

1/EX

## ÉCOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT GENIE MINIER

المدرسة الوطنية المتعددة الفتيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# PROJET DE FIN D'ETUDES

### SUJET

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ROCHES  
ET STABILITE DES TALUS  
DANS LES MINES A CIEL OUVERT

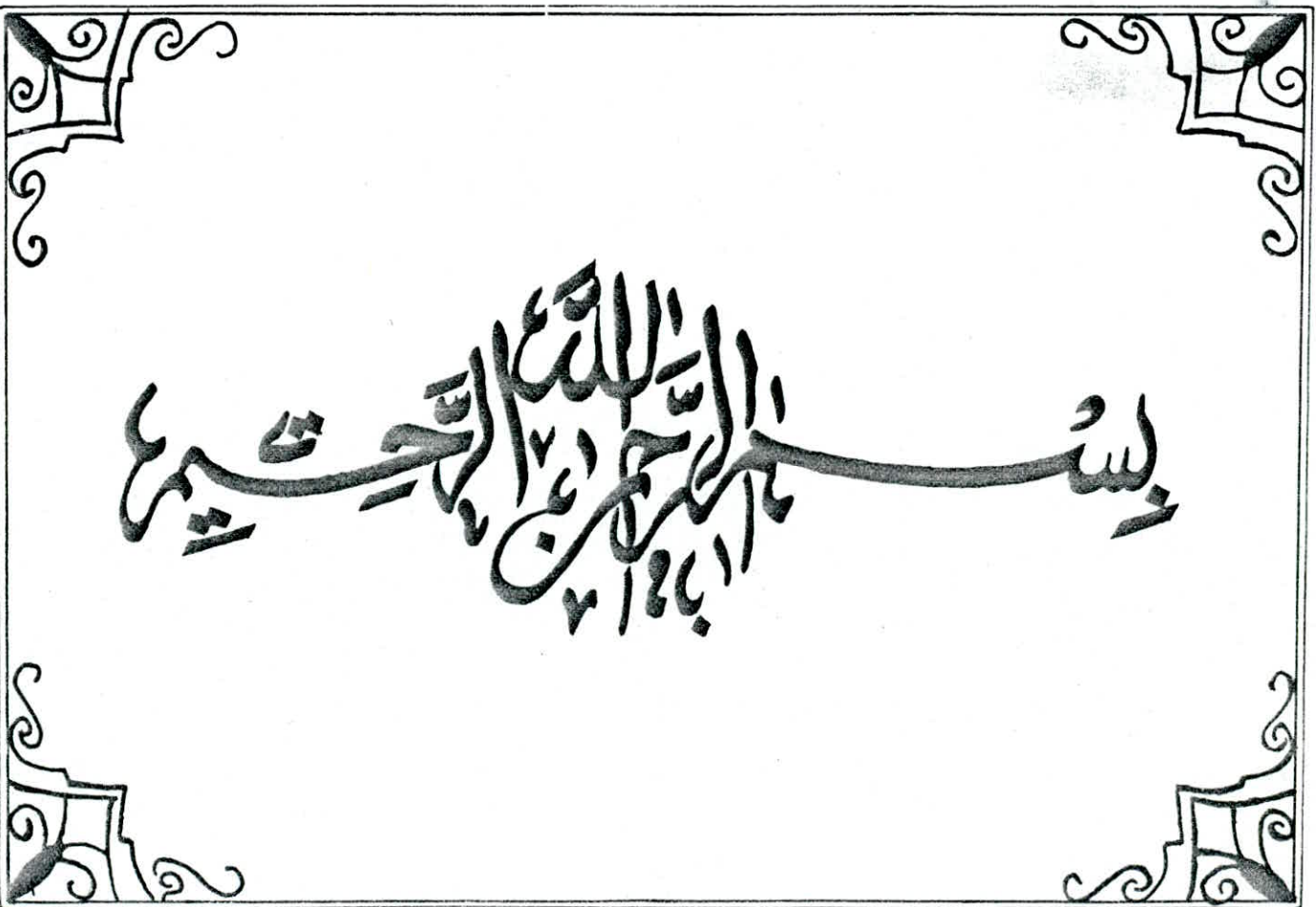
Proposé par :  
M. A. WENDA

Etudié par :  
M. BOUSSIBA

Dirigé par :  
M. A. WENDA

PROMOTION : juin 88





المدرسة الوطنية المتعددة التخصصات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique



—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 de 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 prêt ou de loin à l'élaboration de cet  
Ouvrage.

S O M M A I R E

	<u>Introduction</u> .....	1
Chapitre	<u>I. Les propriétés mécano-physiques des roches</u> .....	
	I. 1. La densité .....	2
	I. 2. La masse volumique .....	2
	I. 3. La porosité .....	2
	I. 4. La teneur en eau .....	2
	I. 5. Le degré de saturation .....	3
	I. 6. La résistance des roches .....	3
Chapitre	<u>II. Les essais en Laboratoire</u> .....	
	II. 1. La résistance au cisaillement .....	8
	. Boite de CASAGRANDE .....	8
	. Appareil triaxial .....	9
	II. 2. Différent type d'essais .....	11
	II. 3. Déformabilité des roches .....	13
Chapitre	<u>III. Essais de cisaillement In-situ</u> .....	
	III. 1. Essai de cisaillement avec compression .....	16
	III. 2. Essai de cisaillement sans compression .....	16
	III. 3. Essai de cisaillement dans une galerie .....	16
	III. 4. Mesure de la compressibilité .....	19
	. Fissures des massifs rocheux .....	20
Chapitre	<u>IV. Profil et stabilité du talus</u> .....	
	IV. 1. Les différentes surfaces de glissement .....	21
	IV. 2. Méthodes de détermination de profil du talus .....	22
	IV. 3. Expression du coefficient de sécurité .....	25
	IV. 4. Méthodes de détermination du coefficient de sécurité ....	28

Chapitre	V.	<u>La désagrégation Mécaniques des Roches</u> .....	
	V. 1.	Mécanismes de désagrégation des massifs rocheux.....	41
	V. 2.	Mesure des déplacements et contrôle de la stabilité .....	41
Chapitre	VI.	<u>Calcul de la stabilité des talus</u> .....	
	VI. 1.	Exemple de calcul de carrière de Ouenza .....	47
	VI. 1.1.	Notions d'exploitation d'une mine à ciel ouvert ...	47
		Ouenza .....	
	VI. 1. 2.	Glissement local dans le quartier - Zerga .....	52
	VI. 1. 3.	Calcul du coefficient de sécurité .....	55
<u>Conclusion</u>		.....	85

o-o-o-o-o- INTRODUCTION -o-o-o-o-o

Lorsque l'homme se trouve confronté à un problème difficile, son premier souci est d'éliminer les pistes inutiles, en d'autres termes restreindre l'éventail de la recherche aléatoire des solutions.

Les exploitations à ciel ouvert assurent la plus grande part de la production minière du monde. Ces exploitations à ciel ouvert conduisent souvent à la réalisation d'une fosse dont la profondeur peut être très importante, ce qui conduit à rechercher la géométrie de fosse la plus odieuse possible.

Notre objectif, est d'étudier quelques caractéristiques géotechniques des roches et de déterminer les conditions pour lesquelles avoir une stabilité des talus dans une mine à ciel ouvert.



المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات  
BIBLIOTHEQUE — المكتبة  
Ecole Nationale Polytechnique

# CHAPITRE I

CHAPITRE - ILes Propriétés mécano-Physiques des roches :

Les caractéristiques mécano-physiques des roches influent considérablement sur le choix des méthodes de la conduite des travaux miniers et des engins des principaux processus.

Les principales propriétés mécano-physiques des roches.

I. 1 I. 1 - La densité : généralement la densité est déterminée par la masse de l'unité de volume de la substance :

$$\delta = \frac{m_s}{V_s} \quad [g/cm^3]$$

où ;  $m_s$  : masse d'échantillon en état sec [g]

$V_s$  : volume d'échantillon en état solide sans le volume de Pores et de cavités [cm<sup>3</sup>]

I - 2 La masse volumique : c'est la masse de l'unité de volume de la substance en état naturel (avec les pores)

$$\gamma = \frac{m_{sec}}{V_s + V_{por}} = \frac{m_{sec}}{V_{nat}} \quad [g/cm^3]$$

où,  $V_{por}$  : volume de Pores [cm<sup>3</sup>]

$V_{nat}$  : volume d'échantillon en état naturel [cm<sup>3</sup>]

I - 3 La Porosité : C'est le rapport du volume de pores sur le volume de la substance en état naturel.

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

I - 4 La teneur en eau : La teneur en eau des roches se détermine par la formule suivante :

Teneur en eau (absorption) de masse :

$$W_m = \frac{m_h - m_{sec}}{m_{sec}} \cdot 100 \%$$

Où  $m_{sec}$  : masse de l'échantillon sec,  
 $m_h$  : masse de l'échantillon humide

I - 5 Degré de saturation : C'est le rapport de volume de l'eau dans l'échantillon sur le volume de vides.

$$S_r = \frac{V_w}{V_v}$$

Où  $V_w$  : - volume <sup>de l'eau</sup> dans l'échantillon  
 $V_v$  : - volume de vides.

$$0 \leq V_w \leq V_v, \quad 0 \leq S_r \leq 1$$

I - 6 La résistance des roches : C'est la tension admissible appliquée sur un échantillon de roche afin que ce dernier détruit.

$$\sigma = F/S \quad [\text{MPa}]$$

Où  $S$  : La surface sur laquelle agit la force appliquée  $F$

\* L'élasticité : C'est la capacité des roches de changer leur dimension, forme ou volume sous l'influence des forces extérieures et de revenir à la forme et au volume initiaux.

\* Plasticité : C'est la capacité des roches de changer sa forme sans que le volume ne varie pas.

Les coefficients de proportionnalité :

Pour chaque type de contraintes appliquées correspondant un coefficient de proportionnalité entre les contraintes et les déformations élastiques.

- module d'élasticité (d'Young) :  $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$
- module de cisaillement :  $G = \frac{\tau}{\gamma}$
- coefficient de Poisson :  $\mu = \frac{E_t}{E_r}$

I - 6 - 1 - Résistance à la traction :

a) Traction simple

Soit une éprouvette cylindrique de section (A) soumise à l'action d'une force ( $\bar{P}$ ) qui tend à l'allonger. (Fig 1)

La contrainte de traction est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad [\text{Pa}]$$

La résistance à la traction, est la contrainte maximale (limite de rupture) qui conduit à la rupture de l'éprouvette .

$$\sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{A} = R_r \quad [\text{Pa}]$$

b) Essai Brésilien :

La force (P) est appliquée sur la section latérale (A) d'une éprouvette cylindrique du rayon r et de longueur l . (Fig 2.)

$$\sigma = \frac{P}{A} \quad [\text{Pa}]$$

La résistance à la traction :  $\sigma_{\max} = \frac{P_{\max}}{\pi \cdot r \cdot l} = R_r \quad [\text{Pa}]$

c) Résistance à la traction dans l'essai de flexion :

l'essai de flexion : C'est l'action de fléchir d'une éprouvette (Poutrelle) soumis à des forces agissant dans son plan de symétrie (Fig.3)

le moment résistant :  $W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad \text{mm}^3$

le moment de flexion :  $M = \frac{P}{4} \cdot \frac{2}{3} \cdot l .$

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

### I - 6 - 2 Résistance à la compression

est déterminée comme le rapport de la valeur courante de l'effort de compression (P) à la surface de la section transversal (A) de l'éprouvette (Fig. 4)

$$\sigma = \frac{P}{A} = [\text{Pa}]$$

\* la résistance à la compression : c'est la résistance à la rupture

$$\sigma_{\text{max}} = \frac{P_{\text{max}}}{PA} = R_c \quad [\text{Pa}]$$

\* le coefficient de résistance ou de PROTODIAKONOV pour les roches se détermine par la formule suivante :

$$f = R_c / 100 \quad [\text{Kg/cm}^2]$$

et pour le sol se détermine par :

$$f = \frac{c}{\sigma} + \text{tg } \varphi$$

$\varphi$  : l'angle de frottement interne.

c : la cohésion [KPa]

$\sigma$  : la contrainte verticale

### I - 6 - 3 Résistance au cisaillement :

a) cisaillement simple :

la formule générale de la résistance au cisaillement :

$$\tau = \frac{P}{A} \quad [\text{Pa}]$$

\* Une surface de cisaillement  $A = h.l$  (Fig. 5 - a)

\* Deux surface de cisaillement  $A = 2 h.l$  (Fig. 5 - b)

\* Cisaillement cylindrique  $A = d.\pi$  (Fig. 5 - c)

b) Cisaillement par torsion :

La résistance de cisaillement par torsion ( $R_t$ ) est déterminée par le rapport de la contrainte calculée à partir de la valeur maximale du couple de torsion ( $M_t$ ) à la destruction de l'éprouvette sur la valeur du moment résistant :

$W$  : (Fig.6)

$$\tau_{\max} = \frac{M_t}{W} = R_t \quad [\text{Pa}]$$

$M_t$  : couple de torsion

$W$  : moment résistant (pour la section circulaire de l'éprouvette)

$$W = \frac{\pi \cdot d^3}{16} \quad [\text{mm}^3]$$

c) Cisaillement de compression :

la force de compression est appliquée, avec un angle  $\alpha$ , sur la surface de cisaillement (Fig.7)

$$\tau = \frac{P \cos \alpha}{A}$$

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

$$\alpha = 30 \text{ et } 60$$

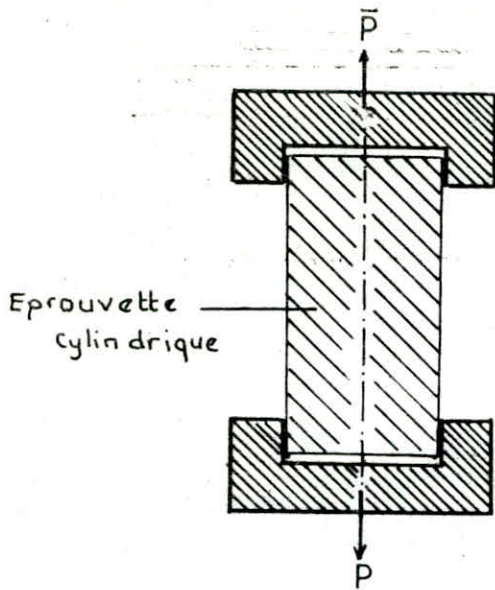


Fig-1 : Traction simple

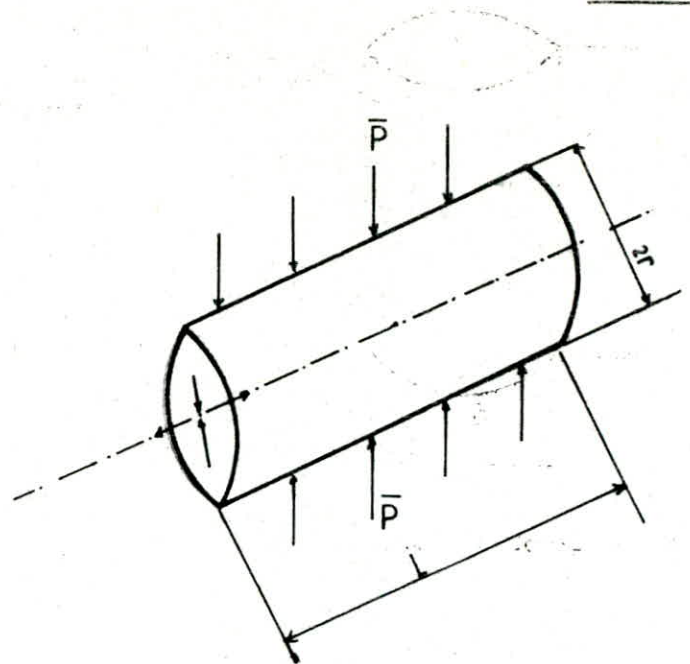


Fig-2. Essai Brésilien

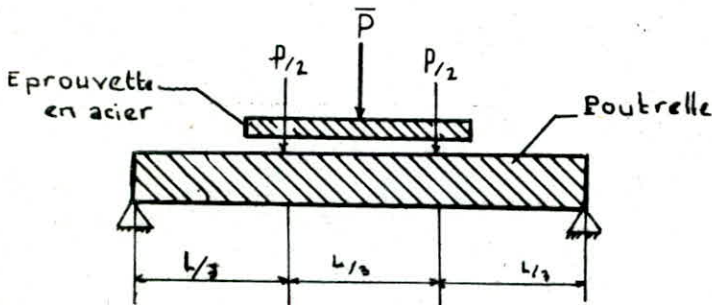


Fig-3 Traction dans l'essai de flexion

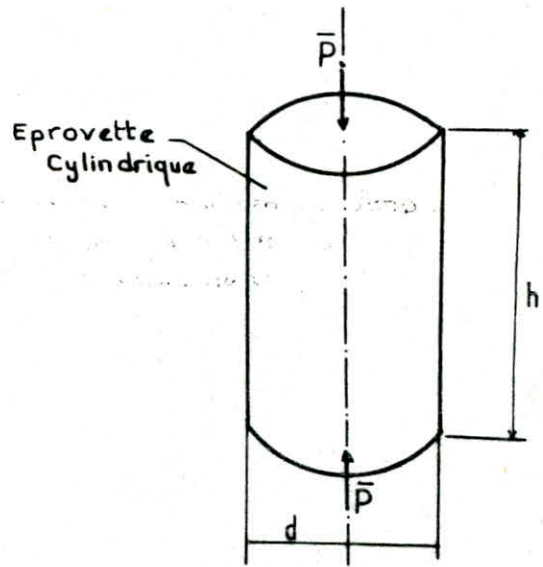


Fig-4 Essai de Compression

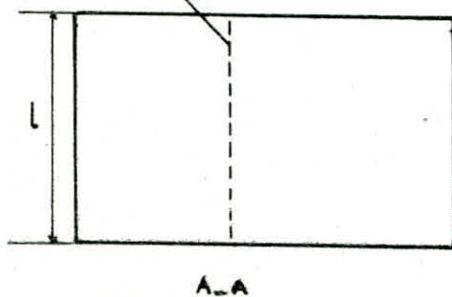
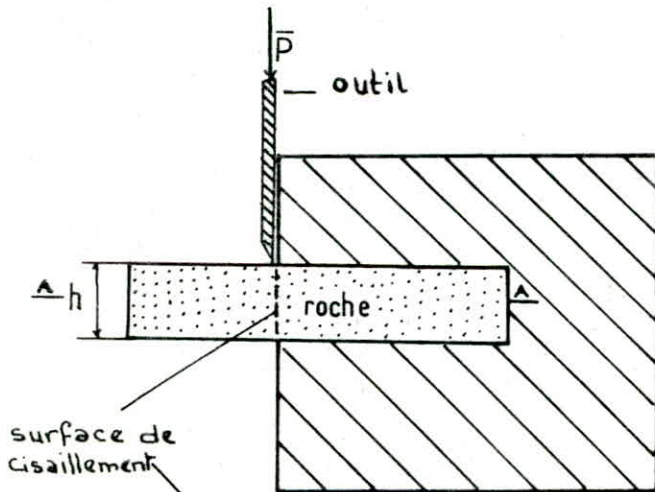


Fig-5. Essai de cisaillement Simple avec une surface de cisaillement

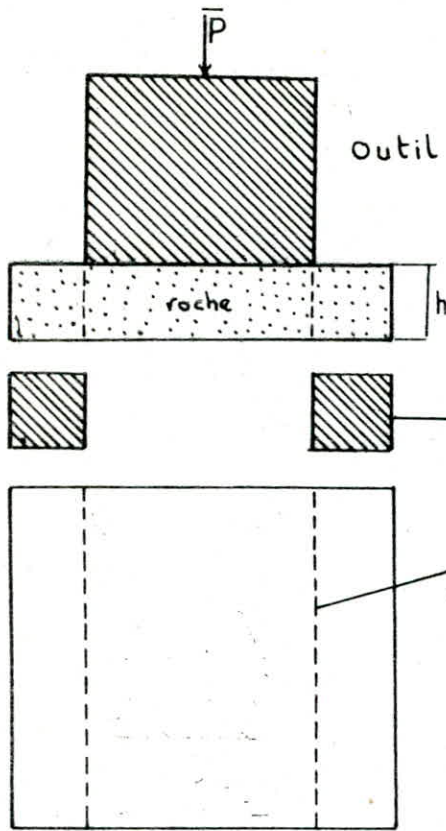


Fig-5-b. Cisaillement simple avec deux surface de cisaillement

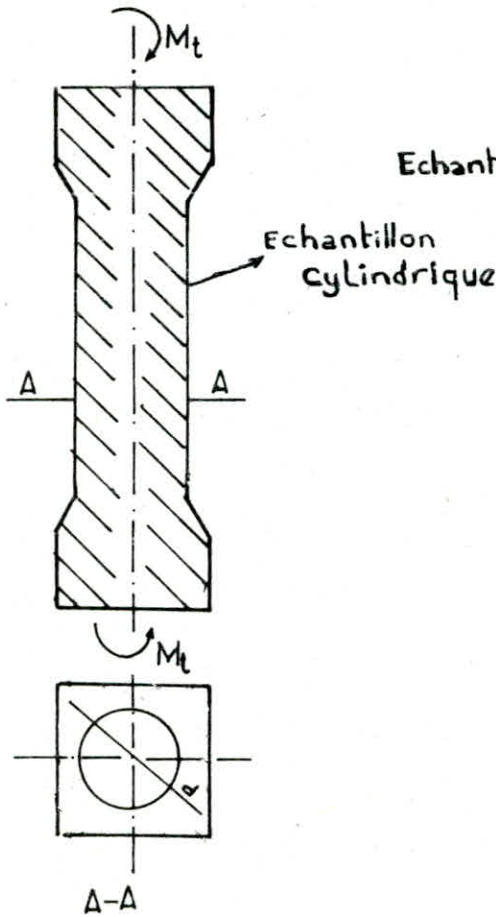


Fig- 6- Cisaillement par torsion

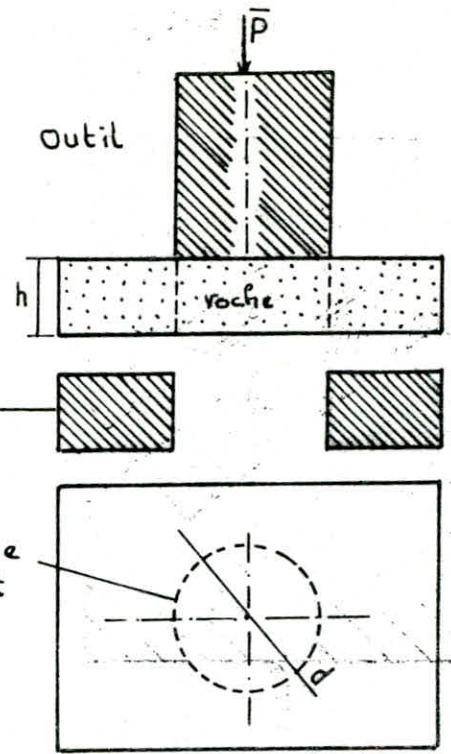


Fig-5-c- Essai de cisaillement cylindrique

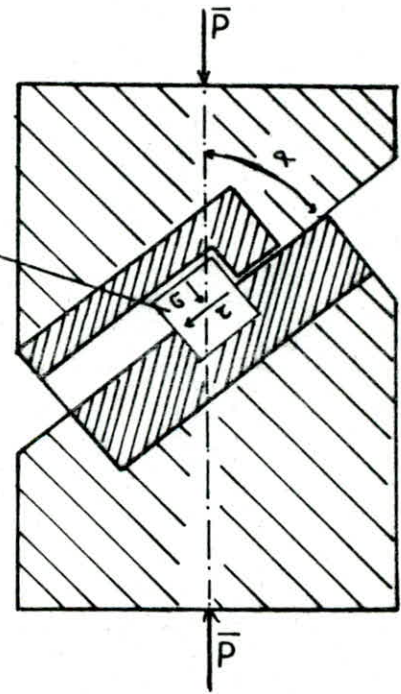


Fig-7- Cisaillement par compression



## CHAPITRE II

II - Essai en Laboratoire.II - 1 - La résistance au cisaillement :

On a deux types d'appareillage sont souvent utilisés pour les essais au cisaillement :

- La boîte de Casagrande
- L'appareil triaxial

II - 1 - 1 - Boîte de Casagrande

Cette appareil est utilisée aux essais de cisaillement rectiligne, dans lesquels on cherche à obtenir la rupture de l'échantillon suivant un plan imposé.

