

ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT **GMINIER**

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

Influence des Paramètres Naturels et
Technologiques sur la Stabilité des Talus

Proposé par :

Dr A. WENDA

Etudié par :

CHAKAR Ahmed

Dirigé par :

Dr A. WENDA

PROMOTION : *Jan* 1989

S O M M A I R E

INTRODUCTION.....	5
PARTIE A.....	5
CHAPITRE I : LES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES ROCHES.....	6
I.1.- Les propriétés physiques des roches.....	6
I.1.1.- La densité.....	6
I.1.2.- La masse volumique.....	6
I.1.3.- La teneur en eau.....	6
I.1.4.- La porosité.....	6
I.1.5.- Degré de saturation.....	6
I.1.6.- La résistance des roches.....	6
I.2.- Les propriétés technologiques des roches.....	9
I.2.2.- La stabilité.....	9
I.2.3.- La viscosité.....	9
I.2.4.- Le coefficient de foisonnement.....	9
I.2.5.- L'adhésion.....	9
I.2.6.- La fragilité.....	9
I.2.7.- La dureté.....	9
I.2.8.- Le gonflement.....	9
CHAPITRE II : DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES ROCHES AU LABORATOIRE.....	12
II.1.- Détermination des caractéristiques mécaniques.....	12
II.1.1.- Description de l'appareil de cisaillement rectiligne.....	12
II.1.2.- Description de l'appareil triaxial.....	12
II.1.3.- Conditions particulières d'essai de cisaillement.....	15
II.2.- Différents types d'essais.....	15
II.2.1.- Essai drainé.....	16
II.2.2.- Essai non drainé.....	17
II.2.3.- Essai non drainé après consolidation.....	17
II.3.- Influence de la déformation sur les caracté- ristiques mécaniques.....	17
CHAPITRE III : DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES ROCHES IN-SITU.....	19
III.1.- Essai de cisaillement avec compression.....	19
III.2.- Essai de cisaillement sans compression.....	19
III.3.- Essai de cisaillement dans une galerie.....	19
III.4.- Mesure de la compressibilité de la roche.....	21

CHAPITRE IV : LA DEFORMABILITE DES ROCHES.....	24
IV.- La déformabilité des roches.....	24
IV.1.- Les divers types de déformations.....	24
IV.2.- Les diverses déformations.....	24
IV.3.- Les courbes de déformations.....	24
IV.4.- Les déformations différées.....	25
IV.5.- Les coefficients de déformabilité.....	28
IV.6.- Conclusion.....	28
CHAPITRE V : LA RUPTURE DES ROCHES.....	31
V.1.- La résistance mécanique des roches.....	31
V.1.2.- Définition de la rupture.....	31
V.1.3.- Les divers types de la rupture.....	31
V.1.4.- Les étapes de la rupture.....	32
V.1.5.- Relation entre rupture et contrainte.....	32
V.1.6.- Les limites de la rupture.....	32
V.2.- Les facteurs de la rupture.....	34
V.2.1.- La compression.....	34
V.2.2.- La durée de la charge.....	34
V.2.3.- La température.....	34
CHAPITRE VI : STABILITE DES PENTES ET DES TALUS.....	35
VI.1.- Les divers types de mouvements des terrains....	35
VI.1.1. Les écroulements.....	35
VI.1.2.- Les glissements.....	35
VI.1.3.- Les fluages.....	35
VI.1.4.- Les coulées boueuses.....	35
VI.2.- Méthodes de détermination du profil des talus..	38
VI.3.- Définition du coefficient de sécurité.....	41
VI.4.- Méthodes de détermination du coefficient de sécurité.....	41
VI.4.1.- Méthode générale.....	41
VI.4.2.- Méthodes particulière.....	48
V.A) Rupture circulaire.....	48
V.B) Rupture plane.....	60
VI.4.3.- Utilisation des abaques.....	64
<u>DEUXIEME PARTIE</u>	
CHAPITRE VII : EXEMPLE D'APPLICATION : CARRIERE DE SOUR EL GHOZLANE.....	79
VII.1.- Situation géographique.....	79
VII.2.- Géologie.....	79
VII.3.- Les réserves de la carrière.....	82
VII.4.- Exploitation du gisement.....	83
VII.5.- Etude de la stabilité des talus de la carrière	89

VII.6. Interprétation des résultats.....	10
VII.7.- Conclusion.....	11
VII.8.- Conclusion générale.....	11

D E D I C A C E S

Je dédie ce modeste travail à mon père en témoignage de reconnaissance

- A ma mère.

- A mon frère.

- A ma sœur et à toute ma famille et amis.

CHAKAR Ahmed

—o— R E M E R C I E M E N T S —o—

Je présente mes plus profonds remerciements
à Mr ANDRZEJ WENDA, pour avoir proposé, suivi et dirigé ce
travail.

Notre gratitude va aux membres du Jury qui nous font
l'honneur de juger ce modeste travail.

Qu'il me soit permis, enfin, de remercier tous ceux
qui ont participé, de près ou de loin, à l'élaboration de cet
Ouvrage.

I N T R O D U C T I O N

Le problème de la stabilité des talus est d'une importance capitale.

Pour les carrières, celle-ci réside dans la continuité de la production, la sauvegarde des vies humaines et des engins de production. C'est pourquoi, une étude détaillée sur la stabilité des talus et la détermination des paramètres géométriques des gradins assurant une stabilité déterminée est nécessaire pour toutes les carrières.

CHAPITRE I : LES PROPRIÉTÉS PHYSICO-MÉCANIQUES ET TECHNOLOGIQUES DES ROCHES

I.1.- Les propriétés physiques des roches:

I.1.1.- La densité: c'est la masse de l'unité de volume de la roche en phase solide. Elle s'exprime s'exprime en g/cm^3 ou t/m^3 .

$$\sigma = \frac{M_{sec}}{V_{solide}}, g/cm^3 \quad \begin{array}{l} M_{sec} = \text{masse d'échantillon en état sec } t = 110^\circ C \\ V_{sol} = \text{volume d'échantillon en état solide (sans pores)} \end{array}$$

I.1.2.- La masse volumique:

C'est la masse de l'unité de volume de la roche en phase naturelle (avec les pores).

$$\rho = \frac{M_{sec}}{V_{sol} + V_{pores}} = \frac{M_{sec}}{V_{nat}} \quad \begin{array}{l} g/cm^3 \quad V_{pores} = \text{volumes des pores} \\ V_{nat} = \text{volume d'échantillon en état naturel} \end{array}$$

I.1.3.- La porosité:

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

$$P = \frac{V_{pores}}{V_{nat}} \cdot 100 \%$$

I.1.4.- La teneur en eau:

$$W_m = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sec}} \cdot 100 \% \quad \begin{array}{l} M_{sat} = \text{masse de l'échantillon saturé en eau (g)} \\ M_{sec} = \text{masse de l'échantillon sec (g)} \\ V = \text{volume de l'échantillon (cm}^3\text{)} \end{array}$$

I.1.5.- Degré de saturation:

C'est le rapport du volume d'eau contenue dans l'échantillon ou volume des vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \quad \begin{array}{l} V_w = \text{volume d'eau dans l'échantillon} \\ V_v = \text{volume des vides} \end{array}$$

I.1.6.- Résistance mécanique des roches:

On distingue:

- La résistance à la traction: R_{tr}
- La résistance à la compression: R_c
- La résistance au cisaillement: R_l
- La résistance à la flexion: R_g

A) La résistance à la traction:

- 1) Traction simple: Fig. I.1.

En soumettant 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 échantillons des roches massives.

$$R_r = \frac{P_{max}}{A_0} \quad \text{où } P_{max} = \text{valeur finale atteinte par l'effort appliqué}$$

A_0 = surface transversale

- 2) Essai brésilien (Fig. I.2)

On soumet l'éprouvette à une compression suivant la génératrice (Fig. I.2). La contrainte de traction est donnée par:

$$\sigma_r = \frac{P}{rl} \quad \begin{array}{l} \text{avec } r = \text{rayon de l'éprouvette cylindrique} \\ l = \text{longueur de l'éprouvette} \\ P = \text{effort appliqué} \end{array}$$

La résistance à la traction est:

$$R_r = \sigma_{max} = \frac{P_{max}}{rl} \quad (\text{Pa})$$

3) Essai de flexion (Fig. I.3): Une éprouvette cylindrique ou poutrelle est fléchie par des forces agissant dans son plan de symétrie.

On détermine alors le moment résistant par $W = \frac{bh^2}{6}$ et le moment de flexion par $M = \frac{P}{4} \cdot \frac{2L}{3}$

alors la résistance à la traction est $\sigma = \frac{M}{W}$ (Pa)

B) Résistance à la compression:

Les éprouvettes utilisées sont parallélépipédiques ou cylindriques. On a défini la souplesse comme suit: (Fig. I.4.)

$$i = \frac{h}{a} \dots \dots \dots \text{épreuve parallélépipédique}$$

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

avec h = hauteur du parallélépipède (cylindre)
a = mesure de l'arête du parallélépipède
d = diamètre du cylindre

La souplesse optimale varie entre 2,5 et 3

La hauteur h est supérieure ou égale à 5 cm.

La résistance à la compression: c'est la contrainte limite admissible que peut supporter la roche avant la rupture dans un essai de compression.

$$R_c = \sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A} \text{ (PA)} : P_{\max} = \text{effort appliqué (valeur juste avant la rupture)}$$

On définit le coefficient de Protodiakonov comme étant le rapport

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

C) Résistance au cisaillement (Fig. I.5.):

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

1.- Cisaillement simple:

Dans ce cas la résistance au cisaillement est donnée par

$$R_t = \tau = \frac{P_{\max}}{A} \text{ où } P_{\max} : \text{effort tangentiel entraînant la rupture}$$

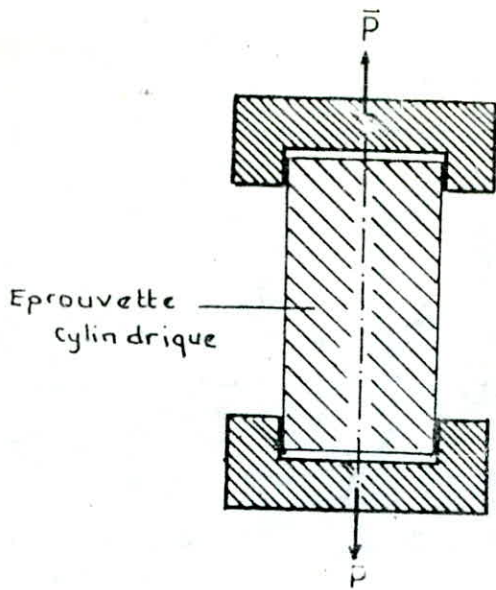
A : surface sur laquelle on applique l'effort P

Suivant les surfaces à cisailier, on distingue un cisaillement simple avec une, deux surfaces de cisaillement ou une surface cylindrique de cisaillement (voir fig. I.6.7.8. resp)

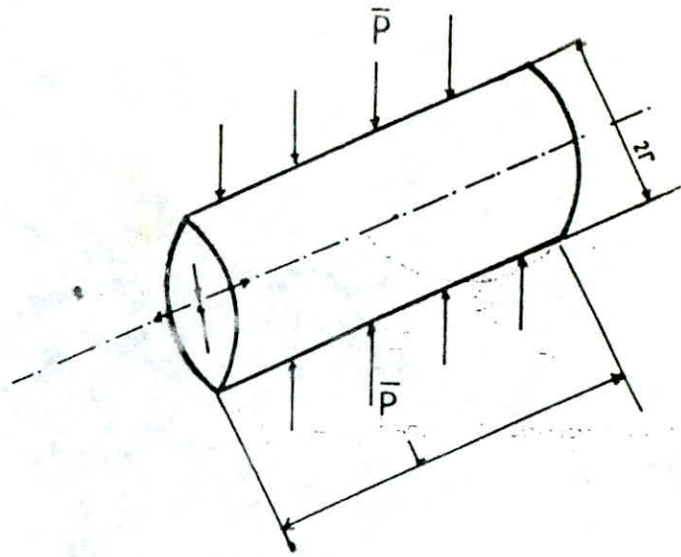
2.- Cisaillement par torsion:

On soumet une éprouvette cylindrique à un couple de torsion. Ce dernier va engendrer des contraintes de cisaillement sur chaque section transversale. Quand ces contraintes atteignent une valeur critique, elles nous donnent la résistance de cisaillement par torsion définie par la formule suivante:

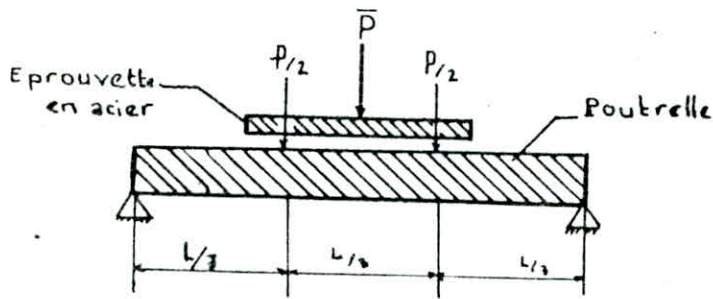
$$\tau_{\max} = \frac{M_t}{W_o} \text{ (Pa)}$$



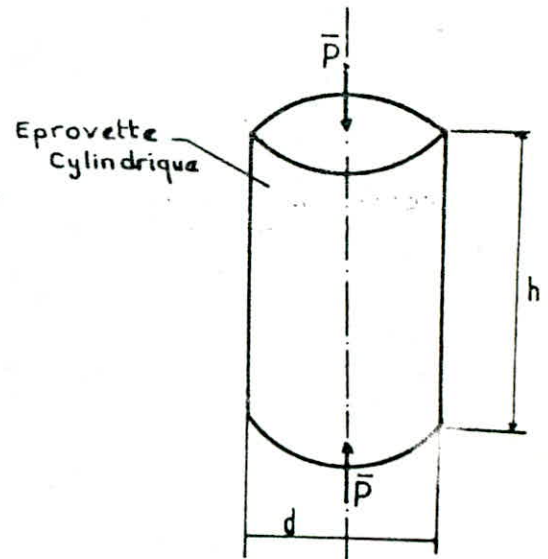
FigI.1 : Traction simple



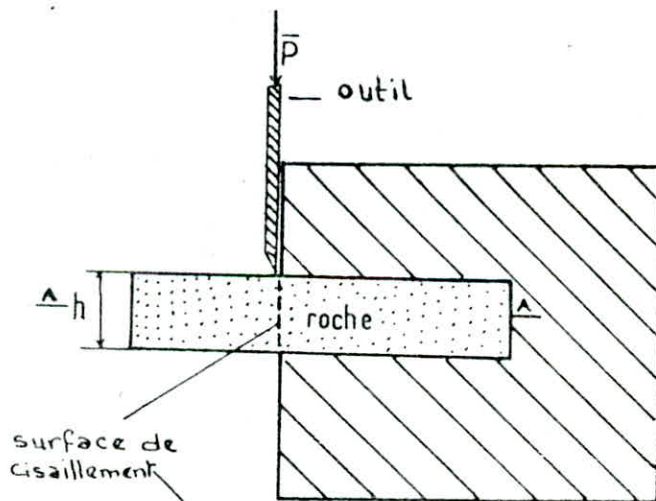
FigI.2. Essai Brésilien



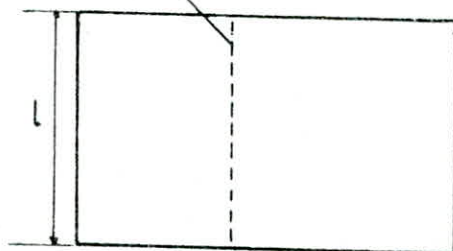
FigI.3 Traction dans l'essai de flexion



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 à la rupture

$$W_o = \frac{M_d^3}{I_6}$$

• W_o représente le moment résistant

3.- Cisaillement par compression:

On applique un effort p A sur un échantillon incliné par rapport à ce dernier d'un angle α angle α . La contrainte transmise sur l'échantillon se décompose en une composante normale σ et en une composante tangentielle τ ; quand cette dernière atteint une certaine valeur, l'échantillon se rompt. Cette valeur critique représente la résistance de cisaillement par compression, de la roche.

$$\tau = \frac{P \cos \alpha}{A} \quad A = \text{section sur laquelle est appliqué l'effort } p$$

$$\sigma = \frac{P \sin \alpha}{A}$$

1.2. Les propriétés technologiques des roches:

1.2.2. Stabilité:

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

- roches instables (sable friable)
- roches mi-stables (argiles - argiles sableuses)
- roches stables (calcaires et grès fissurés)
- roches extra-stables (toutes les roches dures)

1.2.3. Coefficient de foisonnement:

J_1 représente l'indice de l'augmentation du volume après l'abattage du massif.

J_1 s'exprime par la formule suivante:

$$K_f = \frac{V_f}{V_m} > 1 \quad \begin{array}{l} V_f = \text{volume des roches foisonnées} \\ V_m = \text{volume des roches en massif} \end{array}$$

1.2.4. L'adhésion (collage):

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

1.2.5. Fragilité:

Caractéristique des roches de se fragmenter sous l'influence des forces extérieures (explosif, choc, ondes...).

1.2.6. Solidité des roches:

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

1.2.7. Gonflement:

Capacité des roches d'augmenter leur volume lors de la saturation en eau.

J_1 est exprimé par le coefficient de gonflement

$$K_g = \frac{V_g}{V_o} \quad \begin{array}{l} V_g = \text{volume de la roche gonflée} \\ V_o = \text{volume initial de la roche} \end{array}$$

Pour: - Les argiles, K_g varie de 2 à 1,5

- Les sables argileuses, K_g varie de 1,5 à 1,05

- Les sables, $K_g = 1$.

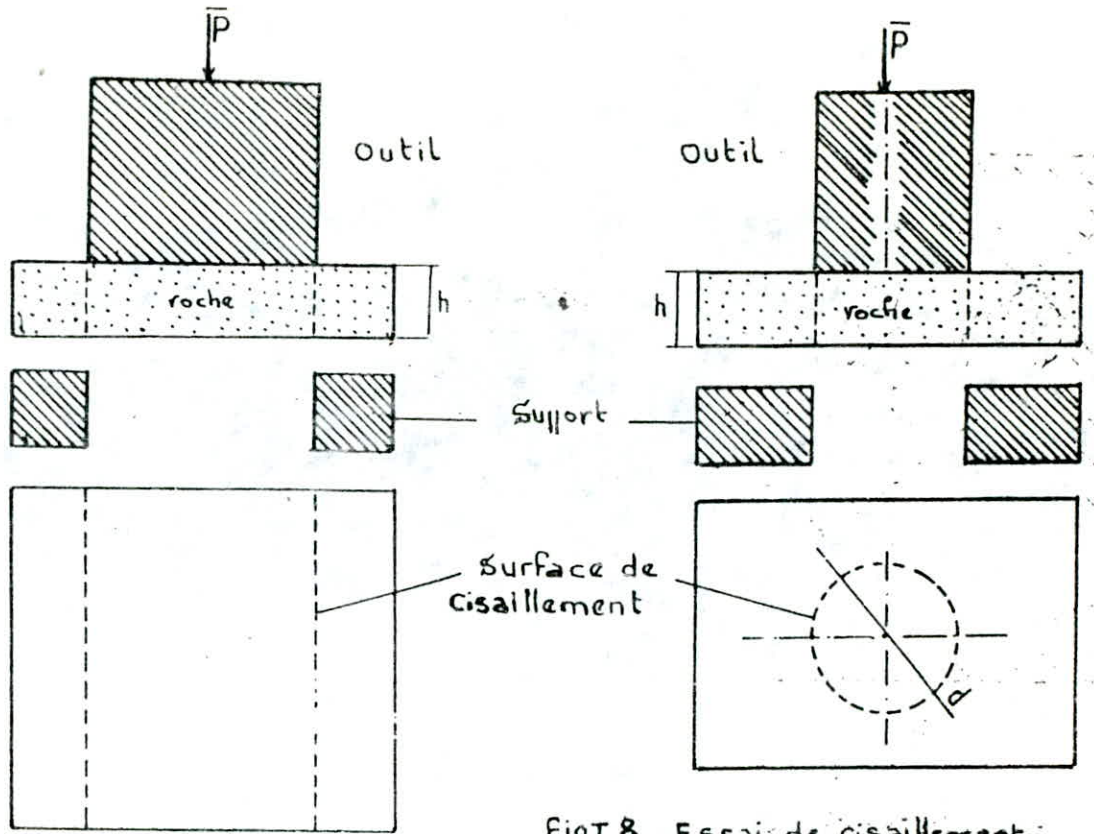


Fig I 8 - Essai de cisaillement cylindrique

Fig I 7 - Cisaillement simple avec deux surface de cisaillement

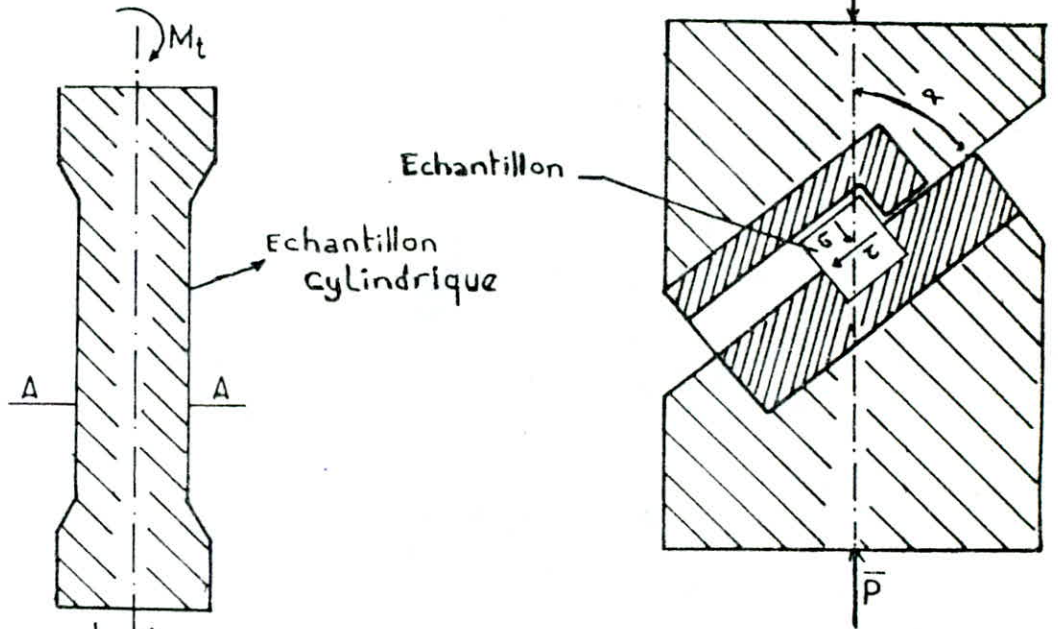


Fig I 9 cisaillement par compression

Fig I 10 Cisaillement par torsion

Fig I 5 Essais de cisaillements.

I.2.8.- La fissuration des massifs rocheux:

La fissurité des massifs rocheux est caractérisée par le "coefficient de récupération" RQD (Rock Quality Désignation), ce coefficient est défini par:

$$RQD = \frac{l_i}{l_t} \cdot 100\%$$

l_i : les longueurs des segments, de la carotte, supérieures à 10 cm

l_t : longueur totale de la carotte

Monsieur DON DEERE' a proposé, suivant les valeurs du coefficient RQD, la classification de différentes qualités des roches, décrite dans le tableau suivant:

RQD en %	QUALITE
90% à 100%	Très bonne
75% à 90%	Bonne
50% à 75%	Moyenne
25% à 50%	Mauvaise
0% à 25%	Très mauvaise

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

Le coefficient de récupération de carotte (RQD) 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.

CHAPITRE II : DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANQUES DES ROCHES EN LABORATOIRE

Le but des essais en laboratoire est de déterminer la résistance au cisaillement, les caractéristiques mécaniques c, φ (cohésion, angle de frottement interne) et les paramètres élasto-élastiques E, ν (module d'Young et coefficient de Poisson).

II.1. Détermination des caractéristiques mécaniques c et φ :

Deux types d'appareils sont utilisés :

- L'appareil de cisaillement rectiligne de Casagrande.
- L'appareil de cisaillement triaxial.

II.1.1. Description sommaire de l'appareil de cisaillement rectiligne :

L'échantillon est placé dans un cylindre qui est composé d'une partie supérieure $c1$ qui peut coulisser horizontalement sur une partie inférieure $c2$ (Fig. II.1.).

On peut placer l'échantillon entre deux pierres poreuses permettant ainsi son drainage, on peut aussi remplacer les deux pierres poreuses par des plaques pleines et l'échantillon ne peut plus se drainer.

L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet d'appliquer une charge verticale N par l'intermédiaire d'un piston. L'essai consiste à tirer horizontalement sur la mâchoire inférieure de façon à cisailer l'échantillon selon le plan horizontal P .

On mesure l'effort horizontal PT en fonction des déformations horizontales $\frac{\Delta l}{l}$

(Fig. II2, II3).

L'essai se fait à une vitesse contrôlée V .

On a : - S = la section de l'échantillon suivant le plan horizontal P .

- $\sigma = \frac{N}{S}$ = la contrainte normale appliquée à l'échantillon.

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

Si cet essai est réalisé sur plusieurs éprouvettes d'une même roche avec des contraintes normales différentes, par exemple $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ et σ_4 , la courbe intrinsèque de la roche peut être déterminée en portant sur le diagramme du coulomb (τ, σ) les points correspondants aux contraintes τ_1, τ_2, τ_3 et τ_4 mesurées.

La valeur de c et φ dépend des conditions d'essai (vitesse de déplacement, drainage assuré, assuré ou non...).

II.1.2. Description sommaire de l'appareil triaxial (Fig. II.4) :

L'éprouvette a la forme cylindrique, elle est placée dans une cellule appelée cellule triaxiale.

L'éprouvette est contenue dans une gaine élastique étanche et parfaitement élastique. Son extrémité inférieure ou ses deux extrémités, selon le montage, sont au contact d'une pierre poreuse.

La cellule est remplie d'eau; le dispositif d'essai permet de mettre cette eau sous pression, ce qui conduit à appliquer une contrainte isotropique σ_3 à l'éprouvette ($\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_1$).

D'autre part, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston.

Un robinet R permet, s'il est ouvert, le drainage de l'éprouvette par l'intermédiaire de des pierres poreuses, l'essai est drainé. S'il est fermé, l'essai est non drainé.

Si R est fermé et l'échantillon est saturé, on peut mesurer la pression interstitielle a^1 à l'aide d'un capteur de pression.

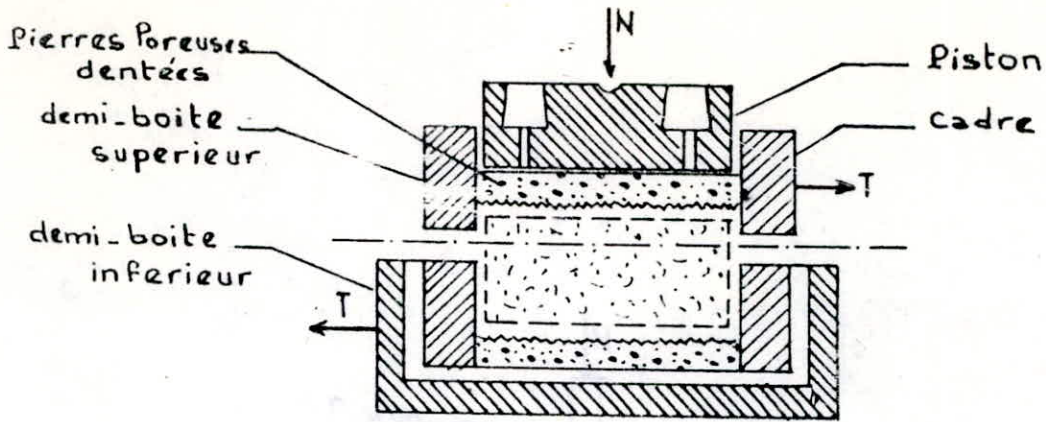


FIG-II.1. Boite de CASAGRANDE

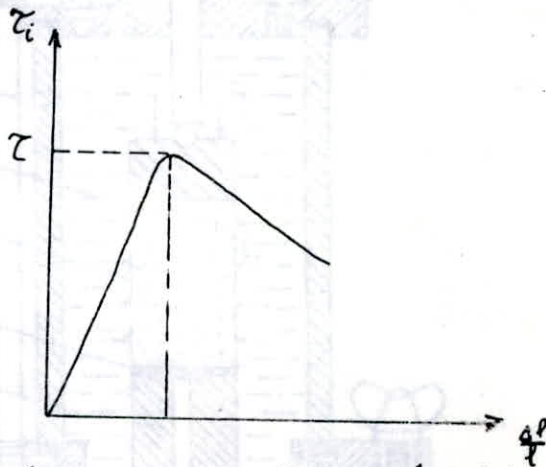


fig II.2 courbe contrainte-deformation
Essai sous $\sigma = \text{const}$.

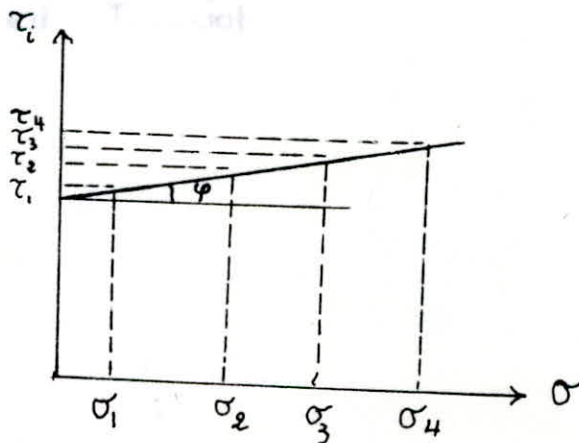


fig II.3 Determination de cet φ

L'essai consiste, pour une pression σ_3 constante, à faire croître P par raison de symétrie symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticale et horizontale.

Comme σ_3 s'applique également sur la face supérieure de l'éprouvette, on a:

$$\frac{P}{S} = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{où } S \text{ est la section de l'éprouvette}$$

Au moment de la rupture, on connaît donc le déviateur maximal des contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ correspondant au cercle de Mohr tangent à la courbe intrinsèque.

Les valeurs de C et φ dépendent des conditions de l'essai.

II.1.3. Conditions particulières d'essai de cisaillement:

a) Consolidation:

Cette phase consiste à appliquer préalablement à l'essai proprement dit, une contrainte normale à l'échantillon. Celui-ci est saturé, puis mis à consolider sous cette contrainte.

(La consolidation est le phénomène de réduction de volume sous l'action d'une contrainte normale).

- Dans l'essai de cisaillement, cette contrainte sera la contrainte $\sigma = \frac{N}{S}$
- Dans l'essai triaxial, ce sera σ_3 , on a dans ce cas: $\sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$.

b) Drainage:

L'essai est non drainé si l'éprouvette ne peut expulser l'eau en cours de chargement.

L'essai est de type drainé lorsque l'échantillon a la possibilité de se drainer et que la vitesse d'essai est telle que le drainage s'effectue au fur et à mesure du chargement (c'est-à-dire que la pression interstitielle reste pratiquement nulle); ceci nous conduit à définir la vitesse d'essai.

c) Vitesse d'essai:

Si l'essai proprement dit est réalisé avec une vitesse de déformation suffisamment rapide pour que l'eau n'ait pas le temps de s'expulser de l'échantillon sous l'effet des pressions interstitielles induites par l'essai, on dit que l'essai est du type rapide.

L'essai est du type lent si l'essai est suffisamment lent pour que la consolidation se fasse se fasse totalement en cours d'essai.

II.2. Différents types d'essai:

La résistance au cisaillement dépend des contraintes effectives et non des contraintes totales. La connaissance de ces contraintes effectives passe par la détermination de la pression interstitielle. L'apparition de cette dernière dépend des conditions d'essai.

On distingue trois types d'essai:

- Les essais drainés qui sont réalisés suffisamment lents pour que la pression interstitielle soit toujours nulle.
- Les essais non drainés: l'eau ne peut s'échapper de l'échantillon et l'essai est assez rapide.
- Les essais non drainés après consolidation: on laisse d'abord l'échantillon se consolider sous une pression sphérique, ensuite on opère son drainage.

L'échantillon est soumis, au cours de la partie non drainée de l'essai, à une variation de $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ des trois contraintes principales totales pendant qu'apparaît une pression interstitielle U . La variation des contraintes effective est donc:

$$\Delta \sigma'_1 = \Delta \sigma_1 - \Delta U$$

$$\Delta \sigma'_2 = \Delta \sigma_2 - \Delta U$$

$$\Delta \sigma'_3 = \Delta \sigma_3 - \Delta U$$

Si l'échantillon est constitué d'un matériau isotrope et élastique de module de déformation volumique K , la variation du volume est:

$$\Delta V = \xi V = -V \frac{\Delta P'}{K} = -\frac{V}{3K} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)$$

où: $\Delta P'$ est la contrainte effective moyenne.

Si l'échantillon est saturé, l'eau enfermée dans l'échantillon occupe initialement un volume nV (n est la porosité).

Les grains solides sont pratiquement incompressibles et la variation du volume se traduit par la variation de la porosité, donc du volume d'eau.

On a la relation suivante (reliant la variation du volume d'eau à la pression interstitielle):

$$\Delta V = -\frac{nV}{K_w} \Delta U$$

K_w : module de déformation volumique de l'eau.

En égalant les deux expressions de V , on aura:

$$\frac{n}{K_w} \Delta U = \frac{1}{3K} (\Delta \sigma'_1 + \Delta \sigma'_2 + \Delta \sigma'_3) = \frac{1}{3K} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) - \frac{\Delta U}{K}$$

$$\text{soit: } \Delta U = \frac{1}{1 + n \frac{K}{K_w}} \cdot \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3}$$

Dans un essai classique à l'appareil triaxial, on a:

$$\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_l$$

$$\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3 = \Delta \sigma_r \quad (r: \text{radial}; l: \text{longitudinale})$$

$$\text{soit: } \frac{1}{3} (\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3) = \frac{1}{3} (\Delta \sigma_l + 2\Delta \sigma_r) = \Delta \sigma_n + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_l - \Delta \sigma_r)$$

On aura:

$$\Delta U = \frac{1}{1 + n \frac{K}{K_w}} \left[\Delta \sigma_r + \frac{1}{3} (\Delta \sigma_l - \Delta \sigma_r) \right]$$

$\Delta \sigma_r$: pression sphérique.

$\Delta \sigma_l - \Delta \sigma_r$: déviateur des contraintes.

Pour établir cette formule, on a supposé que le matériau était élastique et saturé et les variations des contraintes étaient relatives à la partie non drainée de l'essai; en pratique, ces conditions ne sont pas réalisées.

Pour les sols, on a suggéré une relation expérimentale:

$$\Delta U = B \left[\Delta \sigma_2 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_r) \right]$$

A et B sont des paramètres empiriques appelés coefficients de pression interstitielle.

II.2.1. Essai drainé:

Dans ce cas, on obtient les caractéristiques effectives σ', ϕ' qui lient entre elles les contraintes effectives; la Loi de Coulomb s'écrit alors:

$$\tau = \sigma' + \sigma' \tan \phi'$$

C' et φ' sont assurés:

- soit par un essai de cisaillement consolidé, lent.
- soit par un essai triaxial consolidé, drainé.

A tout moment, on a identité entre les contraintes, effectives et totales.

II.2.2.- Essai non drainé (non consolidé):

Dans ce cas, on a les caractéristiques apparentes (C_u, φ_u); ces dernières peuvent être mesurées, soit:

- par un essai de cisaillement non consolidé, rapide.
- par un essai triaxial non consolidé, non drainé.

La loi de Coulomb est:

$$\tau = C_u + \sigma \operatorname{tg} \varphi_u$$

II.2.3.- Essai non drainé après consolidation (C_{cu}, φ_{cu}):

L'échantillon est d'abord consolidé sous une pression sphérique σ_r , lorsque la consolidation est terminée, c'est-à-dire la pression interstitielle est intégralement dissipée, l'échantillon est alors soumis à un essai de cisaillement non drainé. Au cours de cette deuxième phase de l'opération, des pressions interstitielles se développent au sein de l'échantillon.

