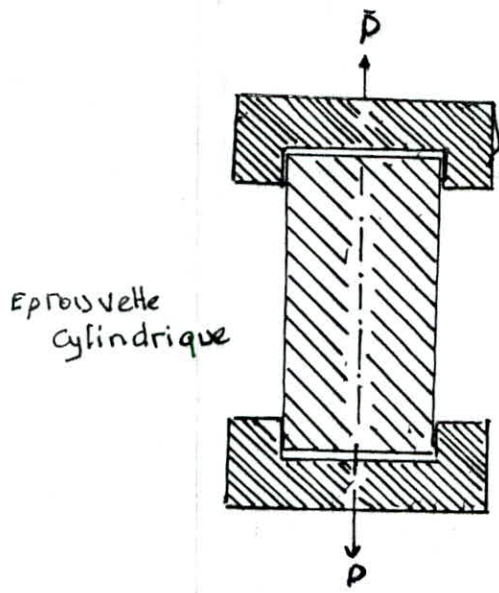
A : surface sur laquelle est appliqué l'effort .

Suivant les surfaces à cisailier , on distingue un cisaillement simple avec , une , deux surfaces de cisaillement ou une surface cylindrique (voir fig. I-7 , I-8) .

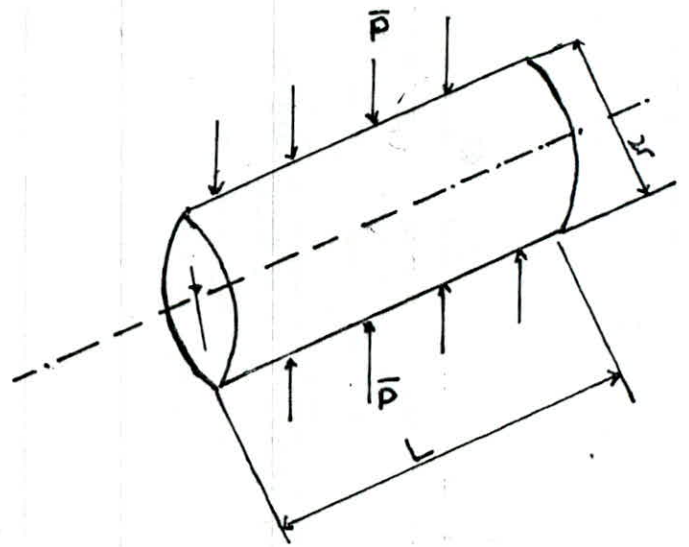
II-5-2 Cisaillement par torsion

L'éprouvette est soumise à un couple de torsion ce qui engendrera des contraintes de cisaillement sur chaque section transversale . Lorsque les contraintes atteindront une certaine valeur critique , elles donnent la résistance de cisaillement par torsion définie par la formule suivante :

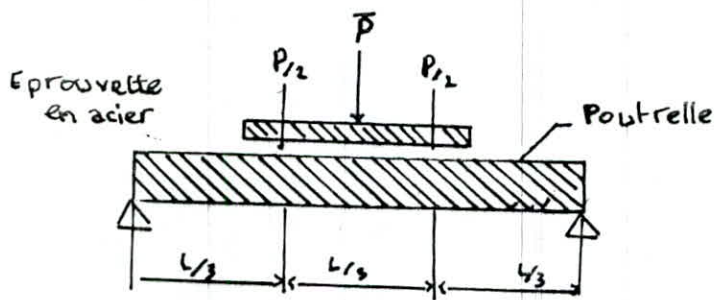
$$\sigma_{\max} = \frac{M_t}{W_0} \quad [\text{Pa}] \quad \text{où } W_0 = \frac{\pi \cdot d^3}{16}$$



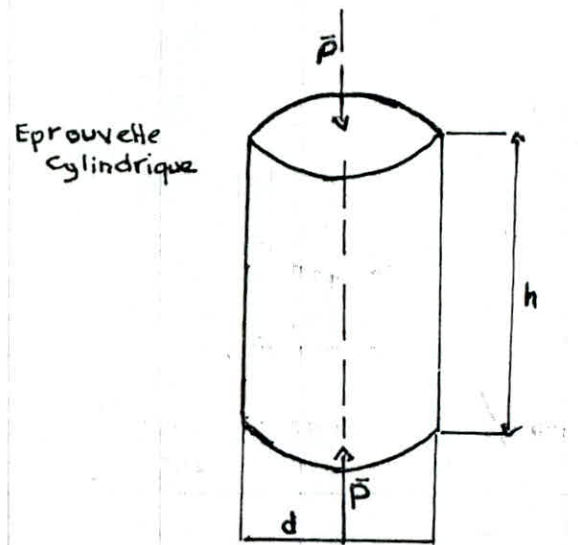
FigI.1 : Traction simple



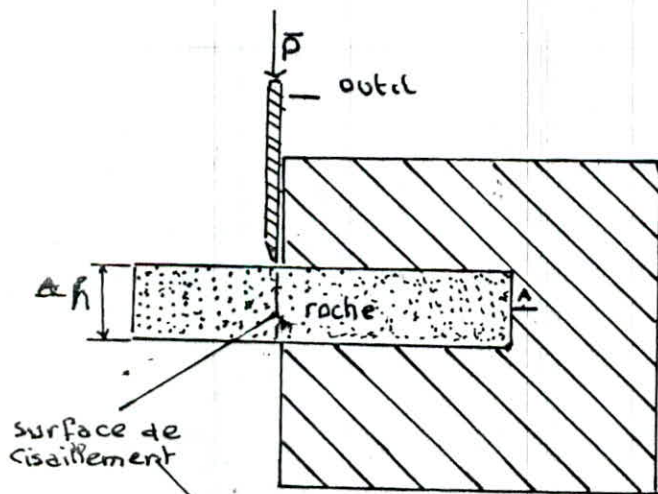
FigI.2 Essai Bresilien



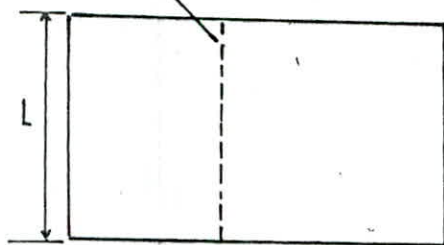
FigI.3 Traction dans l'essai de Flexion



FigI.4 Essai de Compression



surface de cisaillement



A-A

FigI-6 Essai de cisaillement simple avec une surface de cisaillement

M_t : moment de la torsion avant la rupture
 W_0 : moment résistant .

II-5-3 cisaillement par compression

On applique un effort P sur un échantillon incliné d'un angle α .
 La contrainte transmise sur l'échantillon se décompose en
 composante normale N et en composante tangentielle T .
 Lorsque T atteint une certaine valeur critique , l'échantillon se
 rompt . Cette valeur critique représente la résistance de
 cisaillement par compression de la roche .

$$\tau = \frac{P \cdot \cos \alpha}{A} \quad \text{où A est la section sur laquelle est appliquée}$$

$$\sigma = \frac{P \cdot \sin \alpha}{A} \quad \text{l'effort .}$$

II-6 Cohésion et angle de frottement interne

La cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ) sont des
 caractéristiques de la droite de Coulomb . L'ordonnée à l'origine
 de cette droite s'appelle cohésion et l'angle que fait cette
 droite avec l'axe des contraintes (σ) est appelé angle de
 frottement interne .

II-7 Coefficient de Poisson

C'est le rapport entre la déformation transversale et la
 déformation longitudinale .

II-8 Module de Young

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

$$E = \frac{\Delta \sigma}{\Delta E}$$

E : module de Young
 $\Delta \sigma$: contrainte normale appliquée à
 l'échantillon en kg/cm^2
 ΔE : déformation axiale de l'échantillon

Le module de Young permet une classification en raideur des roches
 selon le tableau 1 .

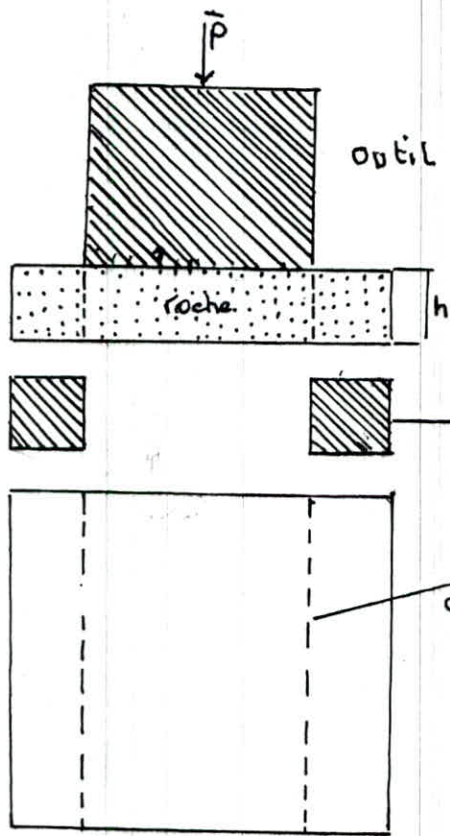


Fig I-7 Cisaillement simple avec deux surfaces de cisaillement.

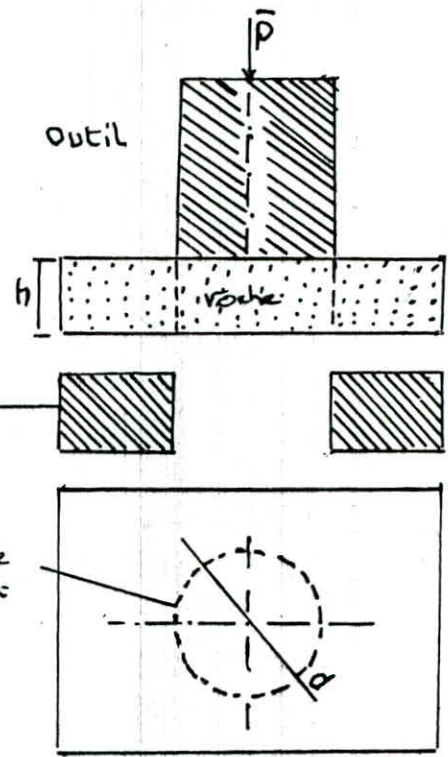


Fig I-8 Essai de cisaillement cylindrique

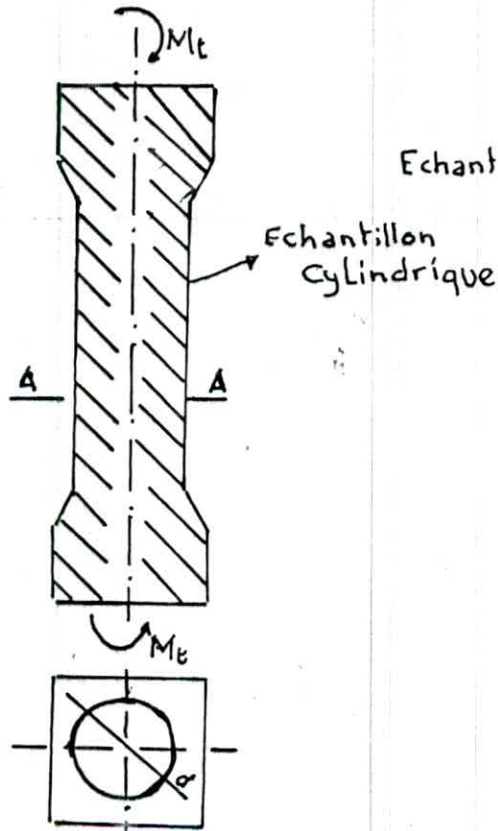


Fig I-10 cisaillement par torsion

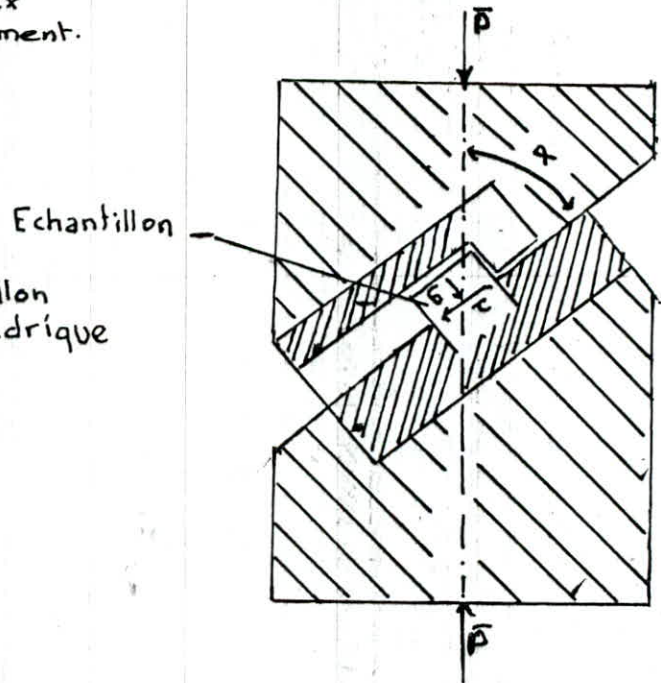


Fig I-9 cisaillement par compression

III propriétés technologiques des roches

III-1 Stabilité

On appelle stabilité la capacité des roches à rester en place durant longtemps . Suivant le degré de stabilité , les roches se répartissent en:

- roches instables (sables friables)
- roches mi-stables (argiles - argiles sableuses)
- roches stables (calcaires et grés fissurés)
- roches extrastables (toutes les roches dures)

III-2 Coefficient de foisonnement

Elle représente l'indice de l'augmentation du volume après l'abattage du massif .

Il est défini par :

$$K_f = \frac{V_f}{V_m} > 1$$

V_f :Volume des roches foisonnées .

V_m :Volume des roches en massifs .

III-3 Adhésion (collage)

C'est la capacité des roches à se coller à la surface des outils . Elle se manifeste lorsqu 'il y a une certaine teneur dans la roche .

III-4 Fragilité

C'est une caractéristique des roches à se fragmenter sous l'influence des forces extérieures (chocs , ondes , explosifs etc.)

III-5 Solidité des roches

Elle représente la capacité de la roche à la pénétration d'un autre corps .

III-6 Gonflement

C'est la capacité des roches d'augmenter leur volume lorsqu'elles sont saturées en eau .

III-7 Fissuration des massifs rocheux

L'influence de la fissuration des roches sur la résistance du massif rocheux peut être caractérisée par la formule générale suivante :

$$R_{cm} = f(s) \cdot R_c$$

où :

- R_{cm} est la résistance à la compression simple d'un échantillon rocheux déterminée au laboratoire [N/m^2].

- $f(s)$ est une fonction du degré de fissuration, propriétés physiques des surfaces de fissuration et l'orientation des fissures par rapport à l'action de la charge.

la relation

$$\frac{R_{cm}}{R_c} = K_1 \text{ est nommée le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux .}$$

Sur la base d'essais sur des modèles (Popov, Fisenko, Bublik, Müller, Pacher), les différents chercheurs ont essayé de déterminer la valeur du coefficient K_1 (Voir tableau 2).

Exemple pour les dolomites

- $K_1 = 0,07 \text{ --- } 0,1$: le réseau des fissures est très bien développé, système w - x soit o, avec le liant très faible.

- $K_1 = 0,1 \text{ --- } 0,14$ Le réseau des fissures est très développé système H, les fissures de type X ne sont pas nombreuses; soit les fissures de type O avec le liant sulfurique.

- $K_1 = 0,15 \text{ --- } 0,18$ Le système de fissures W ou H et le liant sulfurique.