L'échantillon est placé entre deux demi boîtes l'une par rapport à l'autre et sans contact.

On applique par l'intermédiaire de la demi-boîte supérieure un effort de compression(N) et un effort horizontal de traction(T).

Le matériau se rompt alors, pour une certaine valeur de (T), suivant le plan de séparation des deux demi-boîtes qui coïncide sensiblement avec le plan horizontal de symétrie de l'échantillon. (-Fig. 16)

Pour différentes essais on obtient plusieurs valeur de(N) et (T) qui permet la détermination de la courbe intrinsèque.

L'effort Normal(N) qui est appliqué au Piston de la demi-boîte supérieure résulte généralement de l'action de poids placés sous l'appareil.

L'application de l'effort de cisaillement(T) se fait comme suit.

La demi-boîte inférieure est contrainée à une vitesse constante par un mécanisme approprié. La demi-boîte supérieure est maintenue en place par un anneau dynamométrique qui mesure l'effort de cisaillement.

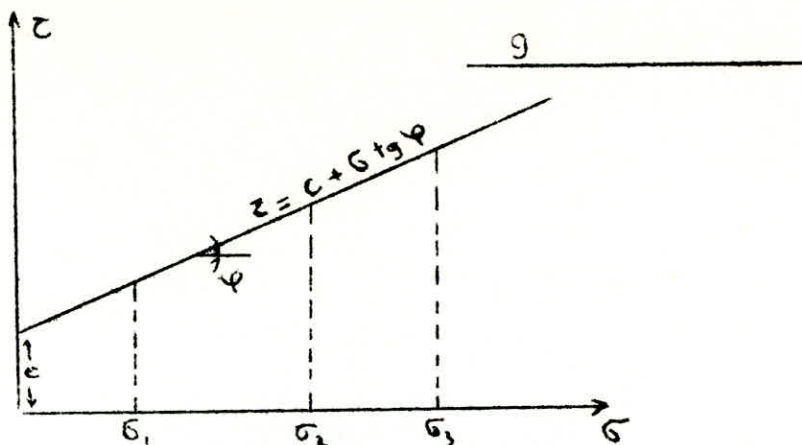
En effet si (A) est la surface de la boîte, les composantes de la contrainte critique sont :

$$\sigma = N/A$$

$$\tau = T/A$$

A l'aide de ces essais on peut tracer la courbe qui nous donnera les valeurs de la cohésion (C) ainsi que de l'angle de frottement ( $\varphi$ )

(Fig.12)



## II - 1 - 2 . Appareil triaxial.

L'échantillon de forme cylindrique est placé dans une cellule qui contient un fluide sous pression, de l'eau en général, donc on a appliqué une contrainte radiale  $\sigma_r$  sur la surface latérale.

d'autre part un piston qui traverse la partie supérieure de la cellule permet de charger à une contrainte longitudinale,  $\sigma_p$ . (Fig.15)

- Si la contrainte longitudinale ( $\sigma_p$ ) est supérieure à la contrainte radiale, les essais sont des essais de compressions.

- Essais de traction pour lequel la contrainte longitudinale est une traction.

- dans le cas où la contrainte longitudinale est inférieure à la contrainte radiale, l'essai est de striction.

$$\sigma_p = \sigma_r + N/A$$

Dans chaque essai, on mesure les deux contraintes principales  $\sigma_1$  et  $\sigma_r$  au moment de la rupture ce qui permet de tracer le cercle de Mohr correspondant.

On exécute une série d'essai et on trace les différents cercles de Mohr pour obtenir la courbe intrinsèque (Fig. 14)

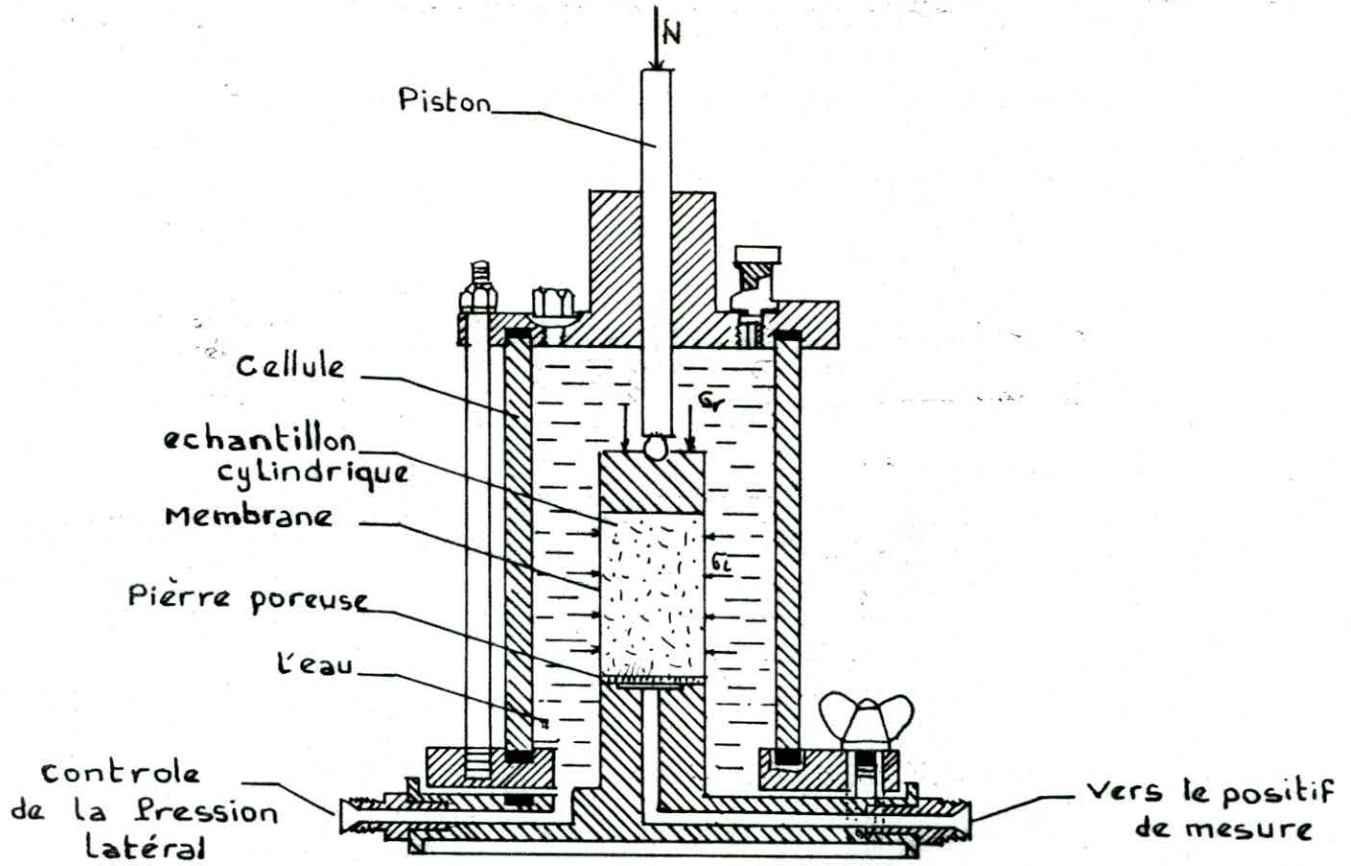


Fig-15 Appareil Triaxial

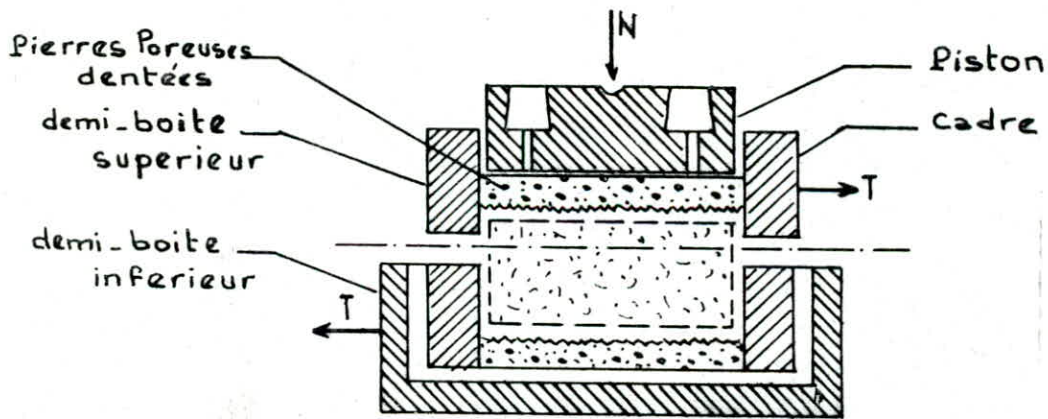


FIG-16 Boite de CASAGRANDE

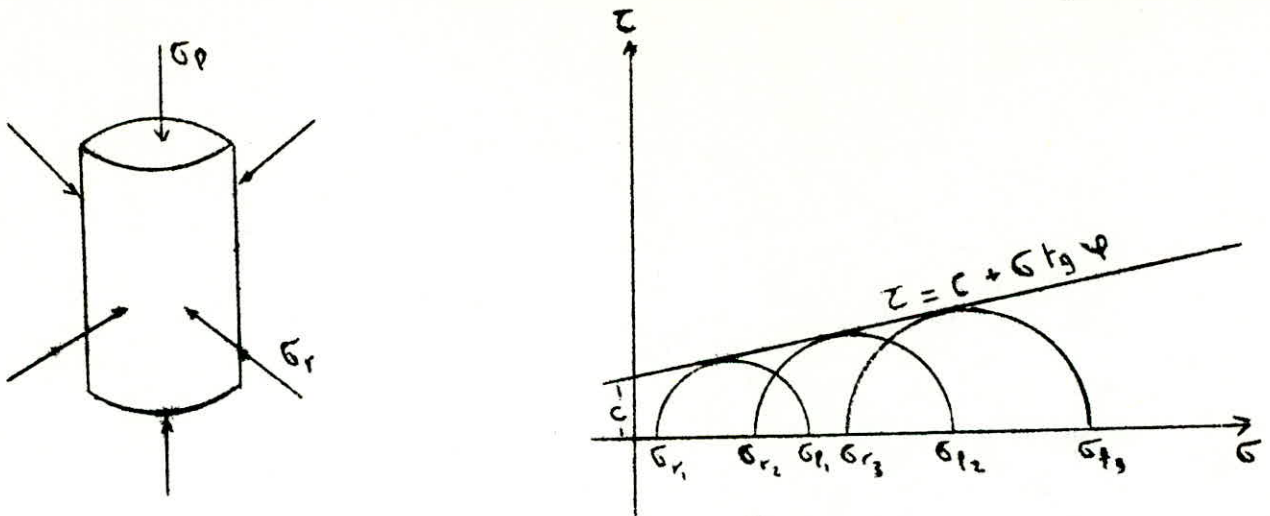


Fig-14

\* Loi de Coulomb :

l'équation générale de la courbe intrinsèque s'écrit sous forme :

$$\tau = \pm (a + b)^m$$

Pour le cas particulier de la mécanique des sols l'équation s'écrit :

$$\tau = \pm (a + b) \quad m = 1$$

$c = a$  : est la cohésion (elle a la dimension d'une contraintes),  $b = \operatorname{tg} \varphi$ , où  $\varphi$  : l'angle de frottement interne.

## II - 2 Différents types d'essais

### II-2-1. Essais non consolidés, non drainés.

Dans ce type d'essai aucun drainage n'est permis. Par conséquent la pression intersticielle ne peut se dissiper. Ce type d'essai est destiné généralement aux matériaux cohérents ou non.

$$\tau_r = c_n + \operatorname{tg} \varphi_n$$

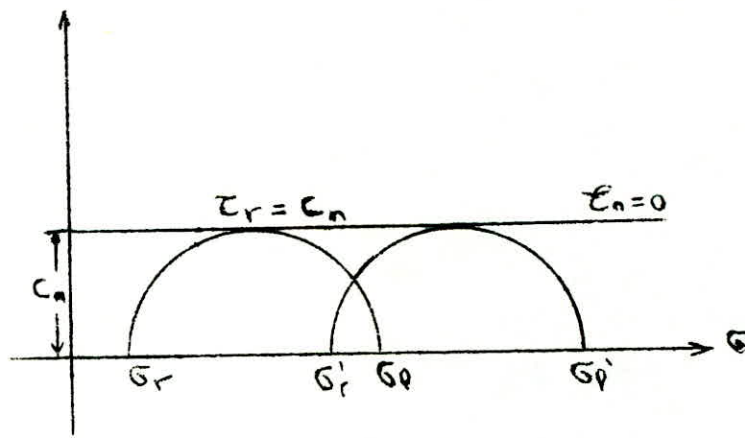
II-1-1 -

$\tau_r$  : Contrainte de cisaillement sur le plan de rupture est au moment de la rupture.

$\varphi_n$  : angle de frottement interne (cas non drainé) dans ce cas  $\varphi_n$  est nulle (Fig.17)

$$c_n = 1/2. (\sigma_1 - \sigma_r)$$

$c_n$  : cohésion (c'est le cas d'un échantillon saturé)



(Fig 17)

Essai non drainé (saturé)

### II - 2 - 2 Essais consolidés non drainés:

L'échantillon est d'abord consolidé sous une pression sphérique  $\sigma_r$ .

Lorsque la consolidation est terminée, c'est-à-dire lorsque la pression intersticielle est intégralement dissipée. L'échantillon est alors soumis à un essai de cisaillement non drainé.

Pour la détermination des contraintes de cisaillement on utilise les relations suivantes :

$$\tau_r = c_{cn} + \sigma \operatorname{tg} \varphi_{cn} \quad \text{en contraintes totales}$$

$$\tau_r = c'_{cn} + \sigma' \operatorname{tg} \varphi'_{cn} \quad \text{en contraintes effectives}$$

## II. 2 - 3. Essais consolidés drainés.

On conduit les opérations de manière à éviter l'apparition d'une pression intersticielle. L'échantillon est consolidé au préalable et cisailé ensuite; à un rythme suffisamment lent pour que la pression intersticielle soit négligeable particulièrement au moment de la rupture.

On peut dire qu'il y a identité à tout moment entre les contraintes totales et les contraintes effectives.

La loi de Coulomb s'écrit donc comme suit :

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

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

$$\tau_r = cd + \sigma' \operatorname{tg} \varphi' d$$

La cohésion  $c'$  et l'angle de frottement  $\varphi'$  que l'on mesure lors d'un essai drainé sont très peu différents de ceux que l'on obtient dans un essai non drainé consolidé avec mesure de la pression intersticielle.

## II - 3 - Déformabilité des roches :

Pour un essai triaxial, on pourrait construire une courbe  $(\sigma_p - \sigma_r) - \epsilon$ ; 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 contraintes et si on supprime la contrainte, la roche reprend sa forme initiale. Ce stade correspond au domaine élastique.

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

soit la rupture est atteinte immédiatement

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

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

La fracturation technique semble correspondre généralement à un comportement élastique fragile des roches.

Toutefois, il faut souligner que dans la nature, une roche est soumise à un état de contraintes triaxial et que son comportement dépend des valeurs relatives de  $\sigma_r$  et  $\sigma_1$

Un schéma de décomposition en deux dimensions de  $\sigma_1$  et  $\sigma_r$  sur un plan de fracture montre que les effets des contraintes normales  $\sigma_n$  et  $\sigma_n$ , dues à  $\sigma_1$  et  $\sigma_r$  s'ajoutent alors que la contrainte cisailant due à  $\sigma_r$  joue en sens opposé de la contrainte  $\tau_r$  due à  $\sigma_r$  (Fig. 18)

La rupture fragile de l'échantillon suivant une fracture de cisaillement est rendue difficile par la présence de  $\sigma_r$ . (Fig. 18-a)

Ainsi on peut passer d'une rupture fragile, en l'absence de  $\sigma_r$ , à des comportements plastiques (ou ductiles) avec adoucissement (antécrouissage) sans écrouissage et avec durcissement (écrouissage) pour des valeurs croissantes de  $\sigma_r$ . (Fig. 18-b) ; on pourrait construire des courbes ( $\sigma_1 - \sigma_r$ ) ; qui explique ce passage (Fig. 19)



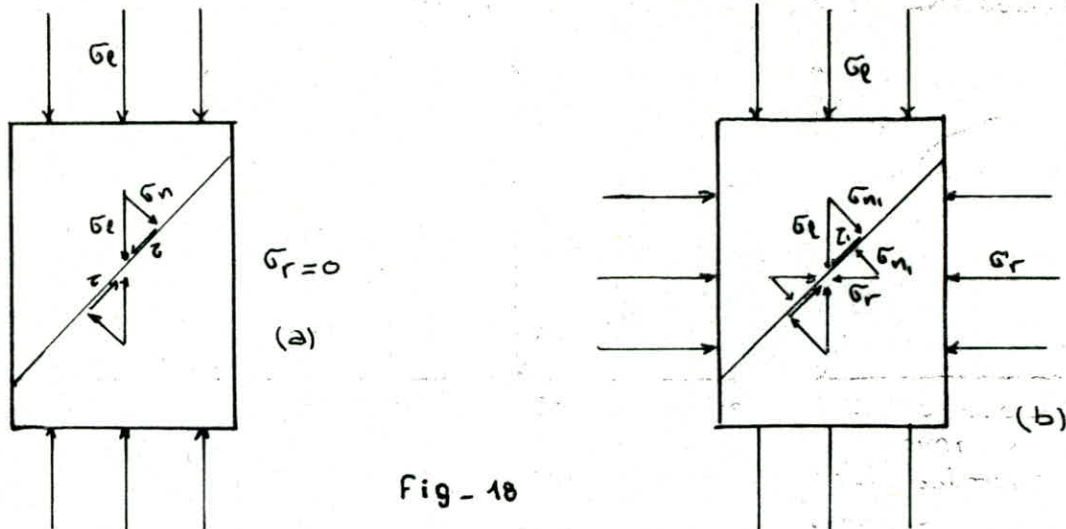


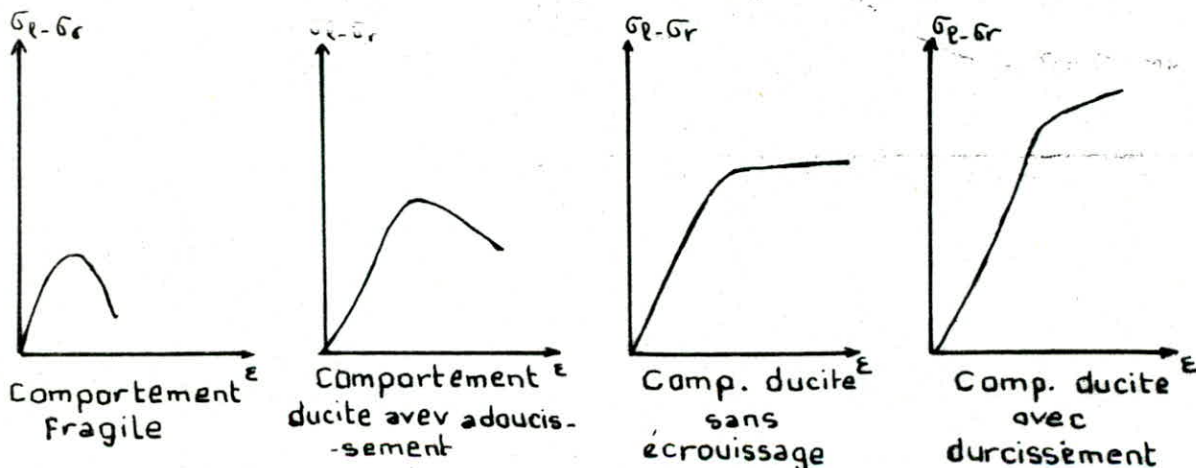
Fig-18

Influence de la Pression

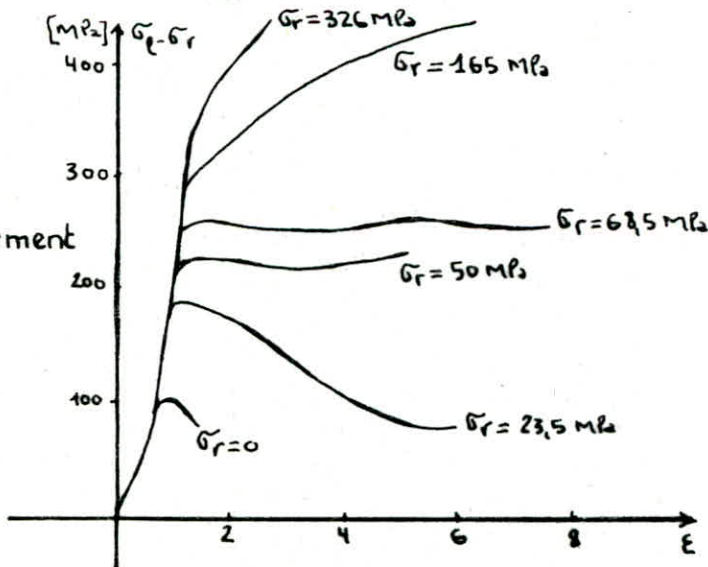
de Confinement  $\sigma_r$  sur la rupture fragile par cisaillement

La contrainte de cisaillement  $\tau_r$  qui provient de la décomposition de  $\sigma_r$  sur le plan de rupture s'oppose à la contrainte  $\tau_e$  résultant de  $\sigma_e$

Fig-19 - Passage du Comportement fragile au comportement ductile avec durcissement



Influence de la Pression de Confinement  $\sigma_r$  sur le comportement de marbre de Carrère



# **CHAPITRE III**

---

### C H A P I T R E    I I I

#### Les Essais de cisaillement in - situ

Les essais de cisaillement in-situ se réalise au **verrin** à partir d'une tranchée à la surface, ou d'une galerie dans une niche aménagée dans les parois.