On peut présenter les résultats soit en contraintes totales soit en contraintes effectives.

$$\tau_f = C_{cu} + \sigma \operatorname{tg} \varphi_{cu}$$

$$\tau'_f = C'_{cu} + \sigma' \operatorname{tg} \varphi_{cu}$$

Remarque: dans le cas d'un essai non drainé (non consolidé), on a $u = 0$ et $\tau = C_u = \frac{1}{2} (\sigma_l - \sigma_r)$ donc $C_u = \frac{1}{2} (\sigma_l - \sigma_r)$.

II.3. Influence de la déformation sur les caractéristiques mécaniques C et φ :

Au cours des essais de cisaillement rectilignes ou triaxiaux, on obtient des courbes de déformation qui ont généralement l'une des allures de la fig. II.5.

On distingue alors sur la courbe II.6.:

- une résistance maximale dite de Pic.
- une résistance dite de palier pour des déplacements plus importants.

La résistance maximale de Pic correspond à l'apparition d'un plan de fracturation, donc donc les caractéristiques de Pic correspondent à l'effort nécessaire pour provoquer la rupture.

Les caractéristiques du palier sont celles qui subsistent lorsque le déplacement a provoqué provoqué un lissage du plan de rupture.

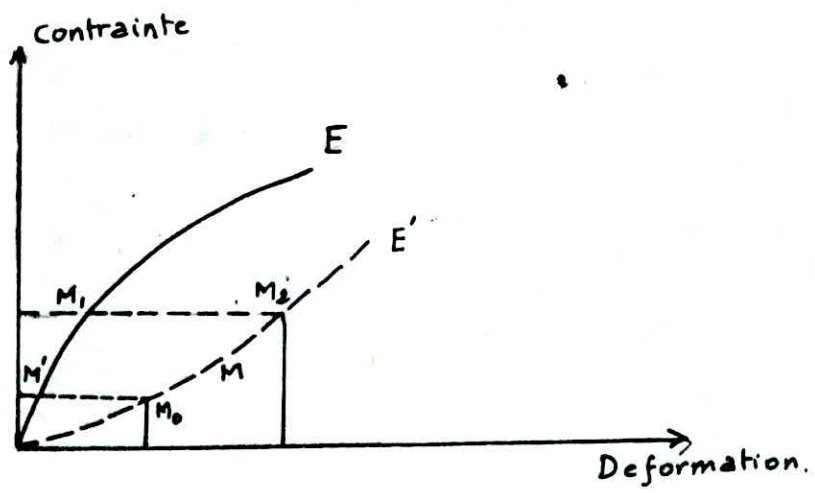


fig II 5 Courbe rhéologique

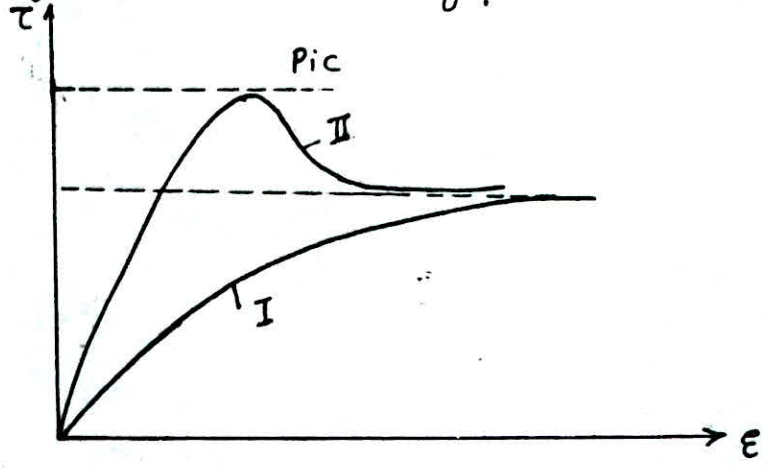


fig II 6 Courbe de cisaillement-Déformation

CHAPITRE III : DETERMINATION DES PROPRIETES PHYSICO-MECANIQUES DES ROCHES

IN-SITU

III.1.- Essais de cisaillement in-situ:

Les essais de cisaillement in-situ se réalisent au vérin à partir d'une galerie ou d'un puits de reconnaissance dans une niche aménagée dans une paroi. En général, la rupture se produit selon les plans de stratification ou selon les directions principales des diaclases. C'est donc selon ces directions qu'il faudra effectuer les cisaillements.

a) Essai de cisaillement avec compression dans une galerie:

Dans une niche, on dégagera sur cinq faces un cube de roche. Un vérin sera mis en place au dessus de la face libre parallèle au plan de stratification. Normalement à ceux-ci et un autre sera disposé latéralement contre l'une des faces perpendiculaires à ce plan. On place un autre vérin latéral incliné d'un angle β par rapport au plan de cisaillement, de telle sorte que son axe passe par le centre de gravité de la section cisailée. Dans ce cas, si le vérin supérieur exerce une force P et le vérin latéral une force F, les efforts sur le plan de cisaillement seront:

- Effort normal: $N = (P + F) \sin \beta$

- Effort tangentiel $T = F \cos \beta$

Un jeu de comparateurs solidaire d'une base fixe permettra de mesurer les déplacements parallèles au plan de stratification, on commencera par exercer l'effort normal P, ensuite au bout d'un temps bien défini, on exercera les efforts de cisaillement par palliers égaux d'une durée constante, ainsi on peut construire la courbe de cisaillement.

On augmentera ensuite l'effort normal et on recommencera le cisaillement. On peut ainsi tracer la courbe intrinsèque.

On peut avoir d'autres essais de cisaillements in-situ, tels que:

b) Essai de cisaillement in-situ avec compression réalisée au vérin hydraulique à partir d'une tranchée à la surface, en mesurant à chaque fois et au moment de la rupture la contrainte normale et la contrainte tangentielle de cisaillement. On peut tracer la courbe intrinsèque (Fig. III.3).

c) L'essai de cisaillement in-situ sans compression (Fig. III.4). Dans ce cas, on applique seulement une contrainte horizontale de cisaillement qu'on mesure au moment de la rupture.

d) Dispositifs pour l'essai de cisaillement dans une galerie:

Pour effectuer un essai de cisaillement in-situ, on doit disposer de:

- 1) Bloc rocheux
- 2) Bulée (massif d'ancrage résistant)
- 3) Plaque en bois
- 4) Cone métallique (supérieure)
- 5) Verin hydraulique
- 6) Cone métallique (inférieure)
- 7) Système de rouleaux
- 8) Plaque métallique

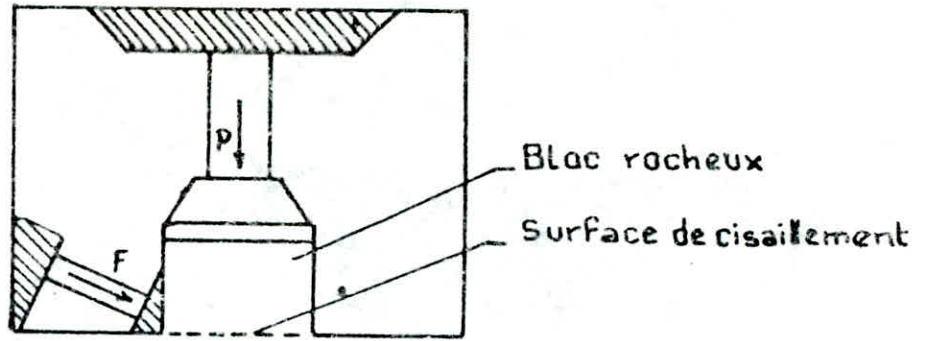


Fig-III1 Essai de cisaillement in-situ dans une galerie

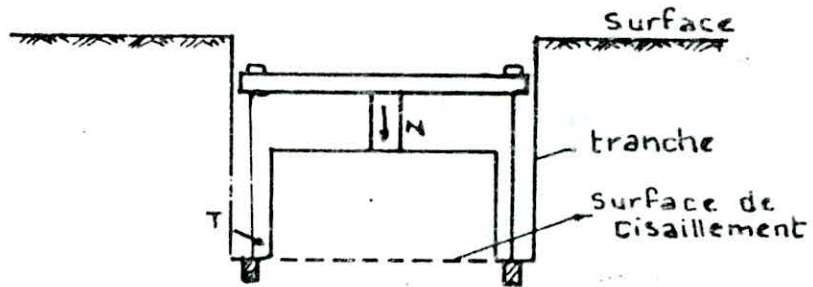


Fig-III2. Essai de Cisaillement in-situ avec compression

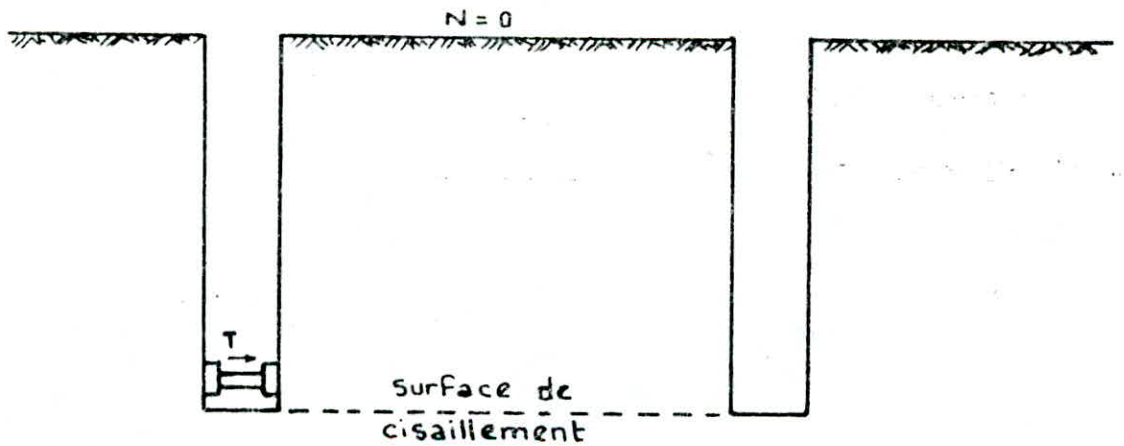


Fig-III3 Essai de cisaillement in-situ sans compression

- 9) Revêtement en béton
- 10) Cadre métallique
- 11) Plaque métallique
- 12) Verin hydraulique
- 13) Surface de cisaillement
- 14) Jauge ou capteur de déplacement vertical
- 15 et 16) Jauge de déplacement horizontal
- 17) Pompe hydraulique
- 18) Manomètre

III.2.- Mesure de la compressibilité d'une roche (Fig. III):

On mesure la compressibilité d'une roche à l'aide d'un verin de forte puissance qu'on place dans une niche assez profonde. Ce verin exerce un effort sur l'une des parois de la niche par l'intermédiaire d'une plaque circulaire de 0,25 à 0,30 m de diamètre.

Les déplacements de la plaque sont mesurés à l'aide de comparateurs solidaires d'une base fixe située en général dans une galerie, à une distance suffisante pour n'être pas influencée par les déformations de la roche.

Le verin peut être disposé verticalement et horizontalement. On peut faire une niche dont les parois sont obliques, ainsi on peut mesurer la compressibilité dans n'importe quelle direction, ce qui permet d'avoir une idée sur l'anisotropie de la roche. Le mode opératoire consiste à noter l'évolution des déformations en fonction du temps pour chaque palier de pression. Pour interpréter les résultats de l'essai, on use de la formule de Boussinesq, on distingue alors:

- Plaque circulaire rigide de rayon (a) reposant directement sur la roche:

$$W = \frac{\pi}{2} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} a \cdot p.$$

$$\text{d'où: } \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{\pi}{2} a \cdot \frac{\Delta P}{\Delta W}$$

où: ΔW : est le déplacement vertical

ΔP : est la charge appliquée (variation de l'effort P)

- Plaque circulaire de rayon (a) avec un matelas souple de répartition:

$$\text{au centre: } W = \frac{2}{E} (1 - \nu^2) a p$$

$$\text{d'où: } \frac{E}{1 - \nu^2} = 2a \frac{\Delta P}{\Delta W}$$

$$\text{Sur les bords: } W = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{1 - \nu^2}{E} a p$$

$$\text{d'où: } \frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{4a}{\pi} \cdot \frac{\Delta P}{\Delta W}$$

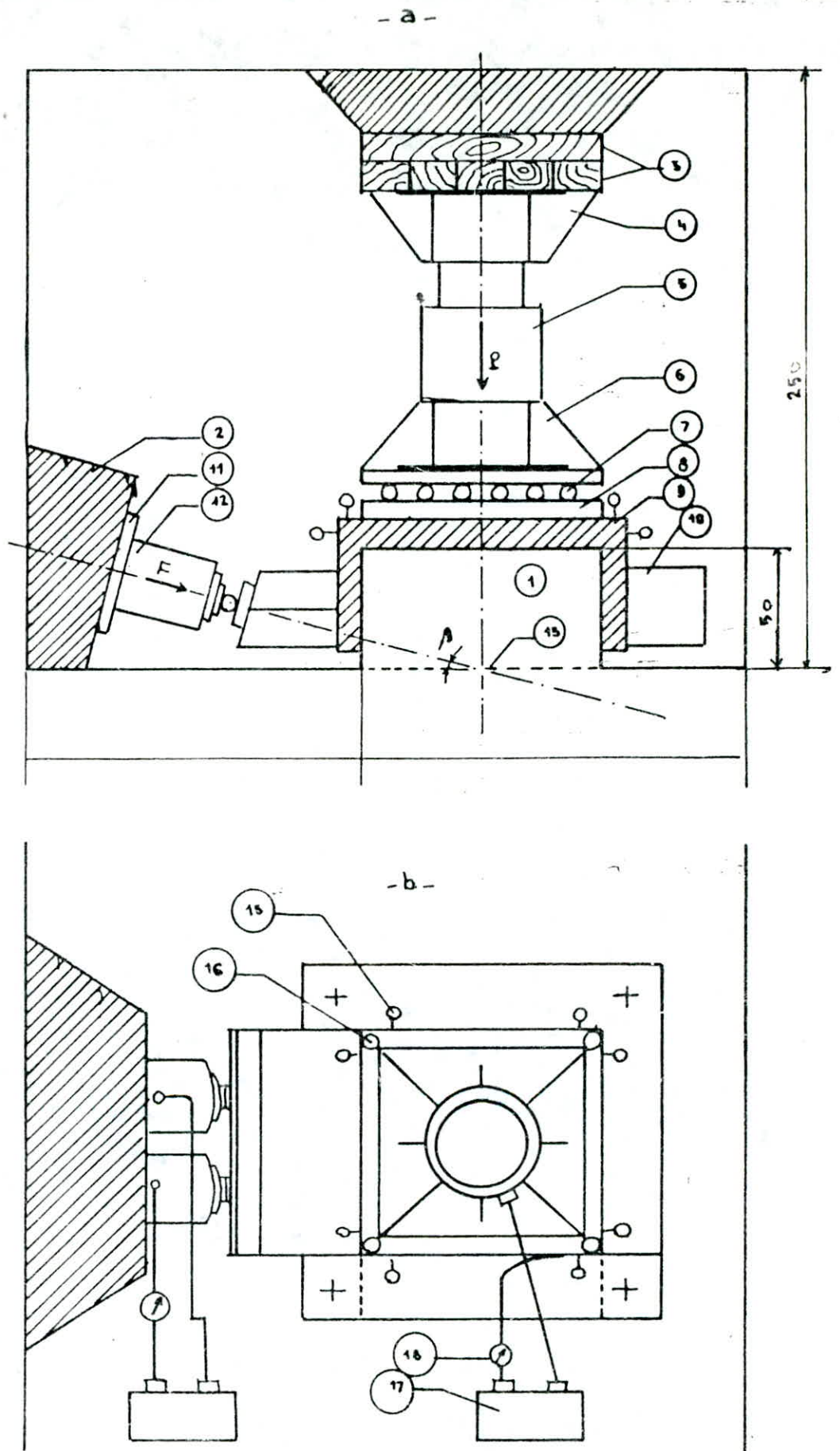


Fig III 4. Dispositif Pour l'essai de cisaillement in-situ dans unegalerie

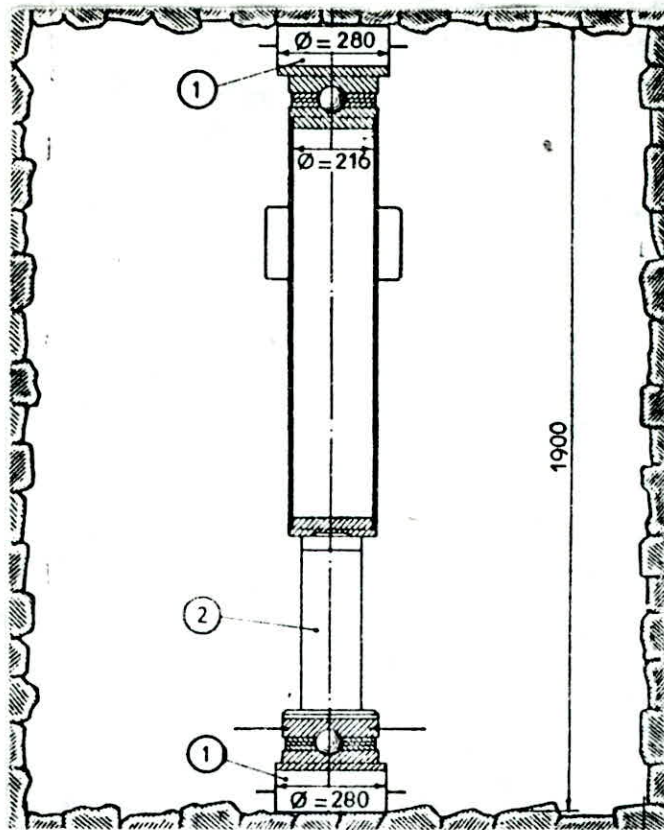


fig III 5. Verrin a plaque
1. plaque . 2 tube

CHAPITRE IV : LA DÉFORMATION DES ROCHES :

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

IV.1. Divers types de déformabilité :

Faute d'observer une élasticité parfaite, qui est en effet une vue de l'esprit, on définit pour les roches une élasticité pratique, en admettant 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 déformabilité des roches dans son aspect général est donc non élastique et non linéaire.

La déformabilité 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 déformations non réversibles réversibles acquises au moment de la première mesure (après une heure par exemple).

Les déformations différées comportent la fraction des déformations non réversibles provoquées observées après la première mesure.

IV.2. Les diverses déformations :

L'observation conduit à distinguer diverses déformations :

a) Déformation linéaire :

Dans l'élasticité pratique, la déformation dépend en majorité du jeu des attractions moléculaires. Elle est donc pratiquement linéaire et réversible avec changement de volume.

b) Déformation non linéaire :

1) La réversibilité pratique reste encore dominée par les phénomènes élastiques mais intervient l'effet des remaniements qui font perdre à la déformation son caractère linéaire et réversible; toutefois, ces derniers sont suffisamment modérés.

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

3) Le tassement de consolidation, sous l'effet d'une compression, est produit par le départ de l'eau interstitielle en pression qui s'opposait à la diminution de la porosité.

Le tassement de consolidation s'effectue aussi avec une notable diminution du volume.

4) 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.

5) La déformation plastique: s'effectue théoriquement à volume constant. Elle peut comporter une fraction évolutive dite écoulement plastique. Elle est due à un remaniement par glissement relatif des éléments de la fragmentation à petite échelle.

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

IV.3. Les courbes de déformations des roches :

La déformation des roches dépend de nombreux paramètres :

- La contrainte caractéristique (déviateur des contraintes).
- La durée de charge.
- L'importance et la durée des mises en charge antérieures (passés de la roche).
- La compression moyenne $\frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3}$
- La température.
- La teneur en eau.

En fonction de la durée de charge et de la contrainte caractéristique, les déformations à charge croissante sont données par une surface (fig. IV.1.). Les diverses coupes de cette surface représentent la courbe de formation-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 citées ci-dessus; chaque surface se rapporte aux conditions particulières de mise en charge; les courbes de déformation, qui en 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. IV.2.), on a mesuré le raccourcissement longitudinal.

- 1) 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.
- 2) Avec la croissance de la charge, le tassement de serrage n'interviendra plus. L'élasticité du cité du matériau est dominante.
- 3) 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 minimum.
- 4) Pendant la décharge, la courbe débutera en pente raide; les vides initiaux tendront à se reformer, on constate donc enfin du cycle une détente de la roche.
- 5) Les mises en charge suivantes conduiront à des résultats à peu près parallèles à ceux de la de la première mise en charge mais avec un raidissement de la roche (écrouissage).

Le glissement mécanique se produira pour des compressions chaque fois plus élevées.

IV.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. IV 3.):

- 1°) Les fluages limités qui s'établissent avec le temps.
- 2°) Les fluages évolutifs qui se terminent par la 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 plus 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 de décharge conduit à une nouvelle déformation résiduelle plus forte que la précédente, le rocher perd peu à peu sa cohésion et sa compacité (fig. IV.4.).

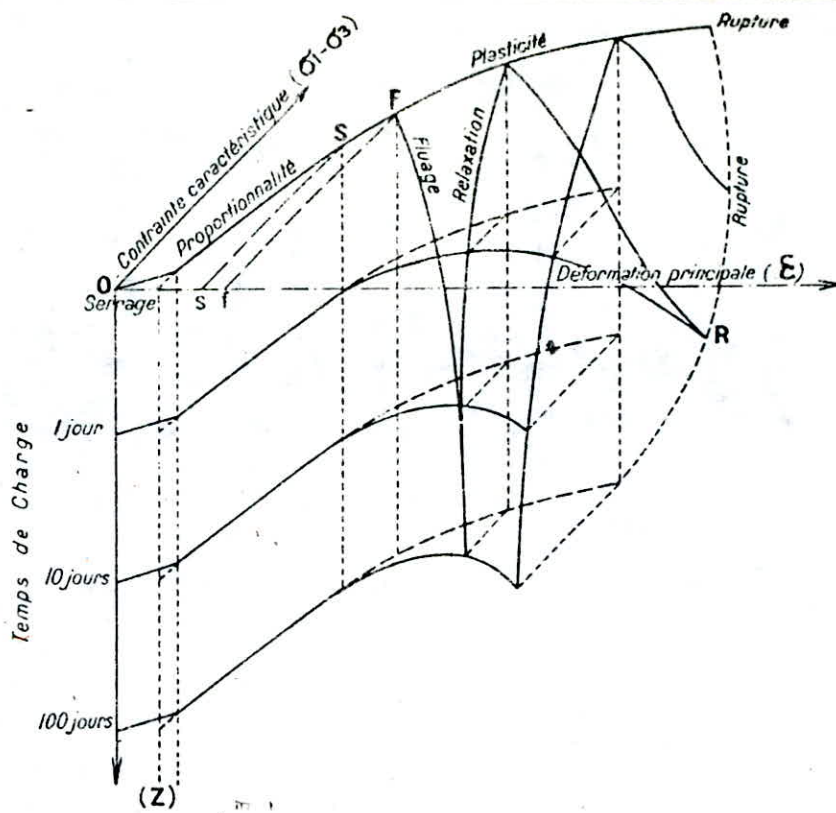


Fig IV 1 Courbe contrainte-temps-déformation.

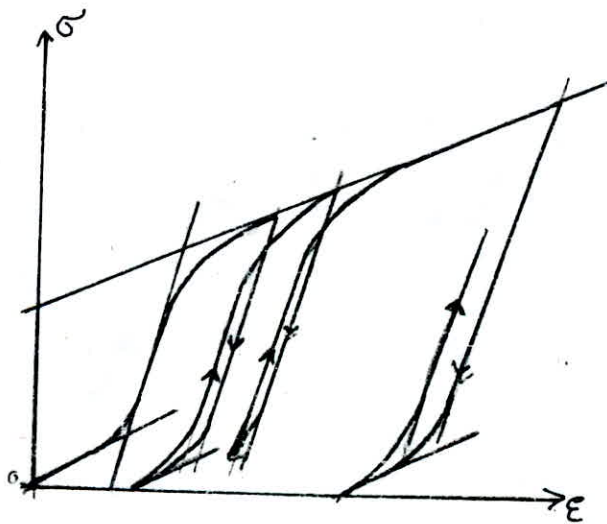


Fig IV 2. Courbe contrainte-déformation

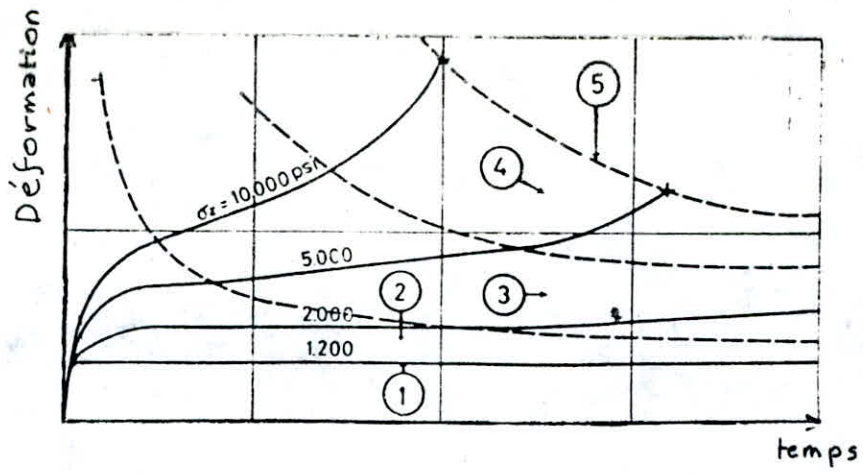


fig IV.3 Courbes de fluage

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

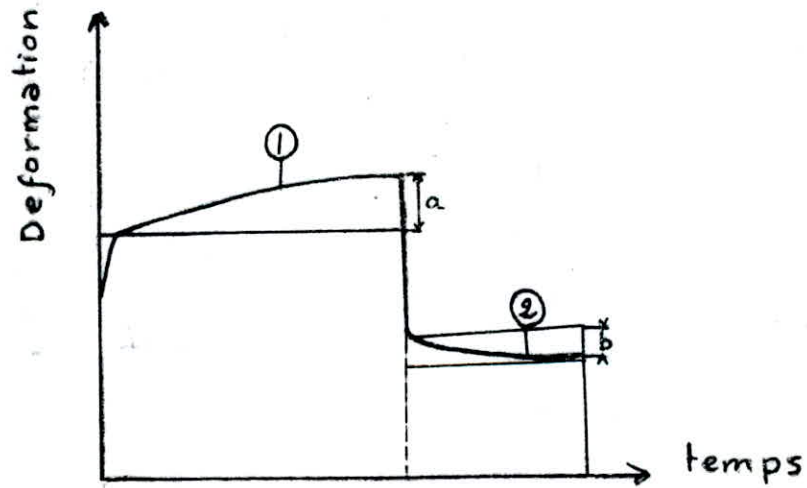


fig IV 4. Déformabilité différées ① et réactivité

IV.5. Les coefficients de déformabilité des roches:

Puisque l'élasticité est presque toujours masquée par des phénomènes de déformation permanente ou même évolutive liée à des remaniement liée à des remaniements et à des ruptures ruptures; c'est pourquoi, il apparait indispensable d'abandonner pour les roches toutes les conceptions simplistes inspirées étroitement du comportement communs des métaux. La déformabilité des roches est définie ~~xxx~~ par plusieurs coefficients parmi lesquels on retrouve:

Déformabilité longitudinale instantanée:

a) Coefficient dynamique d'élasticité sur échantillon:

Ce coefficient correspond à la réponse de l'échantillon sous des sollicitations ^{extremem} extrêmement brèves: vibrations des machines tournantes, passage de véhicules, séismes, etc...

Il s'agit d'un module non drainé; pour les sols, sa valeur est environ trois fois supérieure à celle du module d'élasticité non drainée statique (module de Young).

b) Coefficient dynamique d'élasticité in situ:

Ce coefficient est généralement calculé, il tient compte de toutes les discontinuités qui ont un effet retardataire sur la propagation des ébranlements.

c) Coefficient d'élasticité statique sur échantillon (Module de Young):

- Coefficient tangent en M: c'est la pente de la tangente en M.
- Coefficient tangent à l'origine: c'est la pente de la tangente à l'origine.

où M est un point de la courbe contrainte-déformation.

Déformabilité transversale instantanée:

Le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale constitue le coefficient de Poisson qui se révèle fort variable suivant les types de déformation.

. Dans les déformations à caractère élastique dominant, il est voisin de 0,15 pour les roches dures et massives.

. Dans les conditions voisines de la rupture, il s'élève au dessus de 0,30.

. Dans les déformations sans changement de volume, il atteint 0,50.

IV.6.- Conclusion:

Pour un essai triaxial, on pourrait construire une courbe $\left[(\sigma_1 - \sigma_r) - \epsilon \right]$; les courbes contraintes - déformations correspondant à diverses roches montrent deux stades distincts de déformation.

Au cours du premier stade, la déformation est faible par rapport à l'accroissement de la de la contrainte et si on supprime la contrainte, la roche reprend sa forme initiale. Ce stade Ce stade correspond au domaine élastique.

Passé le seuil d'élasticité, la déformation est irrévocable et les roches peuvent avoir avoir deux types de comportement extrêmes:

Soit la rupture est atteinte immédiatement.

Soit la déformation se développe sans accroissement important de la contrainte on est et on est alors dans le domaine de la déformation plastique.

Dans le premier cas, on dit que la roche a un comportement ~~xx~~ élastique-fragile, et dans le second cas on parle de comportement élasto-plastique.

La fracturation technique semble correspondre généralement à un comportement élastique 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_r et σ_1 .

Un schéma de décomposition en deux dimensions de σ_1 et σ_r sur un plan de fracture montre que les effets des contraintes normales σ_{n1} et σ_{n3} dues à σ_1 et σ_r s'ajoutent alors que la contrainte cisailant due à σ_r joue en sens opposé à la contrainte τ_t due à σ_1 (Fig. 4b).

La rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement est rendue difficile par la présence de σ_r .

Ainsi on peut passer d'une rupture fragile, en l'absence de σ_r , à des comportements élastique plastique (ou ductiles) avec adoucissement (anticrouissage) sans ecrouissage et avec durcissement (écrouissage) pour des valeurs croissantes de σ_r ; on pourrait construire les courbes ($\sigma_1 - \sigma_r$) qui explique ce passage (Fig. IV.5 a, b, c).

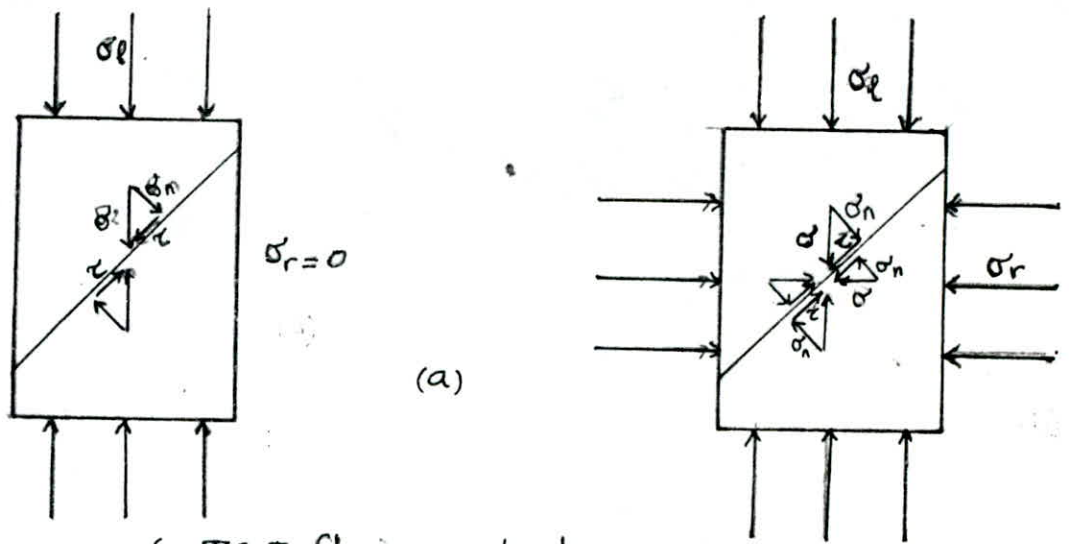


Fig 15 Influence de La Pression de confinement σ_r sur la rupture fragile par cisaillement.

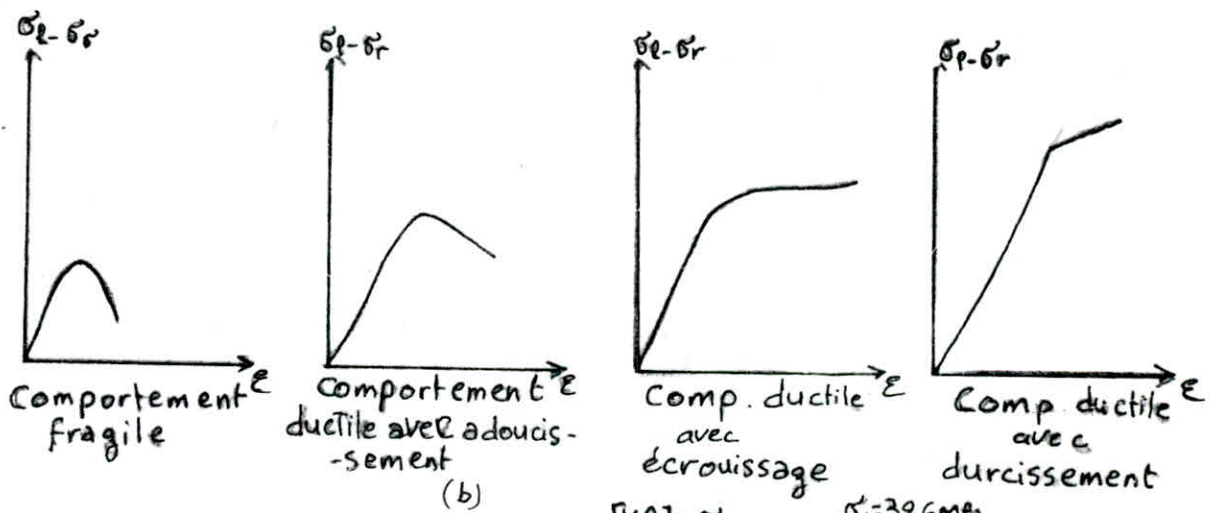
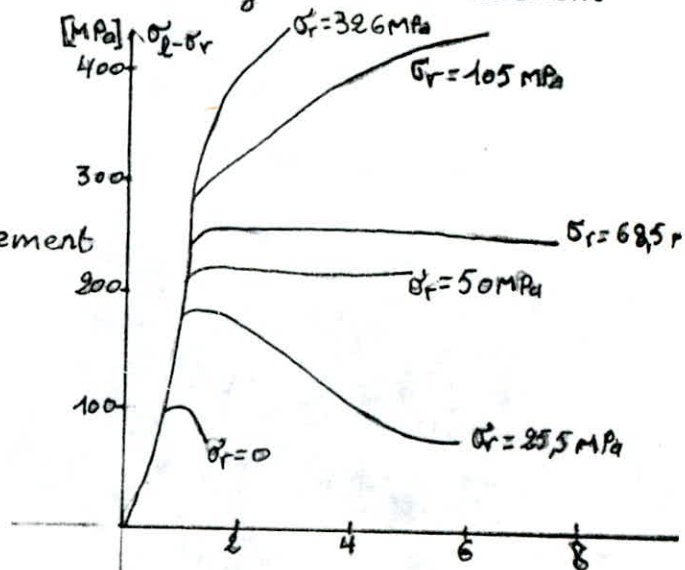


Fig 15 Influence de la Pression de confinement σ_r sur le comportement du marbre de carrière



CHAPITRE V : LA RUPTURE DES ROCHES

V.1.- 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 cependant distinguer les ruptures qui font perdre définitivement au matériau ses qualités d'utilisation, de celles qui les affectent gravement, sans pour autant compromettre immédiatement la sécurité. Les premières seront les ruptures proprement dites, les secondes seront appelées des remaniements. On distingue des ruptures par écrasements, des écroulements, des remaniements plastiques. Les charges sous lesquelles s'est produite la rupture seront appelées résistance à la compression, charge de rupture par glissement, limite élastique, etc...

V.2.- Types divers 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 de roches entrent dans trois groupes principaux de désordres.

Ce sont:

a) Les remaniements de glissement mécanique. Ils se produisent lorsque, sur les surfaces de fragmentation existantes, les contraintes dominent les forces passives de frottement.

b) Les ruptures fragiles. Elles comprennent toutes les ruptures par décohésion, lesquelles sont des ruptures des liaisons intermoléculaires les plus faibles.

c) Les remaniements plastiques. Ils comprennent tous les remaniements sans changement de volume et sans perte de cohésion: fluage, glissement plastique, etc...