Schéma du réseau des fissures (Voir fig) .

Les essais et les observations confirment que la résistance à long terme R_{ct} pour les roches est inférieure à la résistance à court-terme R_{cc} .

Le coefficient rhéologique du changement de résistance K_r est égal :

- $K_r = 0,5$ Argiles et Marnes .

- $K_r = 0,7 \text{ --- } 0,8$ Roches .

Schémas du réseau de fissures

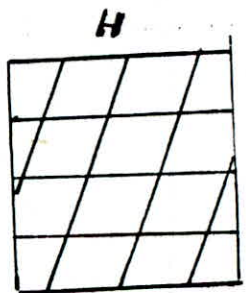
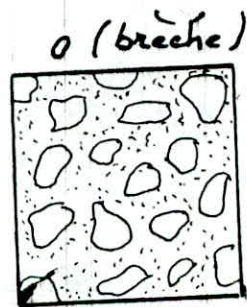
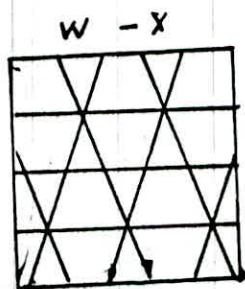
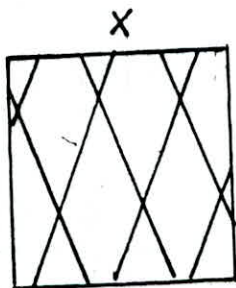
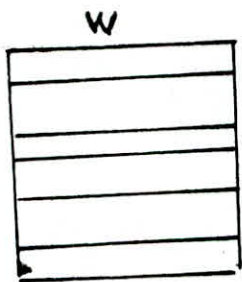


TABLEAU 1: COEFFICIENT D'AFFAIBLISSEMENT STRUCTURAL
DU MASSIF ROCHEUX D'APRES POPOV

CARACTERISTIQUE DE LA FISSURATION DES ROCHES	COEFFICIENT K1	
	INTERVALLE	MOYEN
RESEAU TRES DENSE DANS TOUTES LES DIRECTIONS; DESSERMENT DE LA ROCHE EN MORCEAUX SEPARES, NON CIMENTES.	0,0 / 0,001	0,0005
RESEAU DENSE DANS TOUTES LES DIRECTIONS	0,001 / 0,01	0,005
FISSURATION DENSE	0,01 / 0,04	0,02
FISSURATION SUPERIEURE DE LA MOYENNE	0,04 / 0,08	0,06
FISSURATION MOYENNE (FISSURES OUVERTES ET VERMEES SUR LA LONGUEUR DE 20 A 30 CM)	0,08 / 0,12	0,1
FISSURATION INFERIEURE DE LA MOYENNE	0,12 / 0,3	0,2
RESEAU DES FISSURES PROFONDES DE LA LONGUEUR DE 30 A 50 CM PEU NOMBREUSES DES FISSURES OUVERTES	0,3 / 0,4	0,35
ROCHE PEU FISSUREE, FISSURES FERMES	0,4 / 0,6	0,5
MICROFISSURATIONS PEU NOMBREUSES	0,6 / 0,8	0,7
ROCHES MONOLITHIQUES SANS FISSURATION	0,8 / 1,0	0,9

R Q D	QUALITE
90% A 100%	TRES BONNE
75% A 90%	BONNE
50% A 75%	MOYENNE
25% A 50%	MAUVAISE
0% A 25%	TRES MAUVAISE

TABLEAU 2

ROCHE	TRES DEFORMABLE	MOYENNE	RAIDE	TRES RAIDE
E (Mpa)	< 2000	10000 A 20000	50000	> 80000

TABLEAU 3: CLASSIFICATION DES ROCHES EN RAIDEUR A PARTIR DE MODULE DE YOUNG

On peut caractériser la fissurité des massifs rocheux par le coefficient de récupération RQD (Rock Quality Désignation)
Ce coefficient est défini par :

$$RQD = \frac{l_i}{l_t}$$

où :

l_i : Longueur des segments de la carotte supérieure à 10 cm .

l_t : Longueur de la carotte .

Monsieur Don Deere a proposé , suivant les valeurs de RQD , une classification des différentes qualités de roche , décrite dans le tableau 3 .

La présence des fissures provoque la diminution de la résistance du massif .

Le coefficient de récupération de la carotte déterminé au fait la liaison entre la résistance déterminée au niveau du laboratoire (échantillon) et la résistance déterminée in-situ pour un bloc rocheux de grande dimension .

III-8 Détermination des paramètres mécaniques et physiques :

Des essais physico-mécaniques ont été réalisés par l'entreprise (U.R.E.G) qui ont abouti aux résultats suivants :

* Pour le calcaire :

Résistance à la compression	600 Kgf/cm ²
Résistance à la compression d'un milieu saturé en eau.....	331 à 458 Kgf/cm ²
Poids volumique.....	2,5 T/m ³
Porosité.....	2,7 à 2,85 %
Dureté.....	6 à 7

* Pour le schiste :

Poids volumique.....	2 T/m ³
----------------------	--------------------

De notre part nous avons réalisé quelques essais pour vérifier et compléter les données manquantes nécessaires pour le calcul du

Les résultats sont les suivants :

*Pour le calcaire :

Résistance à la compression.....623 Kgf/cm²
Résistance à la traction.....41,5 Kgf/cm²

*Pour schiste :

Résistance à la compression.....69 Kgf/cm²
Résistance à la traction n'a pu être déterminée par manque
d'échantillons cylindriques , c'est pourquoi on a utilisé la
formule suivante :

$$R_t = \frac{R_c}{10}$$

d'où :

$$R_t = 6,9 \text{ Kgf/cm}^2 .$$

I Déformation des roches

Le comportement du rocher dépend beaucoup de la nature des efforts qui lui sont appliqués .

I-1 type divers de déformabilité :

Pour les roches on définit une élasticité pratique , à défaut de pouvoir observer une élasticité parfaite , qui est d'ailleurs une vue de l'esprit .

Dans le cas de l'élasticité pratique des roches , on admettra des écarts par rapport à la loi linéaire de déformation d'une part , et à la réversibilité d'autre part . dans la nature cette élasticité pratique est cachée par l'importance des phénomènes non élastiques qui sont souvent prépondérants . La déformation des roches dans son aspect général est donc non élastique et non linéaire . La déformation non élastique est le résultat d'une transformation qui affecte définitivement la roche (remaniement ou rupture)

La déformation est réversible lorsque les remaniements subis se reproduisent avec des intensités comparables au cours de charges et de décharges successives.

la déformation permanente instantanée représente la fraction des déformation non réversibles acquises au moment de la première mesure (après une heure par exemple) .

I-2 les diverses déformations

On distingue divers types de déformation :

I-2-1 Déformation linéaire :

Dans l'élasticité pratique , la déformation dépend du jeu des attractions moléculaires .

Elle est donc pratiquement linéaire et réversible avec le changement de volume .

I-2-2 Déformation non linéaire :

La réversibilité pratique est encore dominée par les phénomènes élastiques mais intervient les effets de remaniement qui font perdre à la déformation son caractère linéaire , toute fois ces dernier sont suffisamment modérés.

Le tassement de serrage , sous l'effets d'une compression est produit par la rupture à très petites échelles des éléments de roche les plus faibles s'opposant à la diminution de la porosité . Le tassement de serrage s'effectue donc avec une notable diminution de volume .

-Le fluage dû à un remaniement sous charge constante . Le fluage est une déformation évolutive qui dure tant que la charge persiste , il change la forme des corps mais n'en modifie que peu le volume .

-La déformation plastique s'effectue théoriquement à volume constant . Elle peut comporter des fractions évolutives dites plastique . Elle est due à un remaniement par glissement relatif des éléments de la fragmentation à petite échelle .

-La déformation par glissement mécanique s'effectue à volume peu variable , elle est due à un remaniement par glissement relatif des éléments de la fragmentation principale et notamment des blocs entre diaclases .

I-3 Les courbes de contraintes-déformations :

Les déformations des roches dépendent de plusieurs paramètres :

- La contrainte Caractéristique (déviateur des contraintes) .
- La durée de charge .

-L'importance de la durée des mises en charge antérieure (passé de la roche) .

-La compression moyenne $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$.

-La température .

-La teneur en eau .

En fonction de la durée de la charge et de la contrainte Caractéristique , les déformations à charge croissante sont données par une surface (fig III-1) . Les diverses coupes de cette surface représentent la courbe déformation-charge instantanée ; les courbes de déformation-temps sont dites de fluage . Les courbes charge-temps à déformation constante sont dites de relaxation .

Il n'y a pratiquement jamais correspondance entre les variables cités ci-dessus .

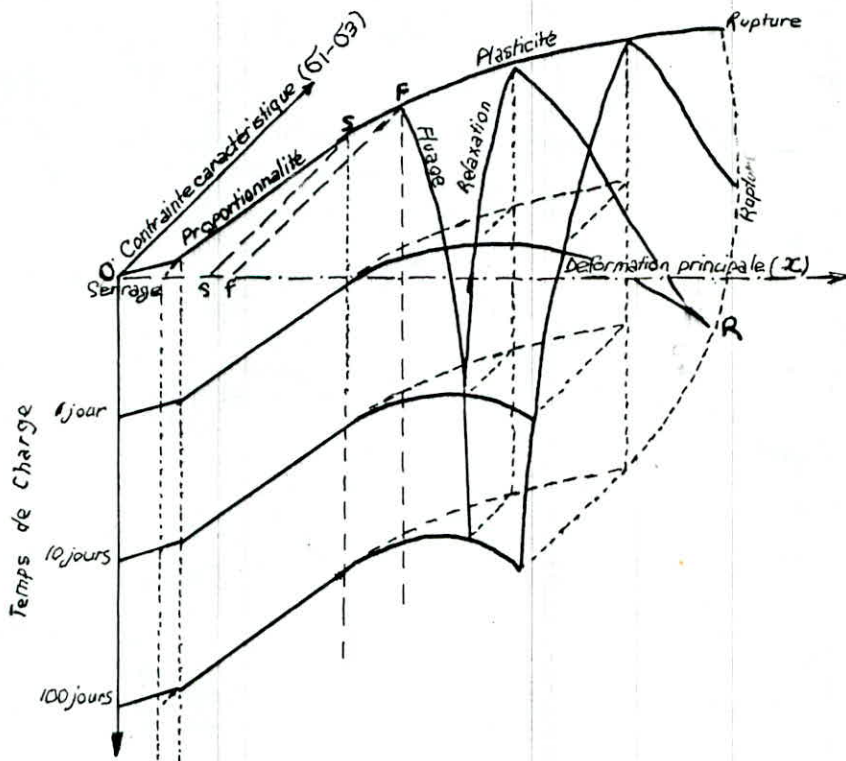


Fig III-1 Diagramme contrain-temps-déformations.

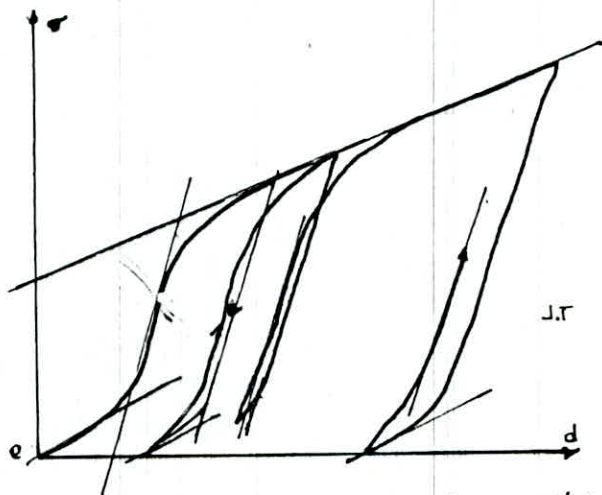


Fig III-2 Courbe contrainte - déformation

Chaque surface se rapporte aux conditions particulières de mise en charge ; les courbes de déformation , qui sont des sections présenteront autant de boucles qu'il y a de cycles . Soit par exemple , un essai de compression simple à charge variable (fig III-2) ; on a mesuré le raccourcissement longitudinal -Dans une phase initiale , il y a effondrement plus ou moins apparent des porosités naturelles les plus faibles (première phase de tassement de serrage) . Dans cette première phase , le coefficient angulaire de la courbe est relativement petit ,mais la réduction progressive des porosités tendra à l'augmenter avec la charge . Avec la croissance de la charge , le tassement de serrage n'interviendra plus . L'élasticité du matériau est dominante .

En augmentant la charge , la déformation plastique et le glissement mécanique prendront de l'importance .Le coefficient angulaire tendra à baisser jusqu' à ce qu'il atteigne une valeur minimale . Pendant la décharge , la courbe débutera en pente raide ; les vides initiaux tendront à se reformer , on constate donc en fin du cycle une détente de la roche .Les mises en charge suivantes conduiront à des résultats à peu près parallèles à ceux de la première mise en charge mais avec raidissement de la roche (écrouissage) . Le glissement mécanique se produira pour des compressions chaque fois plus élevées .

I-4 Les déformations différées :

Lorsqu'on considère l'ensemble des courbes de fluage , on obtient une nouvelle représentation de la surface de déformation de la roche sur laquelle on peut distinguer (fig III-3) .

-Les fluages limités qui s'établissent avec le temps .

-Les fluages évolutifs qui se terminent par les ruptures .

On constate que la rupture se produit pour une contrainte donnée d'autant plus basse que la durée de mise en charge a été longue . Si l'on interrompt brusquement la mise en charge , les déformations différées ramènent progressivement le rocher vers une déformation résiduelle irréductible . Une répétition de la mise en charge et décharge conduit à une nouvelle déformation résiduelle plus forte que la précédente . Le rocher perd peu à peu sa cohésion et sa compacité (fig III-4).

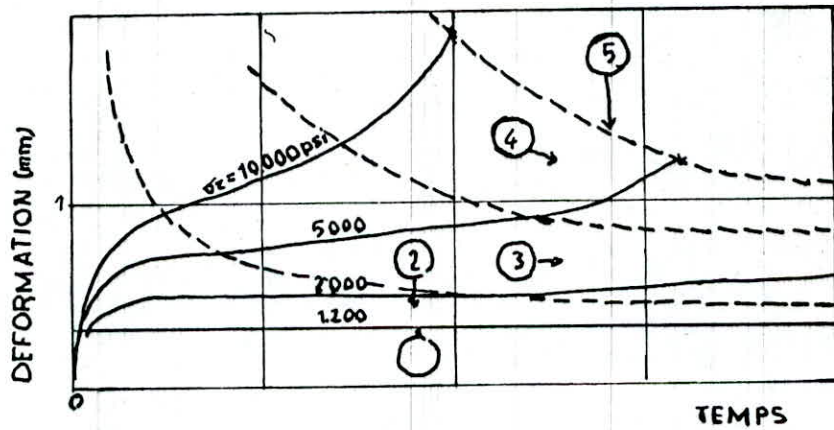


FIG III-3 Courbes de fluage

1. Limite élastique ; 2. Fluage limité ; 3. Fluage indéfini ; 4. Fluage évoluant vers la rupture ; 5. Rupture

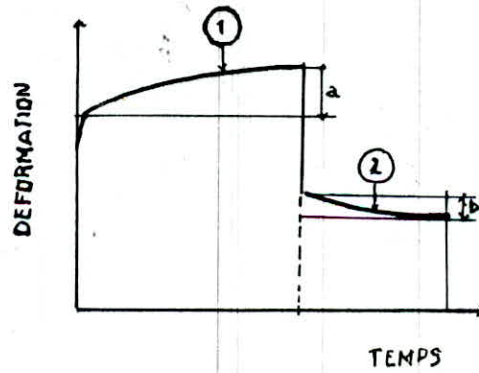


FIG III-4 Déformations différées (1) et réactivités (2)

II Conclusion :

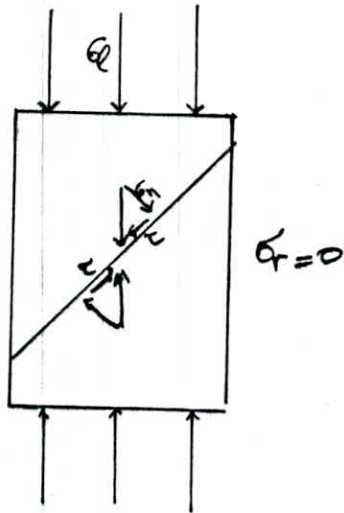
Par exemple , pour un essai triaxial , on pourrait construire une courbe $[(\sigma_1 - \sigma_3) - \epsilon]$; les courbes contrainte-déformation correspondent à diverses roches montrent deux stades distincts de déformation . Au cour du premier stade , la déformation est faible par rapport à l'accroissement de la contrainte , et si on supprime la contrainte la roche reprend sa forme initiale . Ce stade correspond au domaine élastique.