Les roches étant en général stratifiées ou diaclassée (fissure); les ruptures se produiront naturellement selon les plans de stratification, ou selon les direction principales des fissures.

On distingue différentes essais de cisaillement in- situ :

1°) Essais de cisaillement in-situ avec compression.

Cette essai de cisaillement se réalise au verin hydraulique à partir d'une d'une tranchée à la surface, on applique sur un bloc rocheu deux contraintes, une contrainte **verticale de compression (N)**, et une contrainte horizontale de cisaillement. voir le (Fig.20)

Dans chaque essai on mesure, les deux contraintes principales au moment de la rupture ce qui permet de tracer les différentes cercles de Mohr pour obtenir la courbe intrinsèque.

2°) Essais de cisaillement in-situ sans compression

Cette essai se realise sans compression, mais avec une contrainte s'effectue sous l'effet de la charge propre de la roche considérée (Fig. 21)

3°) Essais de cisaillement in-situ dans une galerie

Dans une niche aménagée dans les parois d'une galerie on applique sur un bloc rocheu, des efforts de cisaillement et de compréssion sous l'effets de verrin hydraulique (Fig. 22)

Dispositif pour un aissai de d cisaillement de roche in-situ :

Un verrin sera mis en place en dessus de la face libre parallèle aux plans de stratification, normalement à ceux-ci, et un autre sera disposé latéralement contre l'une des forces perpendiculaire à ce plan.

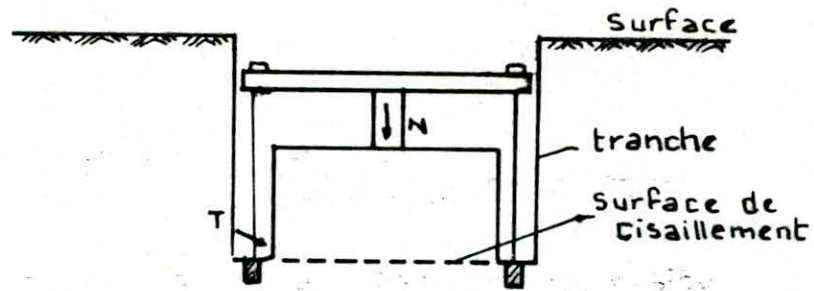


Fig-20 Essai de cisaillement in-situ  
avec compression

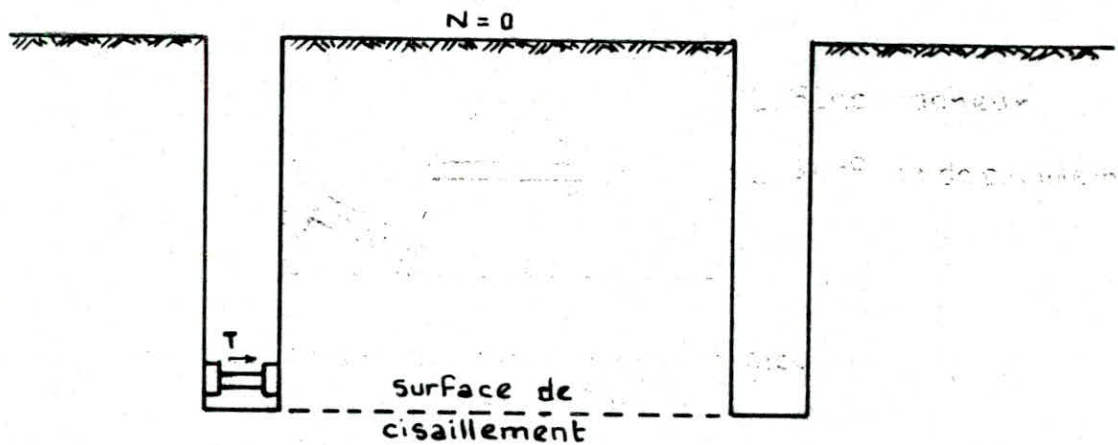


Fig-21 Essai de cisaillement in-situ  
sans compression

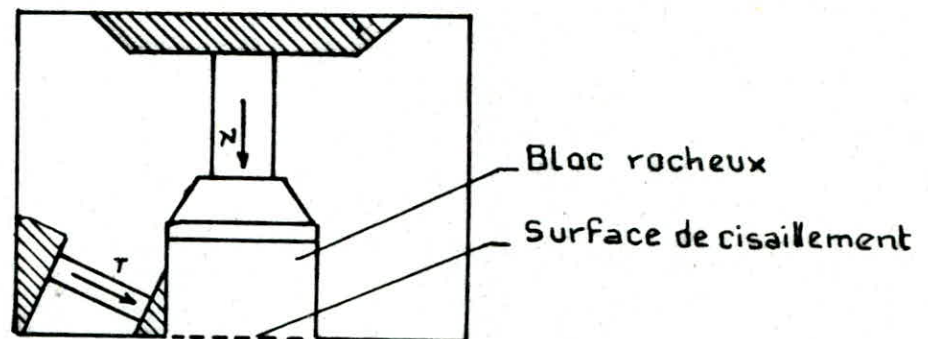


Fig-22 Essai de cisaillement in-situ  
dans une galerie

Remarque : On doit remarquer que si ce verrin latérale est disposé parallèlement à la section de cisaillement, cette section sera soumise à un moment égal au produit de la force latérale axiale au verrin par la distance de ce dernier au centre de gravité de la section.

Pour pallier cet inconvénient, il suffit d'incliner le verrin latéral d'un angle ( $\beta$ ) par rapport au plan de cisaillement de telle sorte que, son axe passe par le centre de gravité de la section cisailée.

Les efforts sur le plan de cisaillement seront :

$$\text{effort normal} : N = P + F \sin \beta$$

$$\text{effort tangentiel} : T = F \cos \beta$$

On mesure les déplacements parallèles au plan de stratification par des capteurs solidaires.

On commence par exercer l'effort normal  $P$ , puis au bout d'un temps bien défini, on exercera les efforts de cisaillement par palliers égaux d'une durée également constante.

Pour chaque pallier on mesure les déformations, ce qui permettra de tracer la courbe de cisaillement.

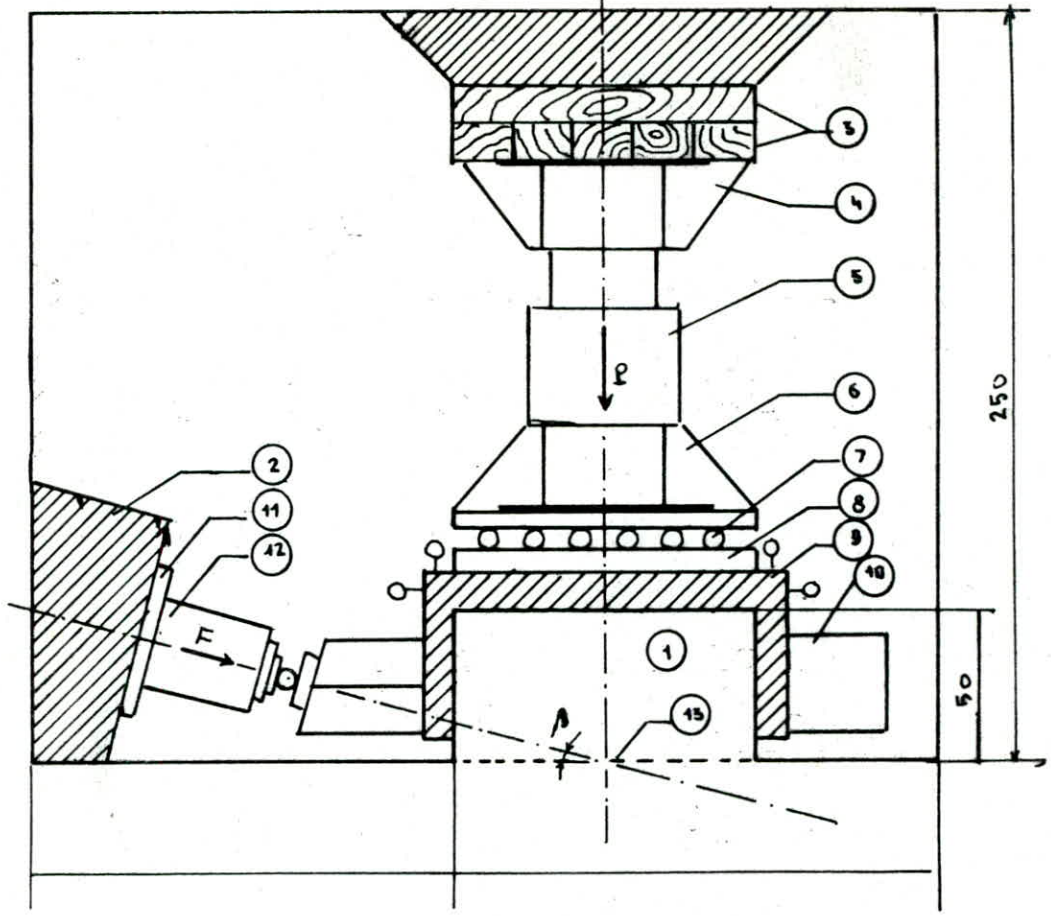
On augmentera ensuite l'effort normal et on recommencera le cisaillement, on pourra ainsi tracer la courbe de glissement,

Dispositif pour l'essai de cisaillement de roche dans une galerie

(voir la figure 23 -a-b)

- 1) Bloc rocheux
- 2) Bulée (massif d'ancrage résistant)
- 3) Plaque en bois
- 4) cône métallique supérieur
- 5) Verrin (servomoteur) hydraulique - effort vertical -
- 6) Cône métallique inférieur
- 7) système de rouleau

- a -



- b -

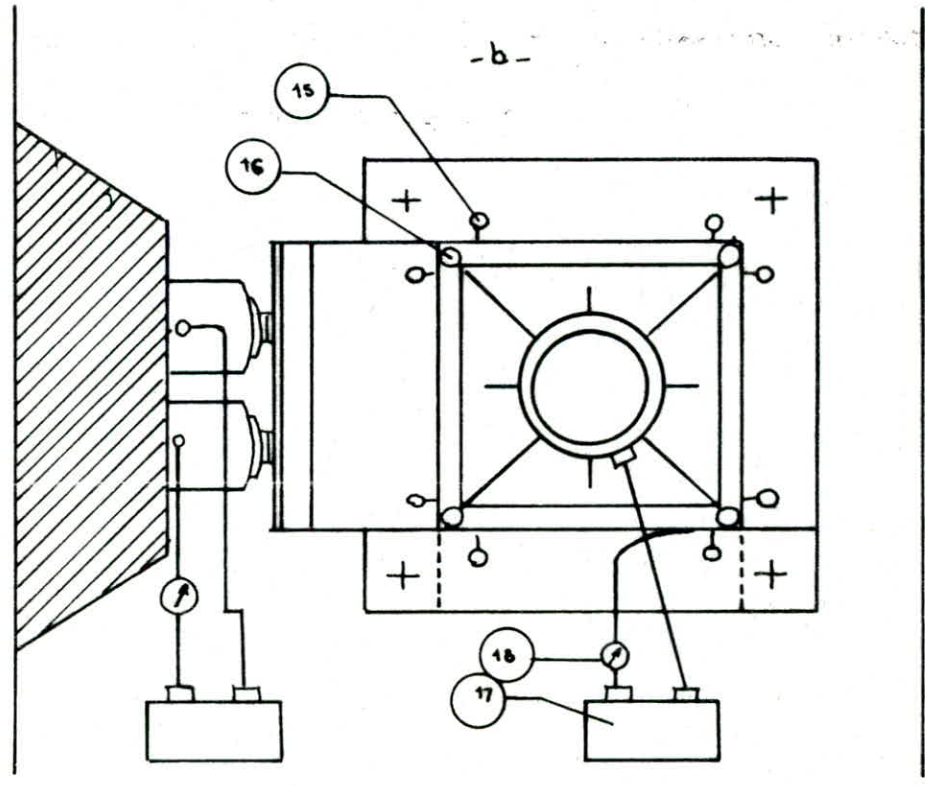


Fig-23-Dispositif Pour l'essai de cisaillement in-situ dans unegalerie

- 8) Plaque métallique
- 9) Revêtement en béton (pour consolider la partie supérieure de la bloc rocheux)
- 10) Cadre métallique
- 11) plaque métallique
- 12) Verrin (servomoteur) hydraulique - effort de cisaillement -
- 13) Surface de cisaillement
- 14) Jauge (capteur) de déplacement vertical - mesure -
- 15) - 16) jauge (capteur) de déplacement horizontale
- 17) Pompe hydraulique
- 18) Manomètre.

#### Mesure de la compressibilité d'une roche

La compressibilité d'une roche peut se mesurer en utilisant des contraintes suffisamment élevées pour que les déformations qu'elles engendrent soient mesurable.

On installe un verrin de forte puissance, ce verrin exerce son effort sur l'une des parois de la niche ; par l'intermédiaire d'une plaque circulaire de 0,25 ou 0,30 m de diamètre et la réaction est assurée par butée contre la parois opposé.

Les déplacements de la plaque sont mesurées à l'aide de compacteurs solidaires.

Il est ainsi possible de mesurer la compressibilité dans n'importe quelle direction ce qui permet d'avoir une idée de l'anisotropie (caractère des roches dont les propriétés différents selon la direction considérée) des roches

L'interprétation de l'essai, se fait, à partir de la formule de BOUSSINESQ

$$\frac{E}{1 - \nu^2} = \frac{4 a}{\pi} \frac{\Delta P}{\Delta w}$$

- $a$  : rayon de plaque (régide circulaire)  
 $\nu$  : coefficient de Poisson (0,2 : 0,3)  
 $E$  : module de déformation  
 $\Delta P / \Delta w$  : la pente de la droite effort-déformation  
 $P$  : Pression  
 $w$  : Déformation

\* La fissurité des massifs rocheux.

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

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

$\sum l_i$  : les longueurs des segments, de la carotte, supérieurs à 10 cm

$l_t$  : longueurs totale de la carotte.

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

RQD en %	Qualité
0% 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 IV

CHAPITRE : IV

IV - Stabilité des talus (Pentes)

IV - les différentes surfaces de glissement .

Le glissement ou la rupture s'amorce sur une facette et se propage ensuite à l'ensemble d'autres facettes, pour lesquelles la relation de coulomb est vérifiée.

Généralement, on peut admettre que les lignes de glissement sont :

- a) des droites (fig. 24a)
- b) des lignes polygonaux (Fig. 24 b)
- c) des arcs de cercles (Fig. 24 c)

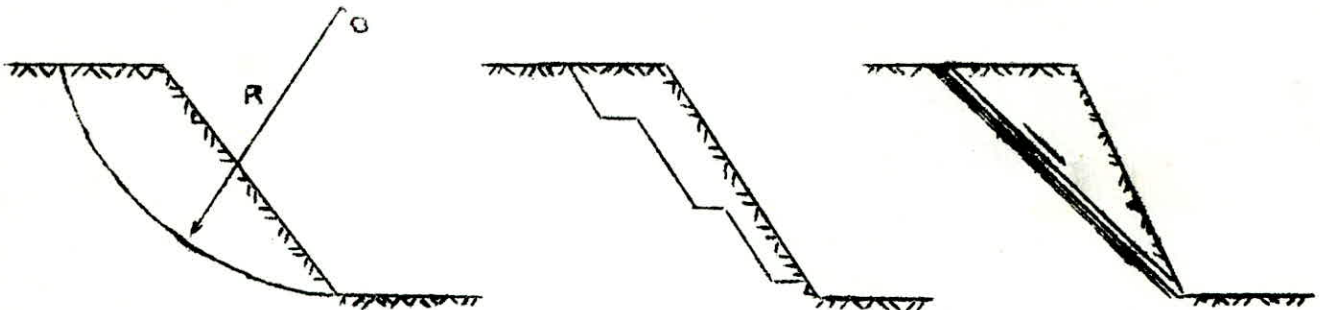


Fig 24 - glissement circulaire  
(a)

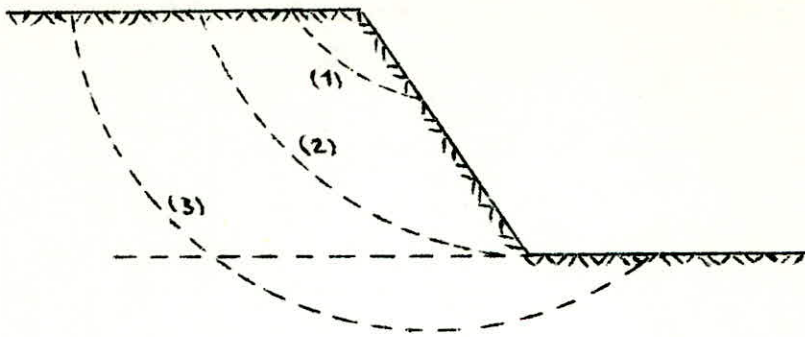
Fig 24 - glissement polugonal  
(b)

Fig-24  
Glissement plat  
(c)

La méthode circulaire est la plus appliquée et que se rapproche le plus de la réalité et de l'observation des faits.

On distingue trois types de glissements circulaires - (Fig. 25)

- a) cercle de talus (1)
- b) cercle de pied (2)
- c) cercle profonde (3)



(Fig. 25) types de glissement circulaires

Puisqu'on est incapable de préciser les contraintes qui régnent effectivement dans un talus stable, on suppose pour les besoins du calcul que la rupture est imminente et par suit on introduit un coefficient de sécurité, pour retrouver des conditions normales de travail.