Les ruptures fragiles:

Elles comprennent toutes les ruptures par décohésion (Fig. V.1).

La décohésion est la perte totale des liaisons moléculaires du solide par écartement local excessif des distances moléculaires. La décohésion peut provenir de l'action d'efforts de traction tels que ceux qui peuvent résulter de pressions interstitielles internes non équilibrées par des compressions extérieures.

Les compressions peuvent aussi provoquer la décohésion. Considérons, par exemple une rupture par écrasement sous compression simple instantanée. Elle entre dans le cadre 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 de fissures parallèles à l'axe de compression. Ces indices caractérisent une décohésion dans le sens transversal (Fig. V.2).

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

Les remaniements plastiques:

Les remaniements plastiques sont la conséquence d'une suite de micro-ruptures comprenant de petits glissements, des décohésions et des fluages locaux affectant les grains et leurs contacts, ou la fragmentation à petite échelle.

V.3.- Les étapes de la rupture:

Quel que soit leur état de fissuration, les roches chargées s'acheminent vers la rupture par étapes. L'observation permet de distinguer dans l'évolution des roches chargées quatre phases principales (fig. V.3):

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 (ou perpendiculaires à la direction des tractions) se multiplient.

2°) Si la roche résiste à l'apparition 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 développe des surfaces de rupture inclinées de 30 à 50 degrés sur la direction des efforts.

3°) La désorganisation progressive modifie la répartition interne des contraintes. Par suite, si le désordre s'aggrave, on assiste au développement d'une fissuration partant des surfaces de rupture produites par les remaniements plastiques. Cette fissuration se présente sous la forme de multiples ramifications.

4°) Lorsque les capacités de résistance de la roche sont totalement épuisées, un glissement d'ensemble survient sur l'un des plans de fracture les plus affaiblis. Au laboratoire, il se produit un effondrement de l'éprouvette de roche. En place, il se produit une chute de bloc ou un effondrement de paroi.

V.4.- Relation entre rupture et contraintes:

Chaque type de rupture apparaît dans des conditions déterminées de durée et de contraintes. 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:

1°) La rupture est commandée par la contrainte la plus élevée.

2°) La rupture est commandée par la différence des contraintes principales extrêmes.

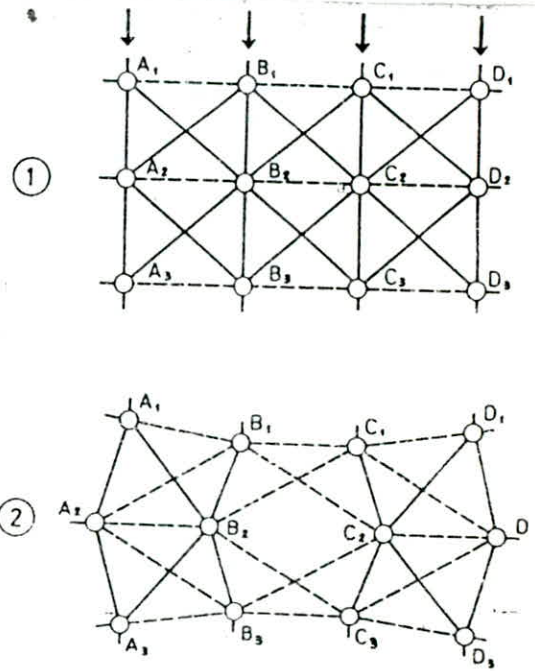
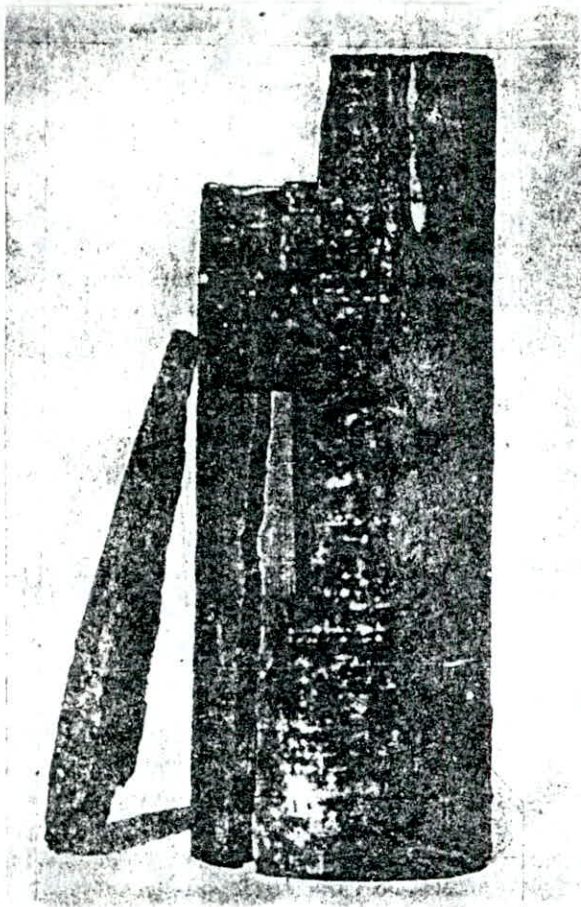
3°) La rupture est commandée par un certain niveau d'énergie potentielle de déformation.

Le deuxième critère peut se traduire graphiquement par la courbe intrinsèque, les contraintes étant représentées par des cercles de Mohr.

Le troisième critère tient compte de la contrainte principale intermédiaire, négligée dans l'établissement des courbes intrinsèques. C'est son principal avantage.

V.5.- Les limites de ruptures:

Les limites de rupture définissent certaines dimensions des courbes intrinsèques ou des surfaces caractéristiques. Elles s'appliquent soit aux échantillons de roche massive, soit aux roches moyennement fragmentées,

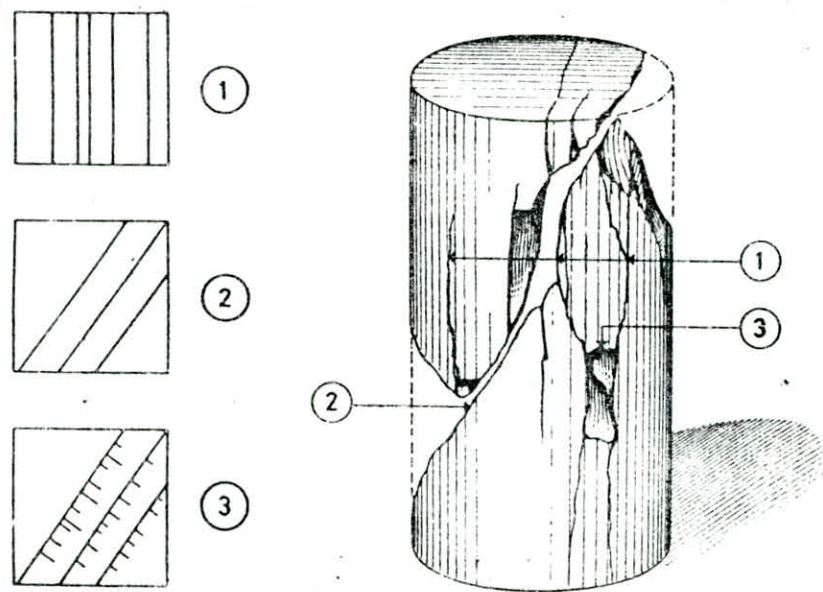


figV1 Rupture fragile sous compression

figV2 Mécanisme de la rupture fragile

1- Cristal comprimé ; 2- Perte de liaison.

Asique



figV3 Les étapes de la rupture

1- Décohesion 2- Rupture du type plastique

3- Ramification.

soit aux roches très fragmentées, assimilables aux sols.

V.6.- Les facteurs de la rupture:

a) 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 isotrope élevée s'oppose à la décohésion des roches saines comme à l'ouverture du réseau de fragmentation des roches fissurées.

b) La durée de charge:

Les limites de rupture des solides s'abaissent sous charge longtemps 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 pouvant se produire, la résistance de la roche tend à atteindre la résistance que présenteraient des échantillons massifs.

c) 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.

VI.- STABILITE DES TALUS ET DES PENTES

VI.1.- Les divers types de mouvements des terrains:

Les mouvements des terrains les plus fréquents sont classés en:

- les écoulements.
- les glissements.
- les fluages.
- les coulées boueuses.

Les talus artificiels (remblais ou déblais) sont essentiellement affectés par des glissements et parfois par des phénomènes de fluage.

VI.1.1.- Les écoulements:

Les écoulements sont des chutes soudaines de masses rocheuses; ils sont spectaculaires et dangereux.

VI.1.2.- Les glissements:

Ce sont des mouvements de masses plus ou moins rapides suivant une surface de faible résistance.

Les vitesses de glissement peuvent être variable dans certains cas. Le glissement est précédé de signes de craquements, dans d'autres cas il est brutal.

a) Glissement plan:

Dans ce cas, la surface de glissement est une couche plane mince de mauvaise caractéristique (surface d'affaiblissement) sur laquelle s'exerce l'action de l'eau. Cette couche savon (fig. VI.1.).

b) Glissement rotationnel simple:

La surface de glissement peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue:

- En tête des fissure de traction.
- Un escarpement correspondant au départ de la surface de glissement.
- A la base un bourrelet formé par des matières glissées (fig. VI.2.). On peut avoir aussi des surfaces de glissement assimilées à des cercles, on a alors des glissements circulaires. "Ils sont très fréquents".

c) Glissement rotationnel complexe:

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres (fig. VI.3.).

VI.1.3.- Fluage:

Le fluage correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). L'état ultime peut être, soit la stabilisation, soit la rupture. Dans le cas de la fig. VI.4., le banc de marne flue sous le poids de la falaise calcaire. Ceci peut entraîner une fissuration du banc calcaire peu déformable et un risque d'écroulement de la falaise.

VI.1.4.- Les coulées boueuses:

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

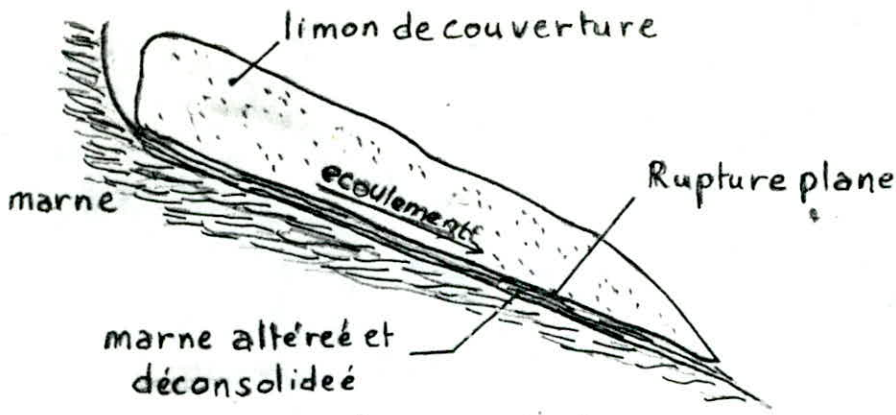


fig 11 glissement plan

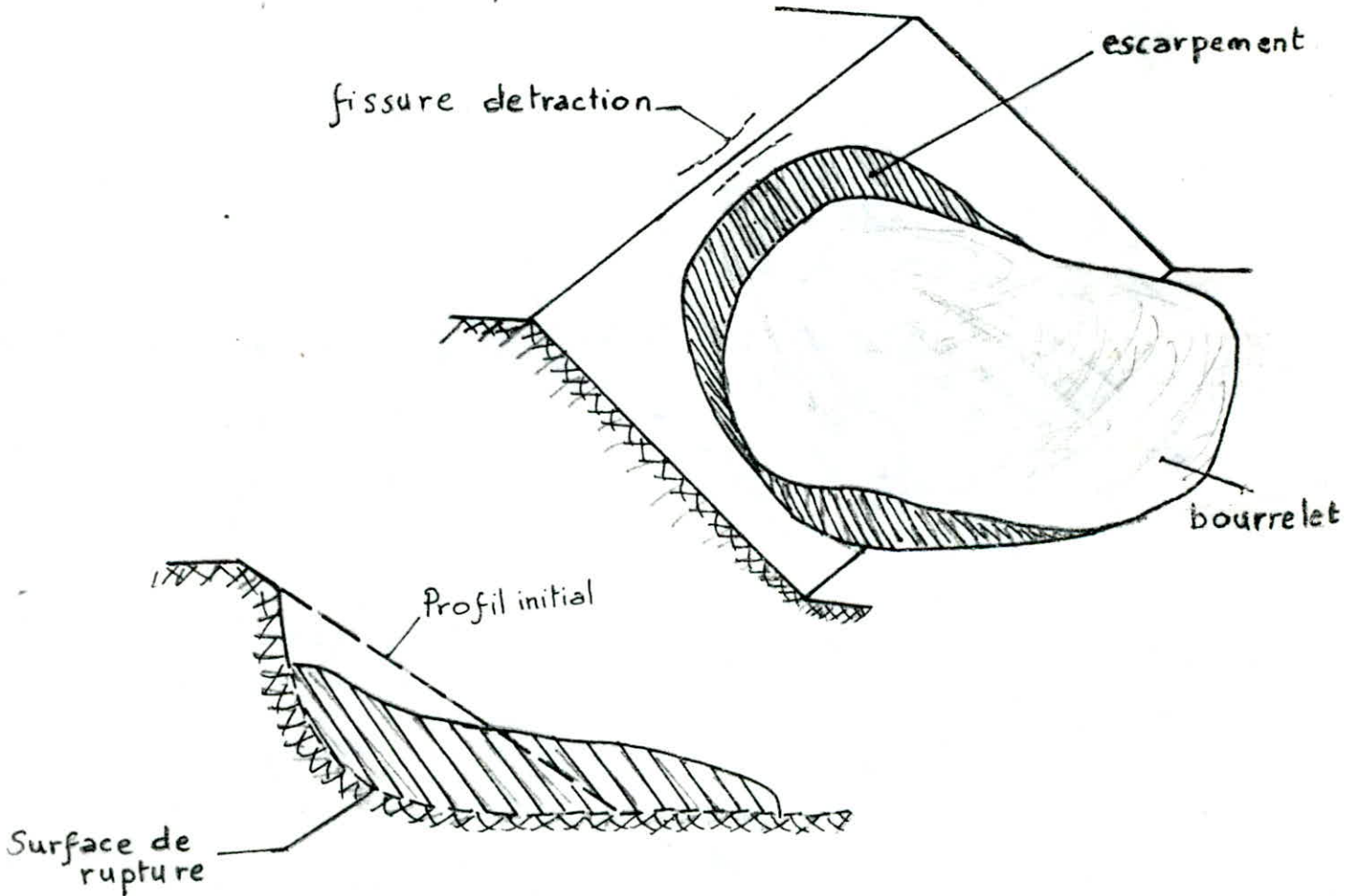


fig 12 Glissement rotationnel

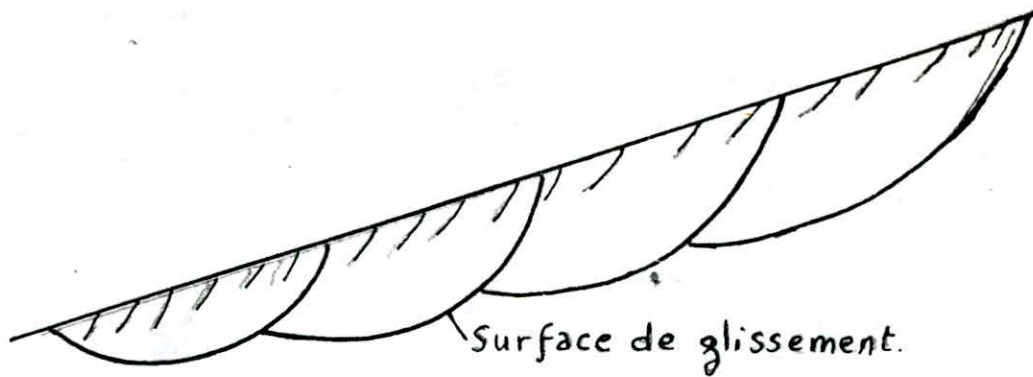


fig VII 3 Glissements successifs emboîtés

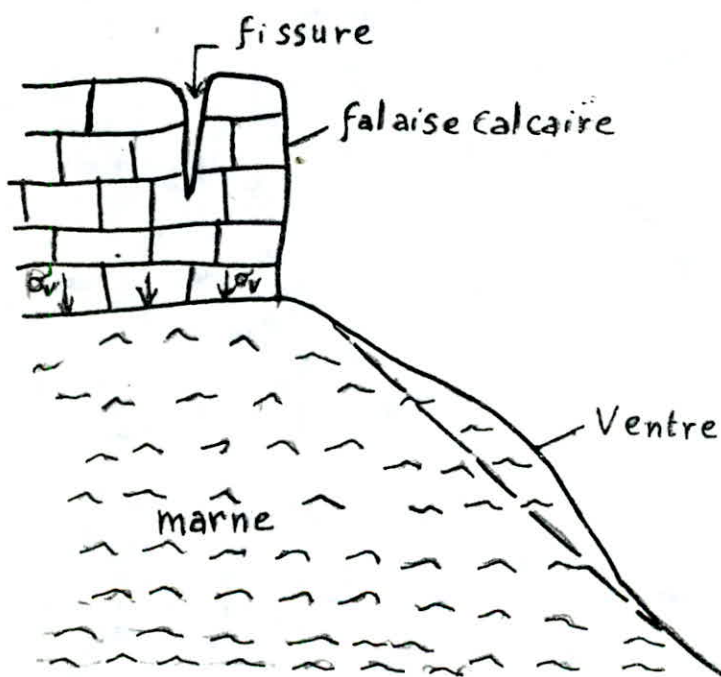


fig VII 4 Exemple de fluage

VI.2.- Détermination du profilé des talus:

Pour la détermination du profilé d'un talus, on peut utiliser trois méthodes:

- Méthode graphique de MASLOV.
- Méthode analytique de MASLOV.
- Méthode de SOKOLOVSKY - SENKOV.

1°) Méthode graphique de MASLOV:

La pente du talus α_i , en un point du profilé à la profondeur Z est égale à l'angle remplacé de frottements internes ψ (angle fictif). Voir fig. VI.5.1.

On a en chaque point:

$$\alpha_i = \psi_i \Rightarrow \operatorname{tg} \alpha_i = \frac{\tau_{fi}}{\sigma_i} = \frac{\sigma_i \operatorname{tg} \varphi + c}{\sigma_i} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_i}$$

(D'après la représentation de Mohr) (Fig. VI.6.)

où σ, τ_f : contraintes totales normales et de cisaillement en un point du massif.

φ, c : angle de frottement interne et cohésion.

En présence d'une charge par unité de surface q_0 , on aura:

$$\sigma = \gamma Z + q_0 \quad \text{où } \gamma : \text{ la masse volumique} \\ Z : \text{ la profondeur}$$

$$\text{Donc: } \operatorname{tg} \alpha_i = \operatorname{tg} \psi_i = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma Z + q_0}$$

α est donc une fonction de Z .

- à la surface, c'est-à-dire pour $Z = 0$ $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{q_0}$

- si Z est très grand ($Z \rightarrow \infty$), on a: $\frac{c}{\gamma Z + q_0} \rightarrow 0$ et $\operatorname{tg} \alpha \rightarrow \operatorname{tg} \varphi$

Si γ, c et φ sont des constantes (milieu homogène) et en supposant que $q_0 = 0$, on aura:

$$\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma Z}$$

à la surface ($Z = 0$), $\operatorname{tg} \alpha = \infty$ donc $\alpha = \frac{\pi}{2}$

Si $Z \rightarrow \infty$ $\operatorname{tg} \alpha = \operatorname{tg} \varphi$ (fig. VI.7.1).

Pour déterminer le profil d'un talus en milieu homogène, on se donne les épaisseurs ΔZ_i , et on calcule les longueurs ΔX_i , par la formule:

$$\Delta X_i = \frac{\Delta Z_i}{\operatorname{tg} \alpha_i}$$

Pour un milieu stratifié, en supposant que la stratification est horizontale, on calcule l'angle général du talus d'après la formule suivante:

$$\operatorname{tg} \alpha_g = \frac{H}{X} \quad (\text{fig. VI.8.})$$

H : la hauteur totale; $H = \sum \Delta Z_i$

X : base du talus; $X = \sum \Delta X_i$

ΔZ_i : épaisseur d'une couche.

Pour chaque couche, on peut calculer la pente du talus correspondant d'une manière similaire à celle utilisée précédemment, ensuite on calcule l'angle général du talus.

2°) Méthode analytique de MASLOV: (Fig. VI.9.)

MASLOV a donné une expression analytique du profil du talus $x = f(Z, \gamma, \varphi, c, q_0)$

$$X = \frac{1}{\text{tg}^2(\varphi)} (\text{tg} \varphi \gamma Z c \ln (q_0 \text{tg} \varphi + c) - c \ln [\text{tg} \varphi (Z + q_0) + c])$$

où γ : masse volumique

Z : la profondeur

φ, c : angle de frottement interne et cohésion

q_0 : charge superficielle par unité de largeur

3°) Méthode analytique de SOKOLOVSKI - SENKOV:

Cette méthode nous donne la loi de variation de la profondeur Z du talus en fonction de X $Z = f(x)$

Pour des valeurs de X inférieures à 5 m, on a:

$$Z = \alpha \left[\frac{\pi}{2} - e^{-m} \right] + x \text{tg} \varphi + \alpha \left[\frac{e^{-m}}{2.3} - \frac{e^{-5m}}{2.3.4.5} \right]$$

Pour des valeurs de X supérieures à 5 m, on a:

$$Z = \alpha \left[\frac{\pi}{2} - e^{-m} \right] + x \text{tg} \varphi$$

$$m = \frac{x}{\alpha} \quad \alpha = \frac{2c}{\gamma} \left(\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \right)$$

où φ, c : angle de frottement interne et cohésion

γ : masse volumique

(X, Z) : coordonnées d'un point M du talus.

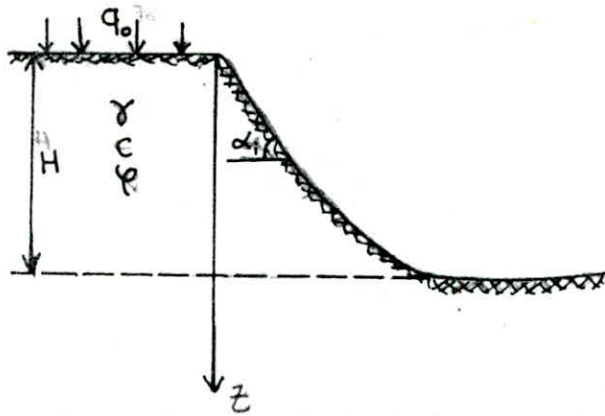


Fig 5. Le profil du talus en milieu homogène

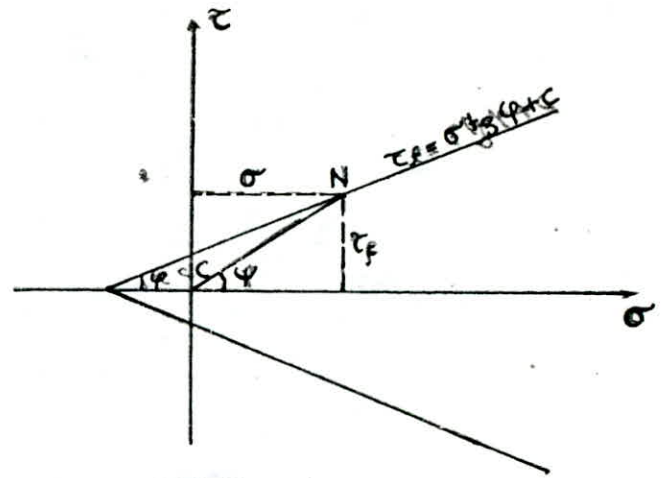


Fig 6 Cercle de Mohr.

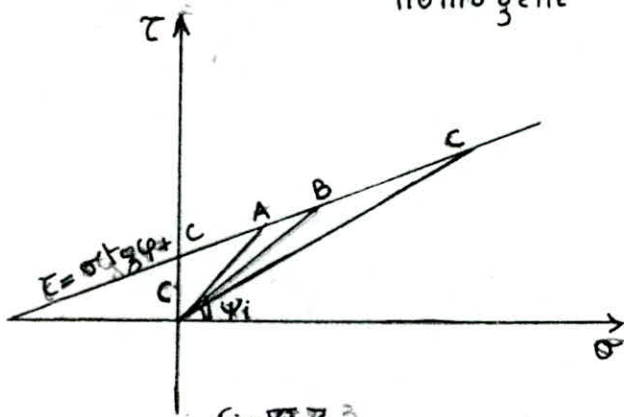


Fig 7

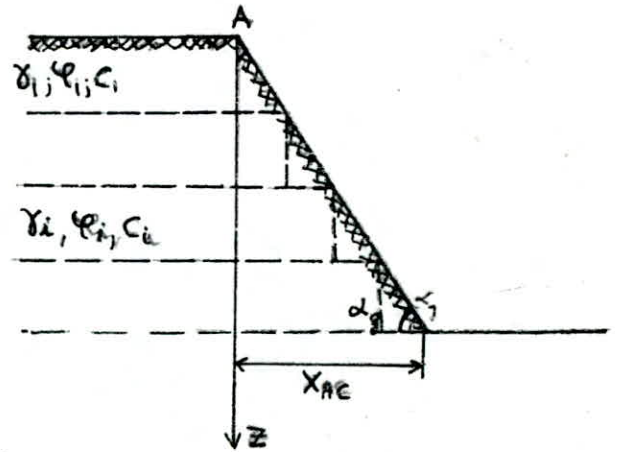


Fig 8 Profil du talus en milieu hétérogène

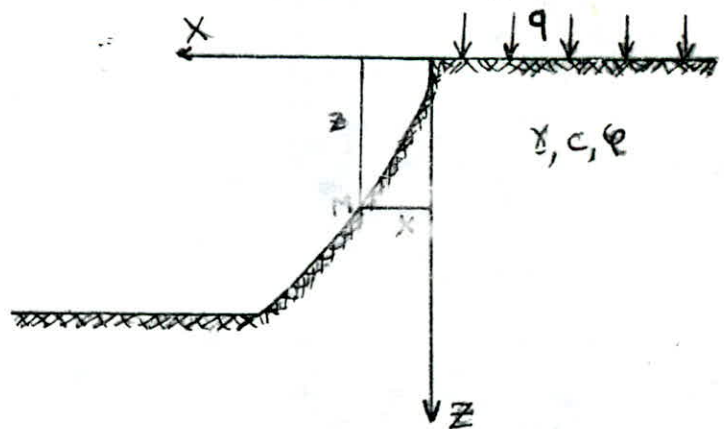


Fig 9 Profil du talus (méthode de Maslov-2)

VI.3.- Définition du coefficient de sécurité:

En général, l'état de contrainte en un point quelconque du massif est inconnue. C'est pourquoi, pour se rendre compte de la stabilité d'un talus vis-à-vis d'un glissement probable, on introduit un coefficient de sécurité défini comme étant le rapport du moment, par rapport à un point fixe, de la résultante des forces résistantes au glissement au moment, par rapport à ce même point, de la résultante des forces qui l'engendrent.

C'est là une définition générale qui peut être rendue particulière; ainsi, on peut définir le coefficient de sécurité comme étant le rapport des forces résistantes aux forces provoquant le glissement (cas du glissement plan), ou par le rapport des contraintes de cisaillement maximales (atteintes au moment du glissement) aux contraintes de cisaillement mobilisables.

Ainsi, suivant le cas, on peut adopter l'une ou l'autre de ces définitions.

VI.4.- Méthodes de détermination du coefficient de sécurité:

Il existe plusieurs méthodes permettant la détermination du coefficient de sécurité et qu'on a regroupé dans le tableau (N° VI.1.). On va détailler quelques méthodes:

VI.4.1.- Méthode des tranches:

La méthode des tranches est la méthode la plus générale qui ne fait aucune simplification en ce qui concerne la ligne de glissement, en plus le massif est soumis à diverses sollicitations (surcharges, écoulement d'eau...).

Cette méthode consiste à diviser le massif en un nombre convenable de tranches dont les lignes de glissement ont une forme simple (Fig. VI.10.).

Les différentes forces agissant sur une tranche de rang n sont représentées dans le fig. (VI.10b,c); ces forces sont:

- le poids W du terrain et de l'eau qu'il contient
- sur la surface supérieure, soit la surcharge Q (de A à D), soit les composantes de l'action hydrostatique de l'eau W_w et P_w (de D à B).
- sur la face inférieure (le long de la ligne de glissement), la résultante des contraintes totales des composantes N (normale) et T (tangentielle).
- sur la face latérale gauche; la force de composante X_n et Z_n , que la tranche de rang $(n - 1)$ exerce sur la tranche de rang (n) et par conséquent sur la face latérale de droite la force de composantes $(- X_{n+1}; - Z_{n+1})$.

Si on s'intéresse à la stabilité à long terme, on ne doit considérer que les contraintes effectives, donc on doit prendre compte de la pression interstitielle qui en un point M du massif se trouvant à une profondeur Z , vaut:

$$Z\gamma_w + U$$

où u : représente la suppression qui règne en M par rapport à la pression qui s'établirait si la nappe était au repos et en équilibre avec le niveau d'eau aval DC. Les composantes de la contrainte totale en M sont:

$$\sigma = \frac{N}{L} \quad ; \quad \tau = \frac{T}{L}$$

L étant la longueur de la ligne de glissement de la tranche.

La contrainte effective aura pour composantes:

$$\sigma' = \frac{N'}{L} = - (Z\gamma_w + u)$$

$$\tau' = \tau$$

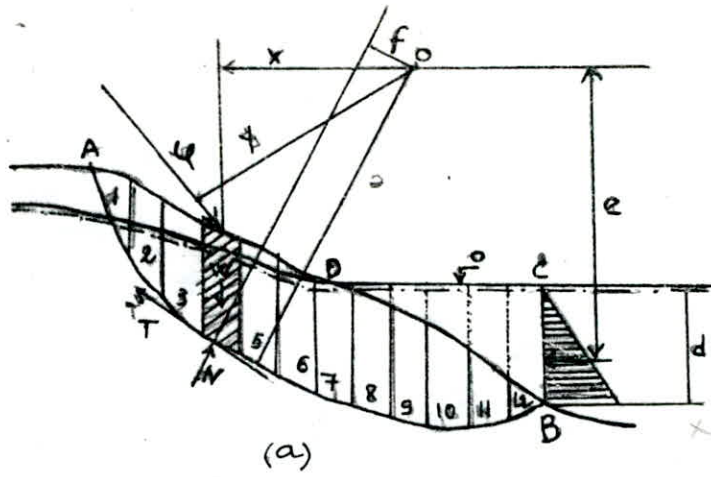


fig VII 10 Massif sujet au glissement

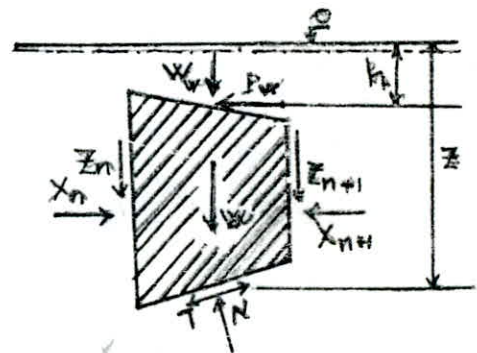
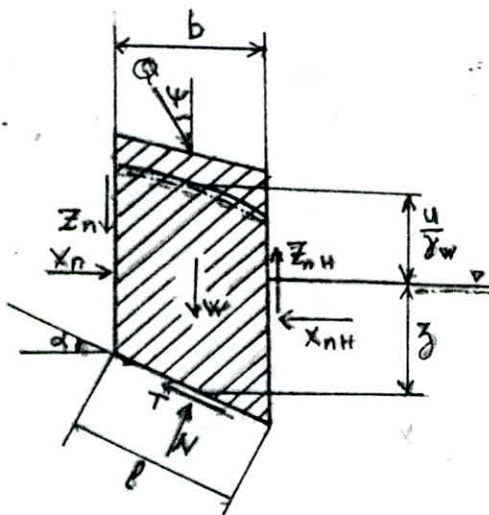


fig VII 10 (b) Surface hors de l'eau (c) surface sous l'eau

Dans le but de simplifier les calculs, on travaillera avec des variables réduites:

On définit le coefficient de sécurité comme étant le rapport:

$$\frac{\tau_f}{\tau}$$

τ_f : représente la contrainte tangentielle au moment de la rupture.

τ : c'est la contrainte tangentielle mobilisable dans le massif.

Expression du coefficient de sécurité:

Pour retrouver l'expression du coefficient de sécurité, il faut considérer l'équation d'équilibre des moments, par rapport à un point fixe, de toutes les forces agissant sur le massif.

Mais avant d'établir cette équation, il faut remarquer que les tranches ne sont pas toutes soumises aux mêmes sollicitations (suivant que la tranche en question émerge ou non). (Fig. VI.10.6.).

Sur la face supérieure de la tranche s'exercent des forces horizontales qui sont équivalentes à la force de pression hydrostatique P_w qui s'exerce sur la verticale BC et des forces verticales qui sont le poids W de la tranche et la pression hydrostatique verticale de l'eau W_w . Mais cette force n'existe que pour les tranches situées en dessous du niveau d'eau (de D à C).

Donc il nous faut une expression générale du terme $W + W_w$.

Soit donc:

W_1 : le poids du sol et de l'eau qu'il contient au-dessus du niveau de référence (O) (Voir fig. VI.10.b,c).

W_2 : le poids déjaugé du sol situé sous ce niveau de référence.

On a deux cas:

- La surface supérieure de la tranche est au-dessus de la surface libre de la nappe; dans ce cas:

$$W = W_1 + (W_2 + bZ\gamma_w) ; \quad W_w = 0$$

- La surface supérieure de la tranche se trouve à une profondeur h sous le niveau libre d'eau. On a:

$$W + W_w = \int W_2 + b(Z - h)\gamma_w + bh\gamma_w = W_2 + bZ\gamma_w$$

dans ce cas: $W_1 = 0$

Donc on voit que l'expression générale de la somme du poids de la tranche et du poids de l'eau se situant au dessus du référence "o" est:

$$W = W_1 + W_2 + bZ\gamma_w$$

Revenons maintenant à notre équation d'équilibre, en adoptant les notations suivantes:

$$\tau_f = c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi$$

$$\frac{\tau_f}{\tau} = F_s$$

On aura:

$$\tau = \frac{1}{F_s} (c + \sigma' \operatorname{tg} \varphi)$$

$$\text{où: } T = \frac{1}{F_s} (c.l + N'tg\varphi)$$

$$N = N' - ul - lZ\delta_w$$

L'équation d'équilibre s'écrit alors (voir fig. VI.10.b,c):

$$\sum \sum (W_1 + W_2 + bZ\delta_w) X + QY - \sum \sum (N' + ul + lZ\delta_w) f + \frac{1}{F_s} (c.l + N'tg\varphi) a - Pe = 0$$

Et on remarquera que:

$$\sum bZ\delta_w \cdot x = \sum lZ\delta_w f + Pe$$

On aura:

$$\sum \sum (W_1 + W_2) x + QY = \sum (N' + ul) f + \frac{1}{F_s} \sum (c.l + N'tg\varphi) a$$

d'où l'expression de F_s :

$$F_s = \frac{\sum (c.l + N'tg\varphi) a}{\sum \sum (W_1 + W_2) x + QY - \sum (N' + ul) f}$$

Afin de retrouver l'expression de F_s indépendamment de N' , il faut considérer l'équation d'équilibre des forces, suivant la verticale agissant sur une tranche quelconque. Soit:

$$Q\cos\psi + W_1 + W_2 + bZ\delta_w + Z_n - Z_{n+1} - P\cos\alpha - T\sin\alpha = 0$$

En remplaçant N et T par leurs expressions en fonction de N' et F_s , on posant que:

$$\Delta nZ = Z_n - Z_{n+1}$$

et en résolvant par rapport à N' , il vient:

$$N' = \frac{Q\cos\psi + W_1 + W_2 + \Delta nZ - ub - \frac{c}{F_s} \cdot btg\alpha}{\cos\alpha \left(1 + \frac{tg\alpha \cdot tg\varphi}{F_s} \right)}$$

On pose:

$$m_\alpha = \cos\alpha \left(1 + \frac{tg\alpha \cdot tg\varphi}{F_s} \right)$$

La fig. (VI.II.) représente un abaque qui permet un calcul rapide de ce coefficient.