Passé le seuil d'élasticité , la déformation est irrévocable et les roches peuvent subir deux types de comportement extrêmes .
-Soit la rupture est atteinte immédiatement .
-Soit la déformation se développée sans accroissement important de la contrainte et on est le domaine de la déformation plastique . Dans le premier cas on dit que la roche a un comportement élastique-fragile .

Dans le second cas on parle de comportement élasto-plastique . La fracturation technique semble correspondre généralement à un comportement élastique-fragile des roches . Toutefois il faut souligner que dans la nature , une roche est soumise à un état de contrainte triaxial et que son comportement dépend des valeurs relatives de σ_1 et σ_3 .

Un schéma de décomposition en deux dimensions de σ_1 et σ_3 sur un plan de fracture montre que les effets des contraintes normales σ_{n1} et σ_{n2} due à σ_3 joue en sens opposé de la σ_1 due à la σ_1 (fig III-5) .

La rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement est rendue difficile par la présence de σ_3 . Ainsi on peut passer d'une rupture fragile , en l'absence de σ_3 , à des comportements élastiques (ou ductiles) avec adoucissement (anti-écrouissage) sans écrouissage et avec durcissement (écrouissage) pour des valeurs croissantes de σ_3 ; on pourra construire les courbes qui expliquent ce passage (fig III-5-a,b,c)



(d)

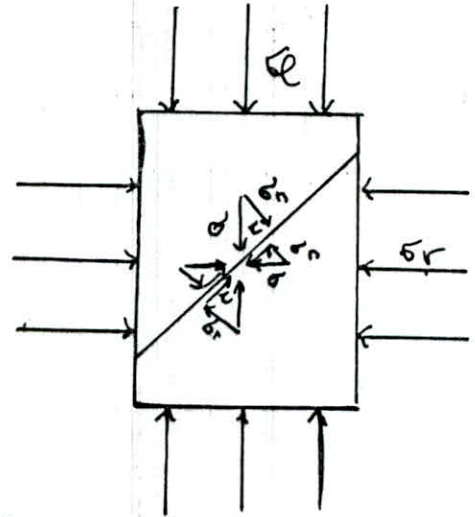


fig III-5 Influence de la pression de confinement sur la rupture fragile par cisaillement

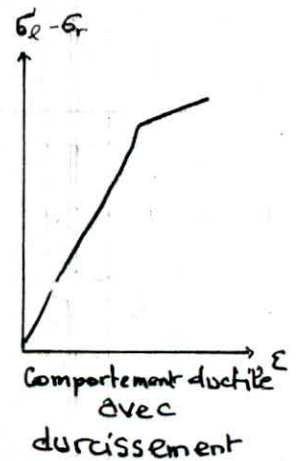
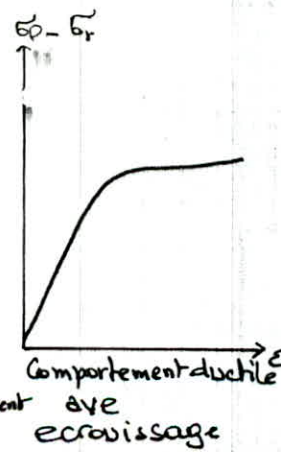
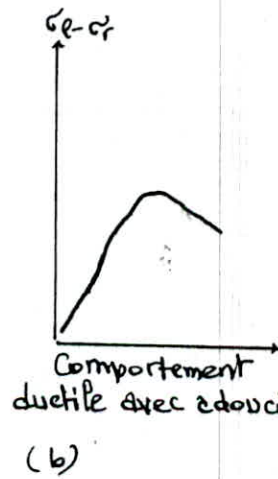
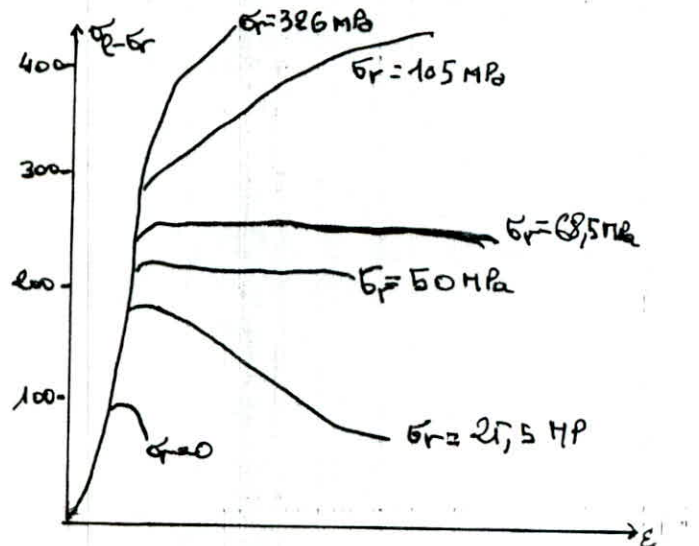


fig III-5 Influence de la pression de confinement σ_r sur le comportement du marbre de Carrare.

(c)



III Mesures de déformation et le contrôle de stabilité

La rupture des talus engendrent de grands déplacements horizontaux et verticaux qui sont suivis en général de petites déformations horizontales .

On peut mettre des dispositifs en surface ou en profondeur pour pouvoir suivre l'évolution de ces déformations et prévoir la rupture du talus .

III-1 Les mesures en profondeurs (Voir fig V-31) :

Pour les mesures en profondeur : sont généralement utilisés des fils sous forme de pendules normales ou renversées , et lorsqu'il vibre cela voudrait dire dans la majorité des cas qu'il y a possibilité de déplacement horizontal ou vertical .

on utilise aussi des segments en plastique reliés entre eux par un fil bien tendu qu'on place dans un forage . Un des appareils les plus utilisés est le clinomètre .

Description du clinomètre à corde vibrante :

Il comporte une tige en acier portant un poids à sa partie inférieure et encastrées en tête dans un tube enveloppé qui constitue la sonde proprement dite (diamètre 68 mm ; longueur 56 cm ; poids 70 N) .

Sur la tige flexible sont fixées quatre cordes vibrantes excitées par deux électro-aimants . Lorsque la sonde s'incline , le pendule entraîne une flexion de la tige en acier et une variation de tension dans les cordes vibrantes qui est proportionnelle à la variation du carré des fréquences et que l'on mesure avec un poste d'écoute . Si m_0 et n_0 désignent les lectures au repos sur deux cordes diamétralement opposées et m , n une lecture pour une inclinaison d'angle α avec la verticale on a :

$$\sin(\alpha) = K \cdot [(m-n) - (m_0 - n_0)]$$

K : est une constante qui caractérise la corde ; $K = 10^{-4}$

Le clinomètre Telemac permet donc de mesurer l'angle que fait avec la verticale la direction d'un petit élément d'arc de la déformée correspondant à la longueur de la sonde .

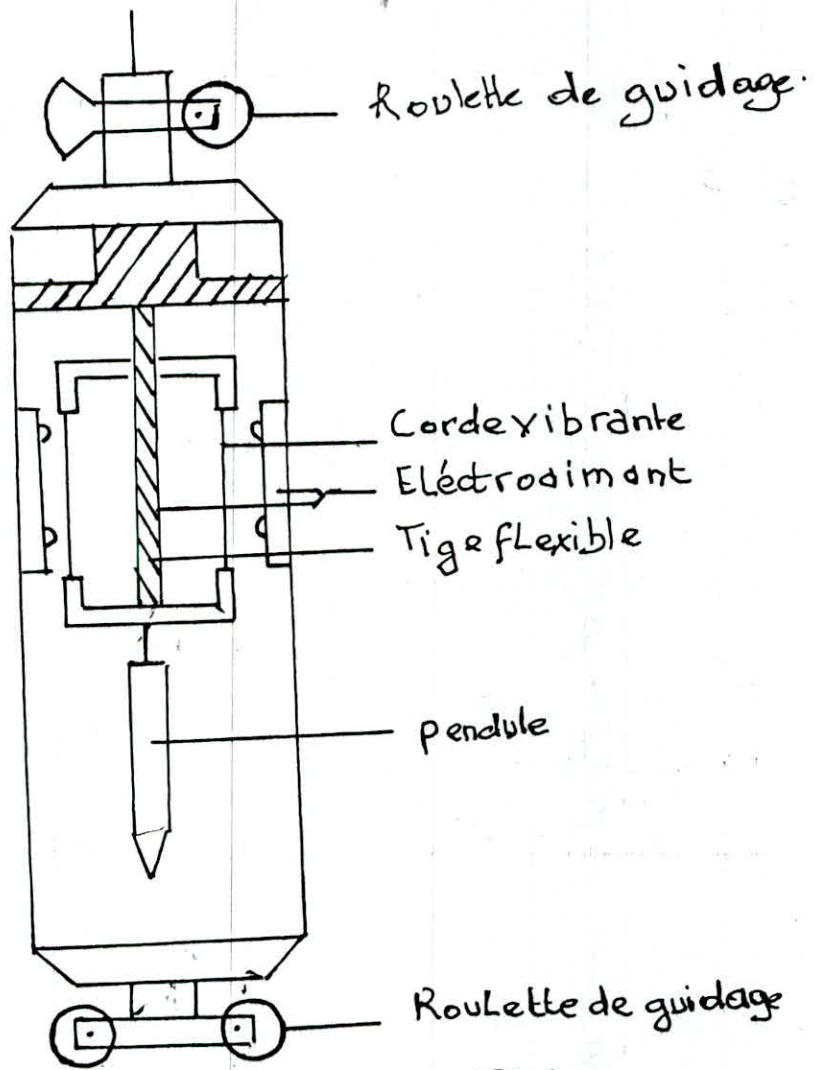


fig VI 32 Schéma du clinometre TÉLÉMAC

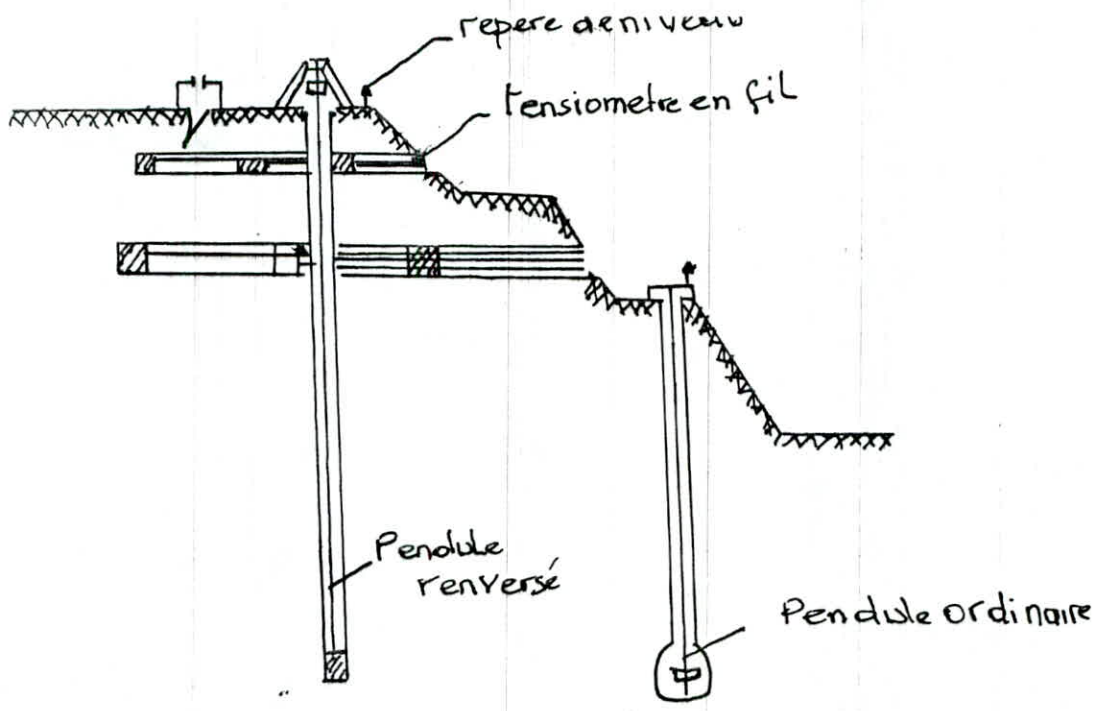
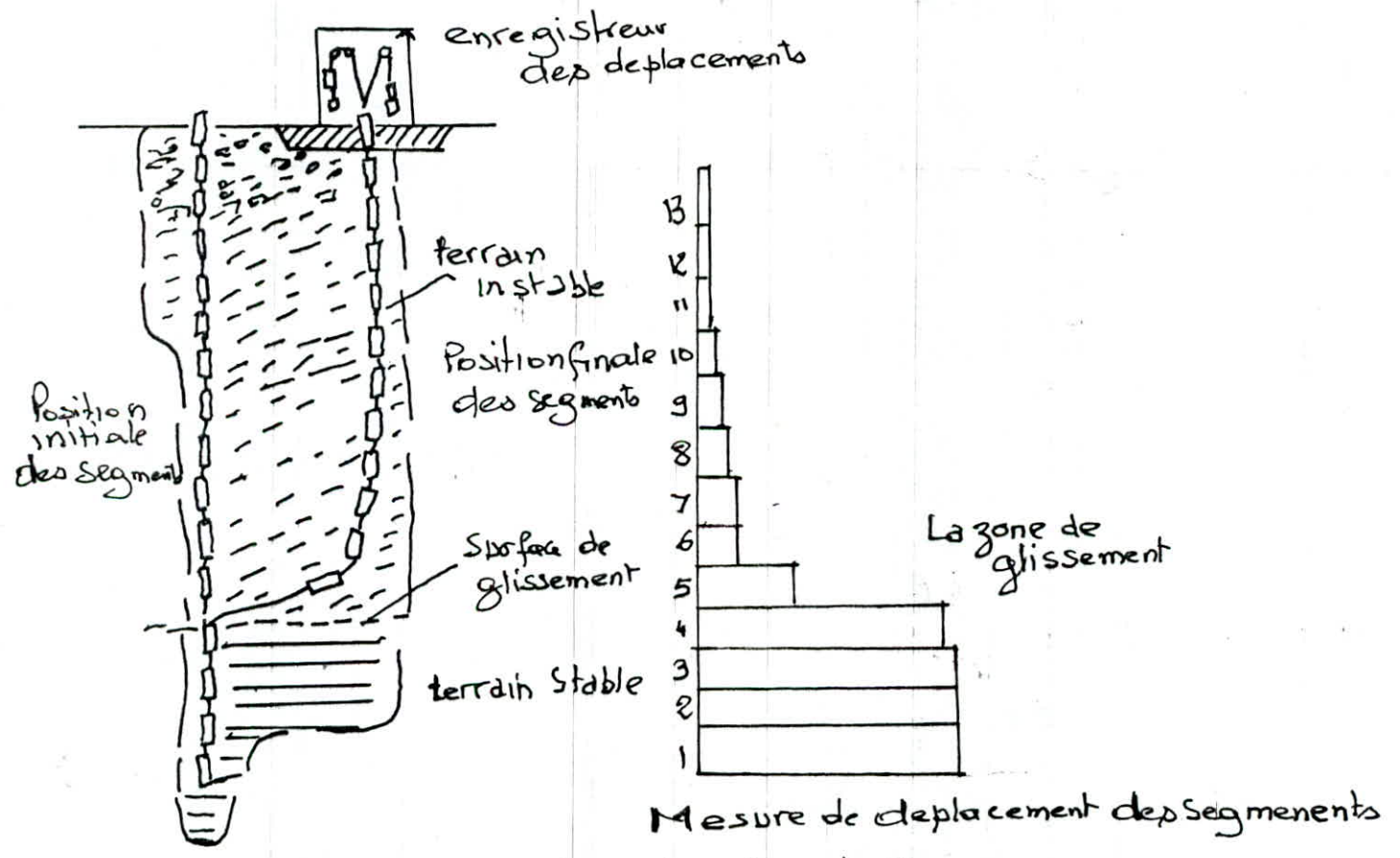


Fig VI 31 a Dispositif de controle de stabilité du talus dans une mine à ciel ouvert



Mesure de déplacement des segments

Fig VI 31 - b Mesure des déplacements horizontaux à l'aide de segments plastiques.