#### IV - 2 . Méthode de détermination de la pente des talus :

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de la pente des talus :

On distingue 3 méthodes :

##### IV - 2 - 1 Méthode graphique de MASLOV :

La pente du talus ( $\alpha$ ), dans quelques points du talus, est égale à l'angle remplacée de frottement interne ( $\psi$ ) - (Fig. 26)

$$\alpha_i = \psi_i$$

$$\operatorname{tg} \psi = \frac{\tau_f}{\sigma} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + c}{\sigma} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \quad - \text{ (Fig. 27)}$$

$\sigma, \tau_f$  : les contraintes totales normale et de cisaillement  
 $\varphi, c$  : l'angle de frottement interne et la cohésion, mais

$$\sigma = \gamma \cdot z + q_0$$

$\gamma$  : la masse volumique

$z$  : la profondeur

$q_0$  : la pression superficielle

$$1^{\circ}) \operatorname{tg} \alpha_i = \operatorname{tg} \psi_i = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_i} = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\gamma z + q_0}$$

$$\text{Si } z = 0 : \operatorname{tg} \psi_i = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{q_0}$$

$$z \rightarrow \infty : \operatorname{tg} \psi_i = \operatorname{tg} \varphi$$

2°) Dans le cas d'un massif homogène :

$\gamma$  : constante ,  $C$  : constante ,  $\varphi$  : constante

$$q_0 = 0 : \operatorname{tg} \alpha_i = \operatorname{tg} \varphi + \frac{C}{\gamma \cdot Z}$$

$$\text{si } Z = 0 : \operatorname{tg} \alpha_i \rightarrow \infty \Rightarrow \alpha_i = 90^\circ$$

$$Z \rightarrow \infty : \operatorname{tg} \alpha_i = \operatorname{tg} \varphi = (\text{fig. 28})$$

3°) Pour un milieu stratifié

dans un milieu stratifié le profil se varie en fonction de profondeur a cause de la variation des paramètres  $\gamma, C, \varphi$  pour chaque couche (fig. 29),  $\alpha_g$  : l'angle global du talus

$$\operatorname{tg} \alpha_g = \frac{H}{X_{AC}} = \frac{H}{\sum \Delta x_i}$$

#### IV - 2 - 2 Méthode analytique de MASLOV

le profil du talus homogène, se détermine suivant l'expression

$$x = f(Z, \gamma, \varphi; C, q_0)$$

$$x = \frac{1}{\gamma \cdot \operatorname{tg}^2 \varphi} \left\{ \operatorname{tg} \varphi \cdot \gamma \cdot Z + C \ln (q_0 \operatorname{tg} \varphi + C) - C \ln [\operatorname{tg} \varphi (\gamma \cdot Z + q_0) + C] \right\}$$

$$q_0 = 0 : x = \frac{1}{\gamma \operatorname{tg}^2 \varphi} [\operatorname{tg} \varphi \cdot \gamma \cdot Z + C \ln C - C \ln (\operatorname{tg} \varphi \cdot \gamma \cdot Z + C)]$$

#### IV - 2 - 3 . Méthode analytique de SKOLOVSKI - SENKOV :

l'expression analytique de ce méthode  $Z = (x) - (\text{Fig. 30})$

1°) Pour les valeurs de  $x$  inférieur à 5 m :

$$Z = \alpha \left[ \frac{\pi}{2} - e^{-m} + \frac{e^{-m}}{2 \cdot 3} - \frac{e^{-5m}}{2 \cdot 3 \cdot 4 \cdot 5} \right] + x \operatorname{tg} \varphi$$

2°) Pour les valeurs de  $x$  supérieures 5 m :

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

$$\text{où } m = \frac{x}{\alpha} \quad , \quad \alpha = \frac{2C}{\gamma} \cdot \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}$$

$\varphi, C$  = l'angle de frottement interne et la cohesion

$\gamma$  = la masse volumique

$x$  - la composante horizontale du point considéré

$Z$  - la composante vertical du point considéré.

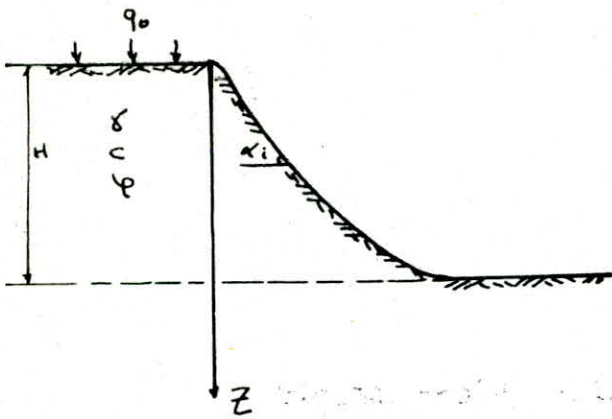


Fig-26 La profil du talus  
- milieu homogène -

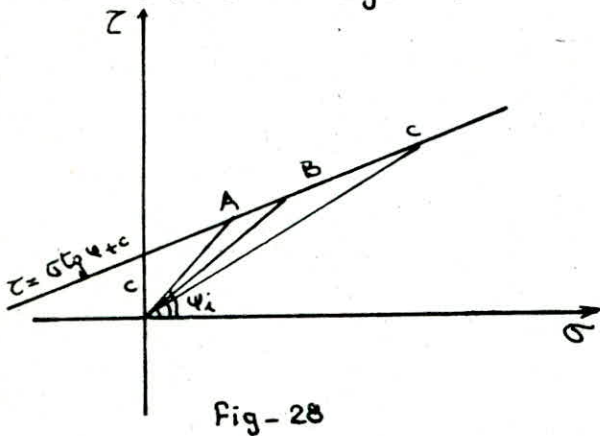


Fig-28

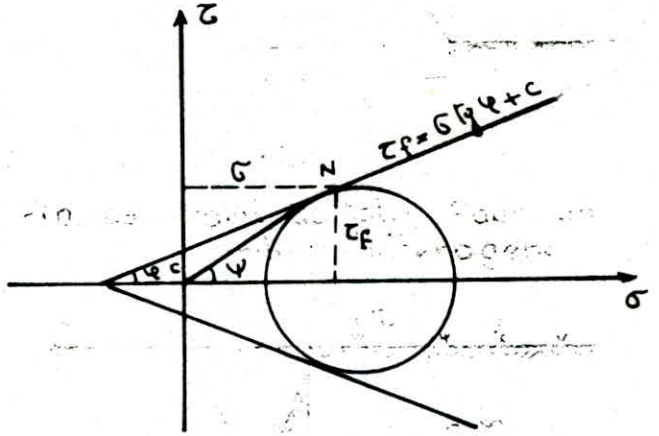


Fig-27- Cercle de Mohr

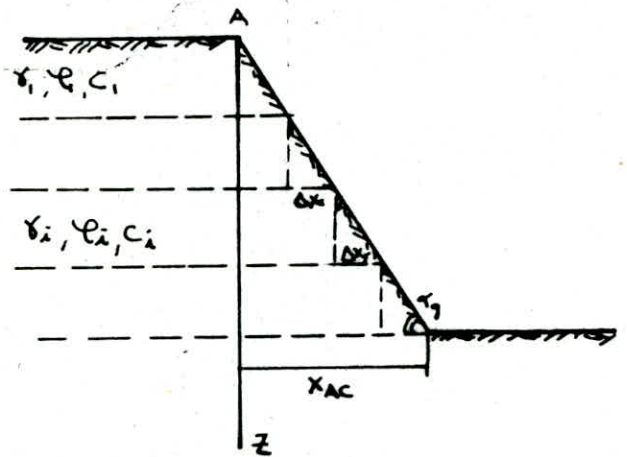
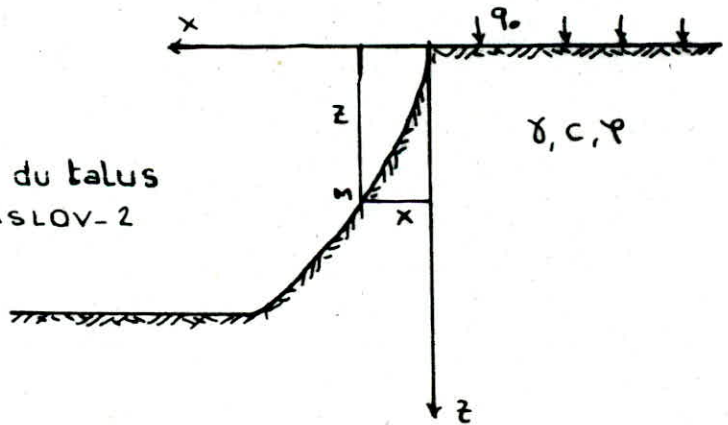


Fig-29 Profil du talus Pour un  
milieu hétérogène

Fig-30 Profil du talus  
MASLOV-2



IV - 3 . Expression du coefficient de sécurité

Puisque l'on est incapable de préciser les contraintes qui régnent effectivement dans un talus stable, on suppose pour les besoins du calcul, que la rupture est imminente et par suite on introduit un coefficient de sécurité pour en fait des conditions normales de travail compatibles avec la bonne tenue de l'ouvrage.

Pour représenter ce coefficient de sécurité que l'on appellera  $F_s$ , sous une forme mathématique, l'exemple suivant nous permettra de réaliser ceci.

Nous avons talus de hauteur  $H$ , faisant avec l'horizontale un angle  $\beta$  (Fig. 31)

Supposons que notre ligne de rupture est un arc de cercle  $A M C$ , notre masse de matière définie par  $ABCMA$  est sujette à la contrainte suivante :

- Le poids  $W$  de la masse  $ABCMA$ .

Pour l'instant nous ne considérons que le poids  $W$ , ce qui simplifie le problème, mais n'altère en rien la généralité des résultats.

Le poids  $W$  tend à faire pivoter la masse  $ABCMA$  la longueur de l'arc de cercle  $AMC$ , car il engendre un moment moteur.

Pour l'équilibrer ce moment moteur, des contraintes de cisaillement se développe sur la ligne de glissement possible, on a donc :

$$W \cdot l = \int_c^A R \cdot r \cdot ds$$

A l'arc de cercle  $AMC$  on peut faire correspondre une valeur numérique précise du coefficient de sécurité. On recommence l'opération pour divers lignes de glissement possible. Et on cherche pour quelle ligne on obtient la plus faible valeur du coefficient de sécurité.

C'est cette valeur qui caractérise la masse de sécurité à adapter pour un talus donné.

Pour la détermination du coefficient de sécurité  $F_s$ , on peut remplacer les caractéristiques réelles  $C$  et  $\varphi$  par les caractéristiques réduites  $C'$  et  $\varphi'$ , pour lesquelles le talus sera sur le point de se rompre.

Pour cela on définit d'abord deux coefficients de sécurité :

$$F_c = \frac{C}{C'} \quad \text{et} \quad F_\varphi = \frac{\text{tg } \varphi}{\text{tg } \varphi'}$$

la droite de coulomb est de la forme :

$$\tau = C + \sigma \text{tg } \varphi$$

En travaillant avec les caractéristiques réduites nous pouvons écrire :

$$T = C' + \sigma' \text{tg } \varphi' \quad \text{tg} \quad C' = C \quad \text{et} \quad \text{tg} =$$

$$T = \frac{C}{F_c} + \sigma' \frac{\text{tg } \varphi'}{\text{tg } \varphi} \quad \text{et} \quad \text{tg } \varphi' = \frac{\text{tg } \varphi}{F_\varphi}$$

En considérant donc ce cas les contraintes régnants sur la ligne de glissement dans l'équilibre "virtuel", on obtient les droites de la Fig.32

Au moment de la rupture  $C'$  et  $\varphi'$  sont les paramètres d'équilibre limite, par conséquent.

$$R \int_A^c (C' + \sigma' \text{tg } \varphi') ds = \int_A^c \left[ \frac{C}{F_c} + \sigma' \frac{\text{tg } \varphi'}{F_\varphi} \right] ds = w \cdot \rho$$

Pour des raisons de commodité on utilise un coefficient de sécurité unique, on a alors :

$$F_s = F_c = F_\varphi$$

Par conséquent.

$$R \int_A^c \frac{1}{F_s} (C + \sigma' \text{tg } \varphi) ds = w \cdot \rho$$

Et notre coefficient de sécurité aura donc la forme suivante :

$$F = \frac{R \int_A^c (C + \sigma' \text{tg } \varphi) ds}{w \cdot \rho}$$

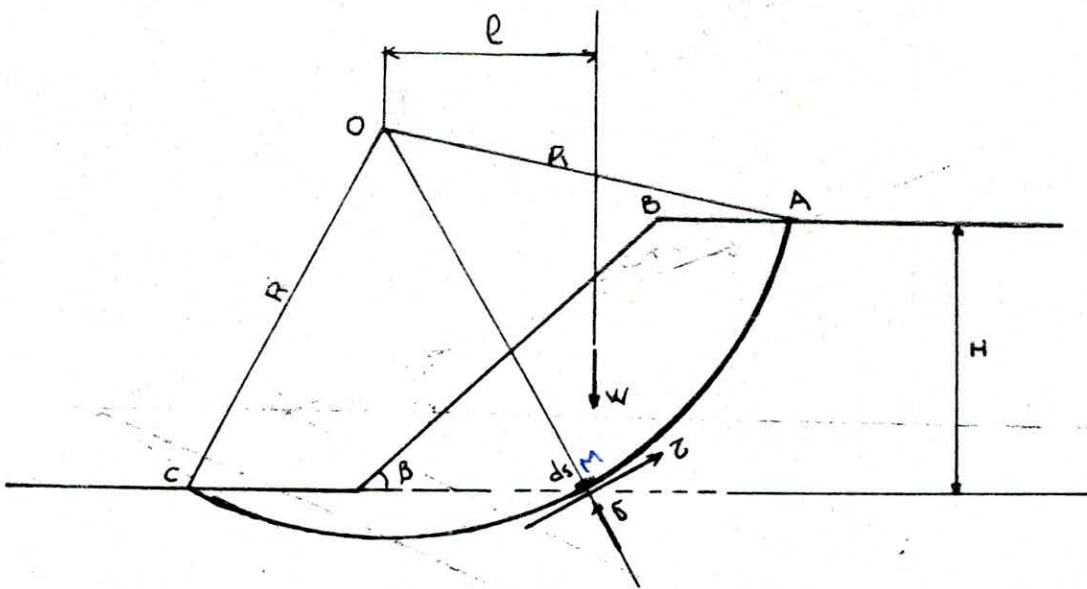


Fig-31 Contraintes appliquées à la masse glissante

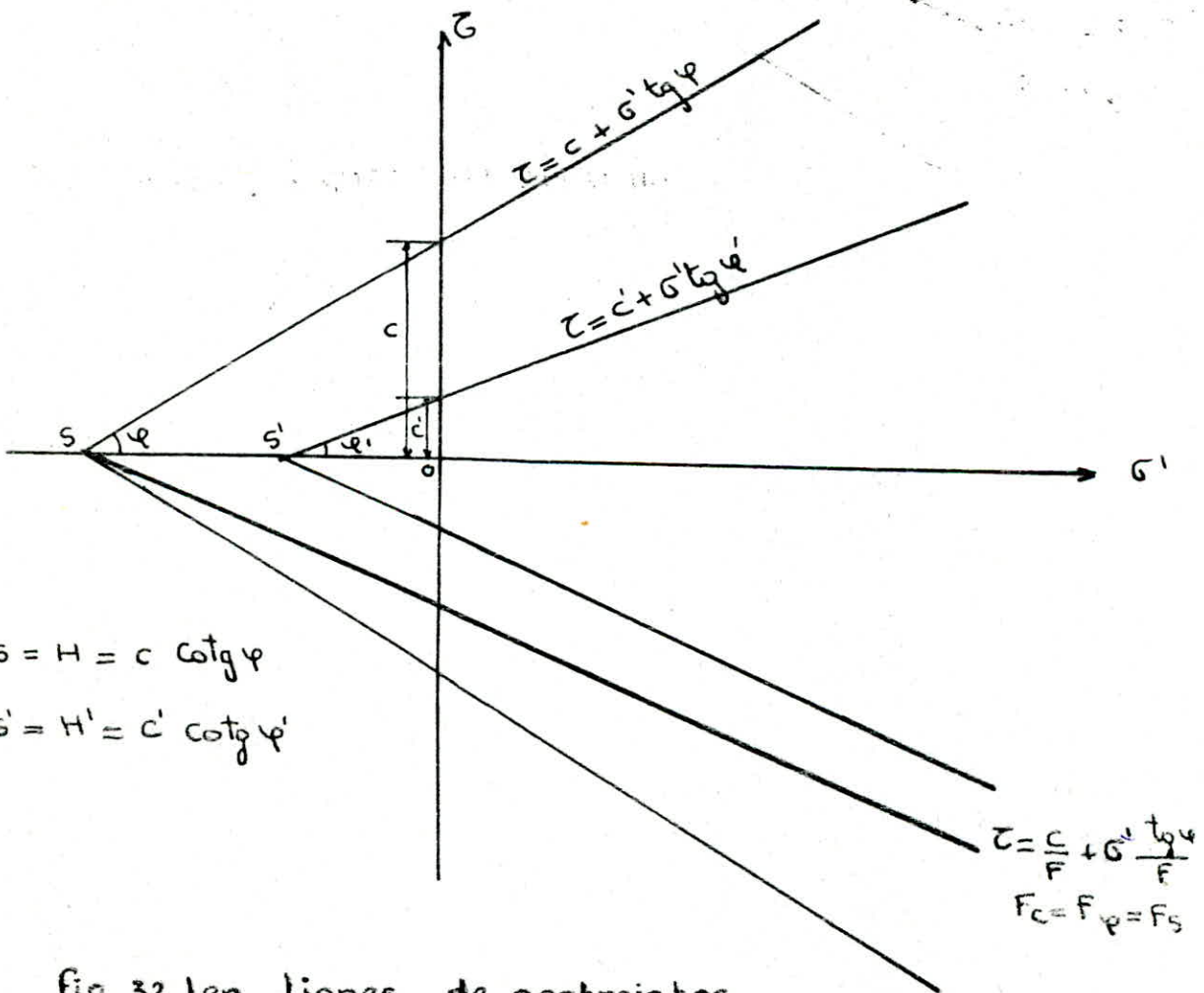


Fig-32. Les lignes de contraintes



IV - Méthodes de détermination du coefficient de Sécurité :

Plusieurs méthodes de calcul sont utilisées pour la détermination du coefficient de sécurité.

Dans la pratique de mécanique des sols et les travaux miniers on peut citer 12 Méthodes.

Méthodes	Surfaces de glissements			méthodes de calcul		Utilisation d'ordinateur
	circulaire	plate	complexe	de tranche	globale	
A - Méthodes Empirique		+			+	
1 - MASLOV						
B - Méthode de l'état limite de contrainte	+	+	+	+		
1 - SOKOLVSKI						
C - Méthode l'équilibre limite						
1 - PETTERSON						
FELLENIUS	+				+	
2 - BOSCHOP	+			+		+
3 - TAYLOR	+			+		
4 - JANBV	+	+	+			
5 - NONVEILLER						
6 - MORGENSTERNE	+	+	+	+		+
7 - MASLOV-BERRER	+	+	+	+		
8 - M. BIRETZ	+			+		
9 - Méthode de cercle de frottement	+				+	
10 - Méthodes particulière Hoek E et BRAY J.		+	+		+	

Dans le calcul de stabilité du talus rocheux, on peut utiliser les méthodes de mécanique des sols et les méthodes particulières proposées pour le milieu rocheux.

#### IV - 4 - 1 . Méthodes des tranches

Il est nécessaire de disposer d'une méthode beaucoup plus générale permettant la prise en compte de lignes de glissement quelconques et de massifs hétérogènes.

Pour ce type de problème complexe, on cherche la solution en divisant un nombre de volume élémentaire de chacun desquels la ligne de glissement à une forme simple et se développe dans un milieu homogène. C'est la méthode des tranches.

On considère un massif de forme quelconque, soumis à des forces extérieures et susceptible de se rompre le long d'une ligne de glissement de forme arbitraire (Fig. 33)

On divise la masse considérée en une série de tranches verticales. Les forces qui agissent sur la tranche de rang (N) sont :

- Le poids  $W$  du terrain et de l'eau qu'il contient.
- Sur la face supérieure soit la charge  $Q$  (de A en D) (Fig.33-a-)
- soit : Les composants de l'action hydraulique de l'eau  $W_u$  et  $P_w$  (de D en B) (Fig. 33-b-)
- Sur la face inférieure, les composants de contraintes totales de composantes  $N$  et  $T$ .
- Sur la face latérale de gauche, la force  $(X_n, Z_n)$  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  $(-X_{n+1}, -Z_{n+1})$

Comme on le remarqué toutes ces forces sont relatives à l'action simultanée des terres et de l'eau.

Mais on ne peut bien sur de considéré des contraintes effectives apprécier la résistances au cisaillement du massif, on notra la pression intersticielle en  $M$ .

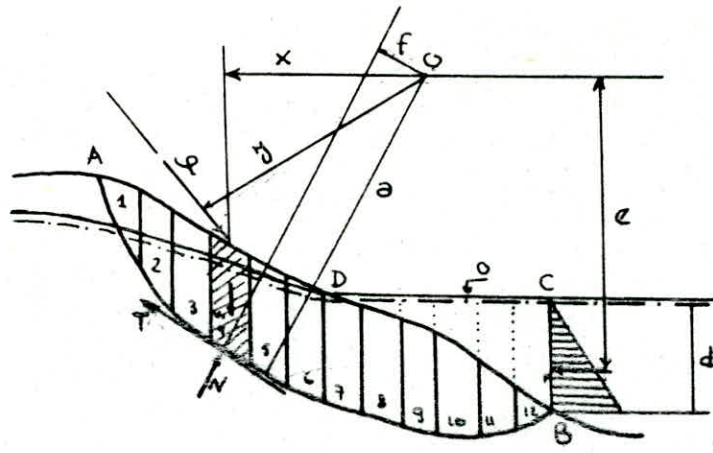


Fig-33-Massif de glissement

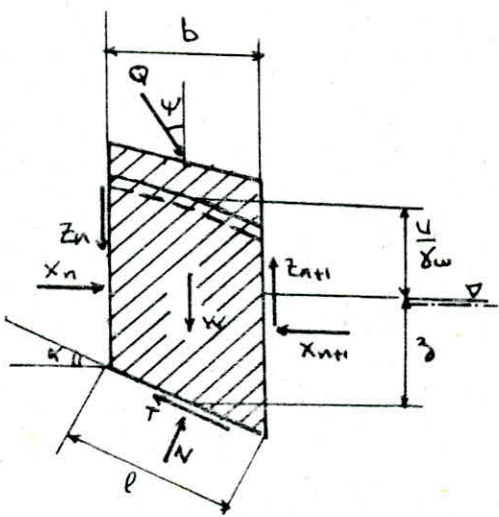


Fig-a- Surface hors de l'eau

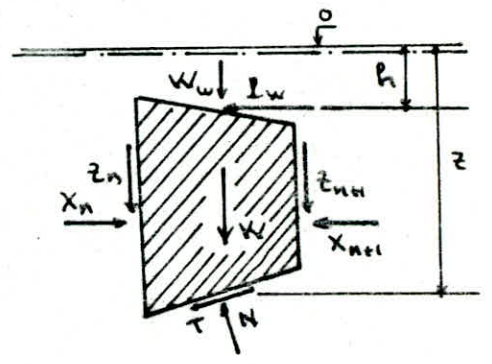


Fig-b-

Surface sous l'eau

$$z \gamma_w + u$$

Où  $U$  : la surpression qui régné en  $M$  par rapport à la pression qui s'établirait si la nappe phréatique était au repos et en équilibre avec le niveau d'eau aval . DC.