En remplaçant cette expression de N' dans celle de F (ci-dessus), on aura:

$$F_s = \frac{\sum \sum (cb + tg\varphi (Q\cos\psi + W_1 + W_2 + \Delta nZ - ub)) \frac{a}{m}}{\sum \sum (W_1 + W_2) x + QY - \sum \sum (Q\cos\psi + W_1 + W_2 + \Delta nZ) + \frac{btg\alpha}{F_s} (utg\varphi - c) \frac{f}{m}}$$

On peut résoudre cette expression par approximations successives. Maintenant, il ne reste qu'à vérifier les autres conditions d'équilibre pour chaque tranche et pour l'ensemble du massif.

En ce qui concerne l'équilibre de chaque tranche, on a déjà tenu compte des forces verticales, l'équation d'équilibre des forces horizontales s'écrit:

$$\Delta nX + N\sin\alpha + Q\sin\psi = T\cos\alpha + Pw.$$

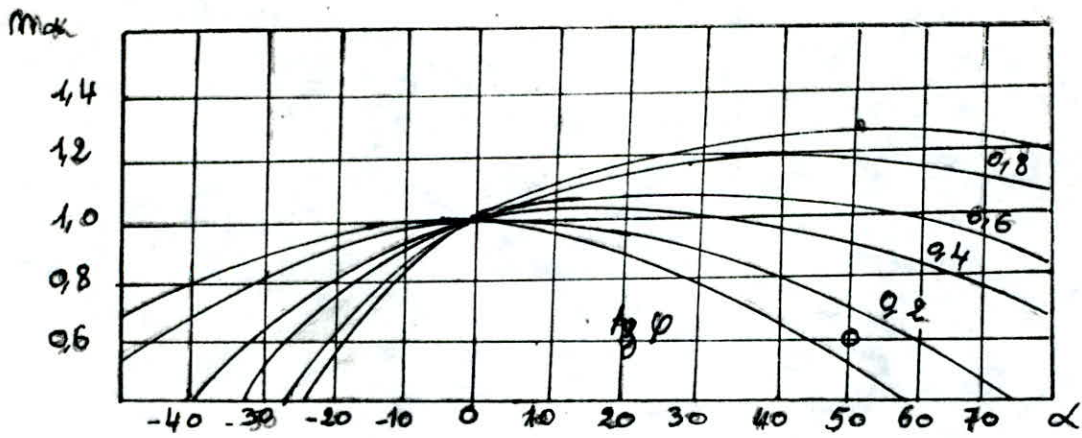


Fig II.11. Valeurs de $m_\alpha = \cos \alpha = \left(1 + \frac{T_g \alpha T_g \psi}{F} \right)$

Il faut éliminer N de cette équation; pour cela, il faut considérer l'équation d'équilibre des forces verticales:

$$Q \cos \psi + W_1 + W_2 + bZ\delta w + \Delta nZ = N \cos \alpha + T \sin \alpha$$

Pour faire apparaître le terme $N \sin \alpha$ et que l'on reporte dans l'équation d'équilibre des forces horizontales, on multiplie les deux membres de l'équation précédente par $\operatorname{tg} \alpha$. On obtient enfin une équation qui définit ΔnX en fonction des données du problème ainsi que de ΔnZ et F :

$$\Delta nX + bZ\delta w \operatorname{tg} \alpha - Pw = \frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (W_1 + W_2 + \Delta nZ) - Q (\sin \psi + \cos \psi \operatorname{tg} \alpha)$$

$$\text{où: } T = \frac{1}{F_s} (c.l + \operatorname{tg} \varphi \cdot N')$$

$$T = \frac{1}{F \sin \alpha} \left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta nZ - ub) \operatorname{tg} \varphi + c.b \right]$$

Donc pour une tranche, on a écrit les deux équations d'équilibre qui sont les équations de projection des forces suivant la verticale et l'horizontale. L'équation des moments des forces est négligée dans cette théorie.

Il ne reste qu'à considérer les équations d'équilibre suivant la verticale et l'horizontale. Cela conduit à:

$$\Delta nZ = 0 \text{ pour les forces verticales}$$

$$\Delta nX = 0 \text{ pour les forces horizontales.}$$

Car les forces intérieures doivent équilibrer les forces extérieures.

L'équation $\sum \Delta nX = 0$ s'écrit, en reprenant l'expression trouvée pour nX précédemment:

$$\sum (bZ\delta w \operatorname{tg} \alpha - Pw) = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (W_1 + W_2 + \Delta nZ) - \frac{Q \sin (\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \right]$$

Les forces de pression de l'eau sur une facette (inférieure) d'une tranche est:

$$lZ\delta w$$

puisque l'état de contrainte est sphérique, par suite la composante horizontale de cette force est $lZ\delta w \sin \alpha$ ou $bZ\delta w \operatorname{tg} \alpha$

Par suite le terme: $bZ\delta w \operatorname{tg} \alpha - Pw$

est nul puisque Pw représente la force de pression horizontale, donc

$bZ\delta w \operatorname{tg} \alpha$ représente la composante horizontale de la pression de l'eau sur l'arc BMD' et qui est égale à la pression P sur CB (fig. VI.10.a.).

Enfin, les deux équations suivantes doivent être vérifiées:

$$\sum \Delta nZ = 0$$

$$\sum \Delta nZ \operatorname{tg} \alpha = \sum \left[\frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (W_1 + W_2) - \frac{Q \sin (\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \right]$$

$$\text{où: } T = \frac{1}{F \sin \alpha} \left[(Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta nZ - ub) \operatorname{tg} \varphi + c.b \right]$$

Ce sont les équations de NOUVEILLER.

TABLÉAU VI.1.: METHODES DE DETERMINATION DU COEFFICIENT DE SECURITE

METHODES	SURFACES DE GLISS. LIMIT.			METHODES DE CALCUL		UTILISATION D'ORDINATEUR
	CIRCULAIRE	PLATE	COMPLEXE	DE TRANCHE	GLOBAL	
A. METHODES EMPIRIQUES		+		+		
1. MASLOV						
B. METHODE DE L'ETAT LI- MITE DE CONTRAINTES	+	+	+	+		
1. SOKOLVSKI						
C. METHODE DE L'EQUILIBRE LIMITE						
1. PETERSON FELLENIUS	+	+			+	
2. BISCHOP	+			+	+	+
3. TAYLOR	+			+		
4. JANBY	+	+	+			+
5. NONVEILLER						+
6. MORGENSTER- NE	+	+	+	+		+
7. MASLOV BERRER	+	+	+	+		
8 M. BIRETZ	+			+		
9. METHODE DE CERCLE DE FROTTEMENT	+				+	
10. METHODE PARTICULIERE HOKKE ET BRAY J.		+	+		+	

VI.A) CALCUL DE LA STABILITE EN RUPTURE CIRCULAIRE

1.- Méthode des tranches de Fellenius:

VI.A.1.- Principe:

Soit un talus recoupant un certain nombre de couches de caractéristiques C_i, i, α_i (cohésion, angle de frottement interne, poids volumique). Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité.

La méthode consiste, tout d'abord, à découper le volume de sol intéressé (fig. VI.1.2) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux. L'expérience montre qu'il n'est pas nécessaire de découper le massif en un très grand nombre de tranches pour obtenir une précision satisfaisante.

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couche (points C et D ; fig. VI.1.2.) corresponde à une limite entre deux tranches.

Nous allons étudier l'équilibre de l'une de ces tranches; la tranche a, b, c, d que l'on affectera de l'indice n ($1 \leq n \leq 12$).

Les forces agissant sur cette tranche (Fig. VI.13):

- Son poids W .
- La réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc ab .
- Les réactions sur les faces verticales bd et ac que l'on décomposera en réactions horizontales H_n et H_{n+1} et en réactions verticales V_n et V_{n+1} .

Nous définirons par rapport au centre O :

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

Si on considère la somme des moments pour tout l'arc \widehat{AB} , on remarque que la somme des moments des forces internes est nulle, car les forces se compensent mutuellement (pour la tranche $(n - 1)$, le moment des forces $- V_n, - H_n$ s'oppose à celui de V_n, H_n et pour la tranche $(n + 1)$, le moment des forces $- V_{n+1}, - H_{n+1}$ s'oppose à celui de V_{n+1}, H_{n+1}).

Fellenius a fait une hypothèse qui simplifie beaucoup de calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc \widehat{ab} (fig. VI.13) était le poids de la tranche, à l'exception des forces internes; dans ce cas $W = - R_n$

soit N et T les composantes normale et tangentielle du poids W sur ab .

Le moment résistant maximal est donné par la valeur maximale que prend la composante tangentielle de R_n .

D'après la loi de Coulomb: $(R_n)_t \approx c_i \widehat{ab} + N \tan \varphi_i$

Pour toutes les tranches, la somme des moments est: $\sum_1^m R_n \left[c_i \widehat{ab} + N \tan \varphi_i \right]$

où m est le nombre de tranches

C_i et φ_i : cohésion et angle de frottement interne de la tranche i .

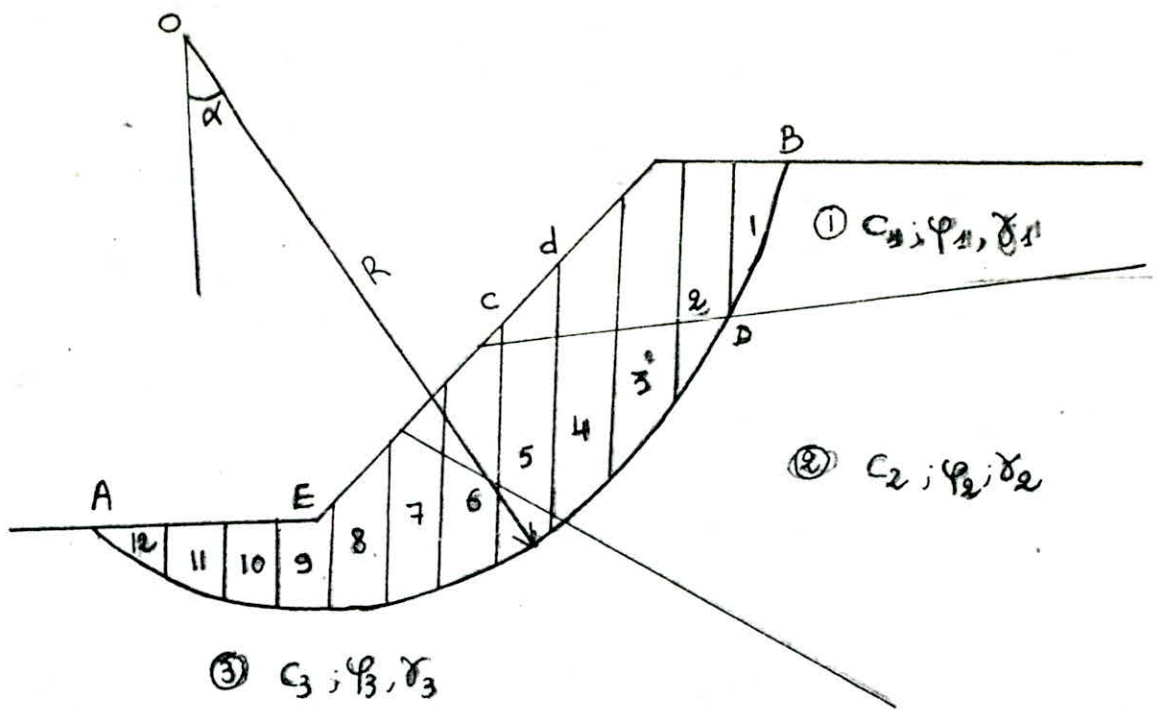


fig 12 Decoupage en tranches d'un talus

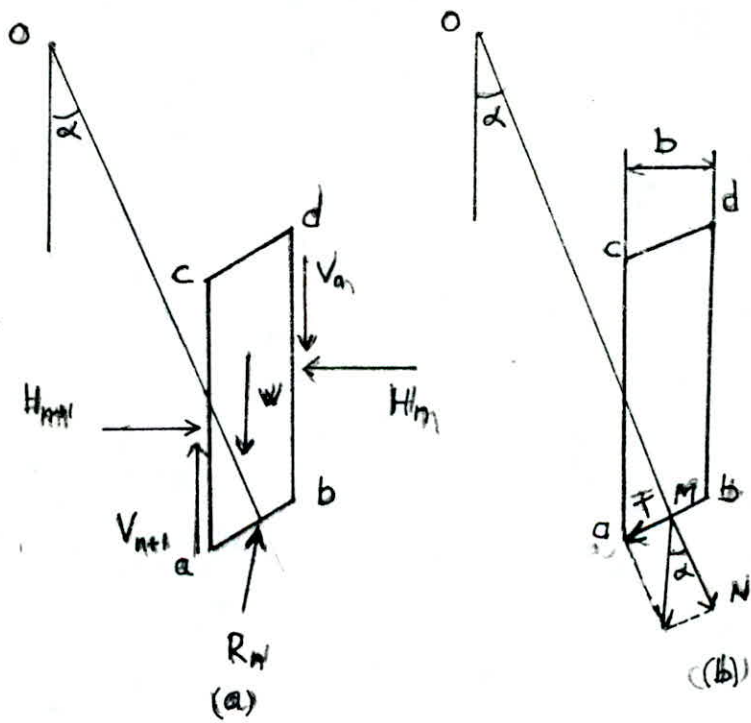


fig 13 les forces agissant sur une tranche

Le moment moteur, dû à la composante tangentielle T du poids W , est égale à $T.R.$, d'où, après simplification par R , on a la formule du coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{\sum_1^m c_i \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum_1^m T}$$

Si le massif est homogène ($c_i = \text{constante}$; $\varphi_i = \text{constante}$), on aura:

$$F_s = \frac{c.l + \operatorname{tg} \varphi \sum N}{\sum T}$$

Lorsque les cercles de glissement sont profonds, c'est-à-dire pour lesquels la ligne de rupture dépasse l'aplomb du centre du cercle vers le côté aval, le massif de sol situé du côté aval a un effet stabilisateur.

Les composantes tangentielles du poids W de la tranche y sont orientés en un sens inverse des moments moteurs.

Donc T , compté algébriquement (fig. VI.14.), est positif pour les tranches actives et est négatif pour les tranches passives.

Si on affecte toutes les caractéristiques mécaniques c_i et φ_i du coefficient de sécurité minimum recherché F_{sa} , on peut écrire:

$$c_i^* = \frac{c_i}{F_{sa}} \quad \text{et} \quad \operatorname{tg} \varphi_i^* = \frac{\operatorname{tg} \varphi_i}{F_{sa}}$$

La formule du coefficient de sécurité est donnée alors par:

$$\frac{F_s}{F_{sa}} = \frac{\sum_1^m [c_i^* \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i^*]}{\sum_1^m T}$$

Et la condition de stabilité du talus s'écrit pour tout cercle de rupture possible:

$$\frac{\sum_1^m c_i^* \widehat{ab} + N \operatorname{tg} \varphi_i^*}{\sum_1^m T} \geq 1$$

donc le coefficient de sécurité est directement pris sur les caractéristiques mécaniques.

La formule du coefficient de sécurité peut s'écrire autrement:

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left(c_i \frac{b}{\cos \alpha} + W \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_i \right)}{\sum_1^m W \sin \alpha}$$

Les paramètres qui interviennent dans le calcul de F_s sont:

- La largeur des tranches: b .
- L'angle que fait le rayon du cercle passant par le milieu de la base de la tranche avec la verticale.
- La hauteur de la tranche pour calculer W .

VI.A.2.- Application:

On a vu comment calculer le coefficient de sécurité F_s pour un cercle donné a priori. Pour connaître le coefficient de sécurité réel d'un talus, il faut savoir définir le cercle qui donne la valeur minimale de F_s , c'est-à-dire pour lequel le glissement est le plus probable. Pour définir ce cercle, il existe une méthode générale qui consiste à calculer le coefficient de sécurité pour un nombre suffisant de cercle.

Dans le cas général, il y a une infinité de possibilités car:

- Pour chaque centre de cercle, on peut faire varier le rayon.
- La position du centre peut varier dans le sens horizontal et dans le sens vertical.
- Pour chaque centre de cercle, on porte le coefficient de sécurité correspondant au rayon donnant la valeur minimale.
- On trace ensuite les courbes d'isofacteurs de sécurité et définir ainsi le minimum (fig. VI.15).

La recherche du coefficient de sécurité nécessite souvent le calcul de nombreux cercles, aussi les calculs sur ordinateurs sont d'un emploi courant.

Trois possibilités de résolution nous y est offertes:

- Méthodes manuelles.
- Calcul sur ordinateur.
- Abaques.

VI.2.1. Méthodes manuelles:

Elles sont réservées uniquement pour des cas exceptionnels et surtout lorsque le nombre de cercles intéressants est limité.

On peut alors utiliser deux moyens: le calcul ou la résolution graphique.

Pour le calcul, on adoptera des tableaux de ce type (tableau n° VI.2.).

.../...

N° DU CERCLE	COORDONNÉES DU CENTRE $x = x_i$ $y = y_i$					RAYON $R = R_i$
N° DES TRANCHES	Poids (W)	$N = \gamma m_0 s_a$	$T = W \sin \alpha$	$c.l = \frac{c.b}{\cos \alpha}$	$N \tan \varphi$	OBSERVATION
1						
2						Rappel
3						$F_s = \frac{\sum c.l + \sum N \tan \varphi}{\sum T}$
4						
5						
TOTAL			$\sum T$	$\sum c.l$	$N \tan \varphi$	$F_s =$

TABLEAU N° VI.2

Méthode graphique (fig. VI.16.)

Cette méthode n'est pratiquée qu'en milieu homogène pour lequel:

$$F_s = \frac{C.AB + \tan \varphi \sum N}{\sum T}$$

Le poids d'une tranche d'épaisseur dx est $Zdx.1$, d'où:

$$\left. \begin{aligned} N &= \gamma m_0 dx \\ T &= \gamma t_0 dx \end{aligned} \right\} n_0 \text{ et } t_0 \text{ sont définis graphiquement et reportés sur un graphe.}$$

On voit que $\sum N = \gamma S_b$ et $\sum T = \gamma S_c$

On mesure S_b et S_c avec un planimètre.

VI.A.2.2.- Calcul sur ordinateur:

La détermination du coefficient de sécurité à l'aide d'ordinateurs est très répandue. L'ordinateur permet d'étudier rapidement de nombreuses hypothèses, en particulier quant aux caractéristiques mécaniques des différentes couches.

VI.A.2.3.- Abaques:

On peut utiliser des abaques pour déterminer le coefficient de sécurité dans des cas relativement simples.

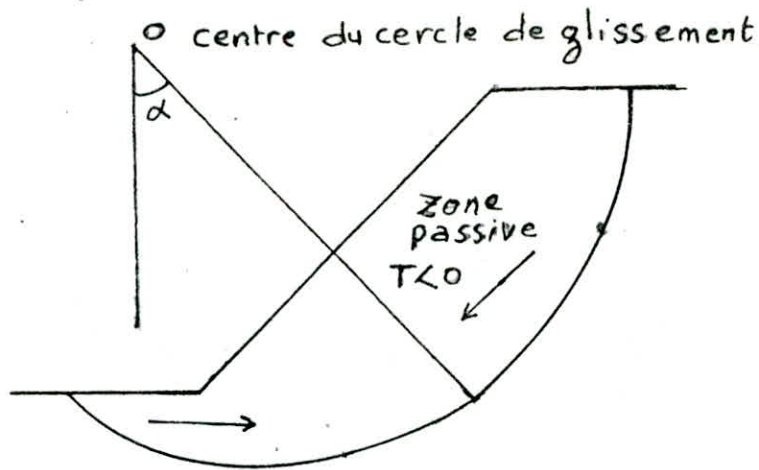
MÉTHODE DES TRANCHES DE BISHOP:

- Méthode détaillée:

Les composantes V_i , V_{i+1} , H_i et H_{i+1} des réactions sur les tranches verticales interviennent dans les efforts appliqués sur ab , donc influent la réaction R_n .

La méthode de Bishop, dite méthode détaillée, permet de calculer le coefficient de sécurité en tenant compte de ces sollicitations.

Ce dernier est donné par la formule suivante:



Zone active $T > 0$

fig VII 14 Determination de la Valeur de T

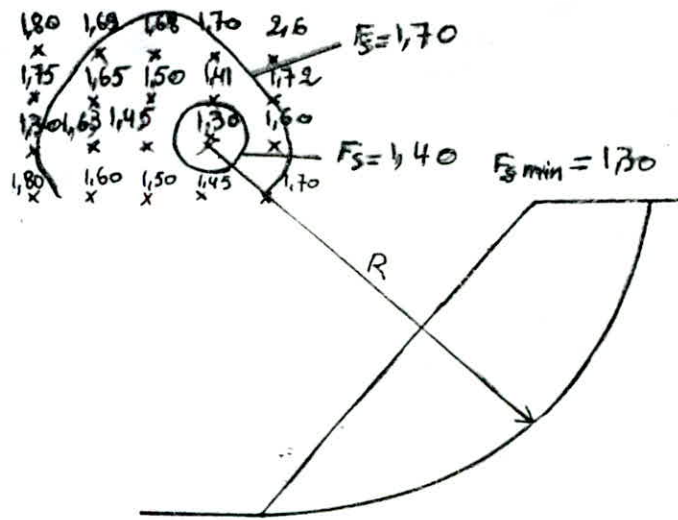
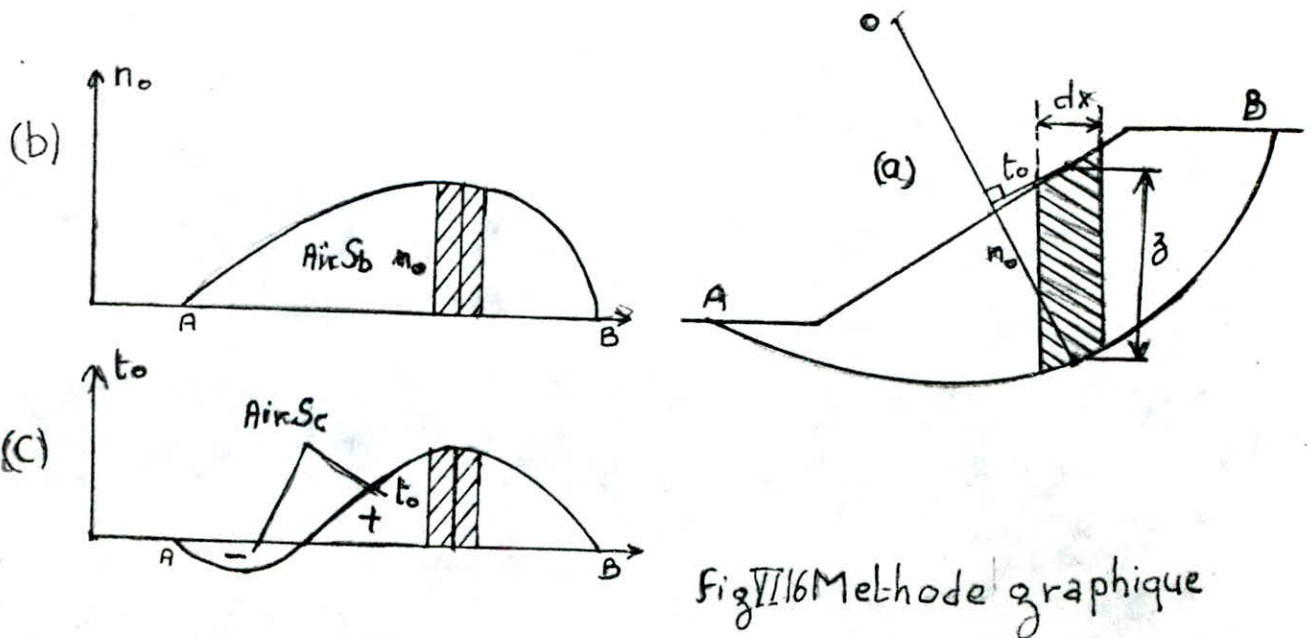


fig VII 15 Determination du cercle critique



$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m W \sin \alpha} \sum_1^m \frac{[W + (V_n - V_{n+1}) - ub] \operatorname{tg} \varphi' + c'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s}}$$

Pour déterminer F_s , il faut:

1°) Procéder par itérations successives car F_s figure aux deux membres de l'équation.

2°) Définir V_n, V_{n+1} : pour cela, il faut faire une hypothèse supplémentaire, considérer par exemple que le long des plans verticaux, que les contraintes sont proportionnelles à la distance de leur point d'application à la surface libre (c'est à-dire proportionnelles au poids des terres). Compte tenu des équations régissant l'équilibre général du massif de sol limité par le cercle de glissement, il sera possible de définir V_n, V_{n+1} .

Ce calcul est très lourd et ne peut être réalisé que par ordinateur.

- Méthode simplifiée de Bishop:

Cette méthode consiste à faire l'hypothèse que $V_n - V_{n+1} = 0$ quelque soit la tranche considérée. L'équation précédente devient:

$$F_s = \frac{1}{\sum_1^m W \sin \alpha} \sum_1^m \frac{[W - ub] \operatorname{tg} \varphi' + c'b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{F_s}}$$

Dans ce cas, tous les termes sont connus et F_s est calculé par itérations successives.

On prend pour première valeur de F_s celle obtenue par la méthode de Fellenius.

- Méthode du cercle de frottement

Cette méthode nécessite la détermination du centre de gravité du volume du sol intéressé; elle n'est applicable que pour un milieu dont l'angle de frottement interne est constant.

- Précision des diverses méthodes des tranches. Choix de la méthode:

La méthode de Fellenius donne des résultats pessimistes par rapport à la méthode détaillée de Bishop. Les écarts sur F_s peuvent atteindre 10%. La méthode de Fellenius a l'avantage de simplicité et donc peut être utilisée dans tous les cas courants.

Il faut cependant noter que la position du cercle critique donnée par la méthode de Fellenius est différente de celle donnée par la méthode de Bishop simplifiée et détaillée; toutefois, si une grande précision est recherchée, il est souhaitable d'utiliser la méthode de Bishop simplifiée.

La méthode de Bishop détaillée ne présente que peu d'intérêt car les écarts entre ces deux méthodes n'est que de 1 à 2%, donc négligeables devant les incertitudes sur les différents paramètres (résistance au cisaillement, hétérogénéité du sol, valeur de u ...).

CONSIDÉRATIONS SUR LA POUSSÉE D'ÉCOULEMENT (Fig. VI.17.):

Soit V un volume du sol dans une nappe, on appelle:

- \vec{F}_g la résultante des forces massiques auxquelles sont soumis les grains solides.
- \vec{H} la résultante des pressions intergranulaires sur le pourtour du volume.
- \vec{P}_i la résultante des pressions interstitielles s'exerçant sur le pourtour.

Le squelette des grains solides étant en équilibre, on a:

$$\vec{F}_g + \vec{H} = \vec{0}$$

Le volume global du sol étant en équilibre, on a:

$$\vec{W}_{sat} + \vec{H} + \vec{P}_i = \vec{0}$$

où: \vec{W}_{sat} représente le poids du volume considéré:

$$\vec{W}_{sat} = \gamma_{sat} \cdot V$$

En soustrayant les deux équations, on obtient:

$$\vec{F}_g = \vec{W}_{sat} + \vec{P}_i$$

Cas d'un écoulement (fig. VI.13.)

Considérons un volume élémentaire carré compris entre deux lignes d'écoulement et deux équipotentiels.

D'après l'équation précédente, on a:

$$d\vec{F}_g = d\vec{W}_{sat} + d\vec{P}_i$$

soit n le vecteur unitaire de la normale en un point quelconque du contour ABCD; on peut écrire:

$$d\vec{P}_i = \int_{ABCD} u \vec{n} dS$$

u: est la pression interstitielle.

La charge h est donnée par: $h = Z + \frac{u}{\gamma_w}$

(en négligeant l'énergie cinétique)

$$u = \gamma_w (h - Z)$$

$$d'où: d\vec{P}_i = \int_{ABCD} \gamma_w h \vec{n} dS - \int_{ABCD} \gamma_w Z \vec{n} dS$$

Le second terme du deuxième membre représente la poussée d'Archimède dirigée de bas en haut et s'écrit $\gamma_w dx$

Le premier terme s'écrit: $\gamma_w \int_{ABCD} h \vec{n} dS$ et il est égal à:

$$\gamma_w dh dl = \gamma_w idl^2 = \gamma_w idv$$

En définitive, on aura: $d\vec{P}_i = w \vec{i} dv - \gamma_w d\vec{v}$

Le premier terme représente la poussée d'écoulement qui est orientée selon le courant. Le second correspond à la poussée d'Archimède et l'équation $d\vec{F}_g = d\vec{W}_{sat} + d\vec{P}_i$ devient:

$$d\vec{F}_g = dV \gamma_{sat} + \gamma_w \vec{i} dv - \gamma_w d\vec{v}$$

$$d\vec{F}_g = dv \left[\gamma_{sat} + i \gamma_w - \gamma_w \right]$$

$$d\vec{F}_g = dv (\gamma' + i \gamma_w)$$

Les formules précédentes mettent en évidence les diverses forces qui sollicitent le volume élémentaire dv ; ainsi on peut avoir une bonne représentation de l'état de contrainte qui règne dans le massif.

INFLUENCE DES ECOULEMENTS SUR LA STABILITE D'UN MASSIF

Deux cas peuvent se présenter:

- L'écoulement est unidirectionnel pour tout le volume étudié.

L'écoulement n'est pas unidirectionnel: dans ce cas, il faut tracer le diagramme d'écoulement (réseau d'écoulement) et cela afin de pouvoir connaître la valeur de la pression interstitielle u en chaque point et surtout le long de la ligne de glissement.

Détermination de la valeur de u :

D'après la fig. VI.19, on remarque que les deux points M et N se trouvent sur le même équipotentiel, donc la charge hydraulique en M et N est la même; en N la charge se réduit à l'énergie de position (si on néglige l'énergie cinétique), donc: $h_N = Z_N$.

Pour le point M, la charge est h_M : $h_M = h_N \quad (Z_N - Z_M)\gamma_w = Z_w \gamma_w = u$

En appelant Z_w la différence $Z_N - Z_M$.

donc la pression interstitielle est donnée par:

$$u = Z_w \gamma_w$$

Détermination du coefficient de sécurité:

Si on désigne par w le poids total de la tranche ABCD, on peut diviser le volume de cette tranche en deux portions de volume V_1 et V_2 situées respectivement au dessus et en dessous du niveau piézométrique, on a:

$$W = W_1 + W_2 = \gamma V_1 + \gamma_{sat} V_2$$

γ : poids volumique de la portion se trouvant au dessus du niveau piézométrique.

γ_{sat} : poids volumique de la portion se trouvant en dessous du niveau piézométrique.

On décompose le poids en composantes verticales N et tangentielle T par rapport à l'arc AB .

La résistance maximale au cisaillement s'écrit le long de AB :

$$C'AB + (N - u \cdot AB) \operatorname{tg} \varphi'$$

et la formule du coefficient de sécurité devient:

$$F_s = \frac{\sum_1^m C'AB + (N - uAB) \operatorname{tg} \varphi'}{\sum_1^m T}$$

où:

$$F_s = \frac{\sum_1^m \left[c' \frac{b}{\cos \alpha} + (W \cos \alpha - ub) \operatorname{tg} \varphi' \right]}{\sum_1^m W \sin \alpha}$$

où: φ' , c' angle de frottement interne effectif et cohésion effective.

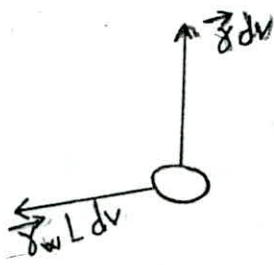
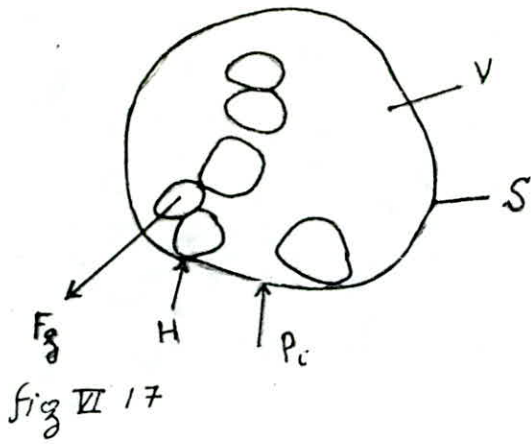


fig VII.18

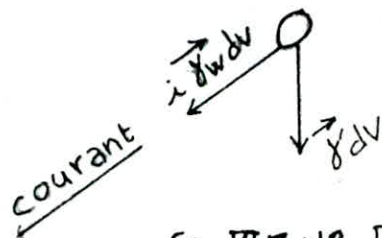
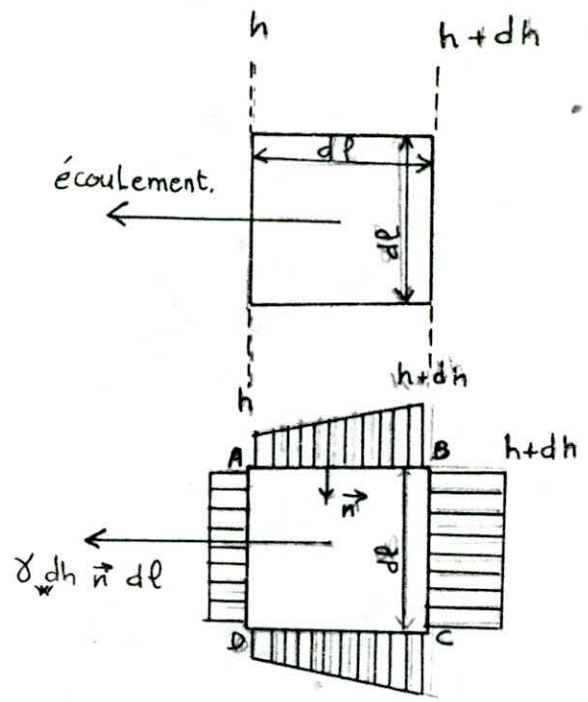


fig VII 17 et 18 Détermination de la poussée d'écoulement

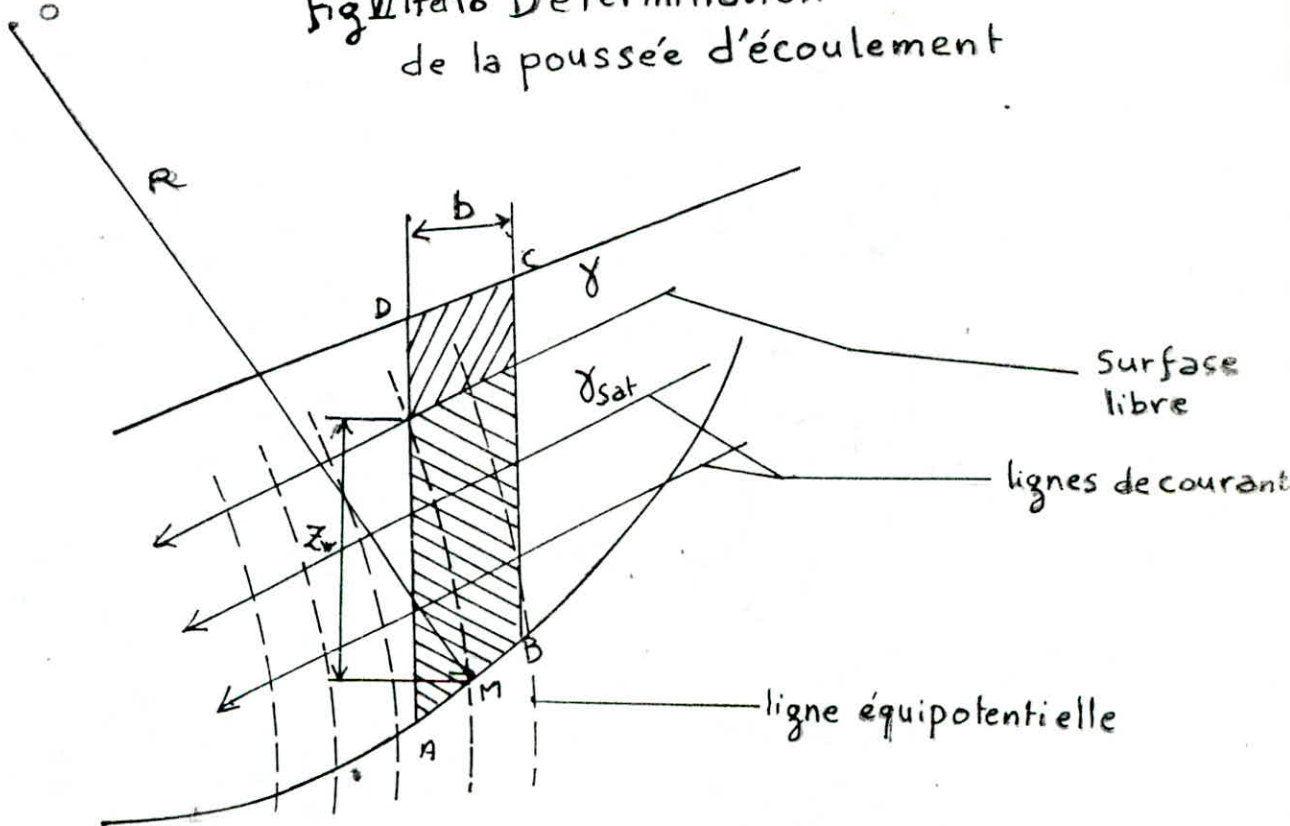


fig VII.19 Détermination de la valeur de la Pression interstitielle

VI.3. Stabilité en rupture plane:

Le glissement se fait suivant une surface plane qui peut ou non être parallèle à la pente, donc on va considérer les deux cas:

1er cas: Rupture suivant un plan parallèle à la pente.