En déplaçant la sonde dans le tube , on peut calculer de proche en proche les coordonnées des différents points de la déformée .

III-2- Mesures en surface :

Les mesures en surface ne sont pas difficiles à exécuter . On utilise un matériel simple tel que des jalons suivis par visées optiques ; les tensiomètres qui permettent de mesurer les déplacements horizontaux , verticaux et inclinés (fig VI-35)

IV La rupture des roches :

-Définition de la rupture :

La désorganisation des massifs rocheux provient uniquement des déformations . Tout accroissement inadmissible des déformations constitue une rupture au sens large .

On doit distinguer les ruptures qui font perdre définitivement au matériau ses qualités de celles qui les affectent gravement , sans pour autant compromettre immédiatement la sécurité . Les premières seront dites les ruptures proprement dites , les secondes seront appelées les remaniements .

On distingue les ruptures par écrasement , des écroulements , des remaniements plastiques . Les charges sous lesquelles s'est produite seront appelées résistance à la compression , charge de rupture par glissement , limites élastiques etc ...

IV-1-Divers types de rupture :

Le plus souvent on constate les effets de la rupture sans pouvoir reconstituer de façon précise les circonstances qui sont à l'origine de la rupture . Les remaniements et les ruptures des roches entrent dans trois groupes principaux de désordre , ce sont :

IV-1-1 Les remaniements de glissement mécanique

Ils se produisent lorsque , sur les surfaces de fragmentations existantes , les contraintes dominent les forces passives de frottement .

IV-1-2 Les ruptures fragiles :

Elles comportent toutes les ruptures par décohésion , lesquelles sont des ruptures de liaison intermoléculaires les plus faibles .

IV-1-3 Les remaniements plastiques :

Ils comprennent tous les remaniements sans changement de volume : Fluage , glissement plastique etc...

- Les ruptures fragiles

Elles comprennent toutes les ruptures par décohésion (figIV-1) la décohésion est la perte totale des liaisons moléculaire du solide par écartement local excessif des distances moléculaires .

La décohésion peut provenir de l'action d'effort de traction tels que ceux qui peuvent résulter de pression interstitielles internes non équilibrées par des compression extérieures .

Les compressions peuvent aussi provoquer la décohésion .

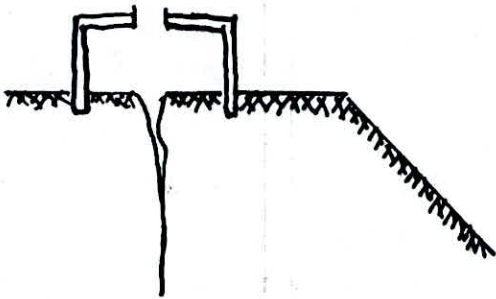
Considérons par exemple une rupture par écrasement sous compression simple instantanée . Elle entre dans le cas des ruptures fragiles .L'écrasement est précédé par un gonflement transversal et par une augmentation corrélative du coefficient de Poisson . Il débute par l'apparition des fissures parallèles à l'axe de compression .Ces indices caractérisent une décohésion dans le sens transversal .

Lorsque les charges sont appliquées brusquement , les ruptures fragiles ou de décohésion se produisent sans déformation permanente . Lorsque les charges sont appliquées lentement , ou lorsqu'elles sont maintenues pendant une longue période , la décohésion s'accompagne de remaniement plastique .

Elle s'effectue par une succession de saccades donnant lieu à l'émission de craquements . Ces craquements constituent des indices avertisseur de la progression de la rupture .

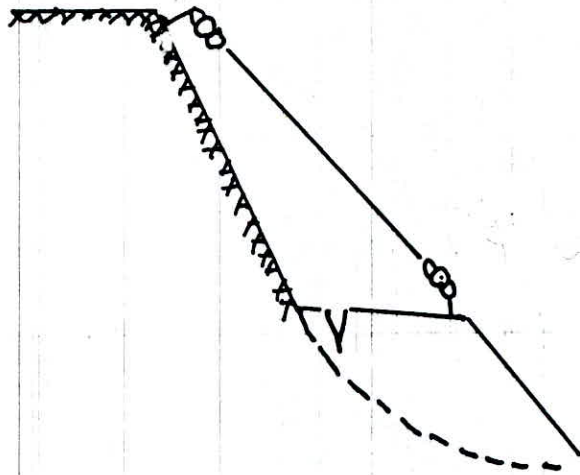
- Les remaniements plastiques :

Ils sont la conséquence d'une suite de microruptures comprenant de petits glissements, de décohésions et des fluages locaux affectant les grains de leurs contacts , ou la fragmentation à petite échelle .



Mesure de déplacements
horizontaux et verticaux

Fig 1135



Mesure des déplacements
par un tensiomètre

IV-2 Les étapes de la rupture (fig IV-1):

Quelque soit leur état de fissuration , les roches chargées s'acheminent vers la rupture par étape . L'observation permet de distinguer dans l'évolution des roches chargées quatre phases principales(fig IV-1)

-Dans la phase de décohésion , les discontinuités de la roche s'ouvrent . Dans les roches massives , les fissures parallèles à la direction des efforts de compression (où perpendiculaires à la direction des efforts de traction) se multiplient .

-Si la roche résiste de ces premiers désordres , on constate que les efforts , en se reportant sur les engrènements font jouer des fluages locaux caractérisant les remaniements plastiques .

La rupture entre ainsi dans une phase plastique , qui développé des surfaces de rupture inclinées de 30° à 50° sur la direction des efforts .

- La désorganisation progressive modifie la répartition interne des contraintes . Par suite , si le désordre on assiste au développement d'une fissuration portant des surfaces de rupture produites par les remaniements plastiques . Cette fissuration se présente sous la forme de multiples ramifications .

- Lorsque les capacités de résistance de la roche sont totalement épuisées , un glissement d'ensemble survient sur l'un des plans de fracture le plus affaibli . Au laboratoire , il se produit un effondrement de l'éprouvette de roche . En place , il se produit une chute de blocs ou un effondrement de parois.

Le glissement est la conséquence finale de la rupture .

IV-3 Relation entre rupture et contrainte

Chaque type de rupture apparait dans les conditions déterminées de durée et de contrainte . Les expériences poursuivies sur les matériaux ont conduit à retenir des critères de rupture qui permettent de faire correspondre rupture et contrainte , et de prévoir la charge de rupture . On adopte , pour les utilisations pratiques , des critères simplifiés . Les plus communs classés du simple au complexe sont :

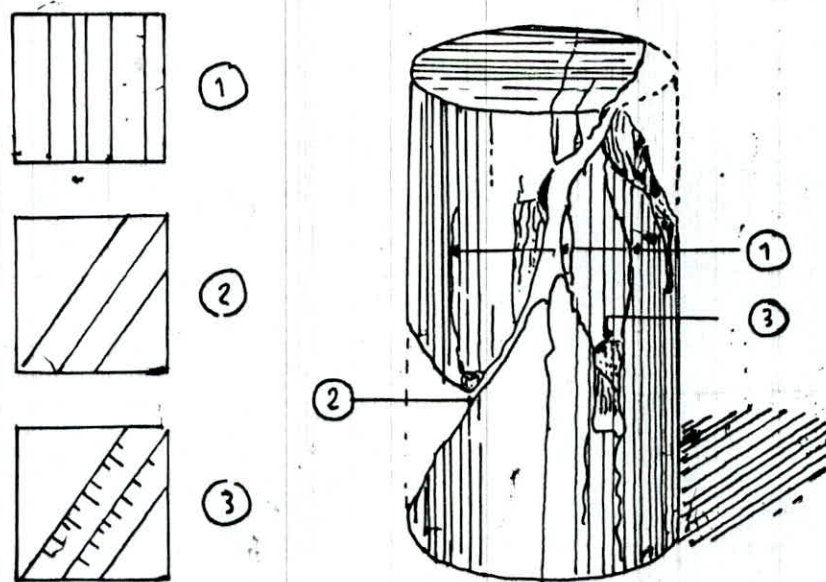


FIG II-1 Les étapes de la rupture. Progression de la rupture
 1 DE Cohesion 2 Rupture de type plastique 3 Ramifications

- La rupture est commandé par la contrainte la plus élevée
 - La rupture est commandée par la différence des contraintes principales extrême
 - La rupture est commandée par un certain niveau d'énergie potentiel de déformation
- Le deuxième critère peut se traduire graphiquement par la courbe intrinsèque , les contraintes étant représentées par les cercles de Mohr .
- Le troisième critère tient compte de la contrainte principale intermédiaire , négligée dans l'établissement des courbes intrinsèques , c'est son principale avantage .

IV-4 Les facteurs de la rupture

IV-1-1 les compressions

La résistance des roches fragmentées ou non est d'autant meilleure que la valeur du tenseur sphérique $(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3$ est plus élevée . Une compression isotropique s'oppose à la décohésion des roches saines comme à l'ouverture du réseau des roches fissurées .

IV-1-2 La durée de la charge

Les limites de rupture des solides sous charge longuement maintenue . La rupture sous charge permanente est la conséquence du fluage . La rupture est d'autant moins tardive que la charge est plus élevée . De nombreux essais de laboratoire ont confirmé la généralité de ce comportement . Sous des charges appliquées pendant un instant très court , et par exemple , sous les chocs , les roches présentent une très grande rigidité .

Le comportement des roches soumises à un choc est élastique . Les déformations plastiques ne peuvent se produire , la résistance de la roche tend à atteindre la résistance que présenteraient des échantillons massifs .

IV-1-3 La température

Une élévation de température abaisse les coefficients de déformation . Elle favorise l'apparition des déformations plastiques . Cette influence est particulièrement apparente lorsque les compressions appliquées à la roche sont très importantes .

CHAPITRE V : APPRECIATION DE LA STABILITE

La stabilité des pentes intéresse les pentes naturelles et les pentes artificiels c'est à dire les talus créés par l'homme .

L'appréciation de la stabilité se fait sur la base de calcul du coefficient de sécurité .

I Classification des mouvements de terrain

les mouvements de terrain sont classés généralement en :

- les écroulements
- les glissements
- le fluage et la solifluxion
- les coulées boueuses

I-1 Les écroulements

Ils concernent les masses rocheuses , ils sont spectaculaires et dangereux , mais sont en général très rares .

I-2 Les glissements

Ils affectent les sols et sont fréquents à l'échelle du chantier .

On distingue :

- les glissements plans
- les glissements rotationnels simples
- les glissements rotationnels complexes

I-2-1 Glissement plan (voir figV-2)

Dans la plupart des cas , la ligne de rupture suit une couche mince de mauvaise caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau . Une telle couche s'appelle couche savon .

I-2-2 Glissement rotationnel simple

Ce type de glissement est très fréquent .

La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cylindre dans, la plupart des cas .

L'analyse du risque de rupture par le calcul est alors abordable par des méthodes classiques (voir fig. V-2)

On distingue dans ce type de glissement

- Des fissures de traction
- Un escarpement, correspondant au départ de la fissure de glissement.
- A la base un bourrelet formé par les matières glissées .

Dans la plupart des cas ,la ligne de rupture peut être assimilée a un cercle d'où le nom de glissement circulaire . La fig.V-b ,donne une représentation schématique de ce type de glissement .

I-2-3 Glissement rotationnel complexe (figV-3)

Il s'agit de glissements multiples "emboîtés" les uns dans les autres , dû à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent , ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontant vers l'amont (fig.V-3)

I-3 Le fluage:

Il correspond a des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique) .

L'état ultime peut être , soit la stabilisation ,soit la rupture .

A travers la fig.(A)... on voit que le banc de marne flue sous le poids de la falaise de calcaire .Ceci peut provoquer une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

I-4 LA solifluxion

C'est un cas particulier de fluage .

Il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel en montagne , alternance de saison sèche et pluvieuse) .

La solifluxion se repère par la présence d'ondulation du sol et l'inclinaison des arbres .