La contrainte totale en  $M$  à pour composantes :

$$\sigma = \frac{N}{F} \quad \text{et} \quad \tau = \frac{T}{F}$$

la composante effective à donc pour composantes :

$$\sigma' = \frac{N'}{F} = \sigma - (z \gamma_w + u) \quad \text{et} \quad \tau$$

On adoptera comme définition du coefficient de sécurité (défini précédemment)

$$\tau = \frac{1}{F} (c + \sigma' \tan \varphi) \quad (\text{en terme de contraintes})$$

$$\text{c'est-à-dire} \quad T = \frac{1}{F} (c \cdot l + \sigma' \cdot \tan \varphi) \quad (\text{en terme de forces})$$

$$\text{avec } N' = N - U = l \cdot z \cdot \gamma_w$$

on appellera :

- $W_1$  : le poids du sol et de l'eau qu'il contient au dessus du niveau de référence (o)
- $W_2$  : le poids de jaugé du sol situé sous ce même niveau de référence.

Les divers tranches de notre massif peuvent avoir leur surface :

1°) hors de l'eau : c'est-à-dire, il n'existe pas de composante hydraulique, donc on doit considérer le poids total sous la forme (fig. A)

$$W = W_1 + (W_2 + b z \gamma_w)$$

2°) sous le niveau d'eau à une profondeur  $h$ : ce qui nous oblige à considérer les forces  $P_H$  (équivalent à la force hydraulique  $P$ ) et  $W_w$  (n'existe pas toujours), on va donc chercher à mettre la somme  $(W + W_w)$  sous une forme simple valable pour n'importe quelle tranche.

$$W + W_w = [W_2 + b(z-h) \cdot \gamma_w] + b \cdot h \cdot \gamma_w = W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w \quad (W_1 = 1)$$

D'une manière générale on peut écrire l'équation du poids total sous la forme :

$$W = W_1 + W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w$$

- Où  $W_1 \neq 0$  pour une surface de tranche hors de l'eau  
 $W_1 = 0$  pour une surface de tranche dans l'eau.

On est en mesure maintenant d'écrire les équations d'équilibre de chaque tranche et de l'ensemble du massif.

On écrit d'abord l'équilibre des forces verticales (selon l'axe OY) qui agissent sur une tranche :

$$Q \cos \psi + W_1 + W_2 + bZ \cdot \gamma_w + (Z_n - Z_{n+1}) = N \cos \alpha + T \cdot \sin \alpha$$

$$\text{Posons : } \Delta n z = Z_n - Z_{n+1}$$

en remplaçant N et T par leurs expressions en fonction de N' et F :

On obtient

$$N' = \frac{Q \cos \psi + W_1 + W_2 + \Delta n z - Ub - \frac{c}{F} b \cdot \operatorname{tg} \alpha}{\cos \alpha \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi}{F} \right)}$$

$$\text{on posera : } m_\alpha = \cos \left( 1 + \frac{\operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \psi}{F} \right)$$

Le massif considéré est en équilibre, on écrit que l'ensemble des forces qui agissent sur cet massif à un moment résultant nul par rapport à un point quelconque (O) du plan, la figure (a) montre les bras de levier correspondants.

l'équation des moments de la somme de toutes les tranches est donnée par :

$$\Sigma [(W_1 + W_2 + b \cdot z \cdot \gamma_w) x + Q y] = \Sigma [(N' + U) f + \frac{1}{F} (c f + N' \operatorname{tg} \psi) a] + P e$$

les forces  $X_n$  et  $Z_n$  étant des forces internes, elle s'éliminent nous remarquons donc que :

$$\Sigma b z \cdot \gamma_w \cdot x = \Sigma U \cdot z \cdot \gamma_w \cdot f + P e$$

-  $\Sigma b \cdot z \cdot \gamma_w \cdot x$  : moment du poids du volume CBMD'DC

-  $\Sigma U \cdot z \cdot \gamma_w \cdot f$  : moment des pressions hydrostatiques le long de D'MB

-  $P e$  : moment de la pression sur CB

Après simplification l'équation de la résultante générale des moment agissant sur le massif donne :

$$\Sigma [(W_1 + W_2) x + Q y] = \Sigma (N' + U \cdot \rho) f + \frac{1}{F} \Sigma (c f + N' \operatorname{tg} \psi) \cdot a$$

D'où on tire le coefficient de sécurité F :

$$F = \frac{\Sigma (c \cdot \rho + N' \operatorname{tg} \psi) \cdot a}{\Sigma [(W_1 + W_2) x + Q y] - \Sigma (N' + U \cdot \rho) f}$$

On remplace alors  $N'$  par la valeur qui a été calculée précédemment et on obtient

$$F = \frac{\sum [(c \cdot b + \operatorname{tg} \varphi (Q \cos \psi + w_1 + w_2 + \Delta n z - u \cdot b))] \frac{2}{m_\alpha}}{\sum [(w_1 + w_2) x + Q y] - \sum [(Q \cos \psi + w_1 + w_2 + \Delta n z) + \frac{b \operatorname{tg} \varphi (u \operatorname{tg} \varphi - c)}{F}] \frac{1}{m_\alpha}}$$

Le deuxième membre de cette équation contient  $F$  explicitement et par l'intermédiaire de  $m_\alpha$ , mais la formule se prête très bien à une résolution par approximations successives.

Avant d'en arriver là, il convient de faire le point  $a$  et d'examiner les conditions d'équilibres dont on ne s'est pas encore servi et qui doivent être vérifiées néanmoins, si on veut pas commettre de grossières erreurs.

En ce qui concerne l'équilibre de chaque tranche, on a déjà tenu compte des forces verticales.

Pour les forces horizontales, on a, en notant :

$$\Delta_n x = x_n - x_{n+1}$$

$$\Delta_n x + N \sin \alpha + Q \sin \psi = T \cos \alpha + P_w$$

On va éliminer  $N$  de cette équation, pour cela on reprend l'équation d'équilibre des forces verticales agissant sur la tranche soit :

$$Q \cos \psi + w_1 + w_2 + b z \gamma_w + \Delta n z = N \cos \alpha + T \sin \alpha$$

et on multiplie les deux membres par  $(\operatorname{Tg} \alpha)$  pour faire apparaître  $(N \sin \alpha)$  dans le second, on porte cette valeur dans l'équation d'équilibre des forces horizontales et on obtient :

$$\Delta_n x + b z \gamma_w \operatorname{tg} \alpha - P_w = \frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (w_1 + w_2 + \Delta n z) - Q (\sin \psi + \cos \psi \operatorname{tg} \alpha)$$

avec

$$T = \frac{1}{F} (cP + \operatorname{tg} \varphi N') = \frac{1}{F \cdot m_\alpha} [(Q \cos \psi + w_1 + w_2 + \Delta n z - u \cdot b) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c b]$$

Pour terminer l'étude de l'équilibre de la tranche de rang,  $n$ , il faut écrire que le moment résultant des forces est nul; Toutefois, on négligera cette condition, c'est le seul point faible de la méthode.

En ce qui concerne l'équilibre de l'ensemble du massif sujette au glissement, on a déjà écrit que le moment résultant était nul (c'est de cette manière que l'on a calculé  $F$ ).

Il faut écrire en outre que les composantes verticales et horizontales de la résultante des forces extérieures sont nulles. Cela conduit naturellement à :

$$\sum \Delta_n z = 0 \quad \text{Pour les forces verticales}$$

$$\sum \Delta_n x = 0 \quad \text{Pour les forces horizontales}$$

Puisque dans chaque tranche  $\Delta_n x$  et  $\Delta_n z$  équilibrent la résultante des forces extérieures.

L'équation  $\sum \Delta_n x = 0$  s'écrit en reprenant l'expression trouvée pour  $\Delta_n x$

$$\sum (b \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \operatorname{tg} \alpha - P_w) = \sum \left[ \frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (w_1 + w_2 + \Delta_n z) - \frac{Q \sin(\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \right]$$

Or le premier membre de cette égalité est nul, car

$$\sum b \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \operatorname{tg} \alpha = \sum P_w = P$$

En effet

$$b \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \operatorname{tg} \alpha = P \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \sin \alpha$$

C'est donc la composante horizontales de la pression de l'eau sur la base d'une tranche  $e$  et  $\sum b \cdot z \cdot \gamma_w \cdot \operatorname{tg} \alpha$  représente la composante horizontale de la pression de l'eau sur l'arc BMD' qui est égale à la pression  $P$  sur CB (Fig.a). Pour satisfaire toutes les conditions d'équilibre du massif, les différences  $\Delta_n z$  doivent vérifier les deux équations : ( $\sum \Delta_n z = 0$ )

$$\sum \Delta_n z \operatorname{tg} \alpha = \sum \left[ \frac{T}{\cos \alpha} - \operatorname{tg} \alpha (w_1 + w_2) - Q \frac{\sin(\alpha + \psi)}{\cos \alpha} \right]$$

$$T = \frac{1}{F \cdot m_\alpha} [(Q \cos \psi + w_1 + w_2 + \Delta_n z - u \cdot b) \operatorname{tg} \psi + c \cdot b]$$

#### IV- 4 - 2 Méthode de Bishop :

Avec cette méthode, on va vérifier rapidement de façon pratique comment on obtient la solution lorsque la ligne de glissement est un cercle de rayon  $r$ .

Le calcul des bras de levier est aisé :

$$\begin{aligned} X &= r \sin \alpha \\ a &= r \\ f &= 0 \end{aligned}$$

Pour simplifier l'écriture on suppose que  $Q = 0$

De plus on admettra que ( $\Delta_n Z = 0$ ) quel que soit  $n$ , ce qui revient à considérer que les efforts qu'une tranche exerce sur la tranche voisine sont horizontaux.

Donc le coefficient de sécurité s'écrit :

$$F = \frac{\sum \frac{c \cdot b + t_g \varphi (w_1 + w_2 - U \cdot b)}{m \cdot x}}{\sum \sin \alpha (w_1 + w_2)}$$

Si on suppose non seulement  $\Delta_n Z = 0$ , mais  $\Delta_n x = 0$ , l'expression de coefficient de sécurité se simplifie radicalement ; l'équation des moments donne :

$$F = \frac{\sum (C \cdot P + N' t_g \varphi)}{\sum \sin \alpha (w_1 + w_2)}$$

et la valeur de  $N'$  se calcule sans difficulté dans chaque tranche à partir des seules forces extérieures.

#### IV - 4 - 3 Méthode de FELLENIUS .

On suppose que la somme des forces inter-tranches est nulle.

On calcule pour chaque tranche les différentes forces agissant sur l'arc AB .

\* Le poids de la tranche  $W_i$  (calculé à partir du poids spécifique  $\gamma_i$  et de la géométrie de tranche )

$$W_i = \gamma_i \cdot A_i \cdot 1m$$

$A_i$  : la surface du tranche

\* La résultante  $T_i$  des contraintes de cisaillement

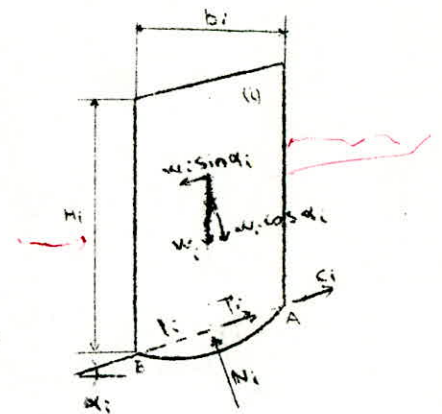
$$T_i = N_i \cdot t_g \varphi$$

$$\text{mais on a : } N_i - W_i \cos \alpha_i = 0, \quad N_i = W_i \cos \alpha_i$$

$$\text{d'où : } T_i = W_i \cos t_g \varphi$$

\* la force de cohésion  $\bar{C}_i$

$$\bar{C}_i = C_i \cdot l_i \cdot 1m$$





L'arc AB est en équilibre, on écrit que l'ensemble des forces qui agissent sur cet arc à un moment résultant par rapport au centre de l'arc AB qui provoque le glissement le long de AB, et par contre; un autre moment résultant qui fera résister le glissement. On peut également faire une comparaison entre les deux moments.

$$F_s = \frac{\sum M_{res}}{\sum M_{pro}} = \frac{\sum (T_i + \bar{C}_i)r}{\sum (w_i \sin \alpha_i)r}$$

d'où

$$F_s = \frac{\sum (w_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \cdot l_i)}{\sum w_i \sin \alpha_i}$$

Si on considère la résultante U des pressions interstitielles (calculée à partir du réseau d'écoulement), on obtient :

$$F_s = \frac{\sum [w_i \cos \alpha_i - u_i \cdot l_i] \tan \varphi_i + c_i \cdot l_i}{\sum w_i \sin \alpha_i}$$

Dans le cas le plus général, le calcul est effectué en contraintes effectives pour le cas du sol saturé.  $\varphi_{tot} = \varphi_{eff}$  ,  $c_{tot} = c_{eff}$

#### IV - 4 - 4 Méthodes Particulières.

Si on considère un massif fissuré en train de glisser le long d'une ligne de glissement droit (suivant une surface plate - Fig.A)

Dans ces méthodes on utilise les mêmes hypothèses que la méthode des tranches avec d'autres hypothèses:

1<sup>er</sup> Hypothèse : Toutes les forces agissant sur le massif sont concourantes.

2<sup>ème</sup> hypothèse : On prend en considération les pressions interstitielles de l'eau situé dans les fissures telle que :

U : La pression interstitielle transmise par l'eau du fissure sollicite le glissement.

V : La pression interstitielle transmise par l'eau du fissure verticale.

3<sup>ème</sup> hypothèse : La répartition de pressions de l'eau dans les fissures est linéaire ( $P = \gamma_w \cdot Z$ ).

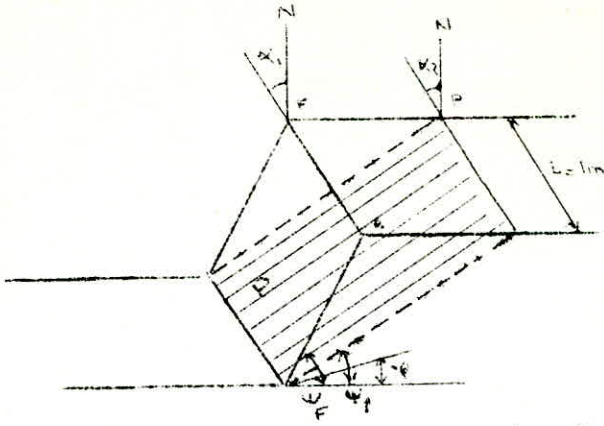


Fig. A Les conditions de glissement suivant une surface P

$\psi_F$ : l'angle du talus

$\psi_p$ : l'angle de glissement

$\varphi$ : l'angle de frottement interne.

Les conditions

$$\alpha_1 = \alpha_2$$

$$\psi_F = \psi_p > \varphi$$

1°) on suppose que les efforts entre les parois des fissures

(verticales) sont nulle (c-à-dire aucun contact entre les parois). (Fig.34-a-b)

Le coefficient de sécurité s'écrit :

$$F_s = \frac{CA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \operatorname{tg} \varphi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p}$$

Où C : la cohésion

$$A = \frac{(H - Z)}{\sin \psi_p}$$

$$U = \frac{1}{2} P_{\max} \cdot A$$

$$P_{\max} = \gamma_w \cdot Z$$

$$A = \frac{(H - Z)}{\sin \psi_p}$$

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z \frac{(H - Z)}{\sin \psi_p}$$

$$V = \frac{1}{2} P_{\max} \cdot Z_w$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot Z_w^2$$

Où  $\gamma_w$ : le poids volumique de l'eau.

\* Le poids du bloc de la figure. 34-a .

$$W = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 \left\{ \left[ 1 - \left( \frac{z}{H} \right)^2 \right] \cotg \psi_p - \cotg \psi_f \right\}$$

\* Le poids du bloc de la figure 34-b.

$$W = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cotg \psi_p \left[ \left( 1 - \frac{z}{H} \right)^2 (\cotg \psi_p \cdot \tg \psi_f - 1) \right]$$

où  $\gamma$  : le poids volumique de la roche

Nous pouvons écrire maintenant l'équation de notre coefficient de sécurité sous forme suivante :

$$F_s = \frac{\frac{2cP}{\gamma H} + Q \cotg \psi_p - K(P+S) \tg \psi}{Q + K S \cdot \cotg \psi_p}$$

$$\text{Où } P = \left( 1 - \frac{Z}{H} \right) / \sin \psi_p$$

$$K = \frac{\gamma_w \cdot z_w}{\gamma \cdot H}$$

$$S = \frac{Z_w}{H} \cdot \sin \psi_p$$

L'expression de Q :

$$Q = \left( 1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \cotg \psi_p - \cotg \psi_f \cdot \sin \psi_p \quad \text{fig. 34-a}$$

$$Q = \left( 1 - \frac{Z}{H} \right)^2 \cos \psi_p \cdot (\cotg \psi_p \cdot \tg \psi_f - 1)$$

2°/ On prend en considération les efforts inter-blocs, (entre les parois des fissures) . Fig. 35 /:

L'expression de coefficient de sécurité s'écrit :

$$F_s = \frac{C_1 L_1 + R_r (1 - K_1) \frac{L_2}{2 \cos(\psi_f - \psi_p)} + [W \cos \psi_p - U - K_1 V \cos(\psi_f - \psi_p)] \tg \psi_f}{W \sin \psi_p + K_1 V \cdot \sin(\psi_f - \psi_p)}$$

où  $R = R_r A (1 - K_1)$  : La force de résistance selon les fissures

$R_r$  : la résistance à la traction

$A$  : La surface totale des fissures

$K$  : coefficient de selectilité du roché.

$$0 \leq K \leq 1$$

Si  $K = 0$ , la force de résistance (intr-blocs) est maximale

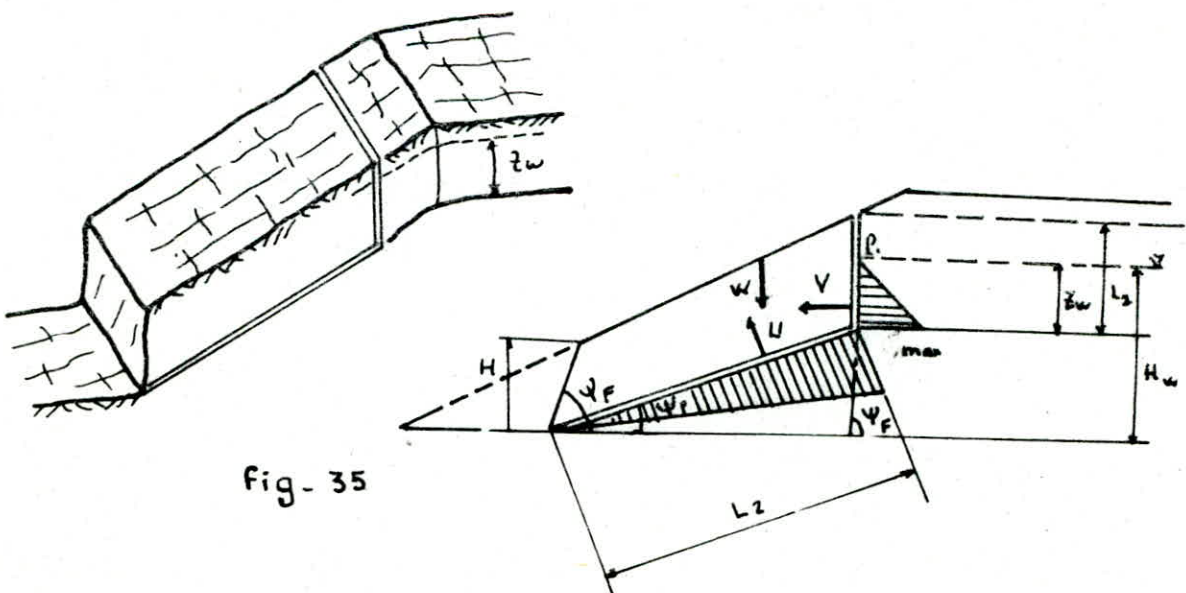
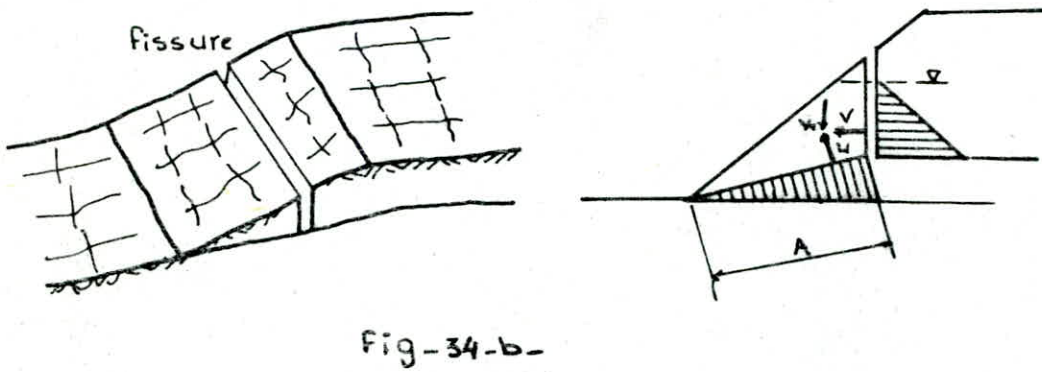
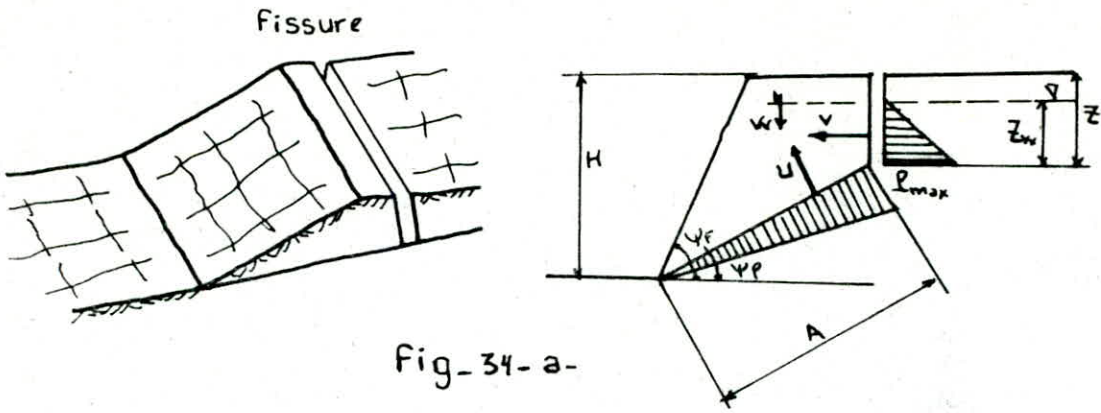
$$F_s = \frac{C_1 L + [W \cos \psi_p - U - V \cos (\psi_f - \psi_p)] \operatorname{tg} \psi_L}{W \sin \psi_p + V \sin (\psi_f - \psi_p)}$$

Si le milieu est cohérent

Si le milieu est cohérent

$$C_1 = 0, \quad H_w = 0, \quad (U = V = 0)$$

$$F_s = \frac{\operatorname{tg} \psi_L}{\operatorname{tg} \psi_p}$$



Différentes types de glissement

# CHAPITRE IV

---

## V - La désagrégation mécanique des roches

### V - 1 - Mécanismes de désagrégation des massifs rocheux

- 1 - Eboulements : ce sont des désagréments désordonnés par simple gravité de blocs rocheux métriques. La nature des discontinuités peut être quelconque. (Fig. 36)

- 2 - Ecrolements : des Massifs rocheux rigides importants qui se trouve en porte à faux, sont affectées d'écroulements butaux. Ils donnent naissance à des déplacements en masse par fois assimilés à des glissements ou a des aboullis qui sont le résultat de l'éclatement ou de la dissociation de la masse au cours de sa chute. (Fig.37)

- 3 - Glissements de terrain : Un glissement est le déplacement lent d'une masse de terrain le long d'une surface. Il dépend de plusieurs facteurs :

- La pente
- La nature plastique du matériau (argile, gyps, ....)
- la teneur

Mais le facteur essentiel, est la teneur en eau. Son effet, une décohé- sion par élévation de la préssion intersticielle. Les forces de cohésion qui assurent la stabilité des pentes deviennent, en **présence** d'eau, inférieur aux forces de mouvement liées à la masse des terrains et à la pente (Fig.38)

### V - 2 - Mesure des déplacements et contrat de la stabilité

Il est utile de suivre les mouvements du sol, en surface, à différentes profondeurs pour la raison suivante :

Les ruptures de talus se manifestent par des déplacements horizontaux et verticaux à proximité des pieds de talus. Quant le coefficient de sécurité est faible on a donc intérêt à surveiller les déplacements horizontaux pour déceler les amorces de ruptures.