Cas d'une pente indéfinie:

Soit une pente indéfinie qui fait un angle avec l'horizontale.

Adoptons les notations suivantes (fig. VI.20):

γ_A : poids spécifique au dessus de la nappe.

γ_{sat} : poids spécifique en dessous de la nappe.

c', φ' : cohésion et angle de frottement interne du massif
(caractéristiques effectives)

Supposons que l'écoulement est parallèle à la pente et que la hauteur de la nappe est h_w , les lignes de courant forment un réseau orthogonale avec les équipotentielles et qui sont donc inclinées de α sur la verticale (fig. VI.20).

Supposons que le massif n'est soumis qu'à son propre poids et à la poussée d'écoulement et écrivons qu'un prisme ABCD est en équilibre.

Le poids W du prisme s'écrit:

$$W = \left[\gamma_A (Z - h_w) + \gamma_{sat} + h_w \right] b = b \sum_0^Z \gamma h$$

h étant l'épaisseur d'une couche quelconque et son poids spécifique apparent.

Les composantes horizontales et verticales de W s'écrivent respectivement:

$$N = b \cos \alpha \sum_0^Z \gamma h \quad \text{et} \quad T = b \sum_0^Z \gamma h \cdot \sin \alpha$$

Pour retrouver l'expression de la pression interstitielle le long de AB, il faut considérer deux points se trouvant sur le même équipotentiel.

L'un se situe sur AB et l'autre sur la surface piézométrique et écrivons que leurs charges sont égales.

$$h_M = h_{M1} \quad Z + \frac{U}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g} = Z_1 + \frac{u_1}{\gamma_w} + \frac{V^2}{2g}$$

$$(Z - Z_1) + \frac{u}{\gamma_w} = 0$$

Après des considérations géométriques, il vient que:

$$u = \gamma_w h_w \cos^2 \alpha$$

La force de pression est alors:

$$U = u \cdot AB = \gamma_w h_w b \cos \alpha$$

La résistance maximale au glissement est donnée par la formule de Coulomb et qui s'écrit:

$$R = c' \cdot AB + (N - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

$$\text{ou } R = c' \frac{b}{\cos \alpha} + \left(\sum_0^Z \gamma h - \gamma_w h_w \right) b \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi'$$

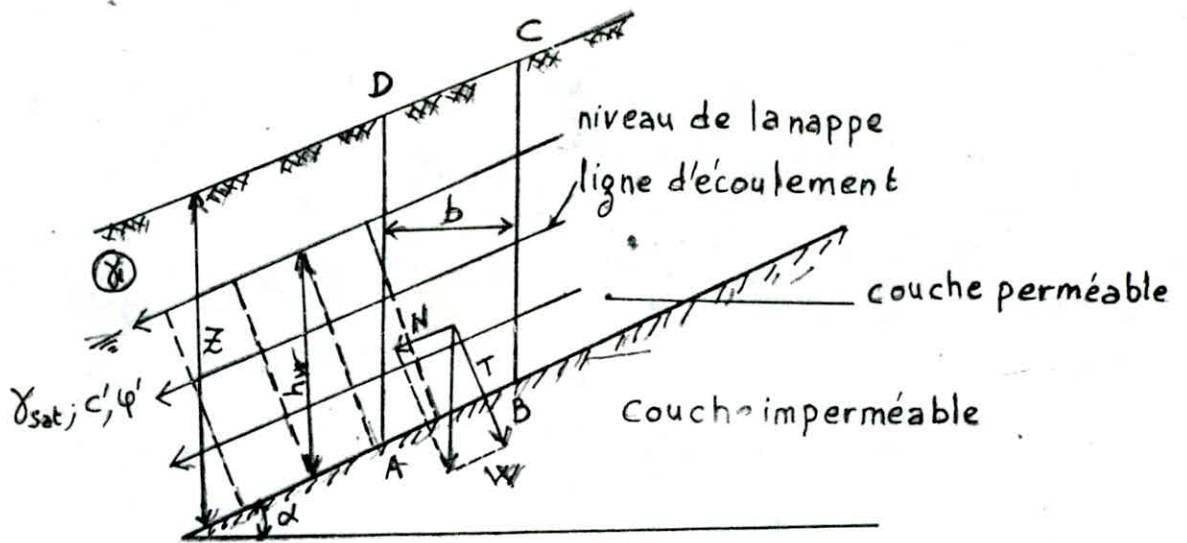


fig VII 20 pente indéfinie avec écoulement
parallèle à la pente

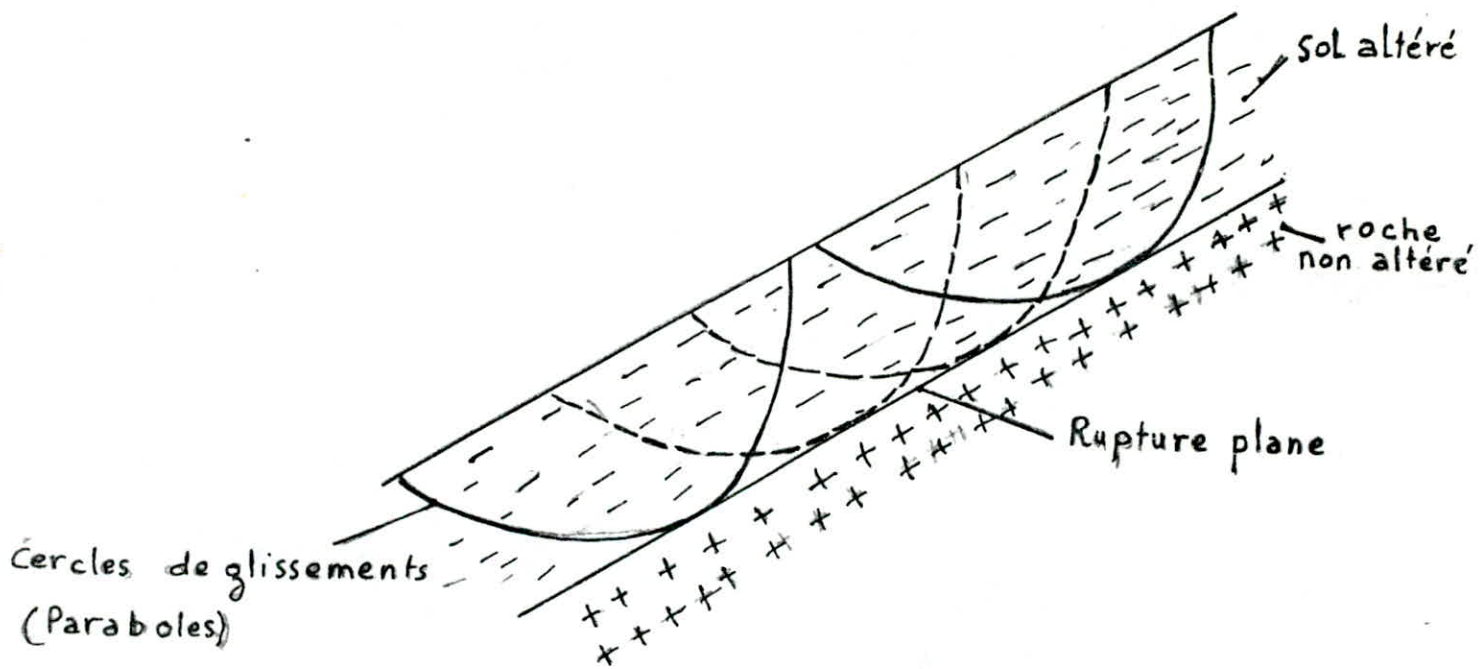


fig VII 20' glissement du monteu d'altération
(exemple fréquent du glissement plan)

Le coefficient de sécurité est alors:

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{c' + \left(\frac{\sum z}{\sigma} \delta h - \gamma_w h_w \right) \cos^2 \alpha \operatorname{tg} \varphi'}{\sin \alpha \cos \alpha \sum \frac{z}{\sigma} \delta h}$$

Deuxième cas: Rupture suivant un plan oblique par rapport à la pente.

Cas d'une pente de hauteur finie:

Soit l'exemple représenté par la fig. VI.2.1.

On considère le volume du sol ABCD, il est soumis à:

- son poids W .
- La poussée des terres sur AB.
- La réaction des terres sur CD.

La ligne de glissement peut être par exemple une couche savon de pente α . En projetant toutes les forces sur la ligne de glissement, on aura:

Pour les forces résistantes:

- La composante de la réaction des terres Pp' .
- La résistance au cisaillement qui s'écrit:

$$R = C'AC + (W \cos \alpha - U) \operatorname{tg} \varphi'$$

avec: $U = \int_A^C udl$: force de pression interstitielle.

C' et φ' : cohésion et angle de frottement interne de la couche savon.

Pour les forces de cisaillement, on a:

- La composante de la poussée des terres $P'a$.
- La composante du poids W , $T = W \sin \alpha$

La composante, suivant la perpendiculaire à la ligne de glissement, du poids W est: $N = W \cos \alpha$

Le coefficient de sécurité est alors:

$$F_s = \frac{R + P'p}{P'a + T}$$

La position des plans AB et CD donnant la valeur minimale de F_s sera déterminée par approximations successives; pour CD, la position la plus probable dans le cas de l'exemple qu'on a pris est le pied du talus où $P'p$ est plus faible.

Les contraintes de poussée et de butée sont données par le cercle de Mohr et ont pour valeurs:

$$\begin{aligned} \sigma_{ha} &= \sigma_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ \sigma_{hp} &= \sigma_v \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \end{aligned} \quad \text{où } \sigma_v \text{ représente la contrainte verticale au point considéré.}$$

Elles correspondent à deux états d'équilibre limites, l'un de poussée, l'autre de butée.

Dans les carrières, les glissements sont en général précédés vers le haut par une fissure dite d'arrachement.

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

$$\varepsilon = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$$

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

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

$$\sigma_0 = 2c \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

où c est la cohésion du massif.

En tenant compte de l'expression de σ_0 .

$$\sigma_0 = \gamma H_0$$

où: γ est le poids spécifique du massif.

H_0 est la profondeur du commencement de l'apparition des surfaces de glissement ou la longueur de la fissure verticale d'arrachement.

On aura alors:

$$H_0 = \frac{2c}{\gamma} \operatorname{ctg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

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

- facteur de fissurité du massif.
- facteur de l'humidité des roches.
- facteur temps.

On calcule la valeur de la cohésion du massif d'après la formule:

$$C_m = C_e \cdot K_f \cdot K_w \cdot K_t$$

C_m : cohésion du massif.

C_e : cohésion de l'échantillon.

K_f : coefficient de diminution de la valeur de la cohésion à cause de la fissurité (0,1 + 0,2).

K_w : coefficient tenant compte de l'humidité (0,5 + 0,8).

K_t : coefficient de temps (0,5 + 1).

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

$$\varphi_m = \varphi_e \cdot K_\varphi$$

où: φ_m : angle de frottement interne du massif.

φ_e : angle de frottement interne de l'échantillon.

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

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

La méthode d'après laquelle on construit la surface de glissement est la suivante (fig.2.2.):

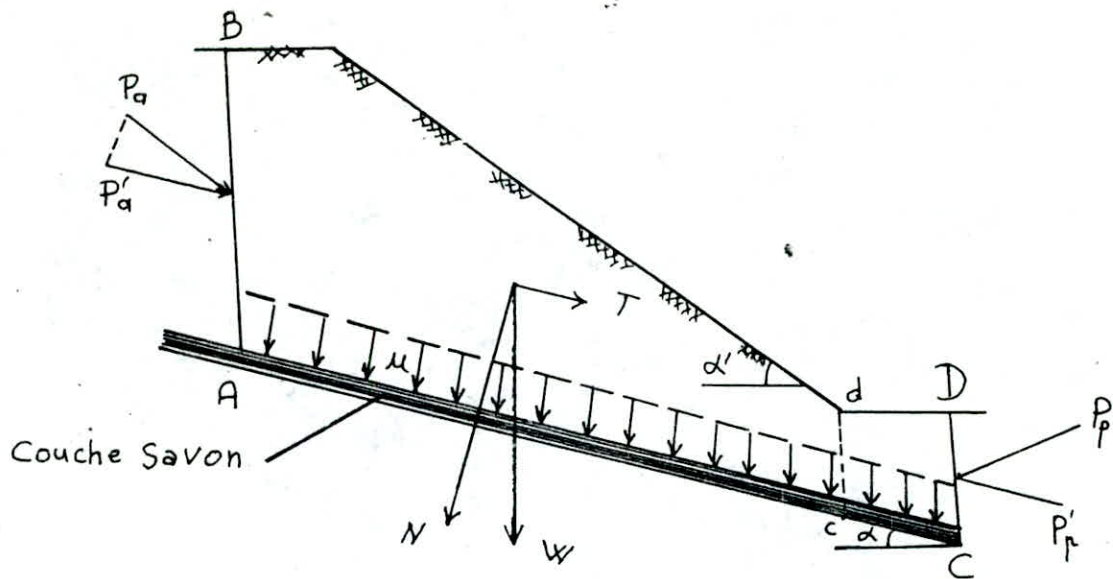


fig VII.21 Glissement plan (Pente de hauteur finie)

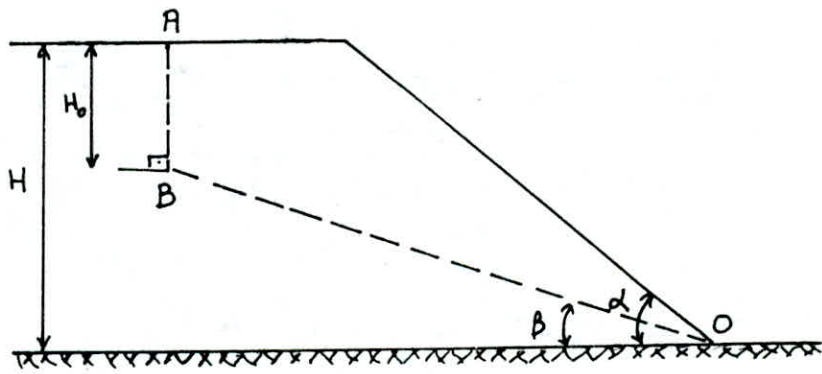


fig VII.22 Construction de la surface de glissement.

- 1°) On calcule la profondeur H_0 de la fissure d'arrachement.
- 2°) On dessine une coupe transversale du talus.
- 3°) On calcule l'angle d'inclinaison de la surface de glissement d'après la formule:

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

où α est la pente du talus.

- 4°) On construit cet angle; on trace la droite OB jusqu'à l'horizontale présentant tant la profondeur H_0 . On obtient ainsi la surface de glissement CB et on construit la perpendiculaire BA (fissure d'arrachement).

VI.4.3.- Résolution de certains cas à l'aide d'abaques ou de formule:

Dans un certain nombre de cas assez simples, tant sur le plan géométrique que par le nombre de tranches, les résultats des calculs de stabilité ont pu être présentés sous formes d'abaques ou même de formules.

Ce qui est particulièrement pratique.

Talus sur un sol pulvérulent:

Sans écoulement:

Dans un sol pulvérulent d'angle de frottement φ ; la pente maximale que peut avoir le talus est $\alpha = \varphi$, quelque soit la hauteur du talus.

En supprimant C de la formule général, le coefficient de sécurité est donné par:

$$F_s = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \alpha}$$

Dans les sables humides, il y a toujours une petite cohésion (cohésion capillaire) et les talus de faible hauteur peuvent tenir à des pentes raides. Cependant, le coefficient de sécurité est très faible et il suffit d'une légère modification dans l'état de contraintes pour provoquer la rupture qui sera instantanée.

Avec écoulement:

On étudiera des écoulements assez simples qui sont proches de la réalité.

Pour des talus sujets à des écoulements ou à des infiltrations, la combinaison de la gravité et de la poussée d'écoulement conduit aux résultats donnés par la fig. (VI.23). En appelant α_{lim} l'angle d'équilibre limite ($F_s = 1$), on voit que dans les cas b et c la pente d'équilibre du talus est pratiquement divisée par deux du fait de la présence de l'écoulement.

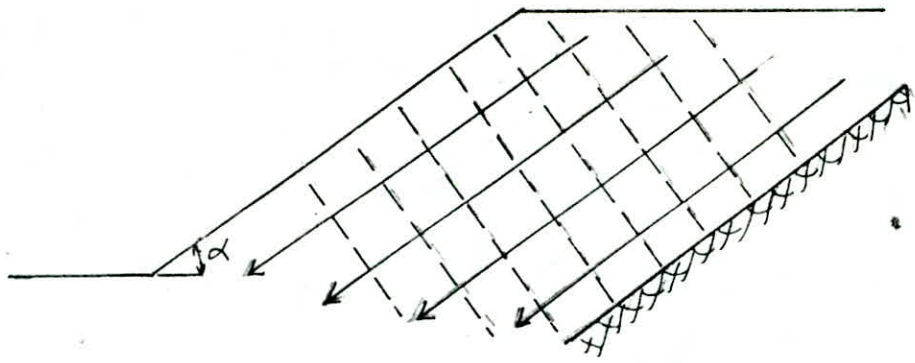
Talus dans un sol homogène cohérent:

Cas des sols purement cohérents; abaques de Taylor:

Hypothèse (fig. VI.24):

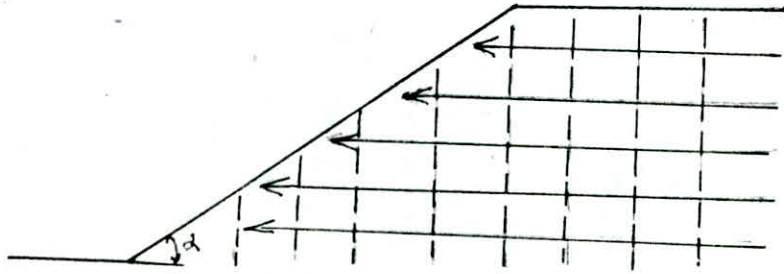
- Talus de hauteur H .
- Surface libre horizontale.
- Sol homogène: . poids spécifique γ
 . cohésion $c \neq 0$, angle de frottement interne $\varphi = 0$.
- présence d'un substratum résistant à la profondeur $n_d \cdot H$. Le coefficient de sécurité est donné par:

$$F_s = \frac{cL}{\sum T}$$



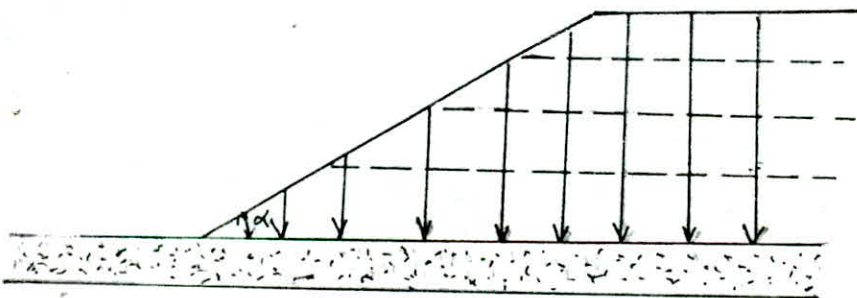
(b)

écoulement parallèle à la pente
 $\text{tg } \alpha_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \text{tg } \varphi'$

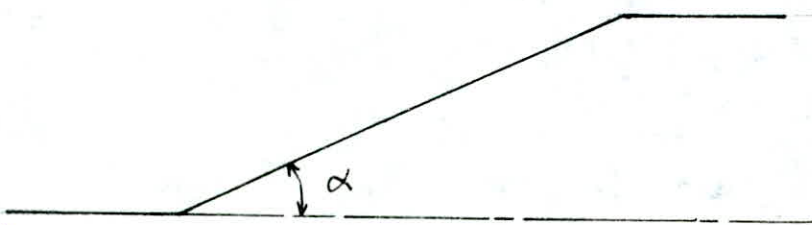


(c)

Écoulement horizontal dû par exemple à un talus de déblai recoupant une nappe phréatique
 $\alpha_{\text{lim}} = \frac{1}{2} \varphi'$



écoulement vertical descendant. Par exemple infiltration dans un remblai muni d'un drain
 $\alpha_{\text{lim}} = \varphi'$



pas d'écoulement

$$\alpha_{\text{lim}} = \varphi$$

fig VII 23 Influence de l'écoulement. Sol pulvérulent

où L est la longueur totale de l'arc \overline{AB} .
 et ΣT est la composante tangentielle totale du poids.

donc: Or L est proportionnel à H et T est proportionnel à W, donc a H^2 et γ

$$Fs = f \frac{c}{\gamma H} \quad \text{ou} \quad Fs = g \frac{\gamma H}{c}$$

Or l'expression $\frac{\gamma H}{c}$ est sans dimension, donc pour un angle α et un coefficient n_d donné, le $\frac{\gamma H}{c}$ coefficient de sécurité Fs dépend d'un nombre sans dimension appelé par Taylor coefficient de stabilité:

$$Ns = \frac{\gamma H}{c}$$

L'abaque de la fig. VI.25 donne la relation entre Ns et α pour différentes valeurs de n_d .

Si le cercle critique est un cercle de pied, on peut définir son centre en connaissant les angles 2θ et α' (fig. VI.24).

La figure VI.26 donne la valeur de α' et de θ en fonction de α .

Si le cercle critique est un cercle profond, il est appelé cercle à mi-pente, car son centre est situé à mi-largeur de la pente (fig. VI.24).

Le cercle est alors déterminé par la valeur de n_x .

Les valeurs de N_x en fonction de α et n_d sont données par le graphique (fig. VI.26b). Ces abaques permettent, soit de déterminer la hauteur critique H_c correspondant au coefficient de sécurité égal à un pour la cohésion réelle, soit de calculer la cohésion minimale nécessaire pour que le talus soit stable sur la hauteur H sans coefficient de sécurité, soit C_{min} cette cohésion, pour un talus de hauteur H, on a:

$$Fs = \frac{H_c}{H} \quad \text{ou} \quad Fs = \frac{C}{C_{min}}$$

Cas des sols cohérents à frottement interne ($c \neq 0, \varphi \neq 0$):

Si $\varphi > 3^\circ$, on démontre que le cercle critique est toujours un cercle de pied. Le coefficient de sécurité dépend toujours du coefficient de stabilité N_s , de α mais également de φ . La fig. VI.27 donne la valeur de Ns en fonction de α et φ pour un coefficient de sécurité égal à un.

Les deux formules précédentes ne sont plus valables dans le cas des sols à angles α de frottement interne. La formule du coefficient de sécurité donnera:

$$\Sigma T = \frac{cL}{Fs} + \frac{\Sigma N \tan \varphi}{Fs}$$

et l'on peut prendre directement le coefficient de sécurité sur c et φ . Ceci a été mis graphiquement en application par Biarez qui présente les abaques de Taylor sous la forme de la fig. VI.28.

Si A est le point figuratif correspondant à H, γ , c et φ et si B est le point où la droite OA recoupe la courbe correspondant à α , on a:

$$Fs = \frac{OA}{OB}$$

Cet abaque est d'utilisation très pratique.

Talus verticaux:

Dans le cas des talus verticaux, la formule $Ns = \frac{\gamma H}{c}$ s'écrit:

$$H = N_s \cdot \frac{c}{\gamma}$$

Il apparait ~~sur~~ les abaques de Taylor - Biarez, que pour $\alpha = 90^\circ$:

$$N_s = 3,85 \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

d'où la hauteur critique théorique:

$$H_c = 3,85 \frac{c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Dans un but de simplification, on peut utiliser un raisonnement différent mais approximatif:

On peut admettre qu'en un point M, la contrainte principale σ_1 est verticale et égale au poids des terres:

$$\sigma_1 = \gamma Z$$

Si le milieu est en équilibre limite, la contrainte σ_3 sur une face verticale s'écrit:

$$\sigma_3 = \gamma Z \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} \mp \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

La fig. VI.29 représente la variation de σ_3 en fonction de la profondeur.

La profondeur H_0 est telle que:

$$\gamma H_0 = 2c \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

On admet que la hauteur critique du talus est telle que la résultante des pressions sur le plan vertical s'équilibre, d'où:

$$H_c = 2H_0$$

$$\text{soit: } H_c = \frac{H_0 \cdot c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Prise en compte des fissures de traction (fig. VI.30):

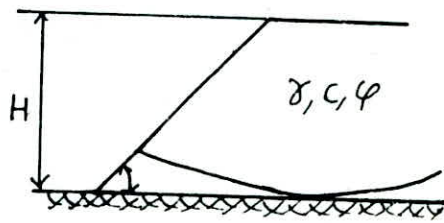
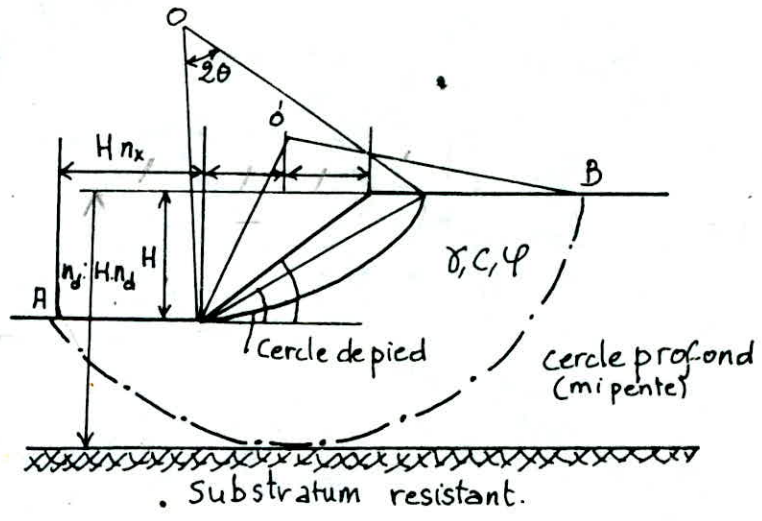
Le calcul précédent fait apparaître que la partie supérieure est en traction. Sous l'effet des contraintes de traction, des fissures ont tendance à s'ouvrir, ce qui a pour effet d'annuler la cohésion sur une certaine hauteur H_f . La hauteur critique se trouve alors réduite, soit H'_c cette nouvelle hauteur critique.

On admet que H_f peut être égale à la moitié de H'_c et on démontre que la hauteur critique est alors réduite à $1/3$.

$$H'_c = \frac{2}{3} H_c$$

soit.

$$H'_c = 2,57 \frac{c}{\gamma} \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)$$



Cas où $n_d = 1$
Cercle de talus

Fig 24 Abaque de Taylor. Définition des paramètres

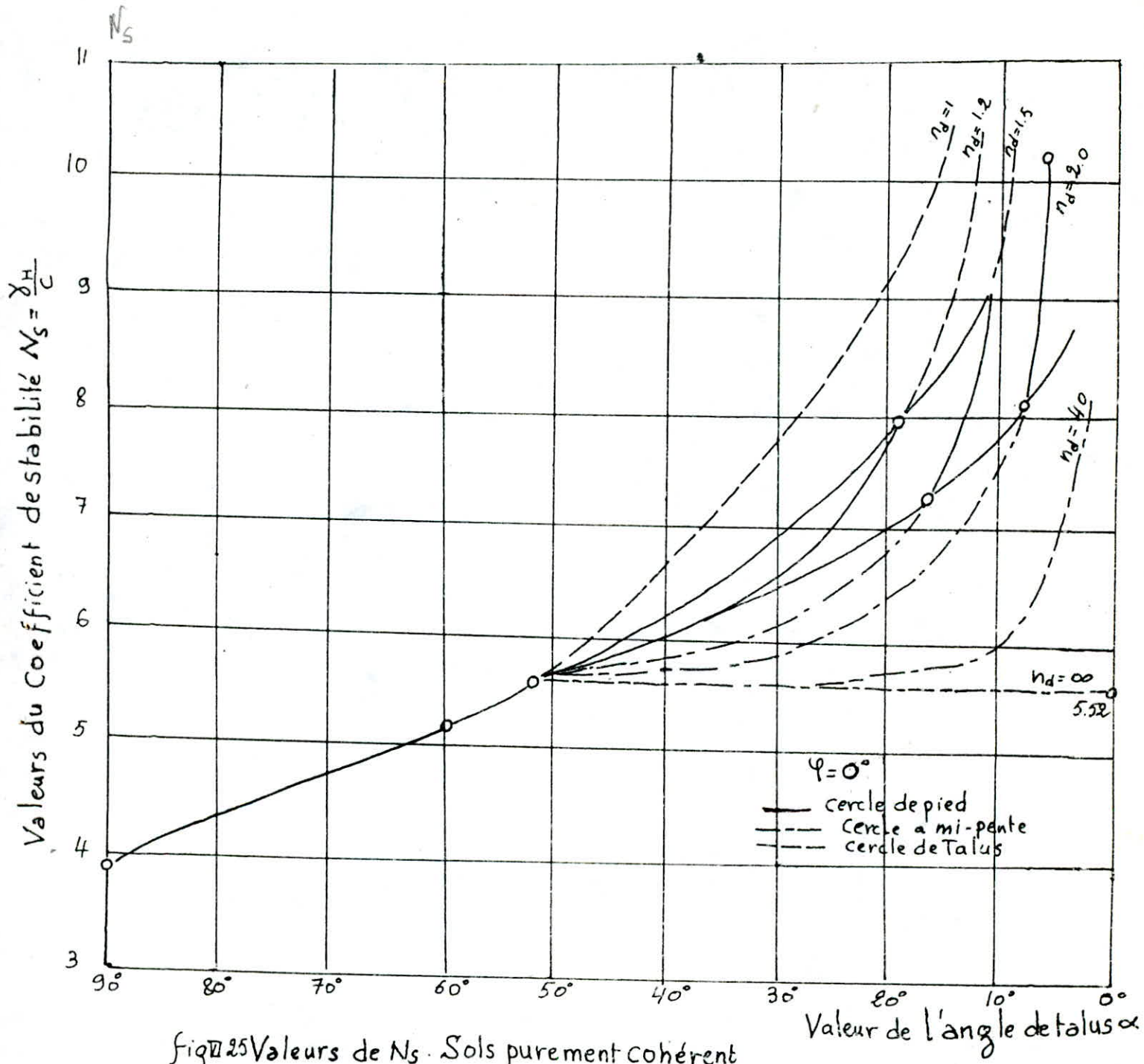


fig 25 Valeurs de N_s . Sols purement cohérent

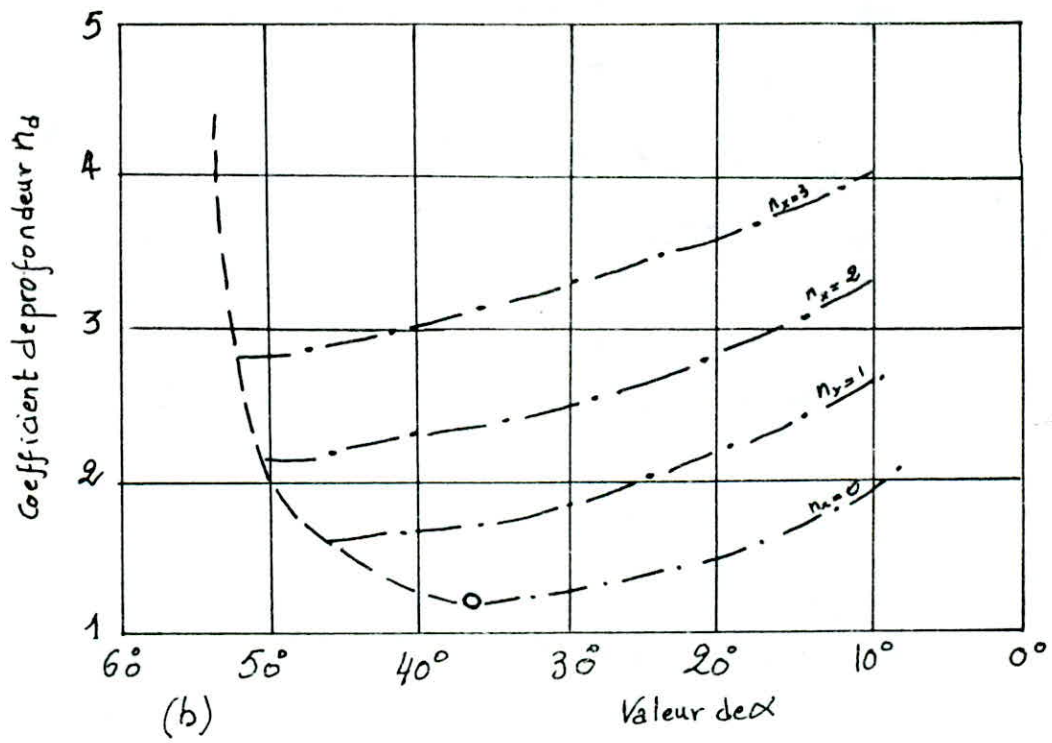
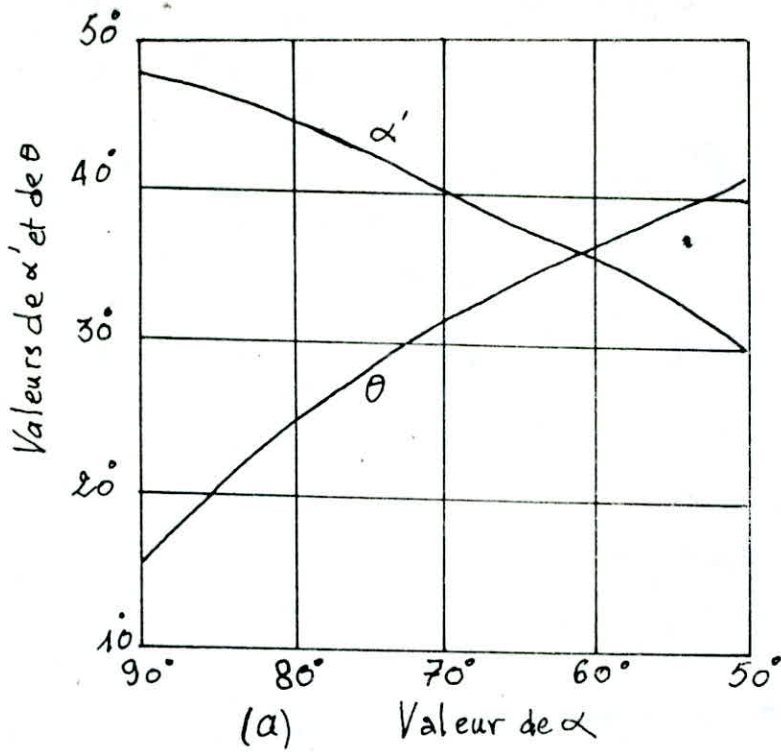


Fig VII 26 Détermination de α , θ , n_x (D'après Taylor)