La solifluxion se produit dans la plupart des cas dans les pentes taillées et dans les argiles gonflantes

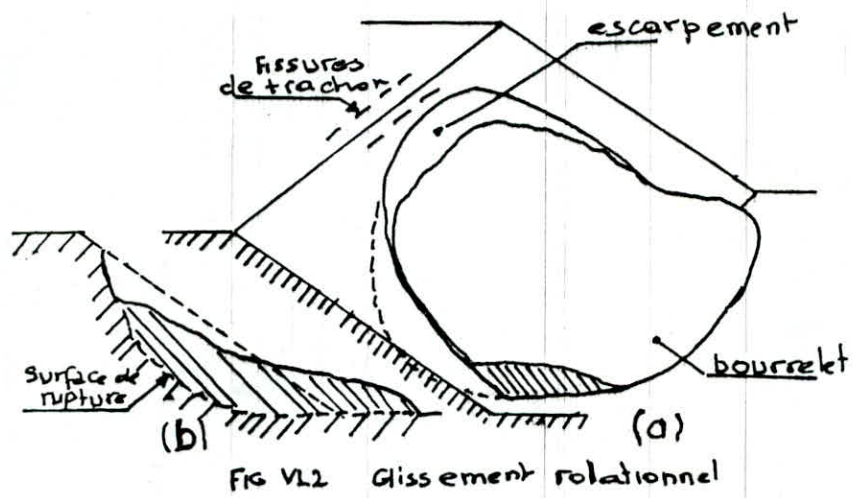


FIG VI.2 Glissement rotationnel

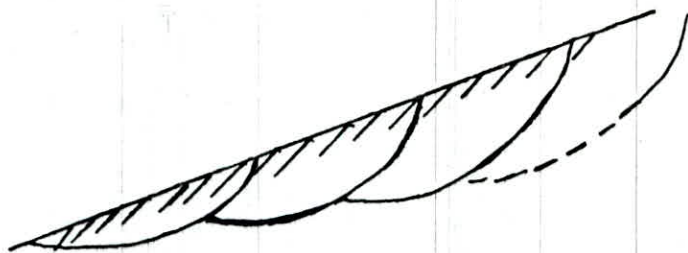


FIG VI.3 - Glissements successifs emboîtés

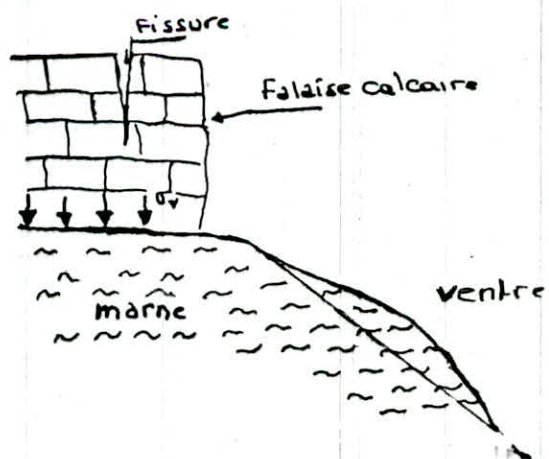


FIG VI.4 Exemple de fluvage

I-V Les coulées boueuses

Elles sont dues à des écoulements d'eau importants dans des matériaux solides . Elles se produisent essentiellement en montagne .

II Calcul de stabilité en rupture circulaire :

II-1 Méthode des tranches de Fellenius

Principe:

La méthode est élaborée pour une surface de glissement circulaire . On découpe le volume de sol intéressé (c'est à dire compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux (voir fig.V-8). On va étudier l'équilibre de l'une de ces

- son poids

- La réaction R_n dû milieu sous-jacent sur l'arc ab
- Les réactions sur les faces verticales bd et ac qu'on décompose en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} : il s'agit des forces internes dû massif étudié .

On définira par rapport au centre O :

- Les moments moteurs comme celui dû poids des terres W (et des surcharges éventuelles) tendant à provoquer le glissement .
- Les moments résistants comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche , à savoir le moment de R_n ; H_n ; H_{n+1} ; V_n ; V_{n+1} .

Le coefficient de sécurité F_s est défini comme le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{AB} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{AB} \text{des moments moteurs}}$$

Pour faciliter les calculs , on va considérer le poids W comme seul force agissant sur l'arc ab , à l'exception des forces internes .

Dans ce cas :

$$W = - R_n$$

Décomposons W en composantes normales , normale à ab soit N , et en composante tangentielle soit T .

Le moment résistant maximal est donné par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de R_a .

D'après la loi de COULOMB , la composante tangentielle s'écrit :

$$(R_a)_t = C_t . ab + N . tg\phi_t$$

ET la somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\Sigma R(C_t . ab + N . tg\phi_t)$$

Où C_t et ϕ_t sont les caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc ab .

Le moment moteur est dû à T et est égale à : T.R

d'où :

$$F_r = \frac{\sum_1^m C_t . ab + tg\phi_t}{\sum_1^m T.R}$$

Si le sol est homogène c'est à dire que C et ϕ sont des constantes d'où :

$$F_r = \frac{C.L + tg\phi . \Sigma N}{\Sigma T} \quad \text{avec L : longueur développée de la surface de rupture}$$

A partir de la figure VI-9 on peut écrire l'expression de F_r comme suit :

$$F_s = \frac{\sum C_t . b / \cos\alpha + W . \cos\alpha . tg\phi}{\sum_1^m W . \sin\alpha}$$

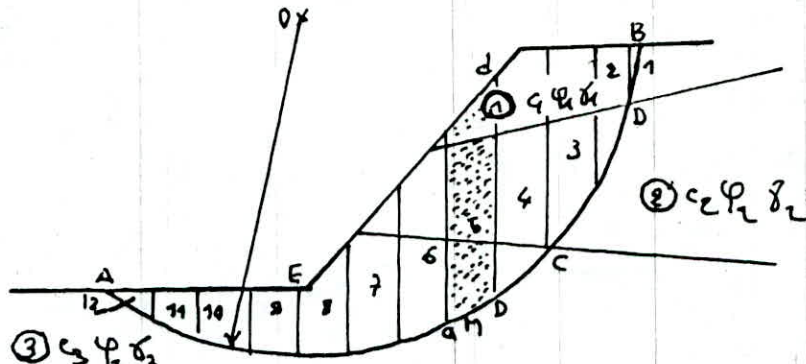
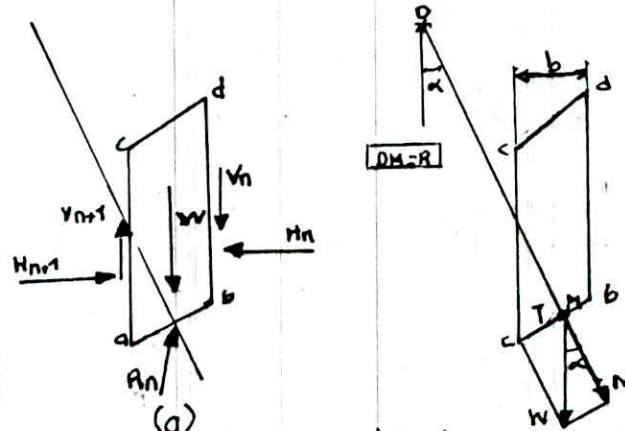


Fig. 118 D'ecoupage en tranches d'un talus



Forces agissant sur une tranche
Fig. 119

II-2 Stabilité en rupture plane

1^{er} cas : Pente indéfinie :

Rupture selon un plan parallèle à la pente .

Soit une pente infinie d'inclinaison β dans un sol ayant pour caractéristique :

- Poids spécifique r .
- Cohésion C .
- Angle de frottement interne ϕ .

On va étudier l'équilibre dû prisme ABCD (fig VI-16)

Décomposant le poids W en composante normale et tangentielle

$$N = b \cdot \cos(\beta) \cdot \sum r \cdot h \quad \text{et} \quad t = b \cdot \sin(\beta) \cdot \sum r \cdot h \quad .$$

h : épaisseur d'une couche quelconque .

r : Son poids spécifique .

L'expression dû coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{C + r \cdot z \cos^2 \beta \cdot \tan \phi}{\sin \beta \cos \beta}$$

2^o cas : Pente de hauteur finie (voir fig VI-19):

Le talus qui menace de glisser sur une couche savon de pente β .

On va étudier l'équilibre dû sol compris entre le plan amont AB et le plan CD .

Les forces de cisaillement qui tendent de provoquer le mouvement sont:

-La composante selon la direction AC de la poussée des terres Pa situées à l'amont :

-La composante selon AC dû poids W , soit $T = W \cdot \sin \beta$.

Les forces résistantes sont :

-La composante selon AC de la réaction des terres à l'aval .

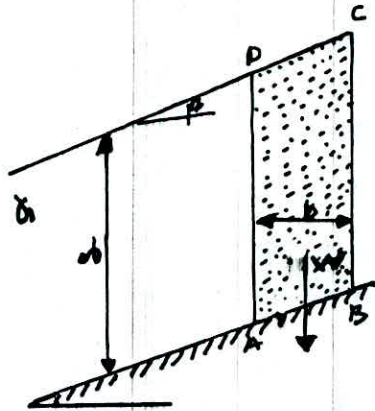


Fig. VII.16 pente indéfinie sans coalescence.

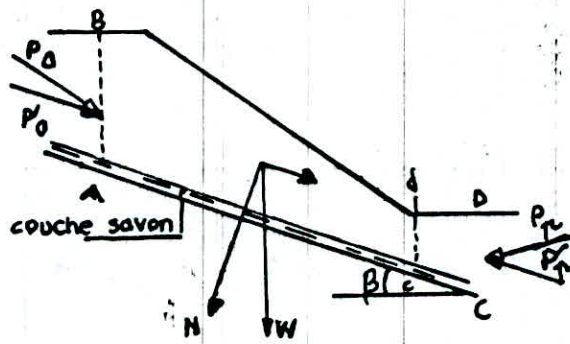


Fig. VII.9 - Glissement plan

-La résistance au cisaillement le long de AC qui , le cas général est :

$$R = C'.AC + W.\cos\beta.tg\phi'$$

Avec C' et ϕ' sont des caractéristiques mécaniques de la couche savon

Le coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{R + P_p}{P_a + T}$$

II-2-1 méthode de Nonveiller

C'est une méthode qui a été élaborée pour une forme quelconque de la surface de glissement . La force N' (semblablement avec la méthode de Bishop) on obtient par les équations d'équilibres des charges agissant sur le bloc (voir figVI-10) .

$$N' = \frac{W + \Delta x + Ub - (C'/F).b.tg\bar{\alpha}}{\cos\alpha . (1 + tg\bar{\alpha}'.tg\alpha/F)}$$

L'analyse de la stabilité se réalise à la base de la condition d'équilibre des moments des forces par rapport au point O .

L'expression du coefficient de sécurité est :

$$F_s = \frac{\sum [C'b + (W + \Delta x - Ub)tg\bar{\alpha}'] . a/M(\alpha)}{\sum W_k - \sum [W + \Delta x + (Ub.tg\bar{\alpha}' - C'b) . tg\alpha/F] . F/M(\alpha)}$$

II-2-2 méthode de Kézdi-

Très souvent on a un système de couches ou l'éboulement peut se créer le long de la surface de glissement inclinée soit , horizontale , avec la poussée active importante provoquant le glissement et la faible poussée dû terrain .

Nonveiler

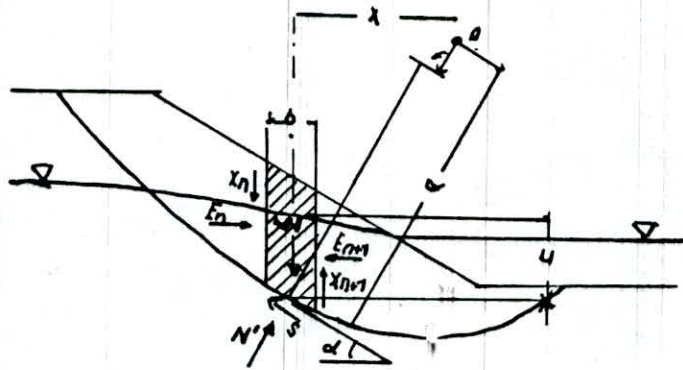
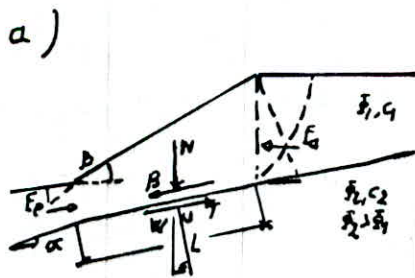


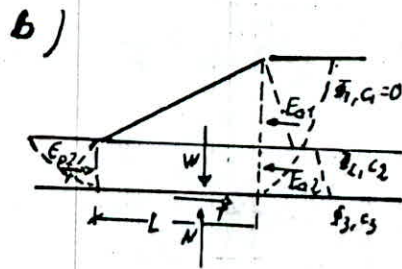
Fig VI-10

Kézi

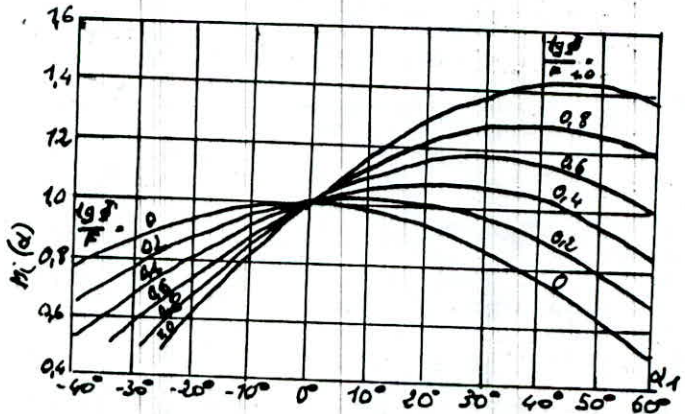


$$\phi_2 > \phi_1$$

Fig VI-11



$$\phi_2 < \phi_3 < \phi_1$$



Nomogram $M(\alpha)$

$$F' = \frac{T + E_p \cdot \cos \alpha}{B + E_a \cdot \cos \alpha} = \frac{N \cdot \operatorname{tg} \bar{\alpha} + C \cdot L + E_p \cdot \cos \alpha}{W \cdot \sin \alpha + E_a \cdot \cos \alpha}$$

III-Résolution de certain à l'aide d'abaque :

Il existe un certain nombre de cas très simple ,tant sur le plan géométrique que par le nombre de couches , on a présenté les résultats des calculs de stabilité sous forme d'abaque .

III-1 Talus dans un sol pulvérulent :

III-1-1-Sans écoulement d'eau :

La pente maximale que peut avoir le talus est $\beta = \phi$

L'expression dû coefficient de sécurité quelque soit la hauteur H dû talus est :

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta}$$

Avec :

- β :Pente dû talus .
- ϕ :Angle de frottement interne .

III-2 talus dans sol homogène cohérent:

III-2-1 Cas des sols purement cohérents ,abaque de Taylor :

Hypothèses:

- Talus de hauteur H .
- Surface libre horizontale .
- Sol spécifique
- Poids spécifique .
- Cohésion C # 0 .