Les mesures en surface sont facile à exécuter, le matériel est simple :

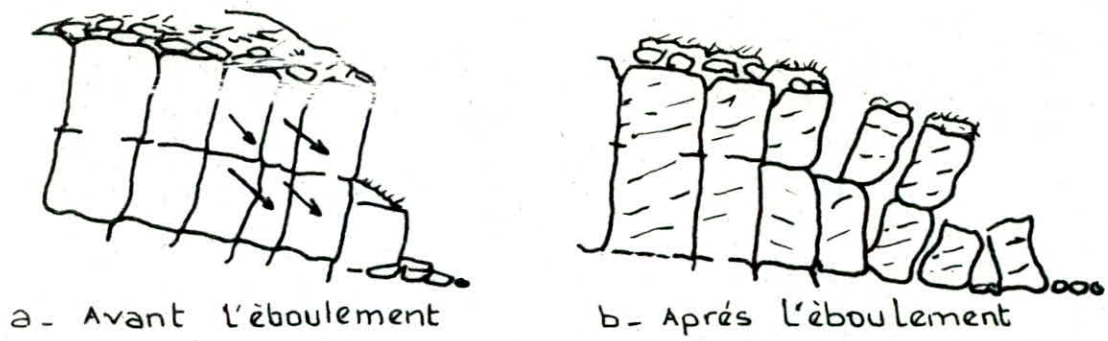


Fig-36 Formation d'un éboulement rocheux

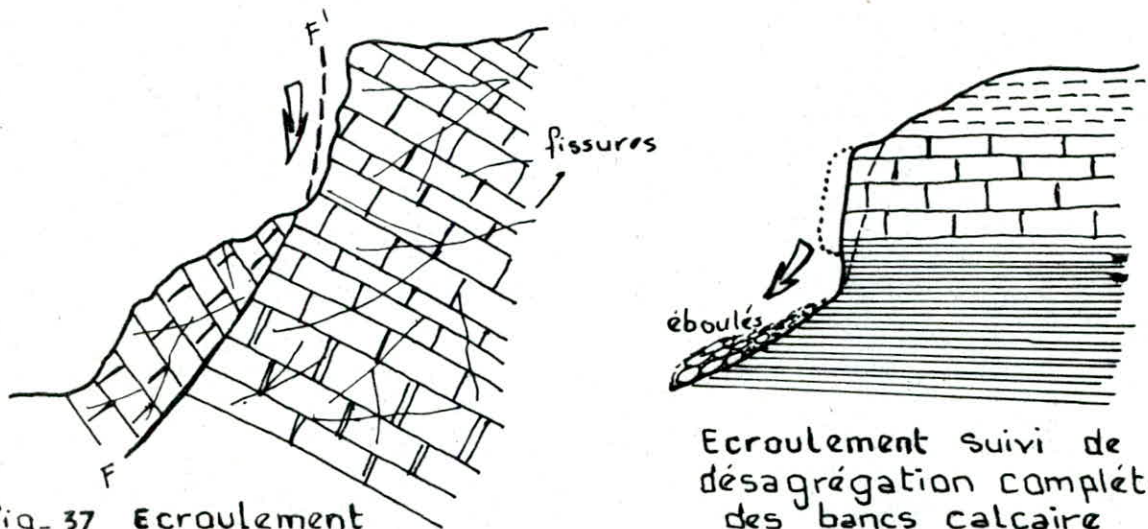


Fig-37 Ecoulement en masse, suivant une fracture FF'

Ecoulement suivi de la désagrégation complète des bancs calcaire

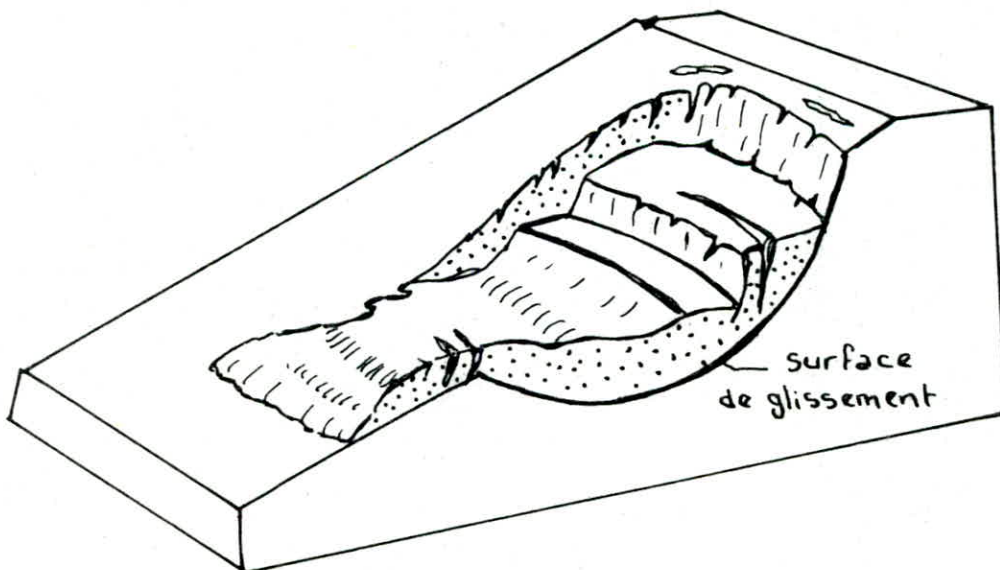


Fig-38 Glissement de terrain



1 - Jalons : L'appareillage le plus simple, utilise depuis longtemps est un jalon, type jalon de nivellement, suivi par visées optique.

Les jalons sont au départ, dans un même plan vertical parallèle à l'axe du talus.

Par visée, on peut donc suivre les déplacements horizontaux et verticaux des jalons.

## 2 - Dispositifs à mesures.

Ces dispositifs indiquent les déplacements horizontaux et verticaux par rapport à une mesure de référence bien déterminée.

Une incurvation des dispositifs annonce la possibilité d'une rupture à court terme. (Fig.39)

3 - Tensionomètre : Appareil servant à mesurer les déplacements horizontaux, verticaux et inclinés (Fig.40)

En profondeur, les mesures sont délicates :

1°/ Les clinomètres : le principe de la mesure consiste à constituer la la déformation d'un tube vide souple placé dans un forage, initialement verticale (Fig. 41) L'appareil comporte deux parties distinctes :

- Le poste d'écoute, placé à la surface du sol, sur lequel s'effectue la mesure (Fig.41-a)

- La sonde clinométrique, descendue dans le tube de matière plastique à l'extrémité d'un câble gradué (Fig.41-b)

Cette sonde à environ 0,55m de long et un diamètre de 68mm.

Elle se compose essentiellement d'une tige calibrée, fixée à la partie **supérieure** du type enveloppe et portant un poids à la partie inférieure.

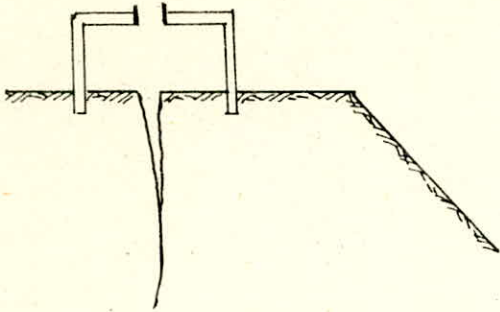


Fig-39

Mesure de déplacements horizontaux et verticaux

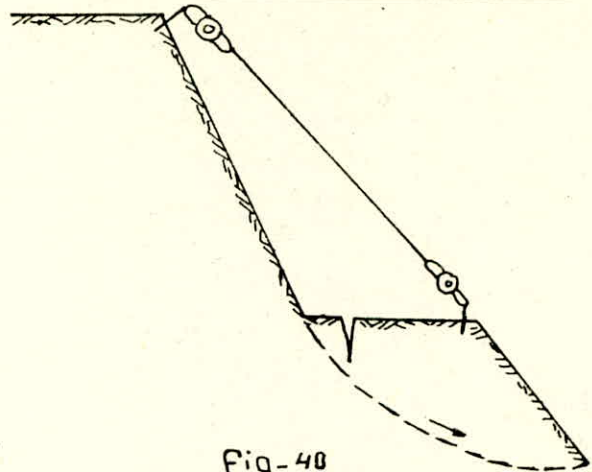


Fig-40

Mesure de déplacements par un tensiometre

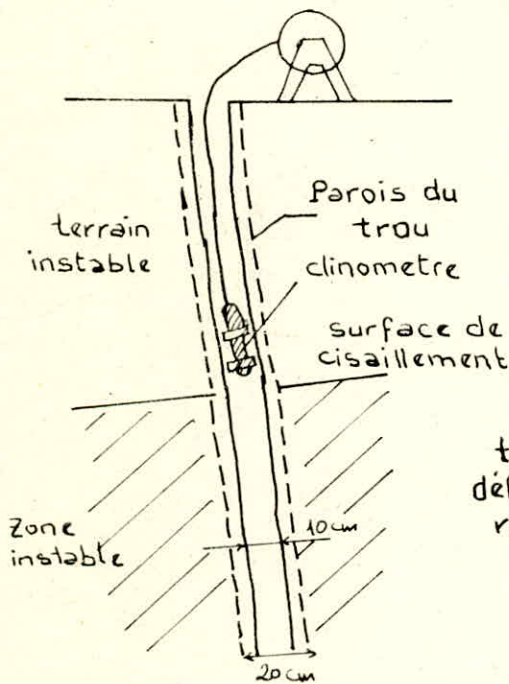
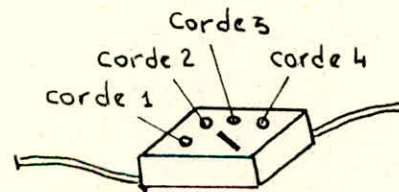
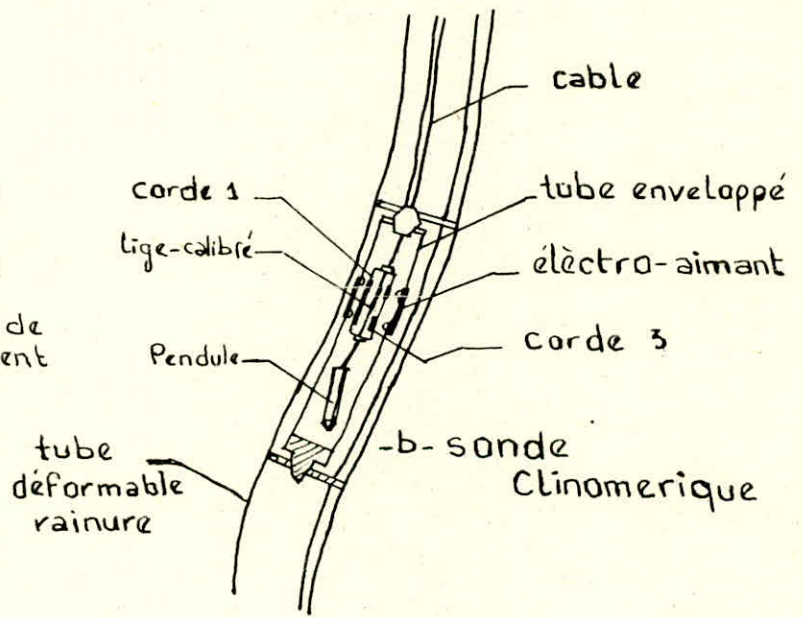


Fig-41 Clinometre



-a- Poste d'ecoute

Toute inclinaison du type entraîne une flexion dans la tige, ce qui provoque des variations de tensions dans quatre cordes vibrantes fixées sur la tige suivant deux plans perpendiculaires.

L'inclinaison de la sonde sur la verticale est déduite simplement des lectures au poste d'écoute.

2°/ Il existe différentes types d'appareils de contrôles de la stabilité.

Dans certains cas on utilise des fils sous forme de pendule normale ou renversé (Fig. 42) ; la vibration du pendule annonce une possibilité de déplacement horizontal ou vertical.

Ou bien on mesure les déplacements à l'aide des segments plastiques sous forme de tubes, attachées entre elles par un fil bien étendu, l'ensemble placé dans un forage (Fig. 43)

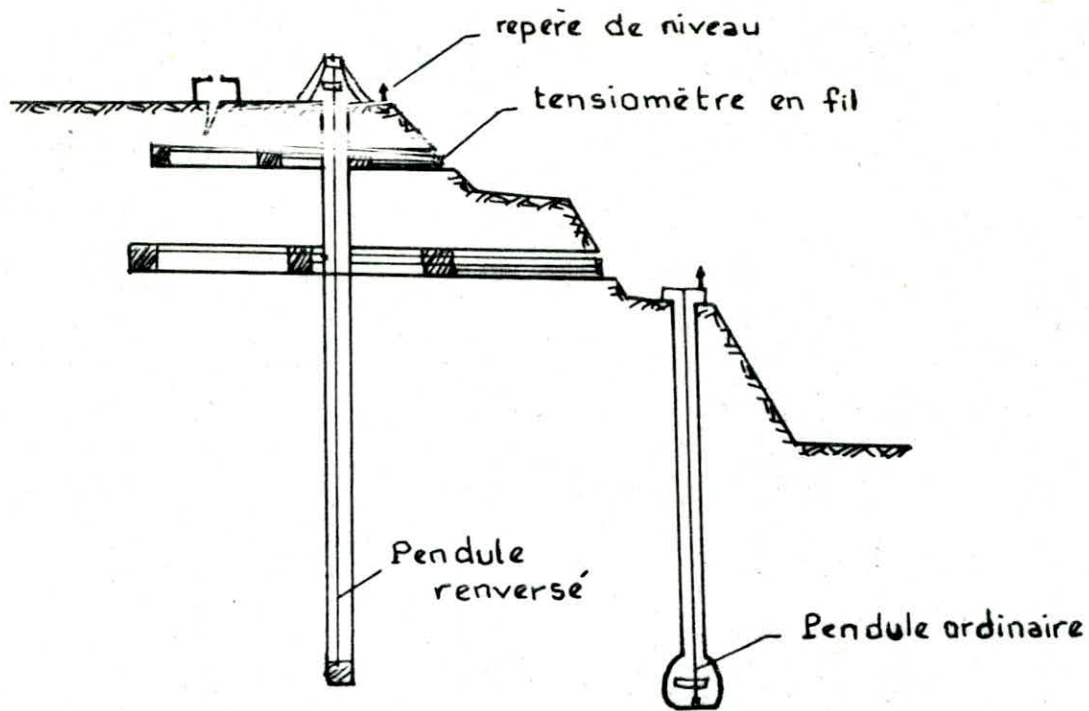


Fig-42- Dispositifs de Contrôle de stabilité du talus dans La mine à ciel ouvert

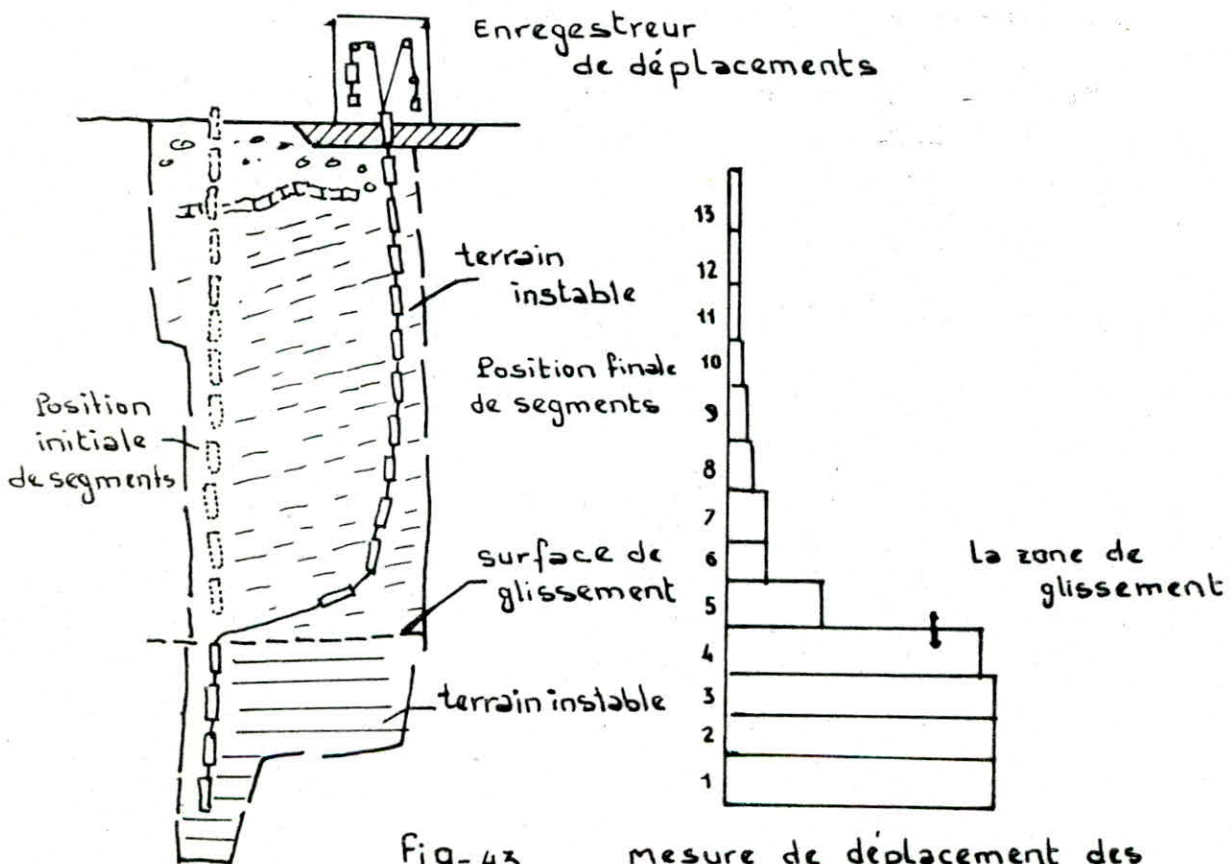


Fig-43 mesure de déplacement des segments  
mesure des déplacements horizontaux à l'aide de plusieurs segments plastiques

# CHAPITRE VI

---

## Chapitre VI - Calcul de Stabilité des Talus

### VI - 1 - Exemple de calcul de carrière de OUEENZA.

#### VI - 1 - 1 Notion d'exploitation de mine à ciel ouvert de OUEENZA.

La mise à ciel ouvert "Ouenza" est située dans la partie de l'est d'Algérie, à 180 Km au Sud de la ville d'Annaba.

On exploite du minerai de fer, le rendement est 3.000.000 Tonnes par an.

La puissance des roches encaissantes varie de zéro à quelques dizaines de mètres. Elles sont composées de marnes jaunes et grises, gypse, et calcaire à l'âge triasique.

#### Caractéristiques des gisements.

##### 1 - Morphologie du gisement.

D'après la répartition du gisement, on rencontre 3 formes :

- En amas : C'est la forme dominante
- En filon
- La forme la plus rare est de type lentille.