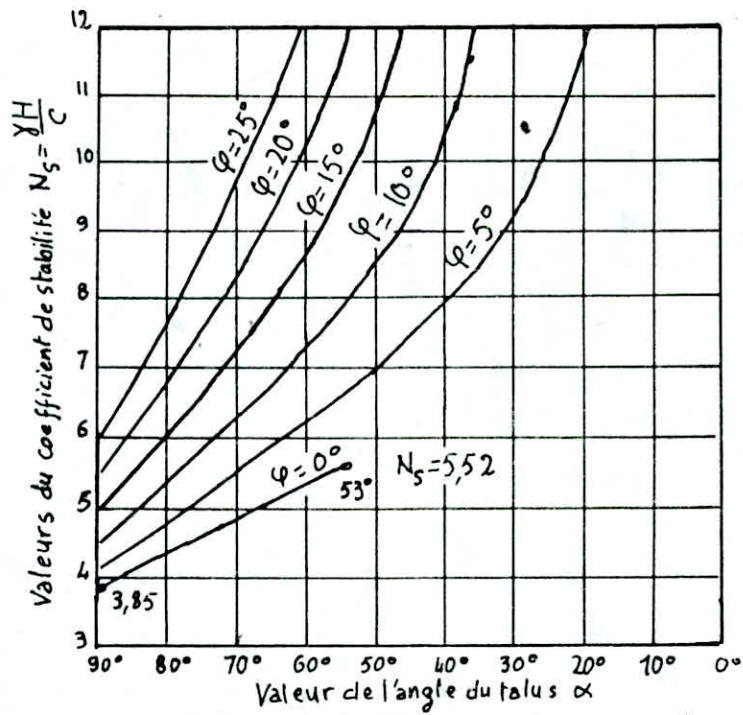


fig 27 - Valeur de N_s . Sols cohérents

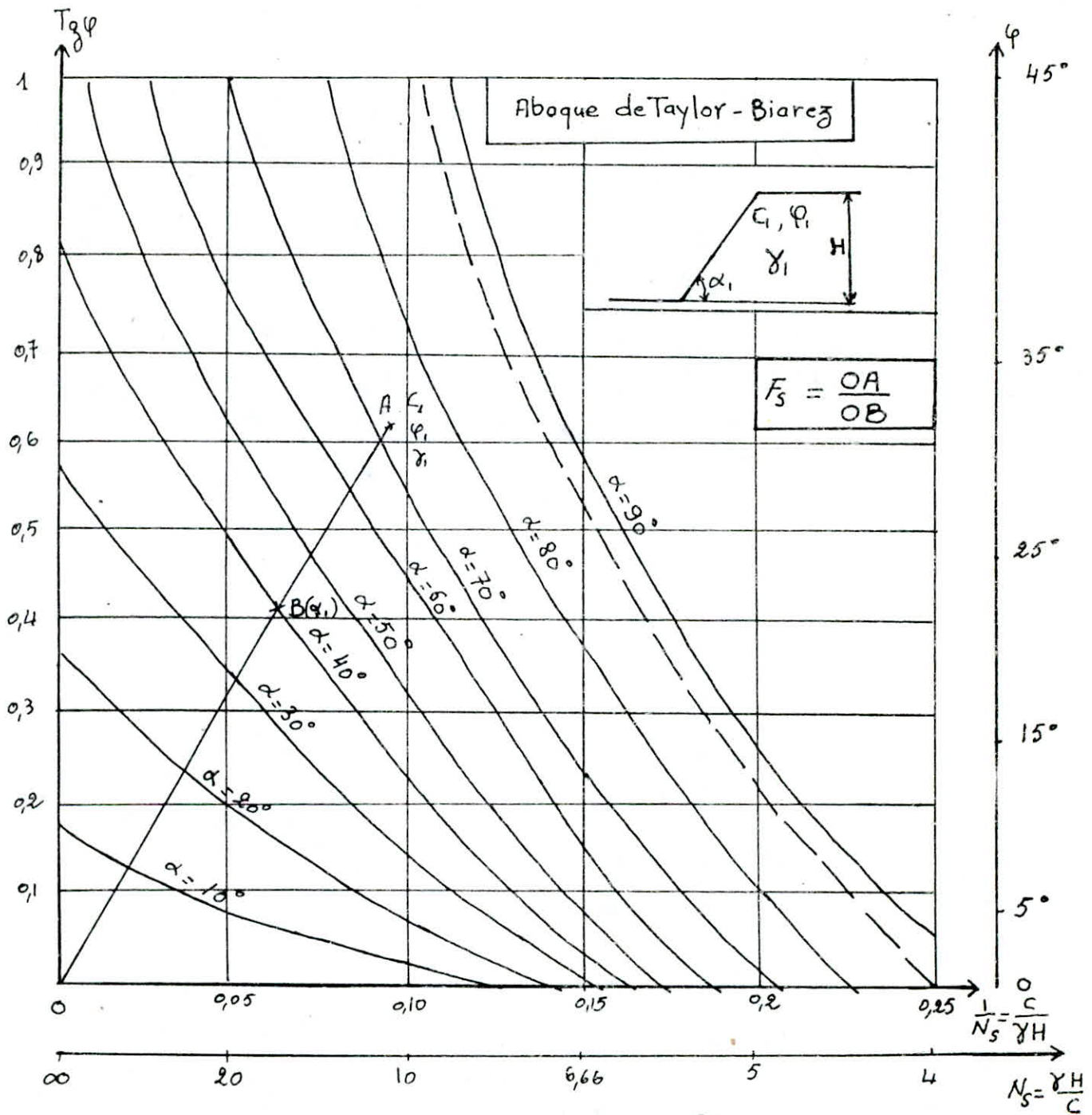


fig VII. 28 Abaque de Taylor - Biazeg

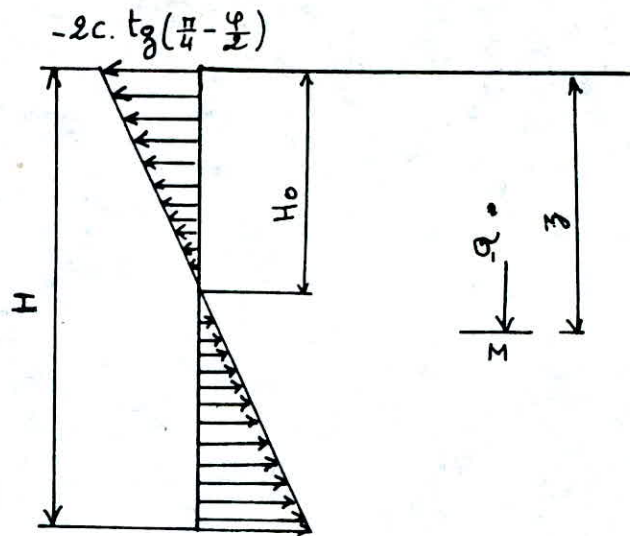


fig VII 29 Contrainte horizontale en fonction de la profondeur

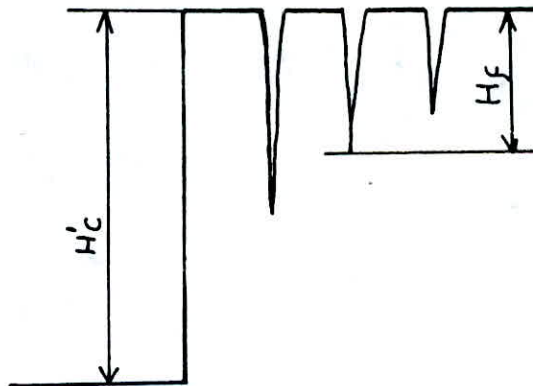


fig VII 30 Influence des fissures de traction

VI.5.- Mesure de déformation et contrôle de stabilité:

Les ruptures des talus (naturels ou artificiels) se manifestent par de grands déplacements verticaux et horizontaux, sont en général précédés de petites déformations horizontales. Des dispositifs placés en surface ou des tubes souples placés dans des forages réalisés dans les talus permettront de suivre l'évolution de ces déformations et prévoir ainsi la rupture.

Les mesures en profondeur (fig. VI.31):

On dispose de plusieurs appareils pour mesurer les déformations. On utilise des fils sous forme de pendules normales ou renversées, leurs vibrations annoncent une possibilité de déplacement horizontal ou vertical, on utilise également des segments en plastique reliés entre eux par un fil bien tendu qu'on place dans un forage.

Un des appareils les plus importants est le clinomètre; dans ce qui suit, on va donner une description d'un type de ces clinomètres.

Clinomètre Télémac à cordes vibrantes (fig. VI.32):

Ce clinomètre se compose essentiellement d'une tige en acier portant un poids à sa partie inférieure et encastrée 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, la 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:

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

K est une constante qui caractérise la corde et elle est de l'ordre de 10^{-4} . Le clinomètre Télémac permet donc de mesurer l'angle que fait avec la verticale la direction d'un petit élément d'arc de la déformée correspond à la longueur de la sonde (voir fig. VI.33a). En déplaçant la sonde dans le tube, on peut calculer de proche en proche, les coordonnées des différents points de la déformée.

On peut aussi mesurer la variation du diamètre d'un forage en fonction de la profondeur; l'appareil utilisé est le diamètreur dont le principe est assez simple (fig. VI.34).

Des lames de ressort appliquées aux parois du forage engendrent dans leur mouvement le déplacement vertical d'une tige en acier à l'intérieur de deux solénoïdes; la variation du courant induit dans le deuxième solénoïde est proportionnelle au diamètre du trou.

Les mesures en surface: En ce qui concerne les mesures en surface, elles sont relativement simples 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).

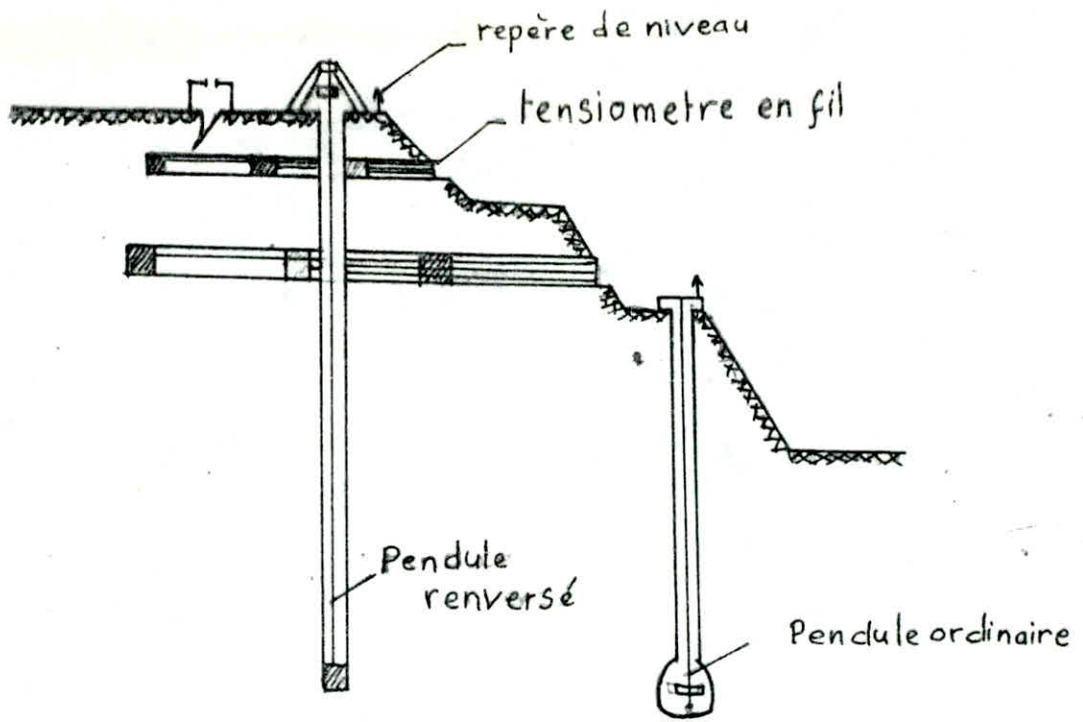


fig 31 a Dispositifs de Contrôle de stabilité du talus dans une mine à ciel ouvert.

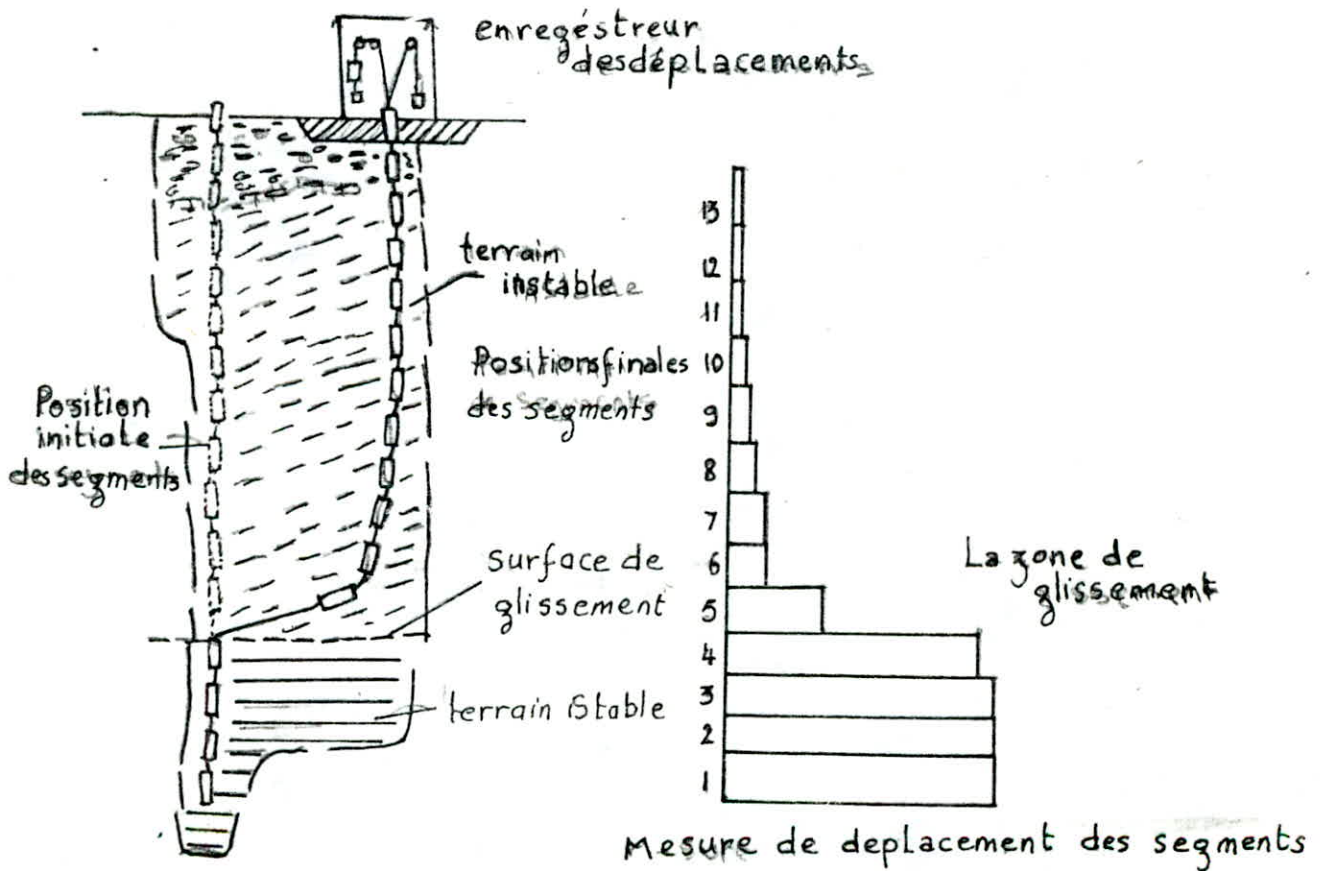


fig 31-b Mesure des déplacements horizontaux à l'aide de segments plastiques

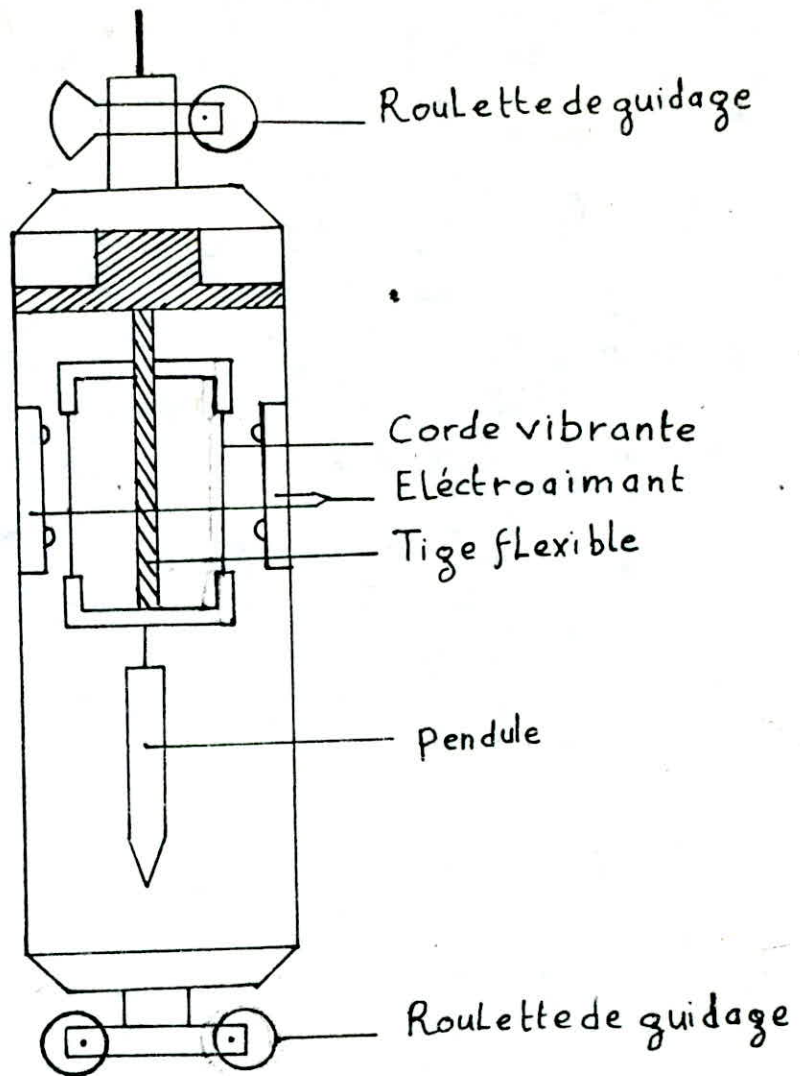
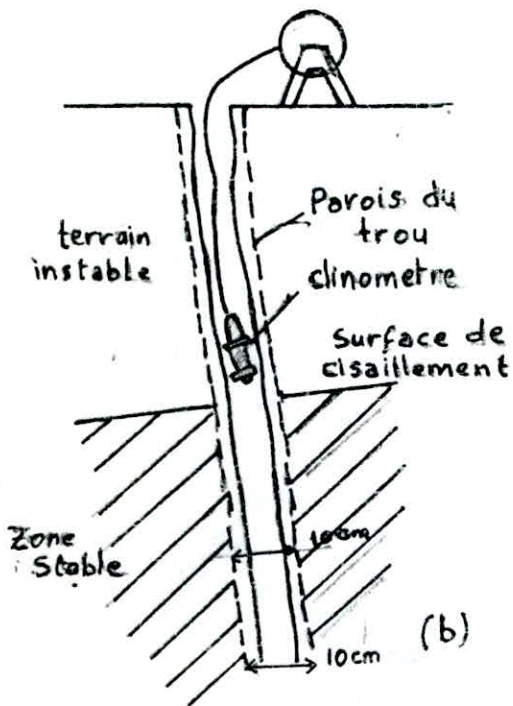
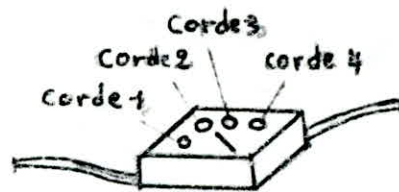
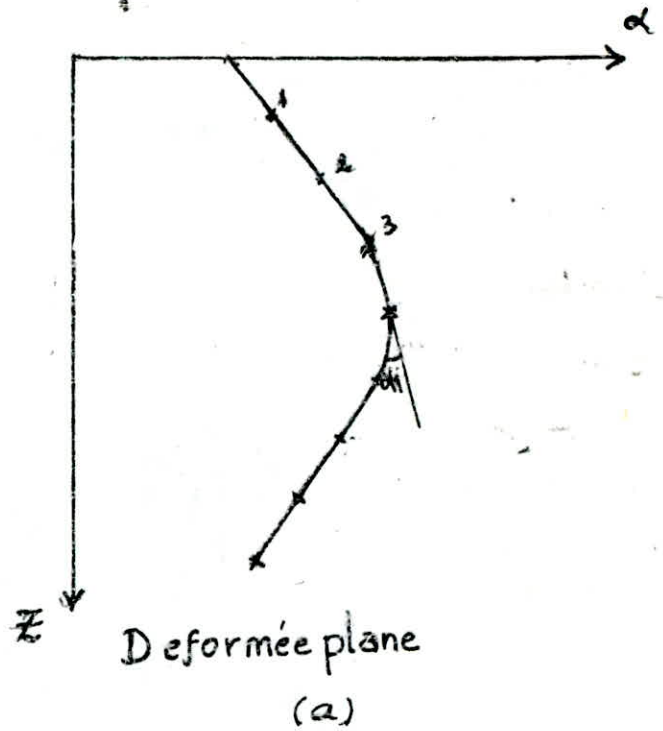


fig VI 32. Schema du clinomètre Télémac



Clinométrée

Fig VI 33



(a) Poste d'écoute

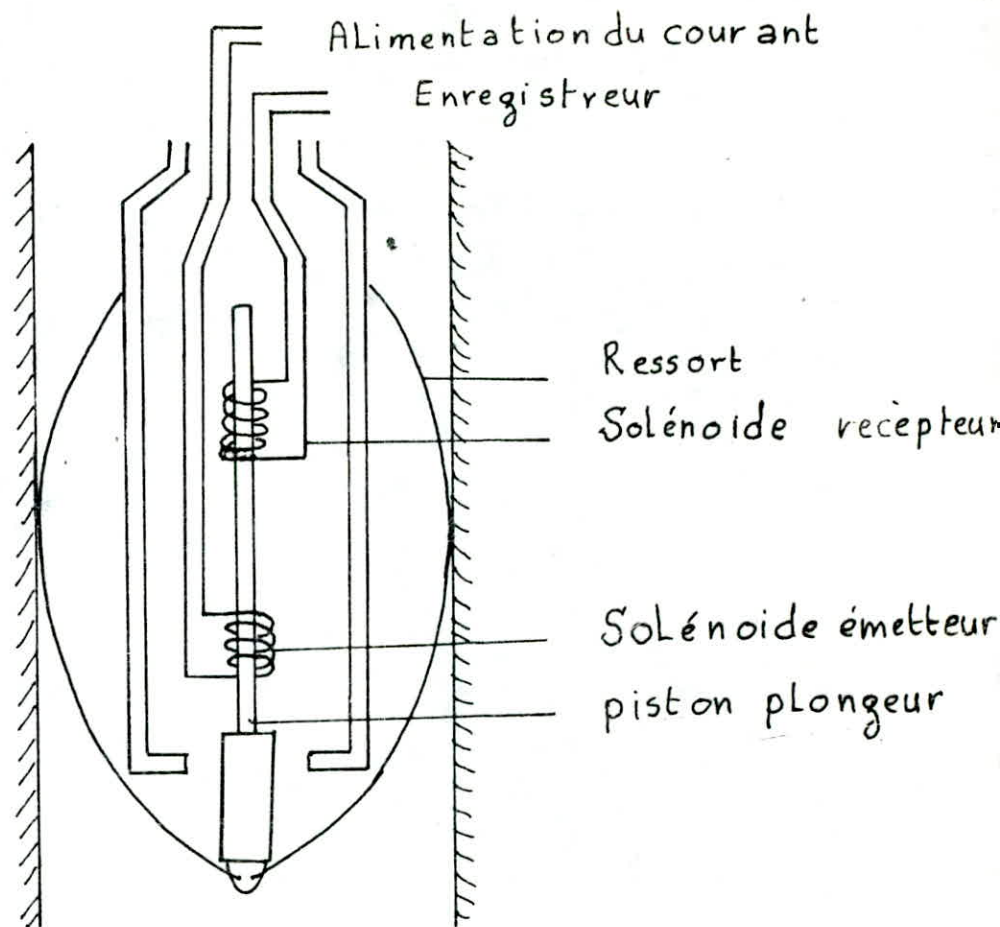
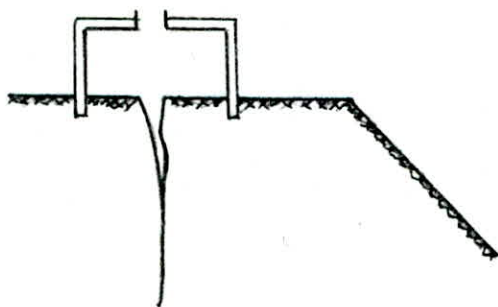
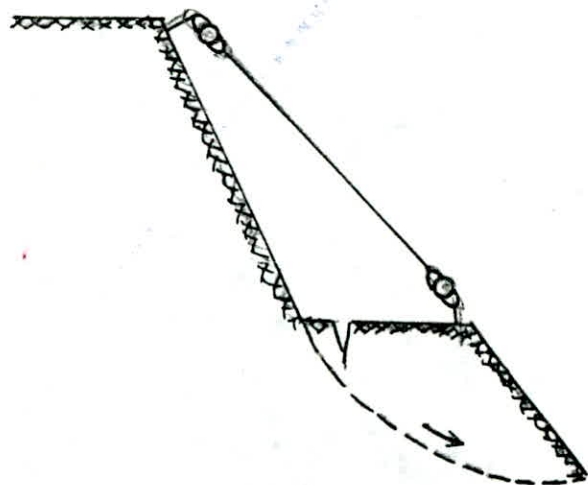


Fig VII 34 Schéma du principe d'un diamètreur



Mesure de déplacements horizontaux et verticaux



Mesure des déplacements par un tensiometre

Fig VII 35

VII-Situation géographique

La carrière de Sour-El-Ghozlane est située à:

4 Kilomètres de Sour-El-Ghozlane, et à 27 kilomètres au Sud-Ouest de Bouira, tout près de la route départementale N° 127 Bouira-Sour-El-Ghozlane.

VII-2 GEOLOGIE

a) Géologie du gisement: (fig: VII.1)

L'étude comparative des sondages, des tranchées et de la prospection sur le terrain, conduit à reconstituer une succession (du toit du mur) qui est:

Marnes argileuses MA-I (puissance environ 50 m - cénomaniens) avec intercalation des marnes plus gréseuses, de couleur gris-foncé par endroits décolorés.

En ce qui concerne la composition minéralogique, la marne est constituée de petits cristaux de calcite, de minéraux argileux associés à la matière organique, des grains de quartz (1-4%), de pyrite (2-5%) et oxyde de fer.

Les marnes ont une structure microgranulaire ou pelitique.

Des intercalations des marnes gréseuses, massives, apparaissent surtout dans la partie inférieure.

La succession des marnes est recouverte par une couche puissante de 5 - 7 m environ de calcaires gris-foncé massifs en banc de 5 - 20 cm.

Calcaire principal de gisement: CM 2 (puissance de 38 - 42 m Albiens-vraconiens): gris-foncé, dur, massif, microgranulaire en banc de 30 à 90 cm.

La composition minéralogique est la suivante:

*calcite 83 - 90 %

*argile et matière organique 8 à 12 %

*quartz 0,5 - 1 %

*pyrite 1 - 3 %

Le calcaire comme le montrent les analyses pétrographiques est constitué essentiellement de petits grains de calcite et d'un mélange de particules argileuses, avec des matières organiques.

Au milieu du profil vertical du calcaire on observe des intercalations lenticulaires et lamellaires de marnes argileuses épaisses de 0,2 à 30 cm au du calcaire plus marneux.

Marnes argileuses MA-3 (puissance 22 -26 m, Albien supérieur)/

Elles sont gris-foncé assez dures, microgranulaire, avec de nombreuses intercalations de calcaires marneux dans la partie (environ 7,5 m) et des marnes faiblement gréseuses vers le bas.

D'après les analyses pétrographiques, elles sont composées en principe de petits grains de calcite (63 -70 %) avec les minéraux argileux et de la matière organique (25 -30 %), de petites quantités de pyrite et des grains isolés de quartz (1-2 %).

Argiles marneuses A M 4 (puissance 5-7 m- Albien supérieur):

Elles sont gris-foncé, tendres. Du point de vue minéralogique la plupart des composants sont représentés par de petites particules argileuses et de la matière organique uniformément réparties dans la roche.

Calcaire marneux MN 5 (puissance 23- 28 m) -Albien supérieur

Il est gris à gris-foncé, compact à grains fins en alternance avec des marnes tendres gris-foncé en petits lits de 1,2 à 10 cm.

Selon les analyses des lames minces la roche est composée d'un mélange de très petits cristaux de calcite, de matière organique et de minéraux argileux.

Les nombreuses microfissures ont été remplies par de la calcite.

Marnes argileuses MA 6 (puissance supérieure à 20 m-albien supérieur)

Elles sont gris-foncé à noires avec intercalation d'argiles marneuses et gréseuses.

Le gisement de calcaire est délimité:

- A l'ouest par une faille qui décroche le bloc de calcaire 500 m vers le Nord.
- A l'Est par un col où la structure géologique devient peu convenable pour l'exploitation.

D'une façon naturelle, le gisement est divisé en deux compartiments (décalés de 400 m l'un par rapport à l'autre).

L'altitude du gisement varie entre +940 m et + 1044 m .

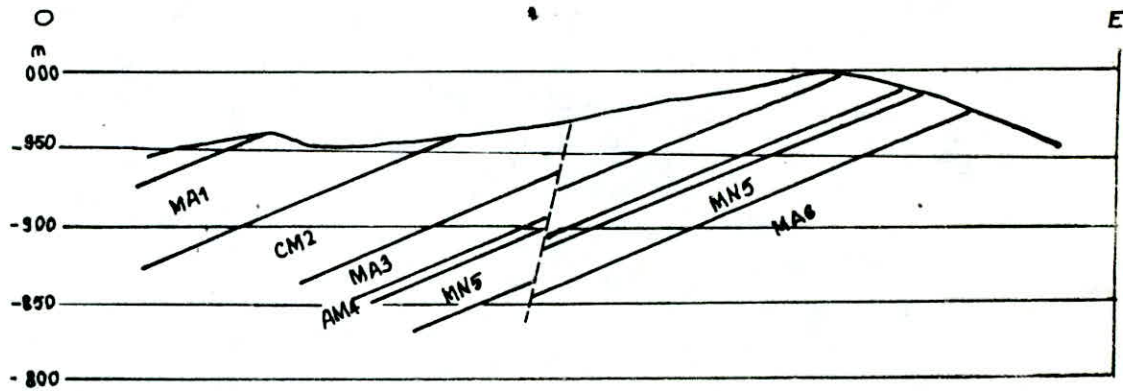


fig VII 1 Coupe géologique

- MA1: marne argileuse (1)
- CM2: Calcaire principale
- MA3: marne
- AM4: rargile marneuse
- MN5: Calcaire marneux
- MA6: marne argileuse

b) Hydrogéologie :

Il y a une nappe d'eau dans le gisement de Sour-ElGhozlane.

Au cours des travaux de sondage, il y a eu variation du niveau d'eau suivant les saisons et les années (74-75-76).

Le niveau d'eau hydrostatique varie de +905 à 930 m.

Etant donné que dans certaines périodes, le niveau hydrostatique de la nappe d'eau dépasse le niveau de base de l'exploitation prévue, il faudra prévoir soit l'implantation des sondages hydrogéologiques, soit l'augmentation des débits des puits existants; mais au lieu de cela, on a décidé d'augmenter le niveau de base de l'exploitation à 940 mètres.

VII-3 LES RESERVES TOTALES DE LA CARRIERE

Les réserves totales des trois premières couches prévues pour l'exploitation, sont données dans le tableau suivant:

Tableau N° VII -1

type de matière première	Quantité des réserves en 10^6 t			Total en 10^6 t
	catégorie B sure	catégorie C1 probable	catégorie C2 possible	
marne supérieure MA-1	2,8	3,9	1,0	7,7
calcaire principal CM-2	22,6	42,7	6,5	71,8
marne inférieure MA-3	3,8	6,5	0,8	11,1
Total	29,2	53,1	8,3	90,6

Le poids volumique des trois couches est estimé à: $\gamma = 2,5 \text{ Kg/dm}^3$

VII-4 EXPLOITATION DU GISEMENTa) Ouverture du gisement (fig VII 2)

Vus la structure géologique et le relief montagneux du gisement, le mode d'ouverture de la carrière est effectué par des routes à flanc de coteau suivant les côtes respectives des niveaux d'exploitation 940, 955, 970 et 985 m. Deux routes principales ouvrent la carrière à partir de la côte 940 m, l'une longeant la limite Sud du gisement (autoroute), l'autre, la limite Est, atteignant le niveau supérieur d'exploitation (985 m).

Les longueurs des routes principales sont respectivement de 960 m pour l'auto-route et de 600 m pour la route longeant la limite Est.

La largeur des routes est de 14 m, leurs inclinaisons sont de 8 % pour l'auto-route et de 11 % pour la route Est.

Par ailleurs le gradin supérieur (niveau 985 m) est ouvert par une tranchée de découpage de direction Nord-Sud.

B) Système d'exploitation (fig VII 2)

Le système d'exploitation appliqué dans la carrière est dit "de transport" où les engins d'extraction et de transport sont des chargeurs sur pneus, des dumpers et des camions Renault GBH et THB.

Actuellement quatre gradins sont en exploitation (985, 970, 955 et 940 m).

La hauteur des gradins est de 15 m à l'exception du gradin supérieur, au niveau 985 où elle atteint 25 m, ce qui est dû à la configuration du terrain.

La distance parallèle minimale entre deux fronts de taille est de 60 m.

La direction d'avancement des fronts de taille est d'Est en Ouest.

b1) Forage:

Les besoins annuels en forage s'élèvent à 50000 m ce qui donne 50 postes de travail. La carrière est dotée de 03 foreuses ROC -601-02 avec deux compresseurs.

La maille de forage est $a=3,7$ m $b=2$ m

On distingue deux rangées. L'inclinaison des trous à l'horizontal est de 75°.

voir fig VII 3

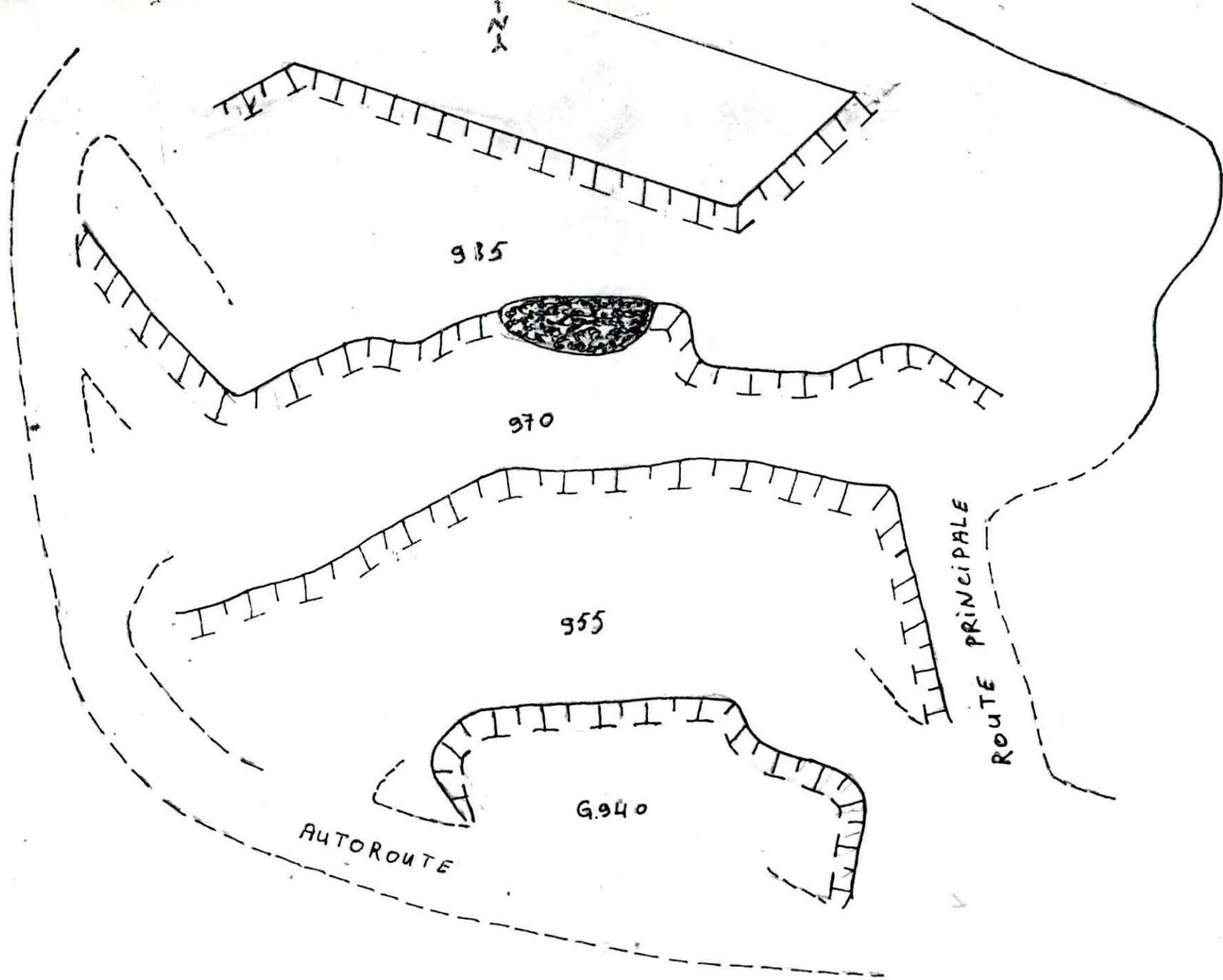


fig VII 2 . schéma de la carrière

b2) Travaux de tir

On réalise 2 à 3 tirs par semaine. On utilise des explosifs brisants et Anfomils. La mise à feu s'effectue par cordeau détonant et mèche lente.