Présence d'un substratum résistant à la hauteur ndH
donc :

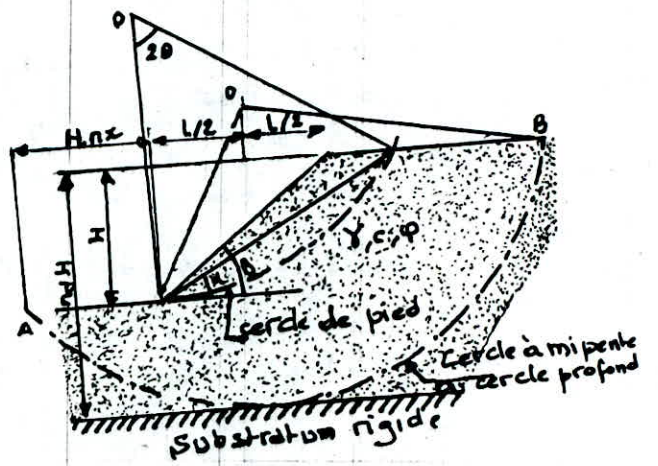


Fig. VI. 21

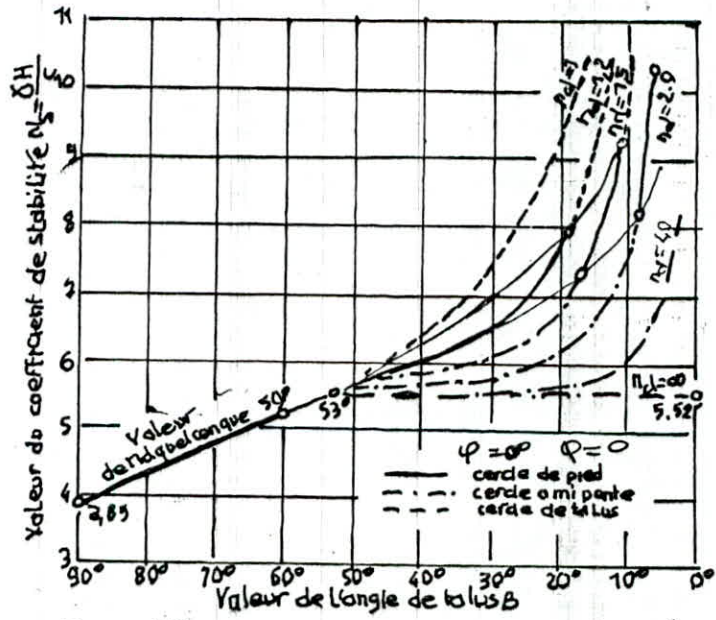


FIG VI.22 Valeur de N_s sds purement cohérents

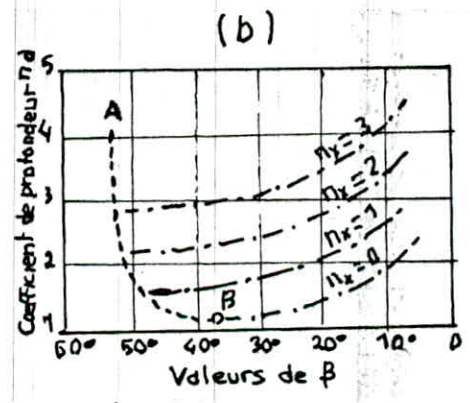
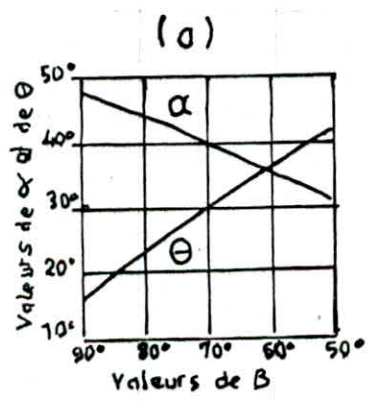


FIG VI.23 Détermination de α , θ et n_r

$$F_s = \frac{C.L}{\sum T} \quad \text{avec : } L \text{ -Longueur de l'arc AB}$$

$$\sum T \text{ -Composante tangentielle totale du poids}$$

F_s est proportionnelle à H et T et à W , donc à H^2 donc :

$$F_s = f(C/H) \text{ ou } g(H/C)$$

Pour différentes valeurs de "nd", on a établi l'abaque qui donne la relation entre N_c et β (fig VI-22).

Cet abaque indique également le type de glissement critique selon la définition de la figure (VI-21). Si le cercle critique est un cercle de pied, on peut définir son centre en connaissant les angles 2θ et 2α (voir fig VI-23) qui donne la valeur de α et de θ en fonction de β . Si le cercle critique est un cercle profond, il est déterminé par la valeur "nx" (voir fig VI-23b) les valeurs de "nx" en fonction et de "nd".

- Ces abaques permettent de déterminer la hauteur critique pour $F_s = 1$ ou de déterminer une Cohésion minimale nécessaire pour que le talus soit stable pour la hauteur H .

IV Construction de la surface de glissement

Pour construire la surface de glissement, on suppose que le massif se trouve en état d'équilibre limité; alors d'après les propriétés du cercle de Mohr, les surfaces de glissement dans n'importe quel point du massif sont inclinées par rapport à la direction de la contrainte principale maximale d'un angle

$$\alpha = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}$$

Où ϕ est l'angle de frottement interne du massif.

Les surfaces de glissement n'apparaissent que sous les contraintes.

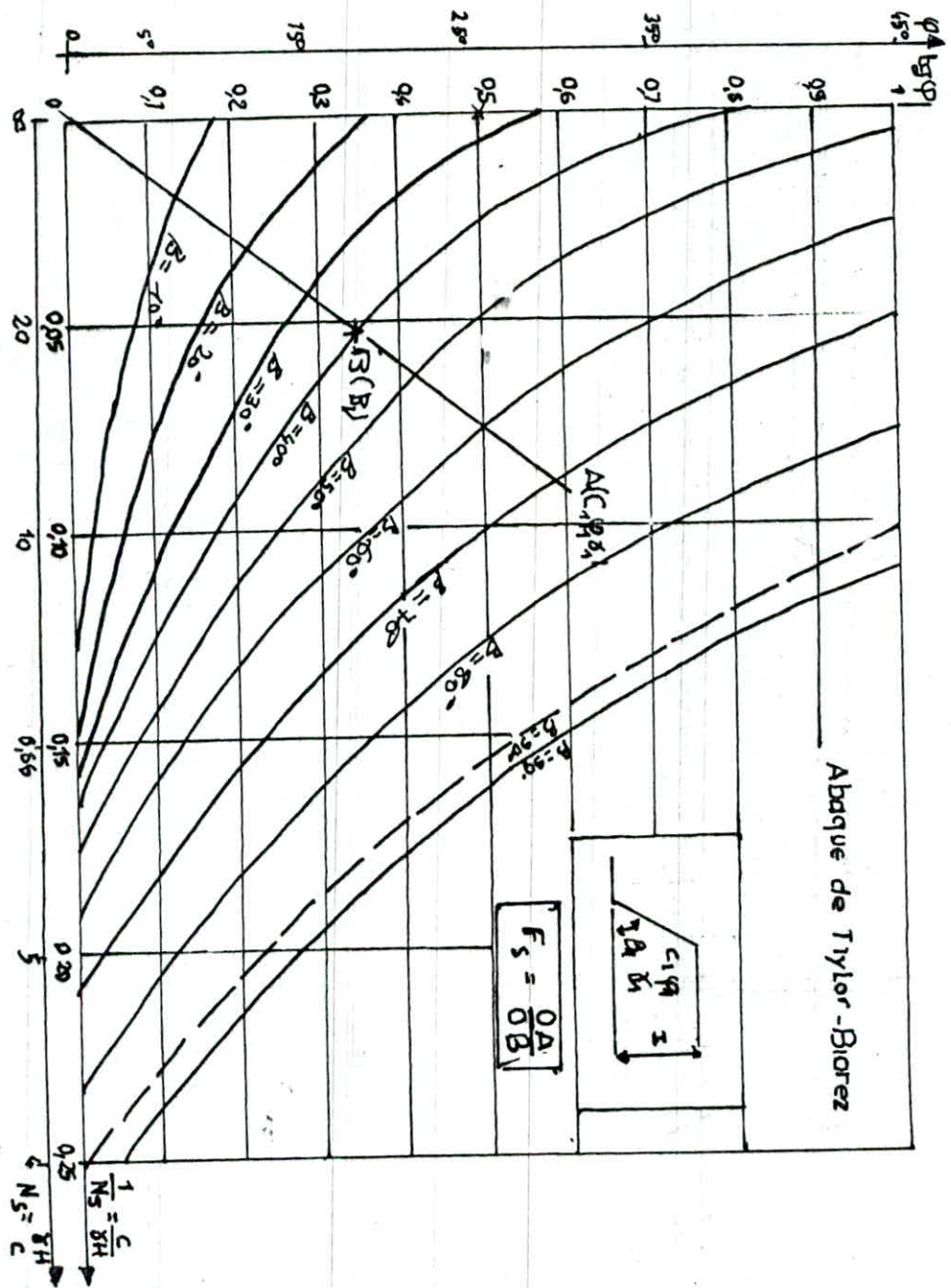


FIG. M. 25

$$\sigma_0 = 2.C.tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{4} \right)$$

Où C est la Cohésion dû massif en tenant compte de l'expression

$$\sigma_0 = \gamma.H$$

où γ est le poids spécifique dû massif .

H est la profondeur dû commencement de l'apparition des surfaces de glissement ou la longueur de la fissure verticale d'arrachement .

On a alors :

$$H_0 = \frac{2.C}{\gamma} ctg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

Pendant le calcul des caractéristiques mécaniques C et ϕ dû massif, on doit tenir compte de beaucoup de facteurs parmi lesquels on retrouve :

- Facteur de fissurité dû massif
- Facteur d'humidité des roches
- Facteur temps

On calcul la valeur de la Cohésion dû massif d'après la formule suivante :

$$C_m = C_0.K_f.K_w.K_t$$

Où : C_m Cohésion dû massif

C_0 Cohésion de l'échantillon

K_f coefficient de diminution de la valeur de la Cohésion à cause de la fissurité $K_f = 0,1 \text{ à } 0,5$

K_w coefficient tenant compte de l'humidité $K_w = 0,5 \text{ à } 0,8$

De même la valeur de l'angle de frottement interne dû massif sera donnée par la formule suivante :

$$\phi_m = K . \phi_0$$

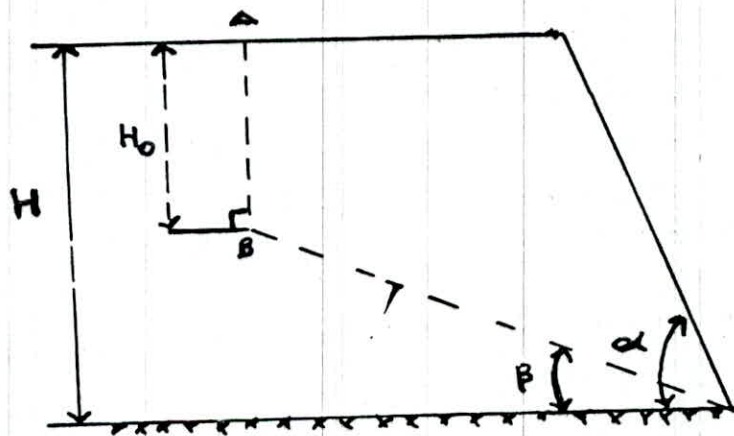


fig. 24. Construction de la surface de glissement

ϕ_m : angle de frottement interne

ϕ : angle de frottement interne de l'échantillon

K : coefficient de diminution de l'angle de frottement interne

K = 0,8

La méthode d'après laquelle on construit la surface de glissement est la suivante :

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

-on dessine une coupe transversale dû talus .

-on calcule l'angle d'inclinaison de la surface de glissement d'après la formule :

$$\beta = \frac{\alpha + \phi_m}{2}$$

on construit cet angle ; on trace la droite OB jusqu'à l'horizontal représentant la profondeur H_0 .On obtient ainsi la surface de glissement CB et on construit la perpendiculaire BA (fissure d'arrachement) .

V-Calcul de la hauteur critique-

La figure (VI-25) est utilisée pour déterminer les hauteurs des gradins dans le cas défavorable de gîte des surfaces d'affaiblissement et que β soit supérieure à ϕ .

La formule qui correspond à la figure (VI-25a)est :

$$H_a = \frac{C \cdot \cos(\phi)}{\gamma \cdot \cos(\beta) \cdot \sin(\beta - \phi)}$$

La formule qui correspond à la figure (VI-25b) est :

$$H = \frac{C \cdot \cos(\phi)}{\gamma \cos(\beta) \sin(\beta - \phi) \left(1 - \sqrt{ctg(\alpha) \cdot tg(\beta)} \right)}$$

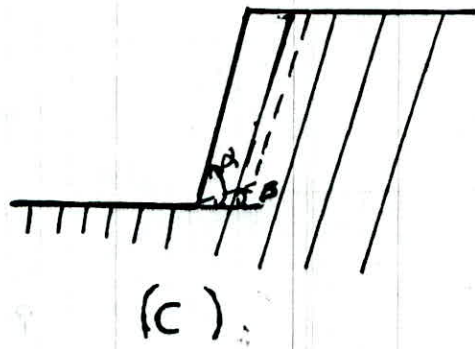
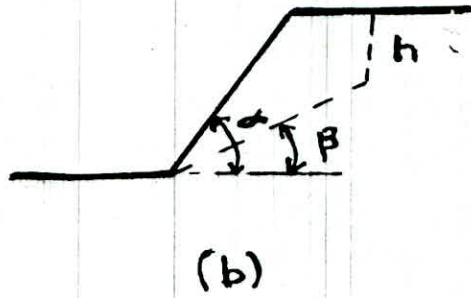
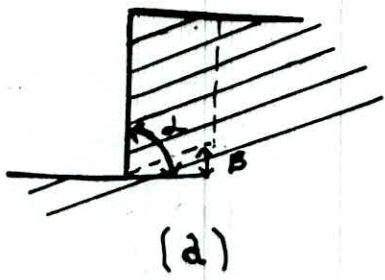


Fig 25 Schema de calcul de la hauteur critique

La formule qui correspond à la figure (VI-25c) est :

$$H = \frac{2.C.tg\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\gamma.(1-\text{ctg}(\alpha).tg(\phi))}$$

V-I Calcul du coefficient de sécurité :

Pour calculer le coefficient de sécurité, il faut disposer des caractéristiques géotechniques des roches à savoir la Cohésion (C) et l'angle de frottement interne (ϕ).

En effet on a :

$$C = \frac{\sqrt{R_c.R_t}}{2} \quad \text{et} \quad \sin(\phi) = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t}$$

* Pour le calcaire :

$$R_c = 623 \text{ Kgf/cm}^2 \quad ; \quad R_t = 41,5 \text{ Kgf/cm}^2$$

d'où :

$$\phi = 61^\circ \quad \text{et} \quad C = 80 \text{ Kgf/cm}^2$$

* Pour le schiste :

$$R_c = 69 \text{ Kgf/cm}^2$$

On a $R_t = R_c / N$ on prend : $N = 10$

$$R_t = 6,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

d'où :

$$\phi = 54,9^\circ \quad \text{et} \quad C = 10,9 \text{ Kgf/cm}^2$$

Puisque les paramètres de la résistance des roches se trouvant dans le massif différent de celles obtenues au laboratoire à cause de plusieurs facteurs, alors il faut calculer les nouvelles valeurs de ces paramètres, on a :

$$C_m = C_w.K_r.K_w.K_t$$

ou :

- C_m : Cohésion dû massif .

- C_e : Cohésion de l'échantillon

- $K_f = 0,1$ à $0,2$: coefficient tenant compte de la fissurité
(on prendra $K_f = 0,1$) .

- $K_w = 0,5$ à $0,8$: coefficient tenant compte de diminution de la
Cohésion à cause de l'humidité naturelles des roches
(on prendra $K_w = 0,5$)

- $K_t = 0,5$ à $1,0$: coefficient tenant compte de la diminution de la
Cohésion en fonction dû temps (on prendra $K_t = 0,5$)

$\phi_m = \phi_e . K$ ($K = 0,8$) ou :

- ϕ_m : angle de frottement interne dû massif

- ϕ_e : angle de frottement interne de l'échantillon .