##### 2 - Géologie régionale.

La géologie régionale de minerai de fer de Ouenza est dominée par des gisements triasiques, crétacés et tertiaires.

La zone est caractérisée par des montagnes en dômes calcaires s'élevant au-dessus de plaines couvertes de dépôts continentaux.

Les strates des montagnes en dôme appartiennent à la période crétacée alors que les dépôts continentaux appartiennent à la période tertiaire. Le triasique apparaît toujours sous forme diapiriques représentées par des affleurements de marnes et d'argiles gypsifères.

3 - Type de gisement : Le gisement de minerai de fer à Ouenza appartient au type Bilbao, dans lesquels l'hématite et le goethite, sont formés par l'érosion résiduelle de roches riches en sidérite.

Les gisements de minerai apparaissent dans des sédiments marins plissés du crétacé inférieur.

#### 4 - Gisements de Minerai.

Les formes des gisements de minerai reflètent deux facteurs principaux :

- la configuration des gisement de sidérite
- la configuration de l'oxydation à l'intérieur des gisements de sidérite.

L'emplacement des gisements de sidérite originaux à l'intérieur des strates sédimentaires semble avoir été influencé à la fois par effets stratigraphiques et structuraux. La combinaison apparaît, dans certains cas, presque parfaitement stratiformes, alors que d'autres sont tenticulaires et traversent les plans de stratification et que d'autres encore semblent du type veine.

5 - Minéralogie du Minerai : Les minerais de fer de Ouenza sont caractérisés par leur parassité et leur friabilité ainsi par leur teneur variée en chaux, magnésie, alunine et silice, pouvant être produite par un mélange de minerai de fer provenant des divers secteurs d'exploitation.

#### 6 - Réserves de minerai.

Les réserves de minerai pour les secteurs d'exploitation à ciel ouvert de sainte Barbe, chagoura sud et Zenga à Ouenza, et pour les secteurs à ciel ouvert et souterrains à Boukhadra.

TABLEAU - SOMMAIRE DES RESERVES DE MINERAI - 1986

Emplacement	Minerai Normal		Minerai Brun		TOTAL	
	Tonnes	% Fe	Tonnes	% Fe	Tonnes	% Fe
Saint-Barbe conglomérat	11.584.103	52,8	3652 000	45,1	15 236 000	51,0
Chagourat Sud	22.802 103	53,9	9.085.000	45,1	31.887000	51,4
ZERGA	1003.875	50,0	9.873.935	45,3	10 877 810	45,7
BOUKHADRA	51.234.875	55,7	—	—	51.234.557	55,7
TOTAL	86.624.426	54,8	22.610.935	45,2	—	52,8

Les minerais de Ouenza sont classifiés en :

- Minerai normal (+ 49% Fe)
- Minerai Brun (-49% + 40% Fe )



### Analyse des méthodes d'exploitation

Le choix de la méthode résulte de la forme irrégulière du gîte, de sa mauvaise répartition et du relief accidenté du gisement.

Le mode d'exploitation du gisement d'Ouenza s'apparait sur le forrage de fronts d'attaque qui forment les demi-tranchées.

Les travaux progressent longitudinalement suivant les bords, on réalise ainsi des plate-formes au fur et à mesure que l'on quitte le sommet de la montagne vers sa base.

L'exploitation en carrière comporte 3 phases.

- L'ouverture
- La découverte
- l'exploitation proprement dite

#### 1 - Forage du minerai

- Les forages des trous de mine est effectué par trois perforatrices rotatives - Joy challenger - avec moteur d'entraînement électriques .

Ces perforatrices utilisent des forets tricône à dents fraisés.

Elles peuvent forer des trous de 21m de profondeur et de 135mm de diamètre. Suivant le terrain la foration peut se faire verticalement ou obliquement.

- Le compresseur : fourni de l'énergie au COMLEN qui est une machine foreuse équipée de tige de forage de 4 à 8 m de long et de 60mm de diamètre.

- Le marteau piqueur : il utilise l'air comprimé pour la foration des trous de mines sur les grands blocs déjà abatus afin des rabattre pour réduire leur taille.

2 - Disposition des tirs : Les surfaces limitées caractérisant les bancs existant actuellement exigent que la majorité des forages des trous de mine soient effectuées en dispositions de 10 à 15 trous en rangées simples ou doubles.

Trois sacs de l'explosifs ANFO (mélange de pastilles de nitrate d'ammonique (AN) et de fuel O;1 d'un poids de 50 Kg chacun, sont déposés dans les trous de mine d'une profondeur moyenne de 14 à 15 m, et avec un minimum de 4,8m de bourrage.

### 3 - Transport du minerai utile.

Il s'effectue par des camions de capacité de 46-50 tonnes. Des lieux d'extraction jusqu'au concasseur en Skip ; le Skip est composé d'un wagon roulant sur les rails, qui assurent le transport de la tête motrice (niveau 964) jusqu'au concasseur (niveau 803) Le guidage fait à l'aide des machines électriques. Du concasseur le transport se fait par convoyeur à bande jusqu'à la gare du terrain.

### Caractéristiques des engins.

#### \* Pelle : (électrique)

Capacité du godet : 2M<sup>3</sup>

Puissance : 335 CV

Poids total : 96 T

Longueur totale du bras 10,75m

Inclinaison du bras : 54°

Rayons d'attaque au sol : 4,83m

#### \* Bull Dozer : - KAMASTV - (gaz oil)

Puissance : 320 W

Poids : 5 35 T

Longueur avec la lame : 5,20m

Largeur : 2,78m

#### \* Sondeuse sur chenille - Joy 58 BH - électrique- 5500V

Puissance : 100CV

Poids total : 35 T

Longueur de la tige : 6,25m

#### \* Sondeuse sur chenille - INGERSOL RAND - Gazoil

Type DIA HL 600

Poussée : 20412 Kg

Longueur : 10,71m

largeur : 3,81m

Poids : 31,752 Kg.

\* Sondeuse sur pneu - Gazoil.

Type T4/XL 640

Puissance : 233 CV

Longueur de la tige : 7,62 m

Réservoir : 700 l

\* Marteau perforateur -I 50 -

Poids : 20 - 30 Kg

Diamètre : 34 - 40mm ( des fleurôts)

Longueur 0,8 - 3 m

\* Camions - Euclid - Gazoil

capacité 50 Tonnes

Camions - KAMASTU - Gazoil

Capacité - 46 tonnes.

VI - 1 - 2 Glissement local dans le quartier "Zerga"

\* Problème de glissement dans le quartier "Zerga"

L'exploitation dans la partie Nord du quartier "Zerga" est arrêtée à cause du danger provenant des déformations dans les roches encaissantes à la direction Nord - Sud - Est.

Le volume environnant des roches éboulées est :

1	gradin	1985	V =	71.500 m <sup>3</sup>	N - W
2	gradin	1986	V =	158.400 m <sup>3</sup>	N - W
3	gradin	1987	V =	48.400 m <sup>3</sup>	N - E
Total			V =	278.300 m <sup>3</sup>	

1°/ Causes :

- L'infraction de l'équilibre naturel du talus du bord par suit de :

a) La présence des surfaces tectoniques de déformation dans la marne, ainsi que des contacts faibles entre la marne et le calcaire.

b) La diminution de la résistance totale des roches encaissantes, aux points du contact entre les surfaces du glissement.

c) La pente de la stratification de la marne dans la région du glissement coïncide avec la pente du talus.

- Facteurs technologiques :

a) Déformations d'affaissement du 1er gradin de minerai à cause des dimensions très insuffisante de la berne de protection. 7 ÷ 8 m

b) Infiltration des eaux superficielles dans les fissures initiales des gradins en roches.

c) Des vibrations à causes des travaux de tir

d) Diminution de la valeur des paramètres mécaniques de la roches encaissantes, à cause de l'humidification et de gonflement quand on retarde les travaux de découverte.

- Facteurs naturels :

a) L'infiltration de l'eau de pluie

b) L'humidité de l'air

c) Variation de la température

2°/ Remèdes pour l'arrêt ou limitation des déformations

- La première : l'arrêt du travail (exploitation) dans le quartier :

a) Construction d'un système des caniveaux de protection

b) Isolation hydrofuge des contour du glissement par goudronnage ou gunitage

c) L'ancrage avec 2 - 3 rangées des ancrés (câbles d'acier + béton), à 4 mètres hors du contour du talus en roches stériles.

- La deuxième : La continuation des travaux de découverte pour atteindre des angles stables des gradins en roche stérile, et un angle principal stable du talus en roche stérile.

\* Les indices physico-mécaniques :

Le glissement de terrain dans le quartier "Zerga" est due au faible contact entre les roches encaissantes et une baisse des indices mécaniques sous l'influence des facteurs naturels et technologiques.

La marne jaune, est la roche la plus répandue  
La composition minérale de la marne est :

- Argile - du 50 à 70%
- Calcaire - du 15 à 35%
- Quartz - du 15 à 20%

1°/ Les indices physico-mécaniques des roches encaissantes.

- Le poids volumique dans le massif = 2 - 2,2 t/m<sup>3</sup>
- L'angle initial du frottement interne  $\varphi = 25^\circ$
- La cohésion initiale  $C = 0,9 \text{ Kg/cm}^2$
- Le coefficient d'affaissement total  $K = 0,72$
- La cohésion résiduelle  $C_{\min} = K.C. = 0,65 \text{ Kg/cm}^2$
- L'angle de frottement interne résiduelle  $\varphi_{\min} = \varphi - K = 18^\circ$

2°/ Les indices physico-mécaniques du minerai.

- Le poids volumique = 2,6 t/m<sup>3</sup>
- L'angle initial du frottement interne  $\varphi = 38^\circ$
- La cohésion initiale  $C = 100 \text{ Kg/cm}^2$
- Le coefficient d'affaissement  $K = 0,9$
- La cohésion résiduelle  $C_{\min} = K.C. = 90 \text{ Kg/cm}^2$
- L'angle de frottement interne résiduelle  $\varphi_{\min} = \varphi - K = 34^\circ$

### 3°/ Les paramètres DES gradins.

-> Dans les roches stériles :

\* La hauteur  $h = 22 \div 24m$

\* L'angle de pendage  $= 30 - 64^\circ$

- Dans le minerai :

\* La hauteur  $h = 16 - 20m$

\* L'angle de pendage  $= 38^\circ - 66^\circ$

### VI - 1 + 3 Calcul du coefficient de sécurité.

Les différentes méthodes de calcul du coefficient de sécurité se présentent à nous dont nous citons :

- Méthodes analytique
- Méthode graphique
- Méthode par ordinateur

Les deux premières méthodes sont efficaces lorsque l'on étudie un exemple particulier de stabilité. Mais lorsque l'étude est générale, ces deux méthodes ne sont plus pratiques, car elle exigent beaucoup trop de temps.

La méthode par ordinateur, est la seule, capable de répondre aux exigences d'une telle étude.

#### Elaboration du Programme informatique

Pour se faire une conclusion de la stabilité d'une talus donnée, il est nécessaire de rechercher le coefficient de sécurité minimum et procéder comme suit :

1°/ Choisir un <sup>quadrillage</sup> ~~quallage~~ de  $k \times l$  points dans un repère  $(o1, x1, y1)$

fig.44 dans lequel on peut déterminer le coefficient de sécurité minimum, ce choix doit être arbitraire.

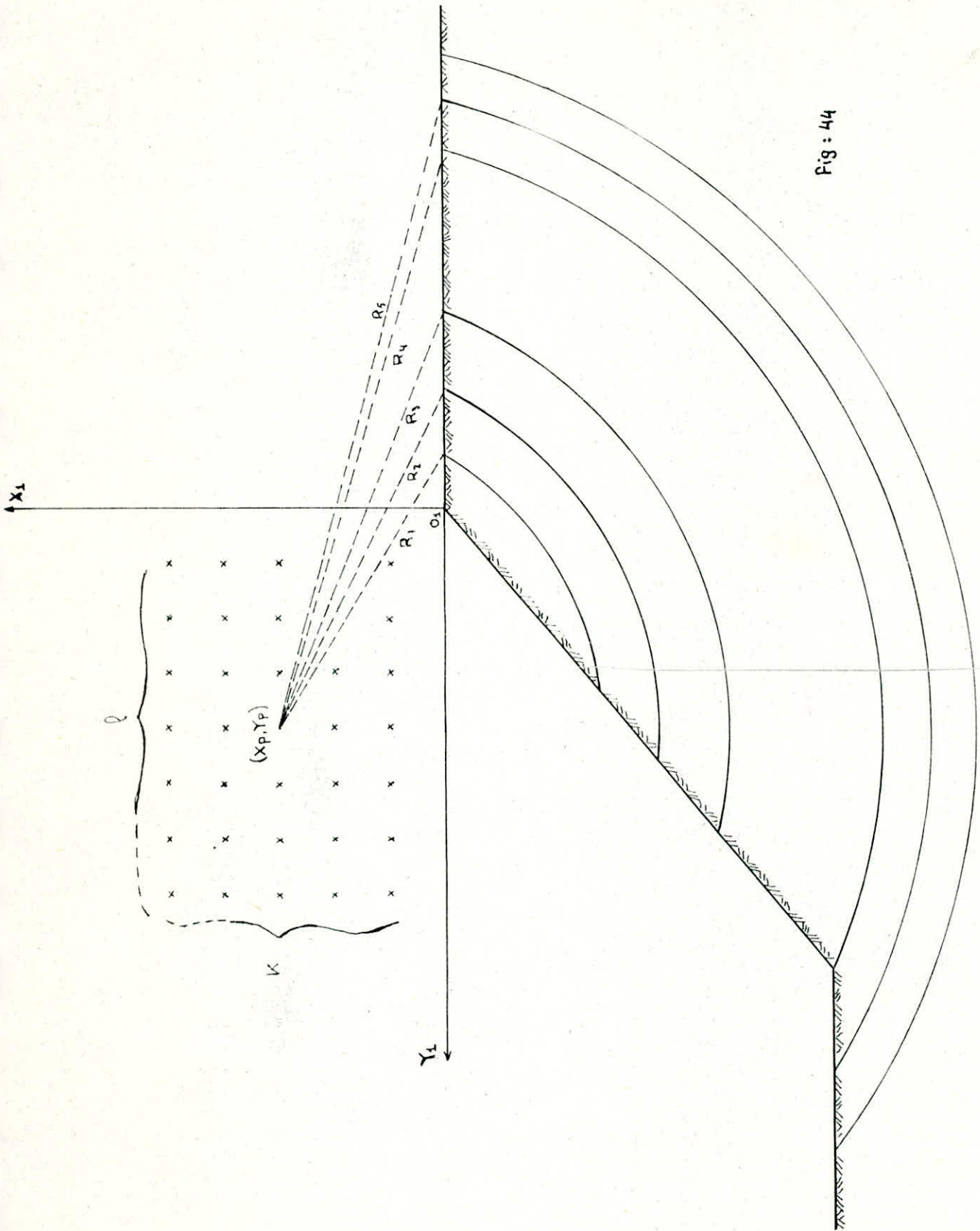


Fig : 44

2°/ Pour chaque point de quadrillage, on calcule le coefficient de sécurité faisant varier le rayon du cercle de glissement avec pas . Fig.45

3°/ Tirer parmi ces coefficients de sécurité le minimum, de cette manière, on obtient le facteur de sécurité le plus défavorable.

Ces étapes de calcul ne laisse pas le choix entre un calcul manuel et un calcul automatique, que ce soit du point de vue temps, d'exécution ou exactitudes puisqu'il est à noter aussi l'intérêt du choix du nombre de tranches, du pas du rayon ainsi que le pas du quadrillage. Tous ces facteurs sont choisis compte tenu de l'ampleur du glissement.

#### Les différentes étapes du calcul

1°/ Les données du calcul :

Dans cette étape il faut d'introduire, les coordonnées des points avec le pas, les paramètres du talus (l'angle d'inclinaison, la hauteur, le nombre de tranche et le nombre de rayon), ainsi que les paramètres du massif (poids volumique, la cohésion et l'angle de frottement interne).

2°/ Calcul des rayons :

On a considéré que le glissement est circulaire, donc il faut calculer pour chaque point de quadrillage, les différents rayons de ligne des cercles correspondants.

3°/ Calcul de la largeur et des angles et des tranches

Pour les surfaces des tranches, il faut obligatoirement de calculer les largeurs ( $b_i$ ) et les angles ( $\theta_i$ ) - Fig.45

4°/ Calcul des surfaces et des poids

Pour déterminer les poids des tranches, il est tout à fait naturel, de calculer les surfaces

5°/ Calcul du facteur de sécurité.

On obtient pour chaque point du quadrillage un facteur de sécurité ; il faut donc sélectionner le minimum des minimums et s'assurer qu'il est unique.



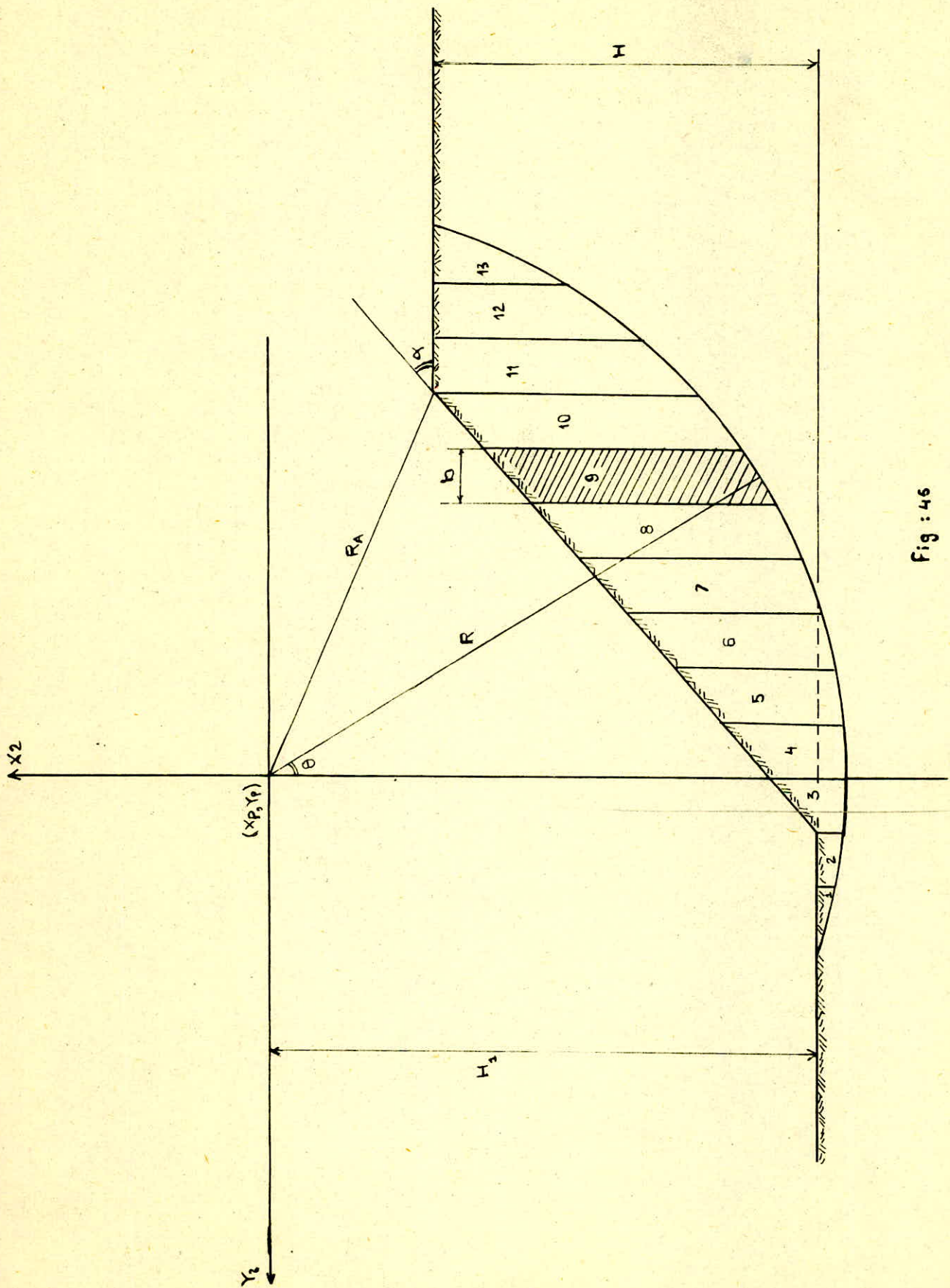
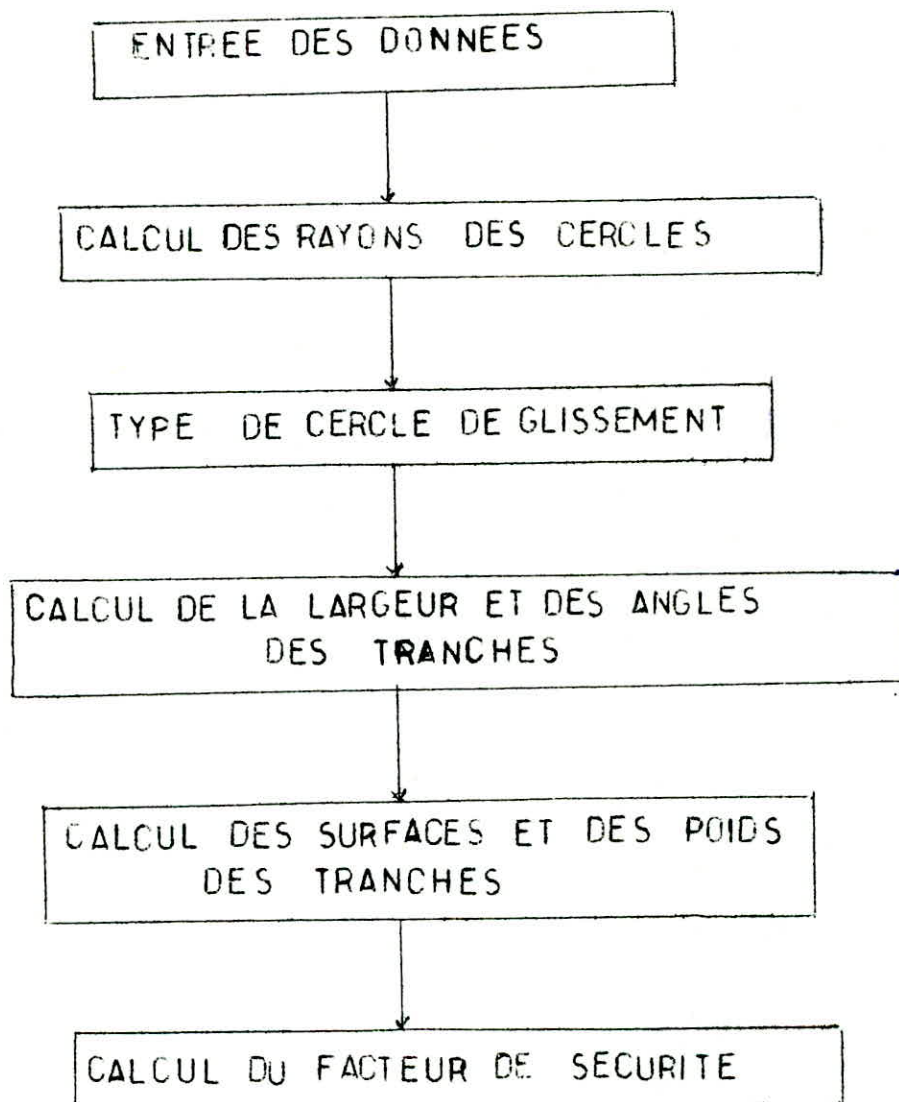