Le chargement s'effectue par charge intermédiaire (fig VII 4).

Des relais détonants à retard (20 m/s) sont connectés entre deux trous, afin que l'onde de choc soit moins ressentie.

La consommation spécifique réelle des explosifs est de 80 g/t d'explosifs brisants et 150 g/t d'Anfomil: soit 230g/t.

Les besoins annuels en explosif sont:

-explosif brisant : 110.240 KG

-Anfomil : 206.700 KG

b3) Chargement: fig VII 5

Le chargement s'effectue par des chargeuses "Carterpillar" 988-13 avec des godets de 5,5 m³ cube de capacité.

Le rendement réel par jour et par engin est de 2740 t. On a trois chargeurs.

b4) Transport

Le transport s'effectue par des dumpers "Euclide" R 35 de 35 t de charge utile; on a six dumpers -fig VII-5

Régime de fonctionnement de la carrière:

-nombre de jours ouvrables par an: 250

-nombre de jour ouvrables par semaine: 5

-nombre de postes par jour: 01

-nombre d'heures par poste : 8

La production totale est de : 1498.10³ t/an
31 200 t/semaine
6240 t / jour

b5) Sécurité de travail

Les consignes de sécurité doivent être complétées chaque fois que cela s'avère nécessaire.

Règles de sécurité concernant le tir des mines:

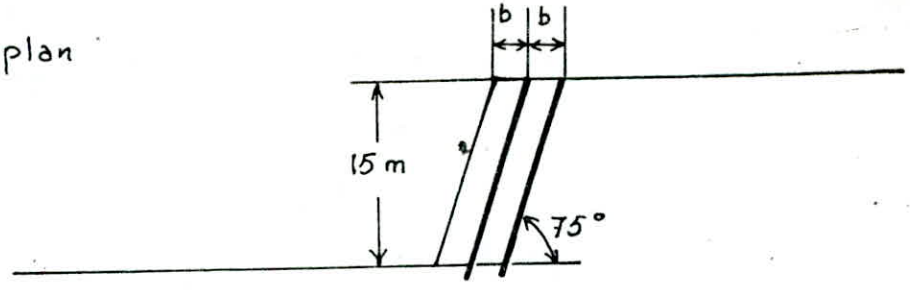
1- Un "avis de tir" doit toujours être communiqué aux personnes et service intéressé suffisamment longtemps avant le tir des mines.

2- Les ouvriers munis d'un drapeau rouge seront postés en temps voulu sur toutes les voies d'accès aux points de tir et le chef de tir doit s'assurer avant le signal d'avertissement, que toutes les prescriptions

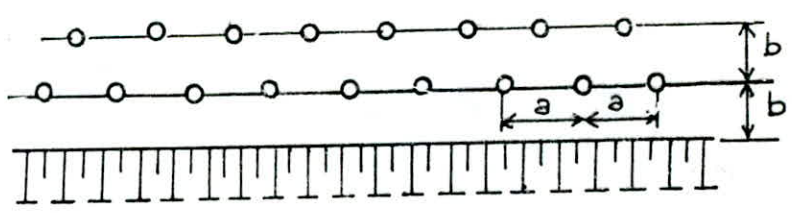
de sécurité sont observées.

3- Immédiatement avant un tir, retentit un signal de sirène continu d'une durée minimale de une minute, après quoi, avant de donner le signal au

fig VII 3: schema du plan de tir



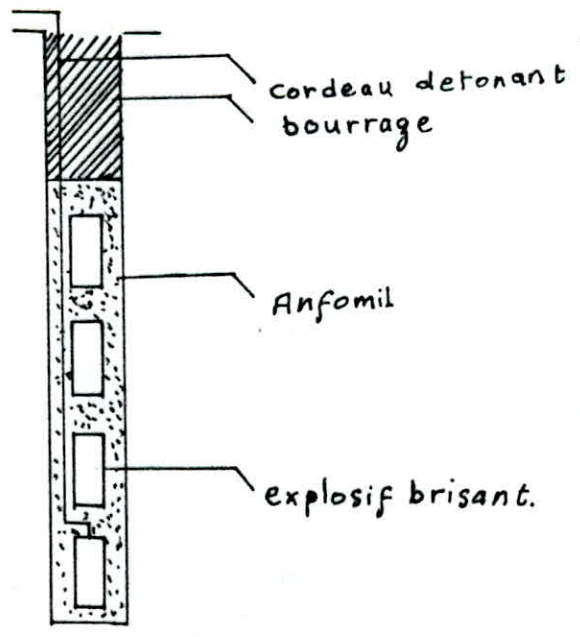
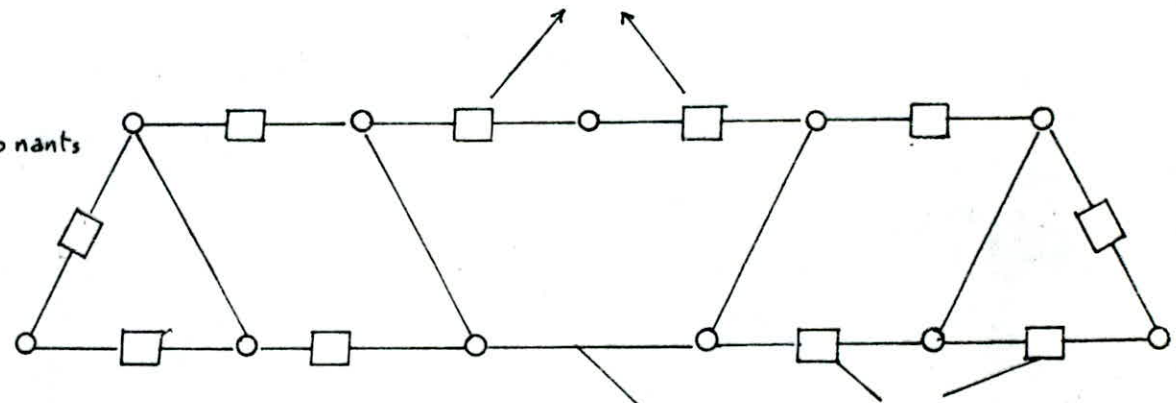
COUPE VERTICALE



PLAN

direction de projection

fig VII 4: Schema du relais detonants et de l'explosif



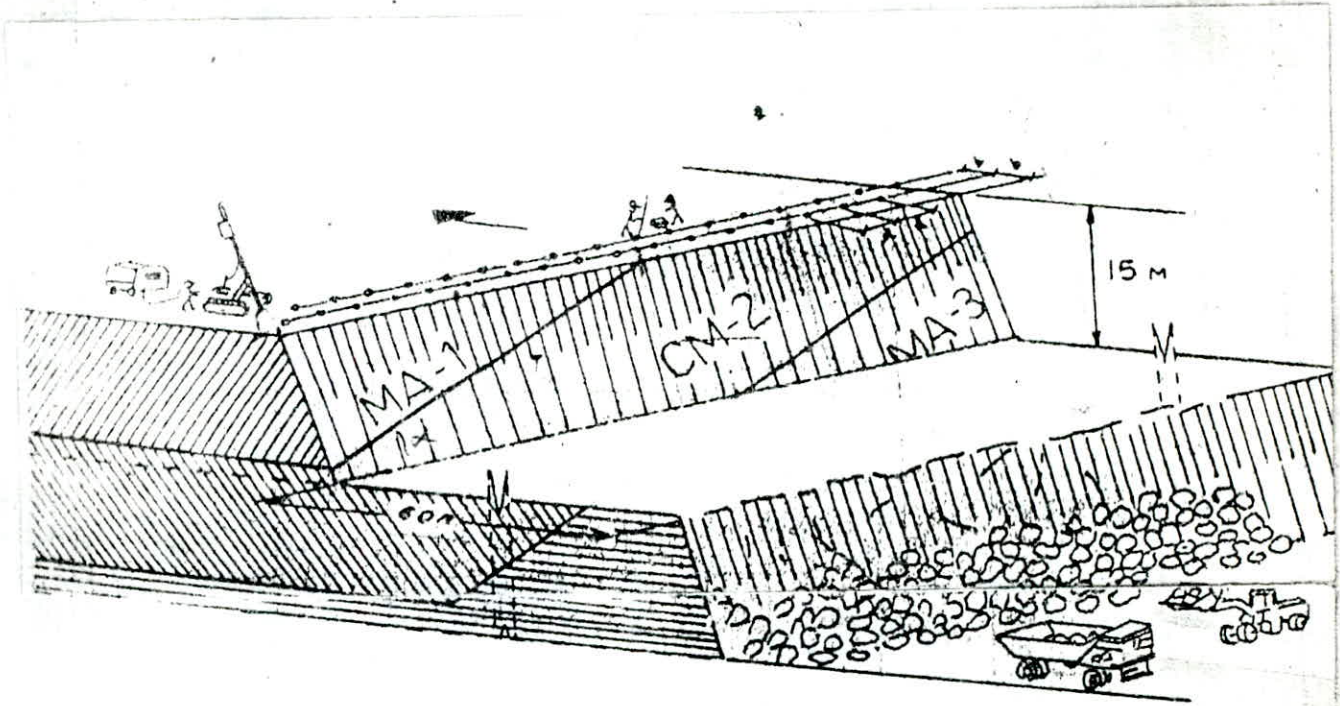


fig VIII 5 Système d'exploitation de la carrière.

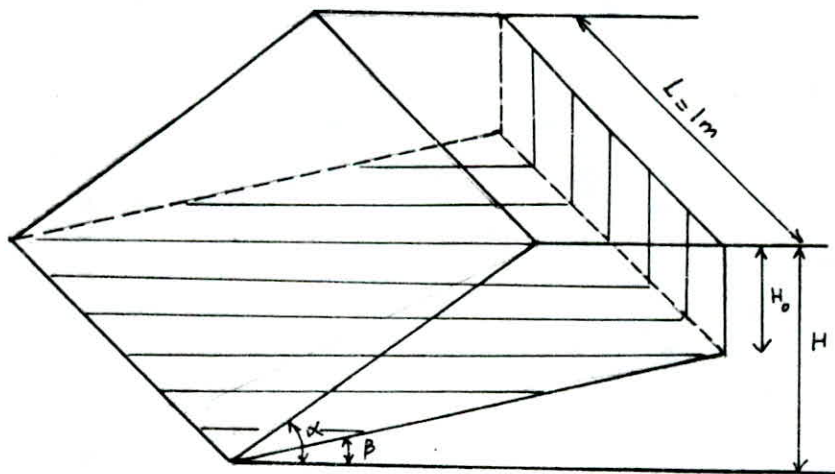


fig VIII 6 : Glissement plan (utilisation d'une méthode particulière)

boutefeu, le chef de tir doit s'assurer que les ouvriers postés donnent le feu vert.

4-Le signal de fin de tir est donné par de brefs coups de sirène.

5-Lorsque la mine ne saute pas comme prévu, le personnel artificier doit attendre au moins 30 minutes avant d'approcher la charge.

6-Le responsable doit s'assurer, après chaque tir, que tous les explosifs ont sauté.

Règles de sécurité concernant le chargement des camions

1-Le conducteur du chargeur est responsable du positionnement correct du dumper avant le chargement de celui-ci.

2-Lorsque le chargement est terminé, le conducteur du chargeur doit s'assurer qu'il n'est pas tombé de bloc empêchant le dumper de rouler librement, après quoi, il donne un coup d'avertisseur pour marquer que le chargement est terminé.

3-En marche arrière, il faut toujours utiliser les rétroviseurs.

VII.5.- Calcul du coefficient de sécurité:

Pour calculer le coefficient de sécurité, il faut disposer en premier lieu des caractéristiques géotechniques des roches, à savoir: la cohésion et l'angle de frottement interne. C'est pourquoi, nous allons commencer par le calcul de ces derniers, faute de l'existence des valeurs expérimentales.

a) Calcul des caractéristiques mécaniques:

Faute de valeurs expérimentales (aucune documentation ne contient les caractéristiques géotechniques des roches), on peut obtenir les valeurs de la cohésion et l'angle de frottement interne à partir de la résistance à la compression. En effet, on a:

$$c = \sqrt{\frac{R_c R_t}{2}} \quad \text{et} \quad \sin \varphi = \frac{R_c - R_t}{R_c + R_t}$$

La résistance à la compression pour le calcaire est celle obtenue pour le calcaire de Meftah et pour la marne, j'ai utilisé une valeur tirée de la littérature:

. Calcaire:

$$R_c = 250 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\text{On a: } R_t = \frac{R_c}{N} \quad N = 10 + 40$$

On prend $N = 15$

$$R_t = 16,66 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sin \varphi = 0,8750$$

$$\text{d'où: } \varphi = \text{Arc sin } 0,875 = 61,05^\circ$$

$$c = 32,27 \text{ Kgf/cm}^2$$

. Marne:

$$R_c = 82 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \text{et} \quad R_t = 6 \text{ Kgf/cm}^2$$

$$\sin \varphi = 0,8636$$

$$\varphi = 59,72^\circ$$

$$c = 11,09 \text{ Kgf/cm}^2$$

. Calcaire:

$$\varphi = 61^\circ \quad c = 322,7 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

. Marne:

$$\varphi = 59,7^\circ \quad c = 110,9 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

Puisque les paramètres de la résistance des roches se trouvant dans le massif diffèrent de celles obtenues au laboratoire à cause de plusieurs facteurs. Alors, il faut calculer les nouvelles valeurs de de ces paramètres

$$\text{On a: } C_m = C_c \cdot K_f \cdot K_w \cdot K_t ; (\text{N/m}^2)$$

où: C_m : cohésion du massif.

C_c : cohésion de l'échantillon.

K_f : coefficient tenant compte de la fissurité ($0,1 \div 0,2$) $K_f = 0,1$

K_w : coefficient de diminution de la cohésion à cause de l'humidité naturelle des roches. $K_w = 0,5 \div 0,8$; $K_w = 0,5$.

K_t : coefficient tenant compte de la diminution de la cohésion en fonction du temps ($0,5 \div 1$): $K_t = 0,5$.

$$\varphi_m = \varphi_0 K_\varphi \quad K_\varphi = 0,8$$

où: φ_m : angle de frottement interne du massif.

φ_0 : angle de frottement interne de l'échantillon.

K_φ : coefficient d'affaiblissement.

. Calcaire:

$$C_m = 8 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad \varphi_m = 48,84^\circ$$

. Marne:

$$C_m = 2,8 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2 \quad ; \quad \varphi_m = 48^\circ$$

Dans le cas où la surface de glissement est une surface d'affaiblissement, la cohésion du massif au niveau de la surface de glissement se trouve réduite de 10 - 20 fois; alors, on calcule les caractéristiques résiduelles:

$$C_r = C_m \times K$$

où: C_r : cohésion résiduelle.

C_m : cohésion du massif.

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

. Calcaire:

$$C_r = 0,8 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

. Marne:

$$C_r = 0,28 \cdot 10^4 \text{ N/m}^2$$

b) 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:

- 1) Toutes les forces sont concourantes.
- 2) Prise en considération de la présence de l'eau dans la fissure verticale d'arrachement.
- 3) La répartition de la pression interstitielle est linéaire.

Soit donc un talus sujet à un glissement suivant une surface plane qui fait un angle β avec l'horizontale (fig. VII.6) et entraînant une fissure d'arrachement vertical de hauteur H_0 .

Le coefficient de sécurité s'écrit:

$$F_s = \frac{C_m l + (W \cos \beta - V \sin \beta) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \beta + V \cos \beta}$$

où C_m est la cohésion du massif.

l est 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:

$$P = (1 - \frac{H_0}{H}) \frac{1}{\sin \beta}$$

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

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

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

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

c) Influence de la surface d'affaiblissement:

L'existence d'une surface d'affaiblissement réduit de 10 à 20 fois la cohésion; donc, le coefficient de sécurité se retrouve réduit à son tour.

Si $H_0 = 0$, on a:

$$P = \frac{1}{\sin \beta}$$

$$Q = \cos \beta (\operatorname{ctg} \beta \operatorname{tg} \alpha - 1)$$

$$\text{et } F_s = \frac{2C_r}{\gamma H} \cdot \frac{P}{Q} + \operatorname{ctg} \beta \operatorname{tg} \varphi_m$$

où C_r est la cohésion résiduelle ($C_r = 0,1 C_m$).

En faisant varier β , on peut obtenir la courbe $F_s = f(\beta)$ dont on donnera par la suite une interprétation (voir conclusion); (voir fig. VII,7,8); (Tableaux n° 2 et n° 3).

d) Influence de la surface d'affaiblissement en présence de la fissure verticale d'arrachement:

La présence de la fissure verticale d'arrachement augmente le coefficient de sécurité et cela d'autant plus que sa hauteur est importante (fig. VII.9).

Les résultats pour différentes valeurs de β et de H_0 sont donnés dans des tableaux (N° VII.4).

e) Influence d'existence de ponts de matières dans les plans des fissures verticales (fig. VII.9):

L'existence de ponts de matières dans les fissures verticales engendrent des forces de traction dans ces plans; ces forces sont données par la formule suivante:

$$R = R_r A (1 - K)$$

R : force de traction (N).

R_r : représente la résistance à la traction (N/m^2).

A : surface de la fissure verticale (m^2).

K : coefficient de séparation ($K = 0 + 1$).

La valeur $K = 0$ signifie qu'il n'y a pas séparation entre le talus et le reste du massif suivant le plan de la fissure.

La valeur $K = 1$ signifie qu'on est en pleine séparation et la force de traction est alors nulle.

Le coefficient de sécurité est donné par:

$$F_s = \frac{\sum F_r}{\sum F_p}$$

où $\sum Fr$ représente la somme des forces résistantes au glissement.

$\sum Fp$ représente la somme des forces motrices du glissement.

On a:

$$F_s = \frac{(cl + R \cos \beta) + W \cos \beta \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \beta}$$

On peut considérer deux cas:

- 1) Le glissement se fait suivant une surface d'affaiblissement; dans ce cas, on prend en considération les caractéristiques mécaniques résiduelles ($C = C_r; \varphi = \varphi_r = \varphi_m$).
- 2) Le glissement se fait suivant une surface qui n'est pas une surface d'affaiblissement et on prend les caractéristiques mécaniques du massif ($C = C_m; \varphi = \varphi_m$).

$$l = 15,61 \text{ m} \quad \alpha = 75^\circ \quad \beta = 60^\circ$$

Les résultats des calculs sont donnés dans le tableau suivant:

TABLEAU N° VII.5

K	Fs		
	Calcaire	Marne	
0	PA	1,71	1,1
	SPA	2,56	1,34
0,5	PA	1,23	0,86
	SPA	2,1	1,16
1	PA	0,76	0,68
	SPA	1,61	1

PA signifie que la surface suivant laquelle se fait le glissement est une surface d'affaiblissement.

SPA signifie que la surface de glissement n'est pas une surface d'affaiblissement.

Les courbes $F_s = f(K)$ sont représentées dans les fig. (VII.10). D'après ces courbes, on peut dire que la présence des ponts de matières augmente le coefficient de sécurité puisqu'elle engendre une force de traction qui renforce les forces résistantes.

Au glissement, on remarque aussi que si le glissement se fait suivant un plan qui n'est pas un plan d'affaiblissement, le coefficient de sécurité sera plus grand car la cohésion est plus grande (cohésion du massif).

f) Influence de la présence d'eau dans les fissures (fig. VII.11):

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

soit: $H_0 = 1,5 \text{ m}$

$\beta = 60^\circ$

$\alpha = 75^\circ$

On a:

$$F_s = \frac{2cP (Q \operatorname{ctg} \beta + K(P + S) \operatorname{tg} \varphi)}{K H} \quad Q + K S \operatorname{ctg} \beta$$

où: $S = \frac{Z_w}{H} \cdot \sin \beta$

$$K = \frac{\gamma_w \cdot Z_w}{\gamma_w H}$$

Z_w : représente la hauteur de l'eau dans la fissure.

Les résultats des calculs du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de l'eau dans la fissure sont donnés dans le tableau suivant:

TABLEAU N° VII.6

Z_w (hauteur de l'eau)	Fs	
	Calcaire	Marne
0	PA	0,76
	SPA	1,61
$\frac{H_0}{2}$	PA	0,7
	SPA	1,64
H_0	PA	0,64
	SPA	1,57

PA: le plan de glissement est un plan d'affaiblissement.

SPA: le plan de glissement n'est pas un plan d'affaiblissement.

Les courbes représentatives $F_s = f(Z_w)$ sont données dans la fig. (VII.12).

D'après ces courbes, on remarque que le coefficient de sécurité diminue quand la hauteur de l'eau dans la fissure augmente; cela est tout à fait logique car les forces de pression engendrées par la présence d'eau augmentent les forces motrices responsables du glissement.

g) 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 un.

(Limite de stabilité).

Si dans la formule du coefficient de sécurité:

$$F_s = \frac{2C_m}{H} \cdot \frac{P}{Q} + \text{ctg} \beta \text{tg} \alpha$$

On pose H comme inconnue, alors pour la valeur de $F_s = 1$ correspond la valeur de la hauteur critique.

En remplaçant P et Q par leurs expressions:

$$P = \left(1 - \frac{H_0}{H}\right) \cdot \frac{1}{\sin \beta}$$

$$Q = \left(1 - \frac{H_0}{H}\right)^2 \cos \beta (\text{ctg} \beta \text{tg} \alpha - 1)$$

Il vient que:

$$H = \frac{2C_m}{(1 - \text{ctg} \beta \text{tg} \alpha) (\text{ctg} \beta \text{tg} \alpha - 1) \sin \beta \cos \beta} + H_0$$

. Calcaire:

$$H = 41,5 \text{ m}$$

$$\text{d'où: } F_s = \frac{H_c}{H_r}$$

$$F_s = 2,77$$

H_c : hauteur critique

H_r : hauteur réelle

La hauteur réelle est bien inférieure à la hauteur critique d'où un coefficient de sécurité supérieur à un.

. Marne:

$$H = 14 \text{ m}$$

Pour la marne, la hauteur réelle dépasse la hauteur critique, donc le coefficient de sécurité est inférieur à un et le talus ne peut pas être stable.

$$F_s = 0,94.$$

TABLEAUX N° VII 4

$$F_s = f(H_0)$$

$$\beta = 25^\circ$$

H ₀	P	Q	F _s	
			Calcaire	Marne
0	2,37	6,35	2,47	2,39
1	2,21	5,53	2,47	2,39
2	2,05	4,77	2,47	2,39
3	1,89	4,06	2,47	2,39
4	1,74	3,44	2,48	2,39
5	1,58	2,82	2,48	2,39
6	1,42	2,29	2,48	2,39
7	1,26	1,81	2,48	2,39
8	1,11	1,38	2,49	2,39
9	0,95	1,02	2,49	2,40
10	0,79	0,71	2,50	2,40

$$\beta = 30^\circ$$

H ₀	P	Q	F _s	
			Calcaire	Marne
0	2	4,73	2	1,93
1	1,87	4,12	2	1,93
2	1,73	3,55	2	1,93
3	1,60	3,03	x2	1,93
4	1,47	2,55	2,01	1,93
5	1,33	2,10	2,01	1,93
6	1,20	1,70	2,01	1,93
7	1,07	1,35	2,02	1,94
8	0,93	1,03	2,02	1,94
9	0,80	0,76	2,03	1,94
10	0,67	0,53	2,04	1,94

$$\beta = 35^\circ$$

H	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,74	3,55	1,66	1,59
1	1,63	3,09	1,66	1,59
2	1,51	2,66	1,66	1,59
3	1,40	2,27	1,66	1,60
4	1,28	1,91	1,66	1,60
5	1,16	1,58	1,67	1,60
6	1,05	1,28	1,67	1,60
7	0,93	1,01	1,67	1,60
8	0,81	0,77	1,68	1,60
9	0,70	0,57	1,69	1,60
10	0,58	0,39	1,70	1,61

$$\beta = 40^\circ$$

H _o	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,56	2,64	1,39	1,33
1	1,45	2,30	1,39	1,33
2	1,35	1,98	1,39	1,33
3	1,25	1,69	1,40	1,33
4	1,14	1,42	1,40	1,34
5	1,04	1,17	1,40	1,34
6	0,93	0,95	1,41	1,34
7	0,83	0,75	1,41	1,34
8	0,73	0,58	1,42	1,34
9	0,62	0,42	1,43	1,35
10	0,52	0,29	1,44	1,35

$$\beta = 45^\circ$$

H _o	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,42	1,93	1,18	1,12
1	1,32	1,68	1,18	1,12
2	1,23	1,45	1,18	1,12
3	1,13	1,24	1,18	1,12
4	1,04	1,04	1,19	1,13
5	0,94	0,86	1,19	1,13
6	0,85	0,70	1,20	1,13
7	0,76	0,55	1,20	1,13
8	0,66	0,42	1,21	1,13
9	0,56	0,30	1,22	1,14
10	0,47	0,22	1,24	1,14

$$\beta = 50^\circ$$

H _o	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,31	1,37	1	0,95
1	1,22	1,19	1	0,95
2	1,13	1,02	1	0,95
3	1,05	0,88	1,01	0,95
4	0,96	0,74	1,02	0,95
5	0,87	0,61	1,02	0,95
6	0,78	0,49	1,03	0,95
7	0,70	0,39	1,04	0,96
8	0,61	0,30	1,05	0,96
9	0,52	0,22	1,06	0,97
10	0,44	0,15	1,08	0,97

$$\beta = 55^\circ$$

H _o	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,22	0,93	0,86	0,80
1	1,14	0,81	0,86	0,80
2	1,06	0,70	0,87	0,80
3	0,98	0,59	0,87	0,80
4	0,90	0,50	0,88	0,80
5	0,81	0,41	0,89	0,81
6	0,73	0,33	0,90	0,81
7	0,65	0,26	0,91	0,81
8	0,67	0,20	0,92	0,82
9	0,49	0,15	0,94	0,82
10	0,41	0,10	0,97	0,83

$$\beta = 60^\circ$$

H _o	P	Q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,16	0,58	0,75	0,67
1	1,08	0,50	0,75	0,67
2	1,00	0,43	0,77	0,68
3	0,92	0,37	0,77	0,68
4	0,85	0,31	0,78	0,68
5	0,77	0,26	0,79	0,68
6	0,69	0,21	0,80	0,69
7	0,62	0,17	0,82	0,69
8	0,54	0,13	0,85	0,70
9	0,46	0,09	0,88	0,71
10	0,39	0,07	0,92	0,73

TABLÉAU VII.4

VARIATION DU COEFFICIENT DE SECURITE EN FONCTION DE H.
POUR DIFFÉRENTES VALEURS DE β

$\beta = 65^\circ$

H ₀	F	q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,10	0,31	0,59	0,57
1	1,03	0,27	0,70	0,57
2	0,96	0,24	0,71	0,58
3	0,88	0,20	0,72	0,58
4	0,81	0,17	0,74	0,59
5	0,74	0,14	0,76	0,69
6	0,66	0,11	0,79	0,60
7	0,59	0,09	0,82	0,61
8	0,52	0,07	0,86	0,62
9	0,44	0,05	0,91	0,64
10	0,37	0,04	0,96	0,67

$\beta = 70^\circ$

H ₀	F	q	Fs	
			Calcaire	Marne
0	1,07	0,12	0,79	0,53
1	0,99	0,11	0,82	0,54
2	0,92	0,09	0,85	0,55
3	0,83	0,08	0,88	0,56
4	0,78	0,07	0,93	0,57
5	0,71	0,06	0,98	0,59
6	0,64	0,05	1,04	0,61
7	0,57	0,04	1,12	0,63
8	0,50	0,03	1,22	0,67
9	0,43	0,02	1,36	0,71
10	0,36	0,01	1,54	0,77

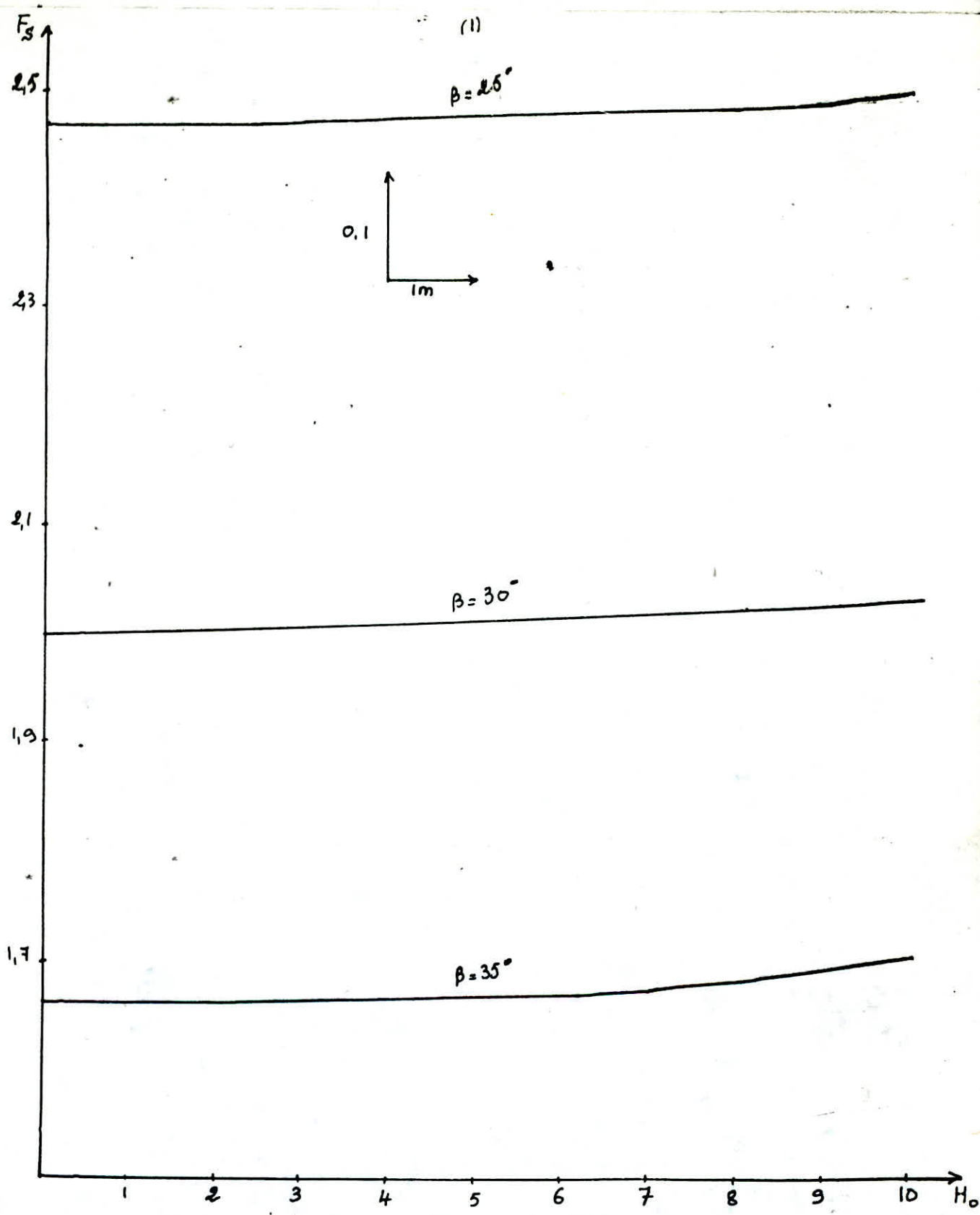


fig 1718b Variation de F_s en fonction de H_0

* Calcaire

$H = 15m$
 $\alpha = 75^\circ$

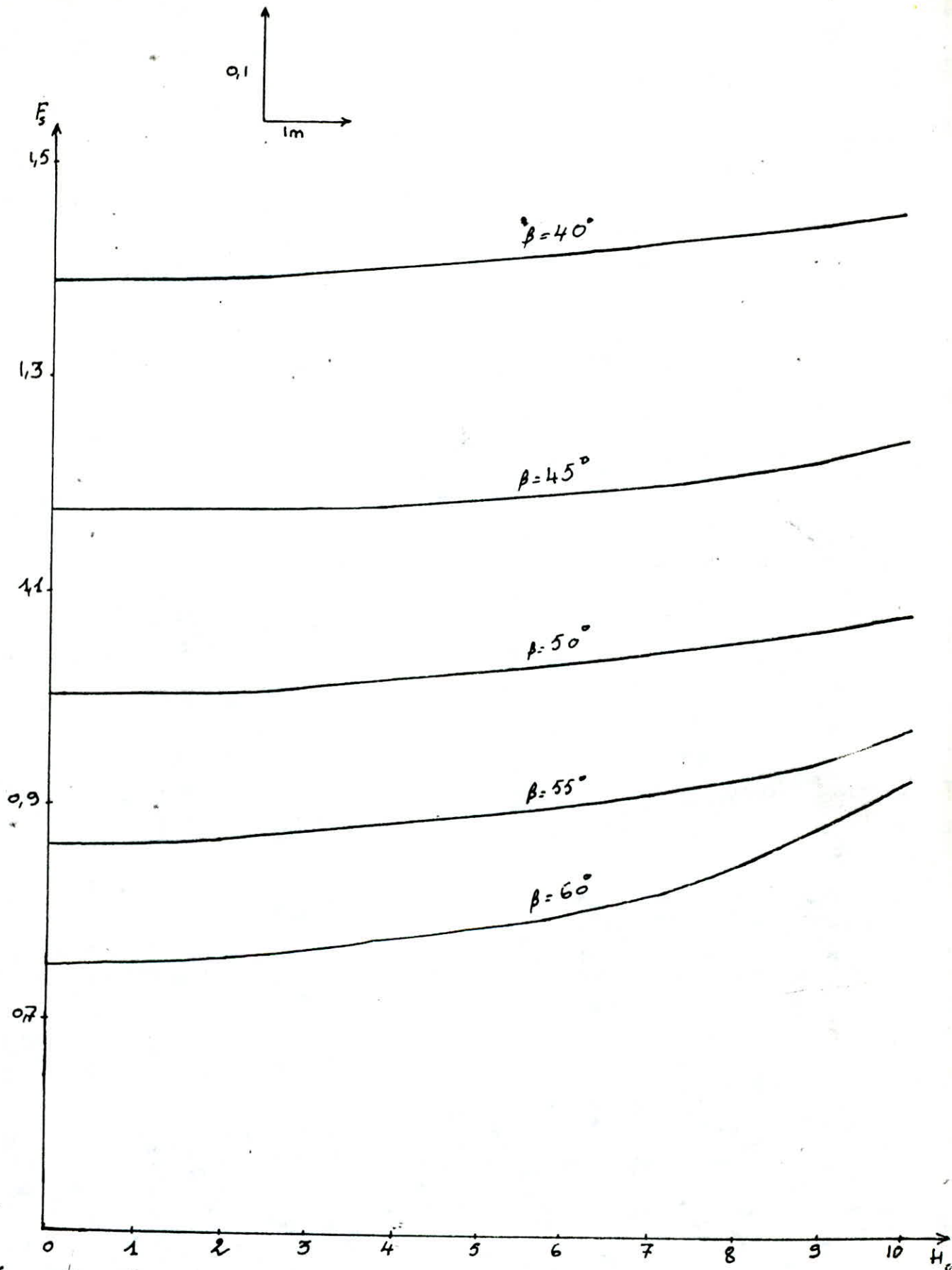


fig VII 8b Variation de F_s en fonction de H_0 + Calcaire
 $H = 15m$
 $\alpha = 75^\circ$