* Pour le calcaire :

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

$$-\phi_m = 48,8^\circ$$

* Pour le schiste :

$$-C_m = 0,27 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$-\phi_m = 43,9^\circ$$

Dans le cas où la surface de glissement est une surface d'affaiblissement , la Cohésion dû massif au niveau de la surface de glissement se trouve réduite de 10 à 20 fois ; alors on calcule les caractéristique résiduelles dû massif

$$C_r = C_m . K \quad \text{où :}$$

- C_r : Cohésion résiduelle

- C_m : Cohésion dû massif

- K : coefficient de diminution ($K = 0,1$)

* Calcaire

$$C_m = 1,9 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

* Schiste

$$C_m = 0,27 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

VII-Méthode de calcul

La méthode de calcul utilisée est une méthode particulière où de nouvelles hypothèses sont ajoutées à celles admises pour la méthode des tranches, ce sont :

- toutes les forces sont concourantes
 - prise en considération de la présence de l'eau dans la fissure d'arrachement
 - la répartition de la pression interstitielle est linéaire
- Soit un talus sujet à un glissement suivant une surface plane qui fait un angle β (figVII-24) et entraînant une fissure verticale d'arrachement de hauteur H_0 , le coefficient de sécurité s'écrit :

$$F_s = \frac{C_m \cdot L + (W \cos \beta - V \sin \beta) \operatorname{tg} \phi}{W \sin \beta + V \cos \beta}$$

où : C_m est la Cohésion dû massif

L la longueur de la surface de glissement

$$L = \frac{H - H_0}{\operatorname{tg} \beta} \sqrt{\operatorname{tg}^2 \beta + 1}$$

En adoptant les notations suivantes

$$P = (1 - H/H_0) \cdot 1/\sin \beta$$

$$Q = (1 - H/H_0) \cos^2 \beta (\operatorname{ctg} \beta \operatorname{tg} \alpha - 1)$$

$$W = 1/2 H^2 \operatorname{ctg} \beta \left[\left(1 - \frac{H}{H_0} \right)^2 (\operatorname{ctg} \beta \operatorname{ctg} \phi_m - 1) \right]$$

En supposant que $V = 0$ (inexistence d'eau dans les fissures) et qu'il n'existe pas de contact entre les deux plans de fissure d'arrachement, on aura :

$$F_s = \frac{2C_m}{H} \frac{P}{Q} + \operatorname{ctg} \beta \operatorname{ctg} \phi_m$$

VII-1 Influence de la surface d'affaiblissement

L'existence de la surface d'affaiblissement réduit de 10 à 20 fois la Cohésion ; donc le coefficient de sécurité se trouve réduit à son tour

1^{er} cas : Glissement sans fissure d'arrachement

$$H_0 = 0$$

$$F = 1/\sin \beta \text{ et}$$

$$F_s = \frac{2C_r}{H} \frac{P}{Q} + \operatorname{ctg} \beta \operatorname{ctg} \phi_m$$

où C_r est la résiduelle dû massif .

En faisant varier β on peut obtenir la courbe $F_s = f(\beta)$ dont on donnera ensuite une interprétation (voir VII-3, tableau-1)

2^e Cas : Glissement avec fissure d'arrachement

Les résultats pour différentes valeurs de β et de H_0 sont donnés dans le tableau (VII-2, a, b, c, d, e, f, g, h, j, k, voir courbe VII -1, 2 ; 3,) .

VII-2 Influence de la présence d'eau dans les fissures d'arrachement

La présence de l'eau dans les fissures d'arrachement influe sur la valeur du coefficient de sécurité car des pressions prennent naissance en tous point de la fissure et modifient aussi l'état des contraintes qui régnaient dans le massif .

Soit $H_0 = 5,8$

$\beta = 66,9$

$\phi_m = 48,8$

$\alpha = 85$

on a :
$$F_s = \frac{C \cdot A + W \cos \beta - U - V \sin \beta}{W \sin \beta + V \cos \beta}$$

avec

$$V = 1/2 \cdot W Z^2$$

$$U = \frac{1}{2} W (Z - H) / \sin \beta$$

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

Les résultats de calcul du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de l'eau dans la fissure d'arrachement sont donnés dans le tableau VII-4 .

VII-3 Calcul de la hauteur critique

la hauteur critique représente la hauteur maximale que peut avoir un talus et au delà de laquelle il ne serait plus stable . Elle correspond à un coefficient de sécurité égal à 1 .

* Pour le calcaire on a :

$$H_c = \frac{C \cdot \cos \phi}{\cos \beta \cdot \sin(\beta - \phi_m)}$$

Il vient que

* Pour le calcaire

$$H = 43.3 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{H}{H_r}$$

H_c : hauteur critique

H_r : hauteur réelle

* Pour le schiste on a :

$$H_c = \frac{C \cdot \cos \phi}{\cos \beta \cdot \sin(\beta - \phi_m)} \cdot \frac{1}{1 - \sqrt{\text{ctg} \alpha \cdot \text{tg} \beta}}$$

$$H = 11.4 \text{ m}$$

$$F_s = 0.76$$

TABLEAU VII-2 $\beta = 25$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	2,37	1,47	4,13	1,90
1	2,21	1,27	4,27	1,90
2	2,05	1,10	4,40	1,90
3	1,89	1,17	4,14	1,90
4	1,74	0,77	4,82	1,91
5	1,58	0,64	5,04	1,91
6	1,42	0,52	5,32	1,91
7	1,26	0,41	5,68	1,91
8	1,11	0,31	6,22	1,92
9	0,95	0,23	6,80	1,92
10	0,79	0,16	7,66	1,93

$\beta = 30$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	2	16,00	2,10	1,98
1	1,87	13,90	2,10	1,98
2	1,73	12,00	2,11	1,98
3	1,00	10,24	2,13	1,99
4	1,47	8,60	2,14	1,99
5	1,33	7,10	2,16	1,99
6	1,20	5,67	2,18	1,99
7	1,07	4,53	2,21	2,00
8	0,93	3,48	2,24	2,00
9	0,80	2,56	2,29	2,01
10	0,67	1,77	2,36	2,01

$$\beta = 35$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,74	12	1,77	1,62
1	1,63	10,45	1,78	1,63
2	1,51	9,01	1,79	1,63
3	1,40	7,68	1,80	1,63
4	1,28	6,45	1,82	1,63
5	1,16	5,33	1,84	1,63
6	1,05	4,32	1,87	1,64
7	0,93	3,41	1,90	1,64
8	0,81	2,60	1,94	1,65
9	0,70	1,92	1,99	1,65
10	0,58	1,33	2,07	1,66

$$\beta = 40$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,56	9,50	1,52	1,37
1	1,45	8,27	1,53	1,37
2	1,35	7,13	1,54	1,37
3	1,25	6,08	1,56	1,37
4	1,14	5,10	1,58	1,37
5	1,04	4,22	1,60	1,38
6	0,93	3,42	1,63	1,38
7	0,83	2,70	1,66	1,38
8	0,73	2,06	1,71	1,39
9	0,62	1,52	1,77	1,40
10	0,52	1,05	1,86	1,41

$$\beta = 45$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,42	7,28	1,35	1,16
1	1,32	6,34	1,35	1,16
2	1,23	5,46	1,37	1,16
3	1,13	4,65	1,39	1,17
4	1,04	3,91	1,41	1,17
5	0,94	3,23	1,44	1,17
6	0,85	2,62	1,47	1,18
7	0,76	2,07	1,52	1,18
8	0,66	1,58	1,57	1,19
9	0,56	1,16	1,64	1,20
10	0,47	0,80	1,75	1,21

$$\beta = 50$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,31	5,41	1,19	0,97
1	1,22	4,71	1,20	0,97
2	1,13	4,06	1,22	0,97
3	1,05	3,46	1,25	0,98
4	0,96	2,90	1,28	0,98
5	0,87	2,40	1,31	0,98
6	0,78	1,94	1,35	0,99
7	0,70	1,53	1,41	0,99
8	0,61	1,17	1,48	1,00
9	0,52	0,86	1,56	1,01
10	0,44	0,60	1,70	1,03

$$\beta = 55$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,22	3,97	1,10	0,43
1	1,14	3,45	1,13	0,44
2	1,06	2,98	1,15	0,44
3	0,98	2,54	1,19	0,45
4	0,90	2,13	1,22	0,45
5	0,81	1,76	1,26	0,45
6	0,73	1,42	1,32	0,45
7	0,65	1,12	1,39	0,47
8	0,67	0,86	1,45	0,50
9	0,49	0,63	1,59	0,50
10	0,41	0,44	1,75	0,52

$$\beta = 60$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,16	2,74	1,08	0,69
1	1,08	2,38	1,11	0,69
2	1,00	2,05	1,14	0,70
3	0,92	1,75	1,18	0,70
4	0,85	1,47	1,24	0,71
5	0,77	1,21	1,30	0,72
6	0,69	0,98	1,37	0,73
7	0,62	0,77	1,47	0,74
8	0,54	0,59	1,59	0,75
9	0,46	0,43	1,75	0,77
10	0,39	0,30	1,99	0,80

$$\beta = 65$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,10	1,78	1,17	0,60
1	1,03	1,55	1,22	0,60
2	0,96	1,33	1,27	0,61
3	0,88	1,13	1,32	0,62
4	0,81	0,95	1,49	0,63
5	0,74	0,79	1,59	0,64
6	0,66	0,64	1,74	0,65
7	0,59	0,50	1,94	0,67
8	0,52	0,38	1,94	0,69
9	0,44	0,28	2,15	0,72
10	0,37	0,19	2,54	0,77

$$\beta = 70$$

Ho	P	Q	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	1,07	1,05	1,48	0,54
1	0,99	0,91	1,55	0,55
2	0,92	0,78	1,65	0,56
3	0,83	0,67	1,72	0,57
4	0,78	0,56	1,88	0,59
5	0,71	0,46	2,04	0,61
6	0,64	0,37	2,24	0,63
7	0,57	0,29	2,49	0,66
8	0,50	0,22	2,81	0,70
9	0,43	0,16	3,25	0,75
10	0,56	0,11	3,87	0,83

TABLEAU VII

β	F_s	
	CALCAIRE	SCHISTE
25	4,13	1,90
30	2,1	1,98
35	1,77	1,62
40	1,52	1,37
45	1,35	1,16
50	1,19	0,97
55	1,10	0,43
60	1,08	0,69
65	1,16	0,60
70	1,48	0,74

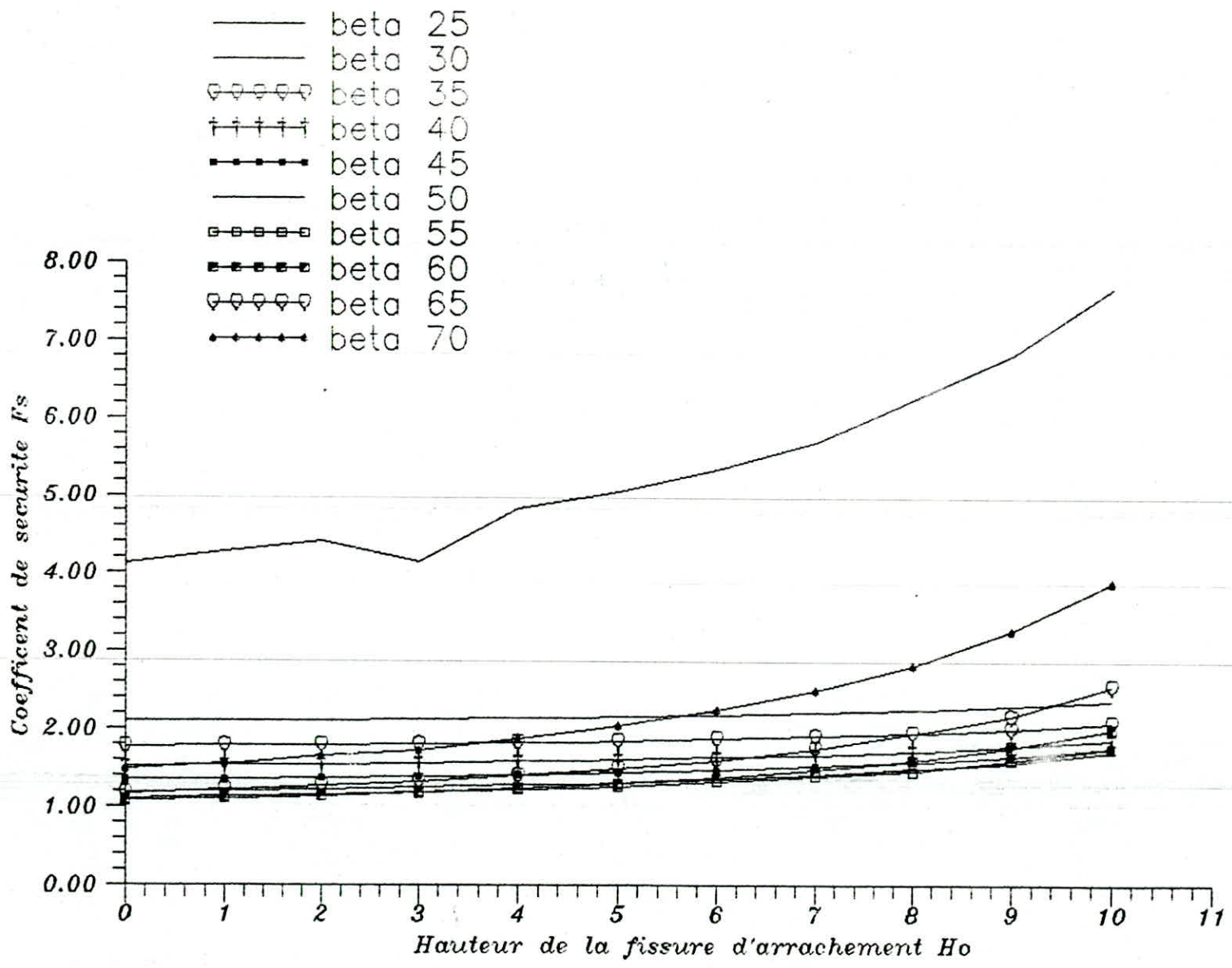
VARIATION DE F_s EN FONCTION DE
 $H_o = 0$ $= 85$ DEGRE

β	F_s	
	CALCAIRE	SCHISTE
25	2,63	2,07
30	2,18	1,68
35	1,85	1,39
40	1,65	1,17
45	1,47	1,03
50	1,35	0,83
55	1,32	0,73
60	1,37	0,63
65	1,59	0,57
70	1,74	0,55
	2,18	0,66