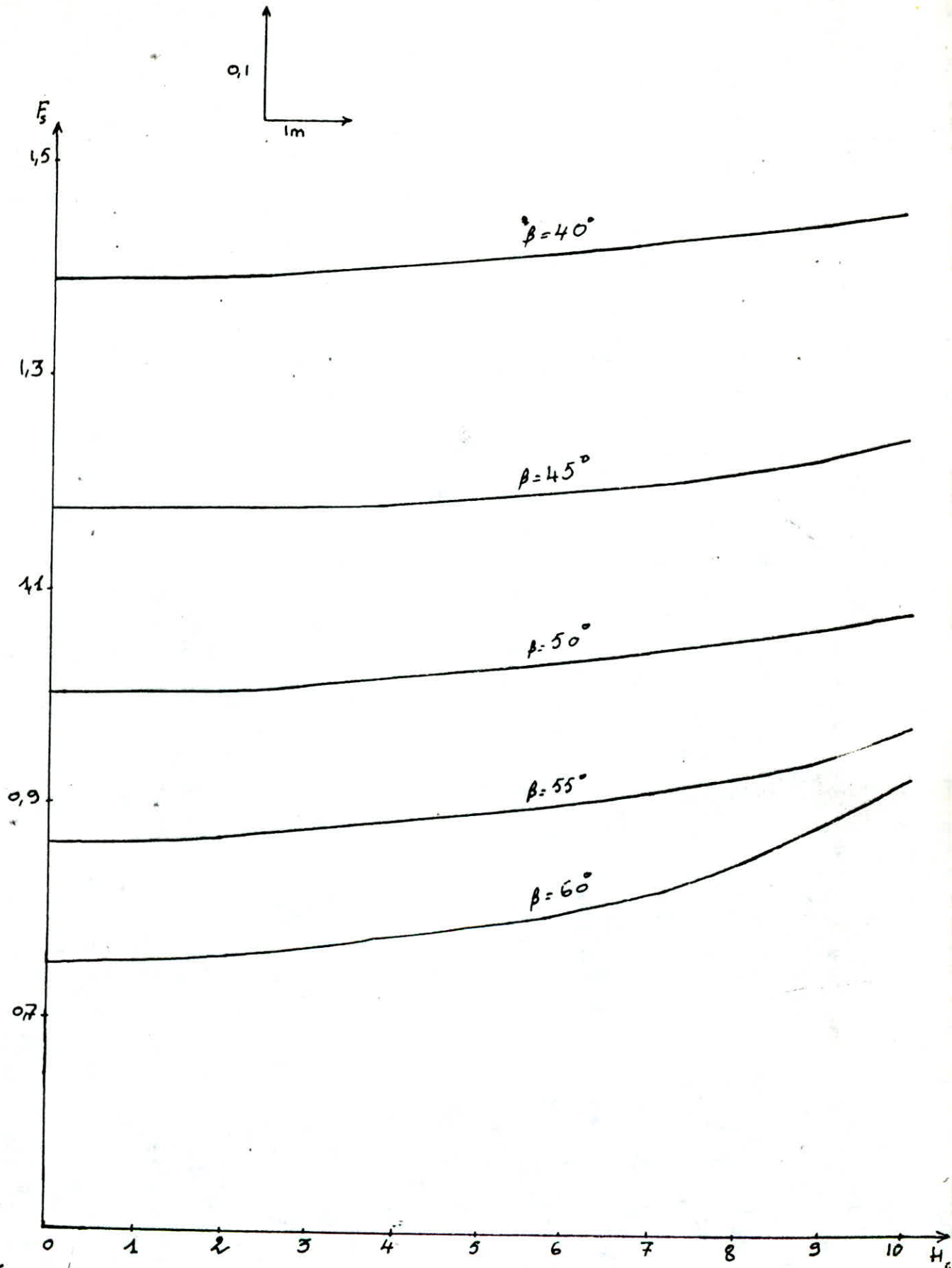


fig VII 8b Variation de F_s en fonction de H_0 \downarrow Calcaire
 $H = 15m$
 $\alpha = 75^\circ$

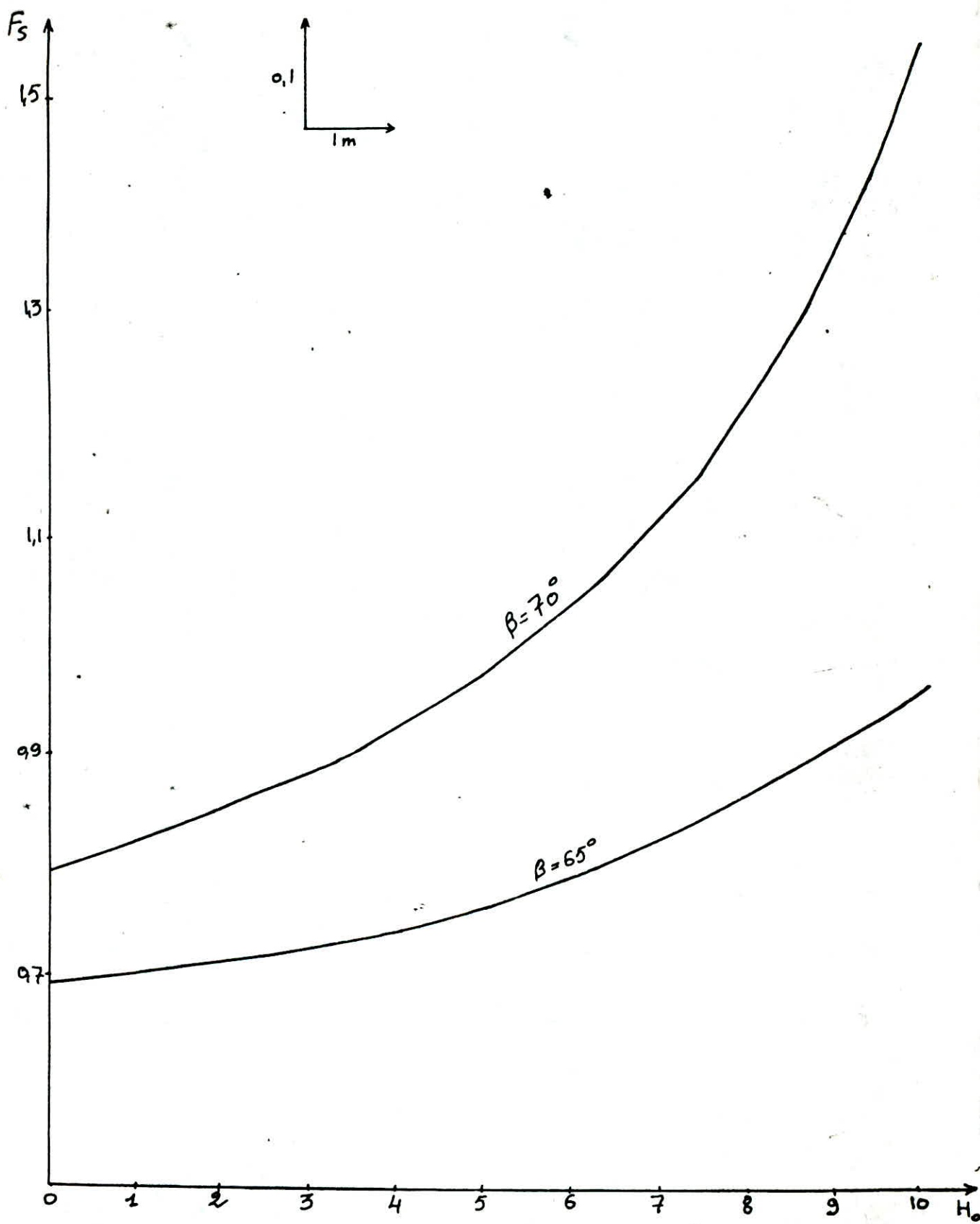


fig VIII 8b Variation de F_s en fonction de β

$H = 15\text{ m}$
 $\alpha = 75^\circ$

* Calcaire

(4)

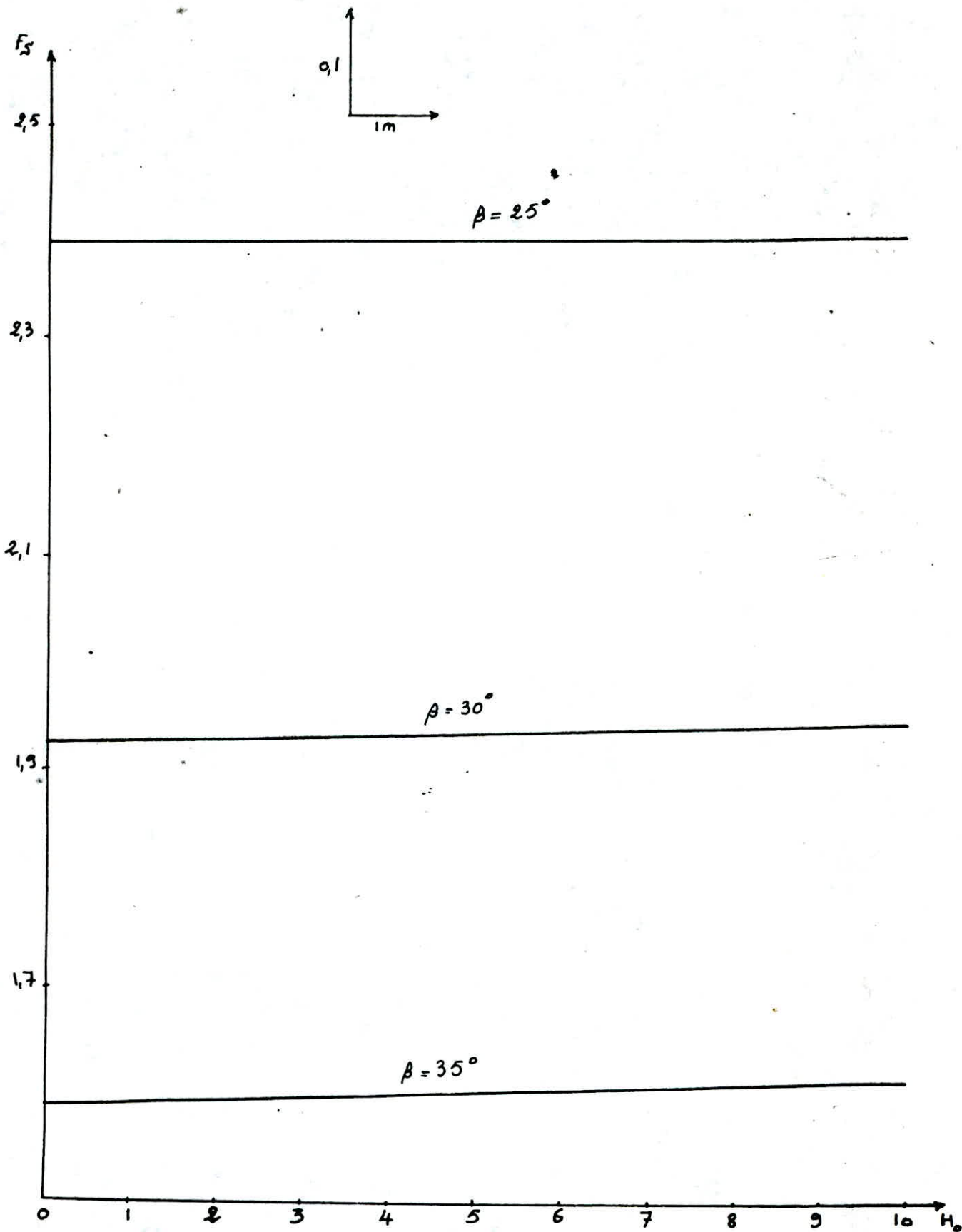


fig IV Bb: Variation de F_s en fonction de H_0

* Merne

$H = 15m$
 $\alpha = 75^\circ$

(5)

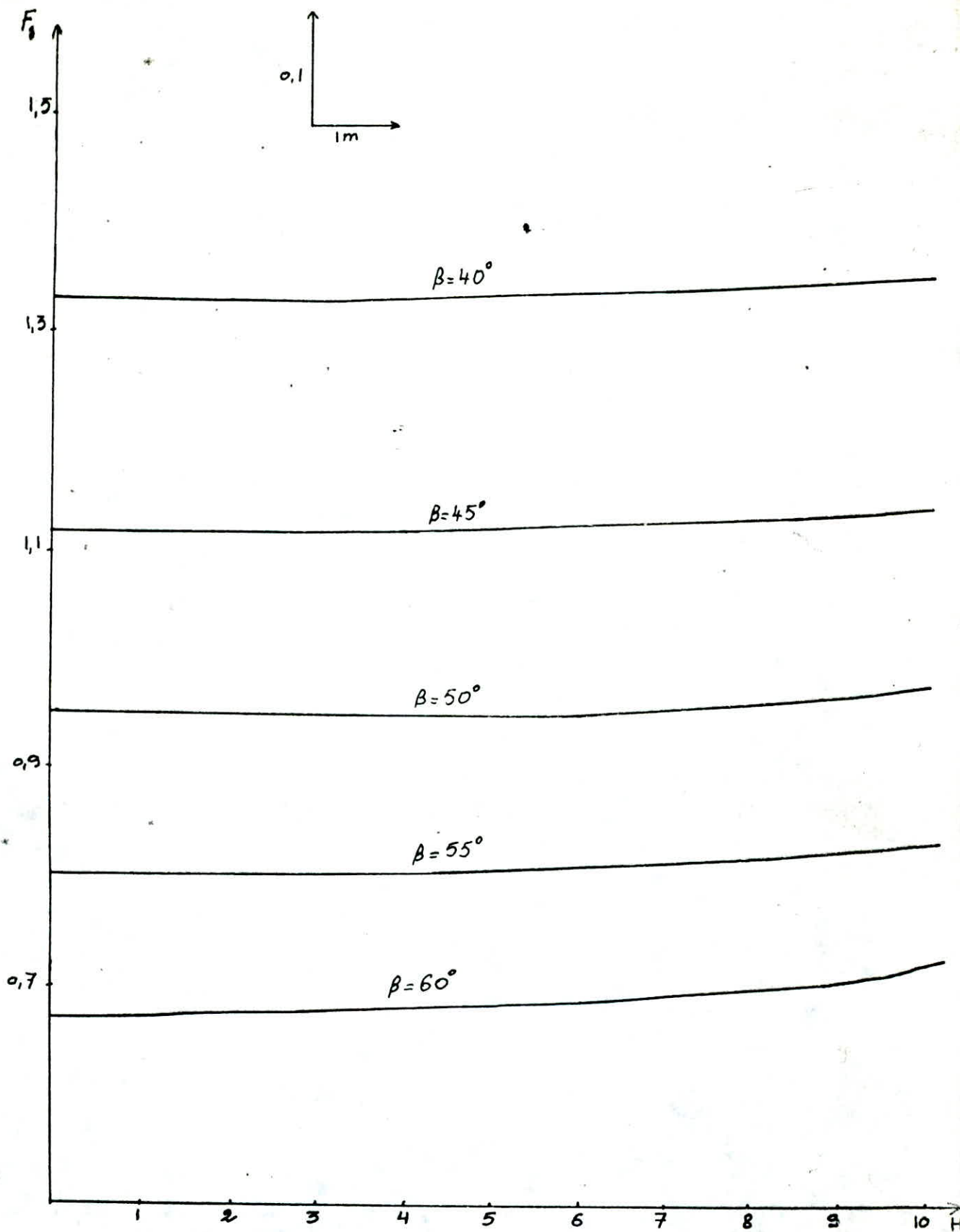


fig \square Bb Variation de F_s en fonction de H_0 * Marne
 $H = 15m$
 $\alpha = 75^\circ$

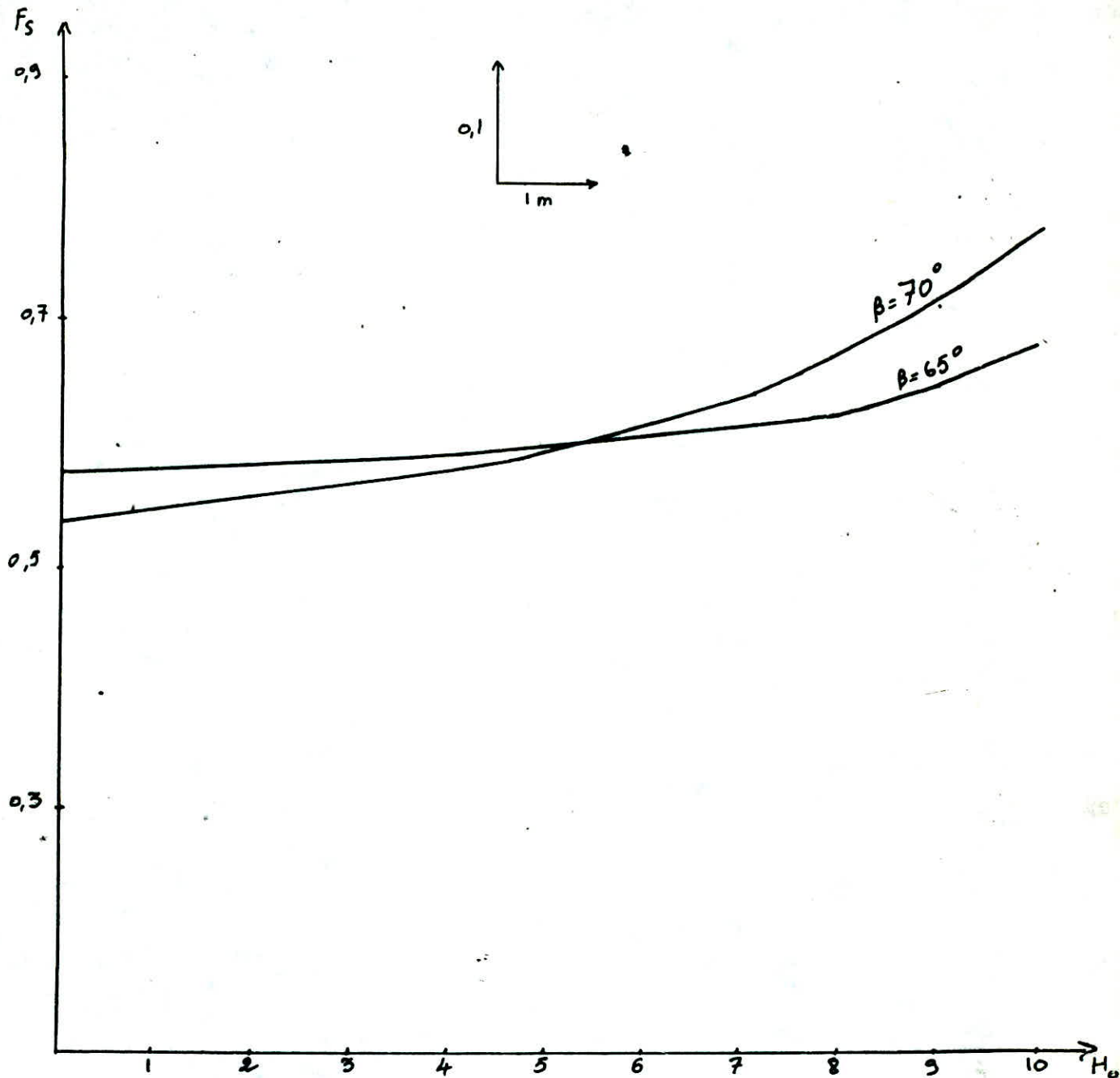


fig VIII 8b Variation de F_s en fonction de H_0 + Marne

$H = 15m$

$\alpha = 75^\circ$

B	Fs	
	Calcaire	Marne
25	2,47	2,39
30	2	1,93
35	1,66	1,59
40	1,39	1,33
45	1,18	1,12
50	1	0,95
55	0,86	0,80
60	0,75	0,67
65	0,69	0,57
70	0,79	0,53
72	1,06	0,59
74	2,65	1,08

TABLEAU N° VII.2

VARIATION DE Fs EN FONCTION DE B

($h_0 = 0$ $\alpha = 75^\circ$)

B	Fs	
	Calcaire	Marne
25	2,47	2,39
30	2	1,93
35	1,66	1,59
40	1,39	1,33
45	1,18	1,12
50	1,00	0,95
55	0,87	0,80
60	0,77	0,68
65	0,71	0,58
70	0,85	0,55
72	1,17	0,62
74	3,02	1,20

TABLEAU N° VII.3

VARIATION DE Fs EN FONCTION DE B

$H_0 = 2m$ $\alpha = 75^\circ$

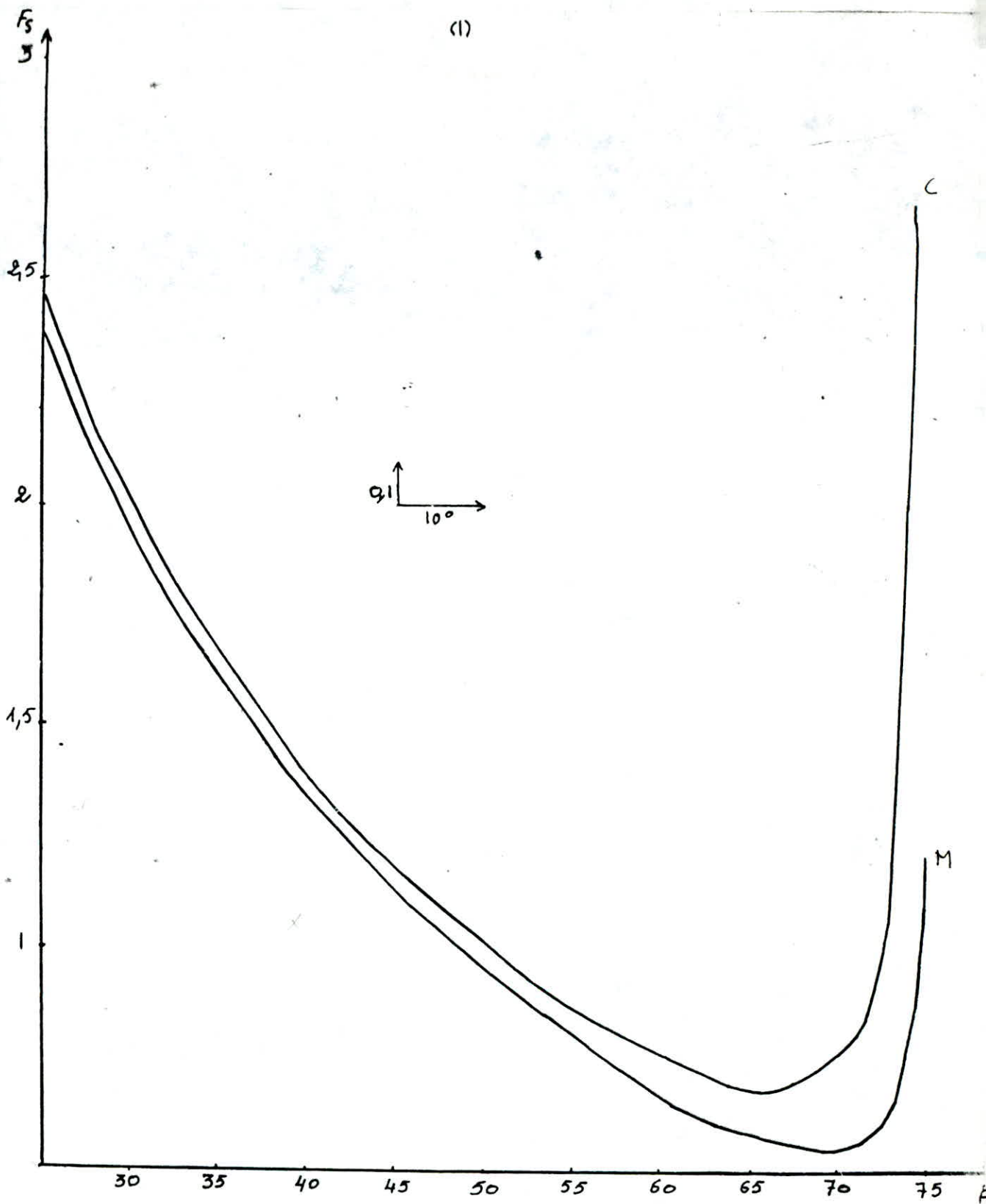


fig VII 8 a Variation de F_s en fonction de β

C: calcaire
M: marne

$H_0 = 0$ m
 $\alpha = 75^\circ$
 $H = 15$ m

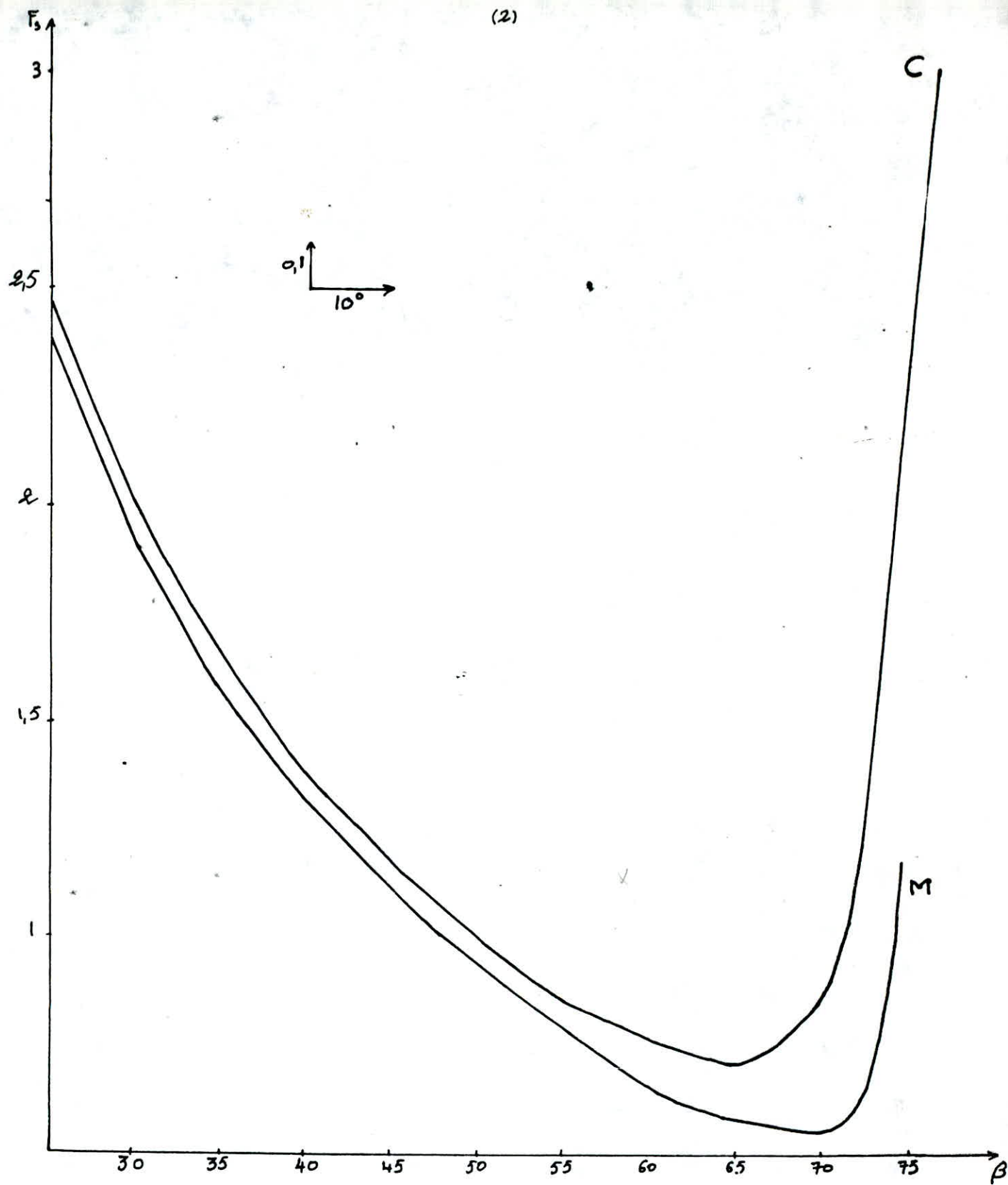


fig VII 8 a Variation de F_s en fonction de β

C: calcaire
M: marne

$H_0 = 2\text{ m}$
 $\alpha = 75^\circ$
 $H = 15\text{ m}$

VII.5. - Conclusion et interprétation des résultats:

La carrière de Sour-El-Ghozlane est formée de trois couches qui sont:

- MA 1: Marnes argileuses
- CM 2: Calcaire marneux
- 6MA 3: Marnes argileuses

Ces trois couches qui se superposent les unes sur les autres, ont un même pendage (fig VII 1) mais leurs caractéristiques géotechniques sont différentes; celles de la marnes argileuses sont les plus faibles.

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 mécaniques de la marnes argileuses. A cette valeur minimale relative aux caractéristiques mécaniques du calcaire marneux, puisqu'en faisant des coupes perpendiculaires au talus on obtient des coupes représentant de la marnes argileuse seule, du calcaire marneux seul où bien tous les deux sont présents.

Le glissement qui a affecté le troisième gradin de la carrière est probablement un glissement plan car:

- D'après les études géologiques, la durée des trois couches est importante (mais aucune étude de géotechnique n'est faite), les trois couches présentent des surfaces de discontinuités fréquentes (intercalation de minces couches et présence abondantes de matières organiques et de minerais argileux). Ces surfaces de discontinuités ont des caractéristiques mécaniques faibles et, par conséquent, peuvent être le lieu d'un glissement.

- La formule du talus après glissement prend compte de ce type de glissement (la partie supérieure d'escarpement est plane) (voir fig. VII.13).

Aucun rapport fait sur la carrière de Sour-El-Ghozlane ne contient les caractéristiques des roches; c'est pourquoi, j'ai utilisé les caractéristiques mécaniques de la carrière de Jettah pour le calcul et des valeurs tirées de la documentation pour la marnes argileuses.

Dans le projet, que j'ai présenté l'influence de plusieurs facteurs sur le coefficient de sécurité. J'ai commencé par l'étude de l'influence de la surface d'affaiblissement sur la stabilité des talus; dans ce cas, la cohésion du massif se retrouve réduite de 10 à 20 fois. On remarque que le coefficient de sécurité diminue quand la pente de la surface d'affaiblissement augmente (fig. VII.7) de 25° à 35° pour la marnes argileuses et de 25° à 70° pour le calcaire marneux. Au delà de ces valeurs, le coefficient de sécurité augmente rapidement; on peut interpréter ce résultat comme suit :

Pour des valeurs de β comprises entre 25° et 65° (70°), 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 65° (70°).

Pour avoir dans le calcaire et la marnes un coefficient de sécurité égal à 1,20 (la valeur qu'on adopte généralement pour les carrières) avec une pente $\alpha = 75^\circ$, il faut que la valeur de β ne dépasse pas la valeur 43°.

Pour des valeurs de β supérieures à 50°, l'équilibre peut être rompu.

On peut trouver une solution à ce problème en faisant 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 égal à 1,20.

Ou bien on fait varier la pente du talus en gardant sa hauteur constante.

Pour les caractéristiques mécaniques que j'ai pris, j'ai trouvé des valeurs divergentes de la hauteur (très petites et grandes) et des valeurs inconvenables de la pente.

Le deuxième point est l'influence de la surface d'affaiblissement en présence de la fissure verticale d'arrachement. On remarque que la présence de cette fissure influe sur le coefficient de sécurité et cela d'autant plus que sa profondeur est importante; donc on peut créer ces fissures artificiellement pour augmenter le coefficient de sécurité. Mais il reste toujours que pour des valeurs de β supérieures à 50° , le coefficient de sécurité est inférieur à un, alors on peut changer la direction d'exploitation.

Pour des valeurs de β comprises entre 25° et 50° , la différence entre les valeurs du coefficient de sécurité, calculées pour $H_0 = 0$ m et $H_0 = 10$ m, est comprise entre 0,03 et 0,08

pour $\beta = 50^\circ$ à 60° , la différence est de 0,11 à 0,17

pour $\beta = 65^\circ$ et 70° , la différence est plus grande.

On remarque qu'à partir de $\beta = 50^\circ$, la différence des valeurs des coefficients de sécurité du calcaire et de la marne devient importante.

Pendant la détermination de la hauteur critique, les calculs ont montré que pour le calcaire le coefficient de sécurité est de 2,77 et que pour la marne, il est de 0,94 et de ce fait, le talus peut ne pas être stable par endroits où la marne se trouve seule. Pour augmenter le coefficient de sécurité, on doit diminuer la hauteur du talus.

L'existence de ponts de matières augmente beaucoup le coefficient de sécurité.

Mais la présence de l'eau dans les fissures verticales d'arrachement le diminue comme le montrent les calculs.

Notons encore une autre fois que les calculs ont été faits en prenant les caractéristiques géotechniques du massif et de la surface d'affaiblissement d'après la littérature et de ce fait ils ne peuvent pas refléter exactement les conditions qui existent dans la carrière. Pour le calcul de la valeur réelle du coefficient de sécurité, il est nécessaire de déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des différentes couches de la carrière.

VII.7.- Conclusion générale:

Pour faire une étude sur la stabilité des talus, il faut d'abord connaître les propriétés mécaniques et physiques des roches; ce qu'on peut obtenir en faisant des essais in-situ ou des essais au laboratoire sur des échantillons.

Puisque les propriétés physiques mécaniques des échantillons diffèrent de celles du massif et cela à cause de plusieurs facteurs tels que la fissurité, l'humidité, le temps, ..., alors on doit adopter des coefficients de correction.

Ainsi les premiers chapitres traitent les principales caractéristiques géotechniques et en particulier la déformation et la rupture des roches.

Ensuite, j'ai présenté les diverses formes de mouvements des massifs et étudié leur stabilité pour une forme de ces mouvements qui 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 par l'état de contrainte et par la suite l'état de déformation dans un massif rocheux ne peuvent être connus exactement.

Diverses méthodes peuvent être utilisées pour déterminer ce coefficient; s'agissant du glissement plan, j'ai utilisé une méthode particulière.

J'ai pris comme exemple celui de la carrière de Sour-El-Ghozlane. J'ai étudié l'influence de plusieurs facteurs sur le coefficient de sécurité (existence d'une surface d'affaiblissement, d'une fissure verticale d'arrachement, de ponts de matières et influence de la présence d'eau dans la fissure verticale et notamment l'influence de la hauteur et de la pente du talus).

Le calcul met en évidence l'influence de ces facteurs sur le coefficient de sécurité.

Dans les calculs, j'ai pris les paramètres caractérisant la résistance du cisaillement.

Le calcul exact et détaillé nécessite la détermination des paramètres réels du massif dans le terrain étudié et une étude géologique détaillée.

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

-o- BIBLIOGRAPHIE -o-

- 1 - G. SANGLERAT - J. COSLET
 - Cours pratiques de mécanique des sols, Tome 1 et 2.
 - Problème pratique de mécanique des sols, Tome 1 et 2.
- 2 - VERDEYEN
 - Application de la mécanique des sols, Tome 2.
- 3 - J. BLES
 - La fracturation des roches, notions de mécanique de roche.
- 4 - G. PHILLIPPONAT
 - Fondations et ouvrage en terre.
- 5 - WYDAWNICTWO
 - Gernictwa adkrijwowe
- 6 - CAMBOU
 - Problèmes pratiques de mécanique des sols de fondation.
- 7 - CACUOT
 - Traité de mécanique des sols.
- 8 - CASSAN
 - Les essais in-situ en mécanique des sols, Tome 1 et 2.
- 9 - V. KOVALENKO
 - Exploitation des carrières.