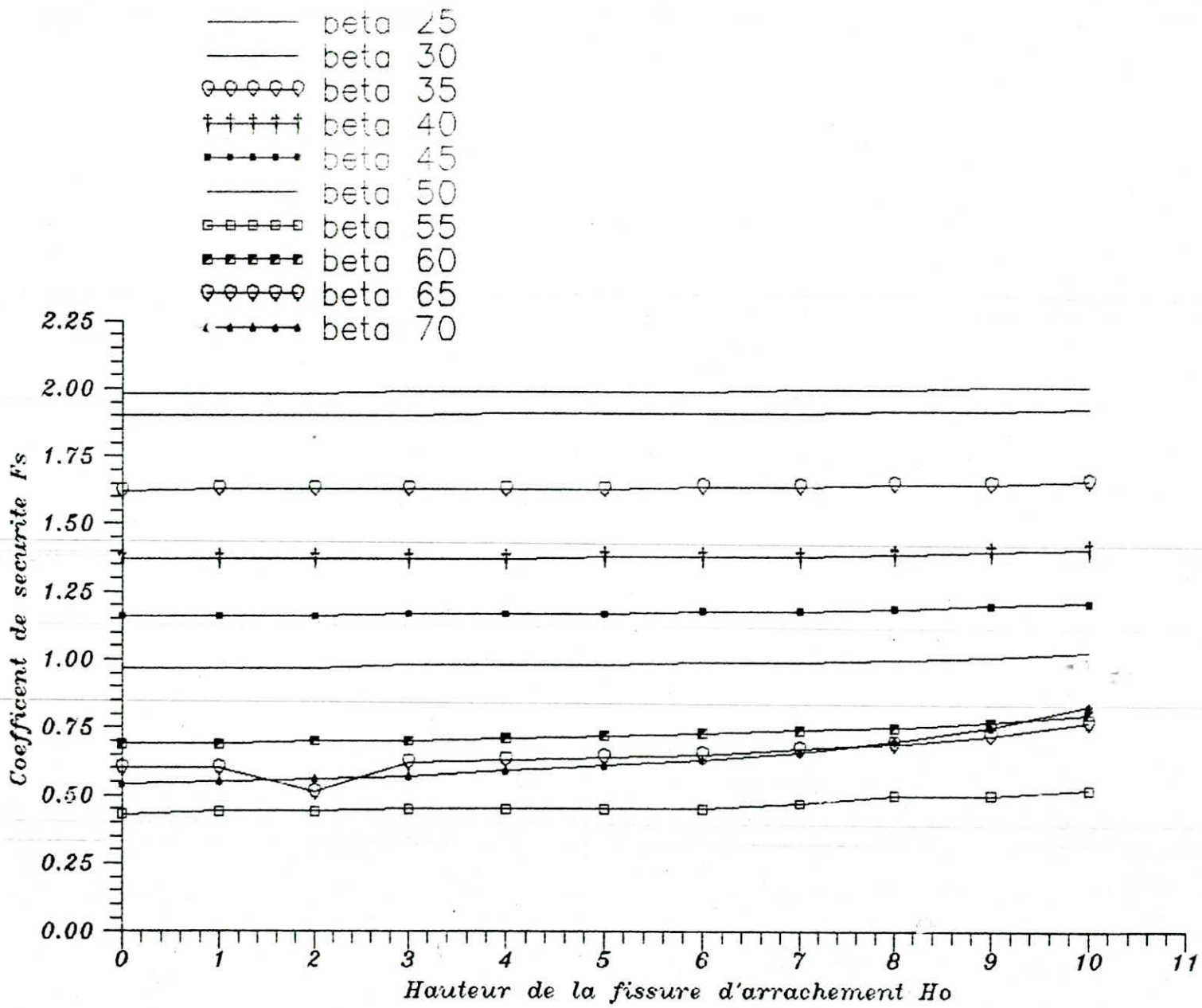
VARIATION DE F_s EN FONCTION DE
 $H_o = 5,8$ $= 85$ DEGRE

Zwe	U	V	Fs	
			CALCAIRE	SCHISTE
0	0	0	1,77	0,59
Ho	6721	4205	1,67	0,61
2				
Ho	5110,6	16820	1,54	0,44

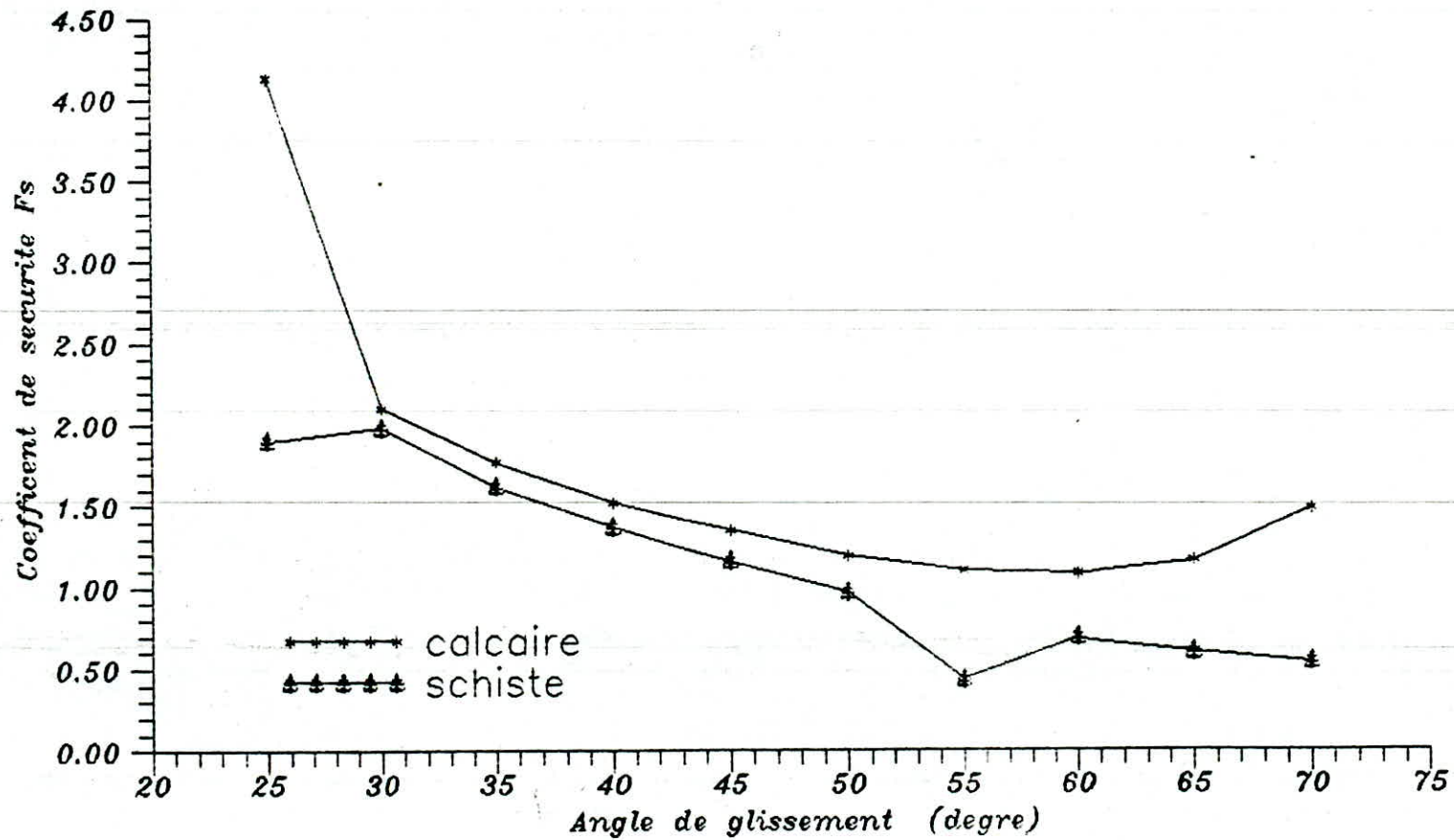
TABLEAU VII-4



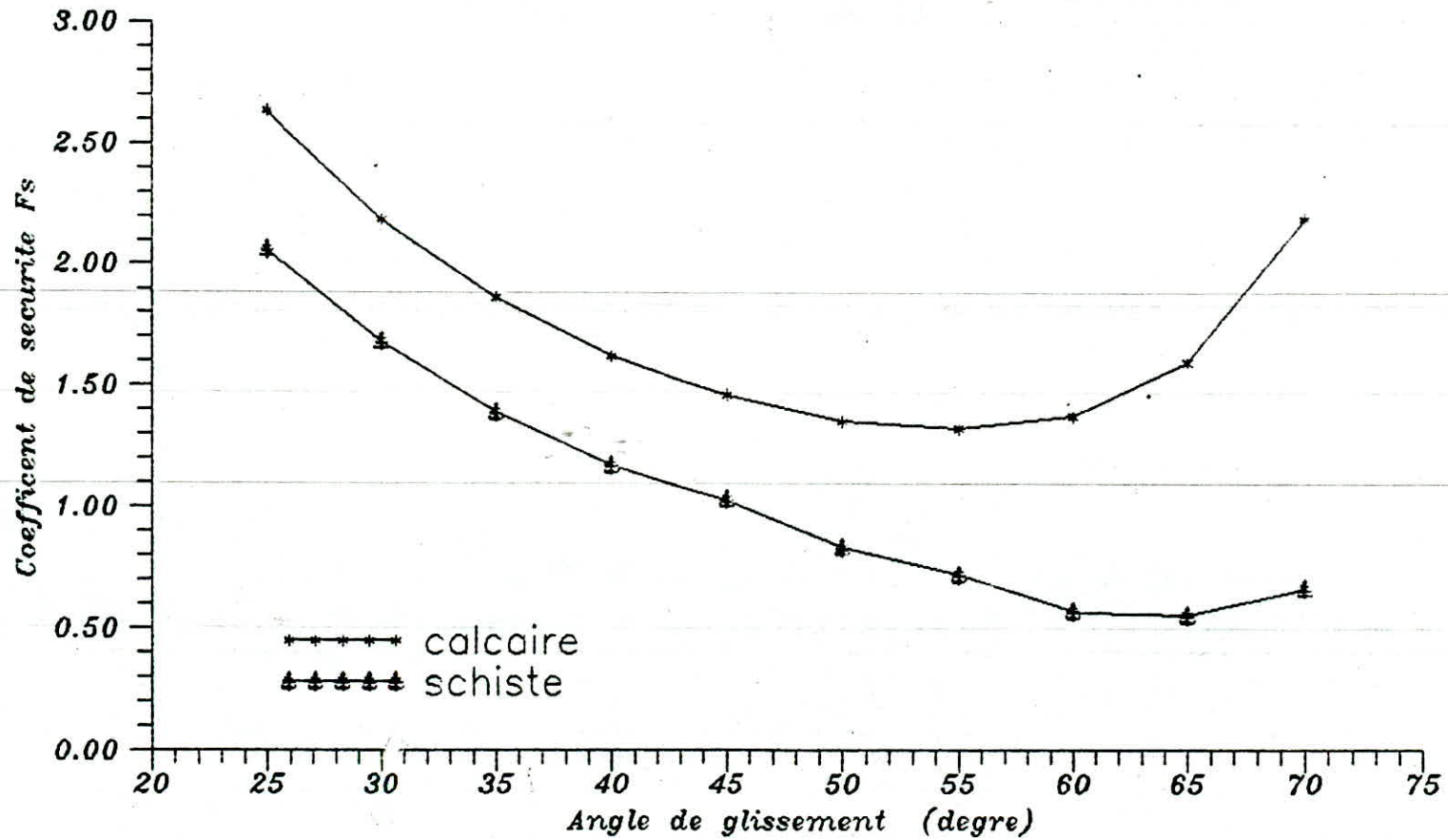
COURBE : VII - 1 - VARIATION DU F_s EN FONCTION DE H_0



COURBE : VII - 2 - VARIATION DU F_s EN FONCTION DE H₀
CAS DU SCHISTE



COURBE : VII - 3 - VARIATION DE F_s EN FONCTION DE BETA
AVEC $H_0 = 0$



COURBE : VII - 4 - VARIATION DE F_s EN FONCTION DE BETA
AVEC $H_0 = 5.8$

VII-4 Interprétation

1^{er} cas : glissement sans fissure d'arrachement ($H_0 = 0$)

* Calcaire

Dans ce cas l'étude de la courbe fig.VII-3 montre que le coefficient de sécurité diminue lorsque l'angle de la surface d'affaiblissement augmente de 25° à 60° et au delà de cette valeur le coefficient de sécurité augmente rapidement .

* Schiste

Le coefficient de sécurité diminue au fur et à mesure que l'angle de la surface d'affaiblissement augmente, jusqu'à la valeur 55° puis augmente de 55° à 60° pour décroître à la suite.

2^{ème} cas : Glissement avec fissure d'arrachement .

D'après les calcul et l'allure des courbes , on voit que la présence de la fissure d'arrachement augmente le coefficient de sécurité d'autant plus que sa hauteur est importante .

Le premier cas peut être interprété comme suit :

Pour des valeurs de β comprises entre 25° à 60° , le poids de la masse glissante est beaucoup plus important que les forces de Cohésion et de frottement qui représentent les forces résistantes au glissement.

L'inverse se produit pour des valeurs de β supérieures à 60° .

Quand au deuxième cas , c'est à dire l'influence de la surface d'affaiblissement en présence de la fissure verticale d'arrachement , on peut créer artificiellement ces fissures pour augmenter le coefficient de sécurité .

Lors de la détermination de la hauteur critique , les calculs ont montré que pour le calcaire le coefficient de sécurité est de 2,88 et que pour le schiste il est de 0,76 et de ce fait le talus peut ne pas être stable par endroit où le schiste se retrouve seul . Par ailleurs on a vu que la présence de l'eau dans les fissures diminue de beaucoup le coefficient de sécurité , ce qui est tout à fait logique car les forces de pression engendrées par la présence de l'eau augmente les forces motrices responsables du glissement .

VII-5 Recommandation

Pour adopter des mesures contre le glissement , il faut prévoir la valeur minimale du coefficient de sécurité ; celle-ci correspond dans notre cas aux caractéristiques du schiste , puisqu' en faisant des coupes perpendiculaires au talus on obtient des coupes représentant du calcaire , du schiste ou bien tous les deux sont présents .

Pour avoir dans le calcaire et le schiste un coefficient de sécurité égal à 1,20 (valeur qu' on opte généralement pour les calcaires) avec une pente $\alpha = 85$ il faut que la valeur de β ne dépasse pas 40° .

Pour des valeurs de $\beta > 40^\circ$, l'équilibre peut être rompu . Donc pour trouver une solution à cela on fait varier la hauteur du talus , en gardant sa pente constante et à chaque valeur de β va correspondre une hauteur qui assurera la stabilité du talus avec un coefficient de Sécurité égale à 1.20 .

Lors du calcul de la hauteur critique on a trouvé pour le calcaire un coefficient de sécurité égale à 2.88 et pour le schiste un coefficient de sécurité égale à 0.76 donc pour augmenter le coefficient de sécurité il faut diminuer la hauteur du talus .

Par ailleurs on a vu que le coefficient de sécurité augmente au fur et à mesure que la hauteur de la fissure d'arrachement augmentait , donc on pourra créer artificiellement ces fissures pour que le talus soit stable

CONCLUSION GENERALE :

Pour faire une étude sur la stabilité , il faut déterminer les propriétés physiques et mécaniques des roches ; ce qu'on peut obtenir en faisant des essais au laboratoire sur des échantillons .

Les valeurs obtenues lors des essais sont corrigées , car les propriétés physiques et mécaniques des échantillons différent de celle du massif pour des raisons qu'on a cités , tels que le facteur temps , le facteur humidité etc...

J'ai présenté les divers formes de mouvement qu'est le glissement plan et cela en adoptant un coefficient de sécurité qui représente le rapport des forces résistantes au glissement , aux forces qui le provoquent .

Ce coefficient de sécurité a été défini car l'état des contraintes et l'état de déformation dans un massif rocheux ne peuvent être connus exactement .

Il existe plusieurs méthodes pour le déterminer , mais j'ai choisi une méthode particulière .

J'ai montré les différents facteurs influençant le coefficient de sécurité .

En générale , les gradins dans les conditions de travail de la carrière sont stable , mais il existe certains endroits où on peut observer le mouvement local des terrains du probablement à l'existence de surface d'affaiblissement.

BIBLIOGRAPHIE

- 1-G . Saglera - J . Coslet
-Cours pratique de mécanique des sols,tome 1 et 2
-Problème pratique de mécanique des sols
- 2-G . Philliponat
-Fondation et ouvrage en terre
tome 1; eyrolles 1978
- 3-V . Kouvalenko
-Exploitation des carrières
- 4-J . A Talobre
- Mécanique des roches . Dunod 1967
- 5-Poradnik Gorniko
-Guide de l'ingénieur des mines Poradnik Gorniko , Wydawnictwo Slask , Katowice
Tome 4 1300 pages 1982
- 6-Achakar
-Projet de fin d'étude :Influence des paramètres naturels et technologiques sur la stabilité des talus 1990
- 7-N.R. Toukal
-Projet de fin d'étude : Détermination des propriétés physico-mécaniques et étude de la stabilité des talus Dans les conditions de la carrière de Keddara 1991