Fig : 46

L'ALGORITHME DE CALCUL DE COEFFICIENT DE SECURITE  
CAS D'UN MASSIF HOMOGENE.



```

C          *****
C          *****
C          ** PROGRAMME ELABORE SUR VAX 750 PAR MESSIEUR:          **
C          **          BOUSSIHA MOUSSA          **
C          *****
C          *****
C          #####
C          ## PROGRAMME DE CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE      #
C          ##          DANS LE CAS D'UN MASSIF HOMOGENE          #
C          #####
C
DIMENSION Y7(200),X7(200),YY(200),S2(200),S3(200),W(200)
DIMENSION ST(200),U(200),Z(200),RT(200,200),SF(200,200)
DIMENSION TAT(200),TETA1(200),TETA(200),DELTA5(200)
DIMENSION C5(200),FS(200,200),UU(200),UY(200)
PRINT*, 'DONNER DEBUT, FIN, et le pas sur les abscisses'
ACCEPT*,XA,XB,XC
PRINT*, 'Donner debut, fin et le pas sur les coordonnees'
ACCEPT*,YA,YB,YC
PRINT*, 'Donner l'angle, la hauteur et le nbr de tranches'
ACCEPT*,ALPHA1,H,N
PRINT*, 'Donner le nbr de rayons'
ACCEPT*,NR
PRINT*, 'Donner le pas sur le rayon'
ACCEPT*,RP
PRINT*, 'GAMMA, C, FI'
ACCEPT*,GAMMA,C,FI
DO 13 IIK=1,N
PRINT*, 'Donner UY( ', IIK, ' )', 'ZII( ', IIK, ' )'
ACCEPT*,UY(IIK),Z(IIK)
UY(IIK)=0
Z(IIK)=0
13 CONTINUE
WI=-1
PI=ACOS(WI)
ALPHA=(ALPHA1/180)*PI
FI=(FI/180)*PI
DO 10 XP=XA,XB,XC
DO 10 YP=YA,YB,YC
RA=SQRT(XP**2+YP**2)
Z1=1/TAN(ALPHA)
Z2=(XP+YP*TAN(ALPHA))/TAN(ALPHA)
FS1=0
C PRINT*, 'CALCUL DES RAYONS ET DES ANGLES'
C *****

```

```

DO 15 I=1,NR
IF(I.NE.1) GO TO 1115
IZ=XP*TAN(ALPHA)+1
IF(YF.LE.IZ) GO TO 15
1115 R=RA+(I-1)*RP
AE=1+Z1**2
BE=Z1*Z2
CE=Z2**2-R**2
DELTA=BE**2-AE*CE
IF(DELTA.LE.0) GO TO 15
X11=- (BE+SQRT(DELTA))/AE
X22=- (BE-SQRT(DELTA))/AE
IF(X11.GT.0) GO TO 30
IF(X22.LT.0) GO TO 40
X1=X11
GO TO 60
30 X1=X22
GO TO 60
40 X13=ABS(X11)
X23=ABS(X22)
IF(X13.LT.X23) GO TO 50
X1=-X13
GO TO 60
50 X1=-X23
60 XX1=-X1
H1=H+XP
C PRINT*, 'H1=', H1
C PRINT*, 'XX1=', XX1
IF(XX1.LT.H1) GO TO 70
IF(X11.EQ.H1) GO TO 80
c PRINT*, 'Cas du cercle profond'
C *****
YI=-SQRT(R**2-XP**2)
XI=-XP
YF=SQRT(R**2-H*(H+2*XP)-XP**2)
XF=H+XP
YF1=-YF
AM=YF-YI
B=AM/N
BL=AM/(N**2)
YFF=YF1+BL
H1=H
OAA=H1/TAN(ALPHA)
OA=ABS(OAA)
AA1=H1/TAN(ALPHA)
C PRINT*, 'OA=', OA
DO 120 J=1,N
TAT(J)=YFF/R
C PRINT*, 'TAT(J)=', TAT(J)
TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
C PRINT*, 'TETA', TETA(J)
YFF=YFF+E
120 CONTINUE
GO TO 20
c PRINT*, 'Cas du cercle de pente'
C *****
70 YI=-SQRT(R**2-XP**2)

```

```

XI=-XP
YF=-Z1*X1-Z2
YF1=-YF
XF=X1
AM=YF-YI
B=AM/N
BL=AM/(N*2)
YFF=YF1+BL
OA=0
HG=XP+XF
H1=ABS(HG)
AA1=H1/TAN(ALPHA)
DO 100 J=1,N
TAT(J)=YFF/R
TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
C PRINT*, 'TETA', TETA(J)
YFF=YFF+B
100 CONTINUE
GO TO 20
c PRINT*, 'Cas du cercle de pied'
C *****
80 YI=-SQRT(R**2-XP**2)
XI=-XP
XF=-(H+XP)
YF=-Z1*XF-Z2
YF1=-YF
AM=YF-YI
B=AM/N
BL=AM/(N-1)
YFF=YF1+BL
OA=0
H1=H
AA1=H/TAN(ALPHA)
DO 110 J=1,N
TAT(J)=YFF/R
TETA1(J)=ASIN(TAT(J))
TETA(J)=(TETA1(J)/PI)*180
C PRINT*, 'TETA', TETA(J)
YFF=YFF+B
110 CONTINUE
20 NN=N+1
DO 401 IJ=1,NN
X7(IJ)=(IJ-1)*B
B5=-XF
C5(IJ)=(X7(IJ)-YF)**2+XF**2-R**2
DELTA5(IJ)=B5**2-C5(IJ)
IF(DELTA5(IJ).LT.0) GO TO 401
YB1=B5+SQRT(DELTA5(IJ))
YB2=B5-SQRT(DELTA5(IJ))
IF(YB1.LT.0) GO TO 403
IF(YB2.LT.0) GO TO 404
GO TO 405
403 Y7(IJ)=YB1
GO TO 401
404 Y7(IJ)=YB2
GO TO 401
405 IF(YB1.LE.YB2) GO TO 403

```

```

GO TO 404
401 CONTINUE
C PRINT*, 'CALCUL DU SURFACE'
C *****
S=0
WW=0
DO 9 II=2, NN
IF(X7(II).GT.OA) GO TO 19
YY(II)=0
S1=0
GO TO 90
19 IF(X7(II-1).GT.OA) GO TO 29
SS1=((X7(II)-OA)**2*TAN(ALPHA))/2
SS2=(OA-X7(II-1))*(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
YY(II)=(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
S1=SS1+SS2
GO TO 90
29 IF(X7(II).GT.OA1) GO TO 39
AA=X7(II)
S1=(b**2*TAN(ALPHA))/2
YY(II)=(X7(II)-OA)*TAN(ALPHA)
GO TO 90
39 IF(X7(II-1).GT.OA) GO TO 49
YY(II)=H1
S1=(OA1-X7(II-1))**2*TAN(ALPHA)
GO TO 90
49 S1=0
YY(II)=H1
90 S2(II-1)=((Y7(II)-Y7(II-1))*b)/2
S3(II-1)=(YY(II)-Y7(II))*b
ST(II-1)=S3(II-1)+S2(II-1)-S1
W(II-1)=ST(II-1)*GAMMA+Z(II-1)
S=S+ST(II-1)
C PRINT*, 'S=', S
WW=WW+W(II-1)
C PRINT*, 'WW=', W(II-1), 'ST=', ST(II-1)
9 CONTINUE
C PRINT*, 'CALCUL DU FACTEUR DE SECURITE'
C *****
ANU=0
D=0
DO 69 K=1, N
D=D+W(K)*SIN(TETA1(K))
U(K)=C*b/COS(TETA1(K))
UU(K)=(W(K)*COS(TETA1(K))-UY(K)*b/COS(TETA1(K)))*TAN(EI)
ANU=ANU+U(K)+UU(K)
69 CONTINUE
C PRINT*, 'NU=', ANU, 'D=', D
FS(XP, YP)=ANU/D
RT(XP, YP)=R
PRINT*, 'FS(', XP, YP, ')=', FS(XP, YP), 'RT(', XP, YP, ')=', R
IF(FS(XP, YP).LT.FS1) GO TO 79
FS1=FS(XP, YP)
GO TO 15
79 FS1=FS(XP, YP)
RT(XP, YP)=R
FS(XP, YP)=FS1
15 CONTINUE

```

```
    FS(XP,YP)=FS1
    PRINT*, 'FS(',XP,YP,')=' ,FS1, 'R=' ,RT(XP,YP)
10   CONTINUE
    FSPC=100
    DO 18 XP=XA,XB,XC
    DO 18 YP=YA,YB,YC
    IF(FS(XP,YP).LT.FSPC) GO TO 17
    GO TO 18
17   FSPC=FS(XP,YP)
    SF(XP,YP)=FS(XP,YP)
    ZX=XP
    ZY=YP
18   CONTINUE
    PRINT*, 'SF(',ZX,ZY,')=' ,FSPC, 'RT(',ZX,ZY,')=' ,RT(ZX,ZY)
    STOP
    END
```

VALEURS DU COEFFICIENT DE SECURITE OBTENUES  
PAR LE PROGRAMME ELABORE

A - LES ROCHES ENCAISSANTES  
GAMMA = 20KN / m<sup>3</sup>

Cohesion = 65 KPa - Fi = 11° - Minimales -

Hauteur [m]	Alpha [°]	X [m]	Y [m]	F <sub>s</sub>	Rayons [m]
20	30	28	34	1.28	48.05
20	35	20	30	1.10	40.08
20	40	18	28	1.03	36.25
20	45	44	50	0.98	70.60
20	50	39	51	0.92	68.20
20	55	24	40	0.91	50.64
20	60	34	58	0.86	71.23
22	30	58	50	1.14	80.57
22	35	48	58	1.01	71.88
22	40	60	59	0.95	88.15
22	45	48	56	0.91	77.75
22	50	46	60	0.88	79.60
22	55	22	42	0.84	51.41
22	60	28	54	0.81	64.83
24	30	34	42	1.02	54.04
24	35	54	54	0.94	80.36
24	40	54	58	0.88	83.25
24	45	42	54	0.84	72.41
24	50	34	52	0.80	66.13
24	55	16	38	0.77	45.23
24	60	52	52	0.74	61.27
26	30	58	56	0.93	84.62
26	35	60	60	0.86	88.85
26	40	50	58	0.81	80.57
26	45	46	60	0.77	79.60
26	50	40	60	0.72	76.11
26	55	30	56	0.68	67.53
26	60	28	60	0.66	70.21
28	30	40	50	0.88	68.03
28	35	18	38	0.81	46.05
28	40	12	34	0.74	40.05
28	45	38	56	0.69	71.76
28	50	30	60	0.64	75.02
28	55	26	54	0.59	63.93
28	60	26	60	0.58	69.39



30	30	56	60	0.78	86.07
30	35	24	44	0.72	54.12
30	40	46	60	0.66	79.60
30	45	40	60	0.62	76.11
30	50	20	46	0.58	54.11
30	55	22	52	0.56	60.46
30	60	39	51	0.55	68.20

Cohesion = 77.5 kPa -  $F_i = 14.5^\circ$  - Moyenne -

Hauteur [m]	Alpha [°]	X [m]	Y [m]	Fs	Rayons [m]
20	30	28	34	1.71	48.05
20	35	28	34	1.48	48.05
20	40	16	28	1.32	36.25
20	45	52	56	1.22	80.42
20	50	38	50	1.16	66.80
20	55	24	40	1.09	50.65
20	60	34	58	1.08	71.23
22	30	58	50	1.57	80.56
22	35	48	48	1.36	71.88
22	40	58	58	1.22	86.02
22	45	48	56	1.13	77.75
22	50	46	60	1.06	79.60
22	55	22	42	1.00	51.41
22	60	28	54	1.00	64.83
24	30	34	42	1.42	58.03
24	35	54	54	1.26	80.36
24	40	54	58	1.15	83.24
24	45	42	54	1.05	72.41
24	50	34	52	0.98	66.13
24	55	16	38	0.93	45.23
24	60	24	52	0.90	61.27
26	30	58	56	1.31	84.62
26	35	60	60	1.20	88.85
26	40	50	58	1.08	80.57
26	45	46	60	0.98	79.60
26	50	40	60	0.91	76.11
26	55	30	56	0.86	67.53
26	60	28	60	0.84	70.21
28	30	40	50	1.20	68.03
28	35	18	38	1.10	46.05
28	40	12	34	1.01	40.05
28	45	38	56	0.93	71.67
28	50	38	60	0.86	75.02
28	55	26	54	0.80	63.93
28	60	26	60	0.79	69.39

30	30	56	60	1.12	86.07
30	35	24	44	1.03	54.12
30	40	46	60	0.96	79.60
30	45	40	60	0.88	76.11
30	50	20	46	0.80	54.15
30	55	22	52	0.77	60.46
30	60	24	60	0.74	68.62

Cohesion = 90 kPa -  $\phi = 18^\circ$  - maximales -

Hauteur [m]	Alpha [°]	X [m]	Y [m]	Fs	Rayons [m]
20	30	28	34	1.90	48.05
20	35	20	30	1.60	40.05
20	40	50	50	1.50	74.71
20	45	52	56	1.39	80.42
20	50	38	50	1.37	66.80
20	55	26	42	1.32	53.39
20	60	34	58	1.31	71.23
22	30	58	30	1.71	80.57
22	35	48	48	1.53	71.88
22	40	58	58	1.41	86.02
22	45	48	56	1.32	77.75
22	50	46	60	1.30	79.60
22	55	22	42	1.27	51.41
22	60	28	54	1.25	64.83
24	30	34	42	1.55	58.04
24	35	54	54	1.42	80.37
24	40	54	58	1.33	83.25
24	45	42	54	1.27	72.41
24	50	34	52	1.23	66.13
24	55	18	40	1.20	47.86
24	60	24	52	1.19	61.27
26	30	58	56	1.45	84.62
26	35	60	60	1.36	88.85
26	40	50	58	1.27	80.57
26	45	46	60	1.21	79.60
26	50	40	60	1.18	76.11
26	55	30	56	1.14	67.53
26	60	28	60	1.13	70.21
28	30	40	50	1.34	68.03
28	35	18	38	1.25	46.05
28	40	12	34	1.20	40.05
28	45	38	56	1.15	71.67
28	50	38	60	1.10	75.02
28	55	26	54	1.07	63.93
28	60	26	60	1.05	69.39

30	30	56	60	1.26	86.07
30	35	52	60	1.20	83.39
30	40	46	60	1.11	79.60
30	45	40	60	1.07	76.11
30	50	36	60	1.03	73.97
30	55	22	52	1.00	60.46
30	60	24	60	0.99	68.62

B\_ LES MINERAIS DE FER  
 GAMMA = 26 KN / m<sup>3</sup>

Cohesion = 90 KPa - Fi = 34° - Minimales -

Hauteur [m]	Alpha [°]	X [m]	Y [m]	Fs	Rayon [m]
14	38	56	42	2.74	74
14	45	56	48	2.28	77.75
14	53	40	44	2.00	63.46
14	59	50	60	1.76	82.10
14	66	20	36	1.63	45.18
14	73	10	28	1.58	33.73
16	38	14	22	2.35	30.07
16	45	50	48	1.96	73.31
16	53	42	50	1.70	69.30
16	59	20	34	1.55	43.44
16	66	32	56	1.46	68.50
16	73	10	32	1.42	37.52
18	38	58	50	2.15	80.57
18	45	48	50	1.82	73.31
18	53	38	50	1.60	66.80
18	59	26	44	1.45	55.11
18	66	30	58	1.34	69.30
18	73	20	54	1.31	61.58
20	38	56	52	2.04	80.42
20	45	52	56	1.75	80.42
20	53	46	60	1.51	79.60
20	59	32	54	1.37	66.80
20	66	26	56	1.28	56.74
20	73	10	40	1.26	47.23
22	38	58	58	1.91	84.62
22	45	48	56	1.62	77.75
22	53	42	60	1.40	77.24
22	59	34	60	1.30	72.96
22	66	28	54	1.22	64.83
22	73	10	44	1.22	49.12

Cohesion = 100 KPa  $F_i = 38^\circ$  - Maximales -

Hauteur [m]	Alpha [°]	X [m]	Y [m]	Fs	Rayon [m]
14	38	56	42	2.78	74
14	45	56	48	2.45	77.75
14	53	40	44	2.18	63.46
14	59	50	60	1.98	82.10
14	66	20	36	1.82	45.18
14	73	10	28	1.79	33.73
16	38	14	22	2.60	30.07
16	45	50	48	2.24	73.31
16	53	42	50	1.96	69.30
16	59	20	34	1.80	43.44
16	66	32	65	1.70	68.50
16	73	16	42	1.63	49.94
18	38	58	50	2.44	80.58
18	45	48	50	2.33	73.31
18	53	38	50	1.82	66.80
18	59	26	44	1.66	55.11
18	66	30	58	1.55	69.29
18	73	20	54	1.50	61.58
20	38	56	52	2.32	80.42
20	45	52	56	1.96	80.42
20	53	46	60	1.70	79.60
20	59	32	54	1.54	66.80
20	66	26	56	1.46	65.74
20	73	10	40	1.42	45.23
22	38	58	56	2.20	84.62
22	45	48	56	1.86	77.75
22	53	42	60	1.60	77.24
22	59	34	60	1.46	72.70
22	66	26	60	1.38	69.39
22	73	10	44	1.34	49.12

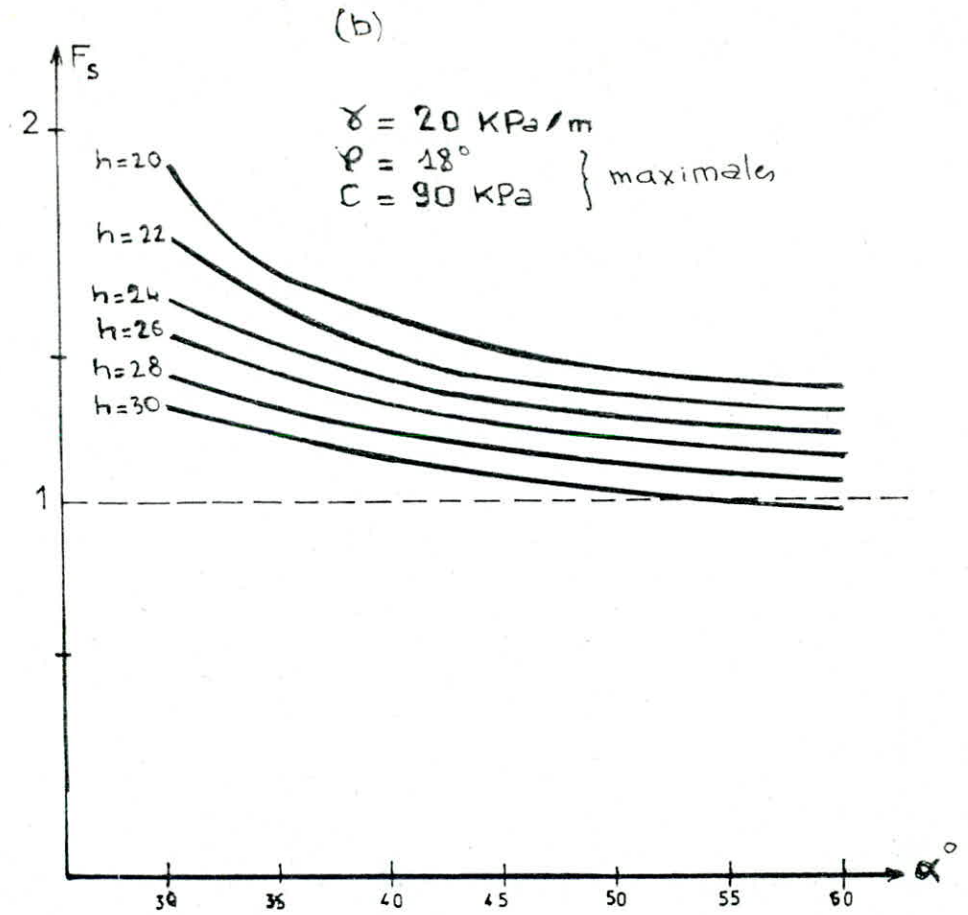
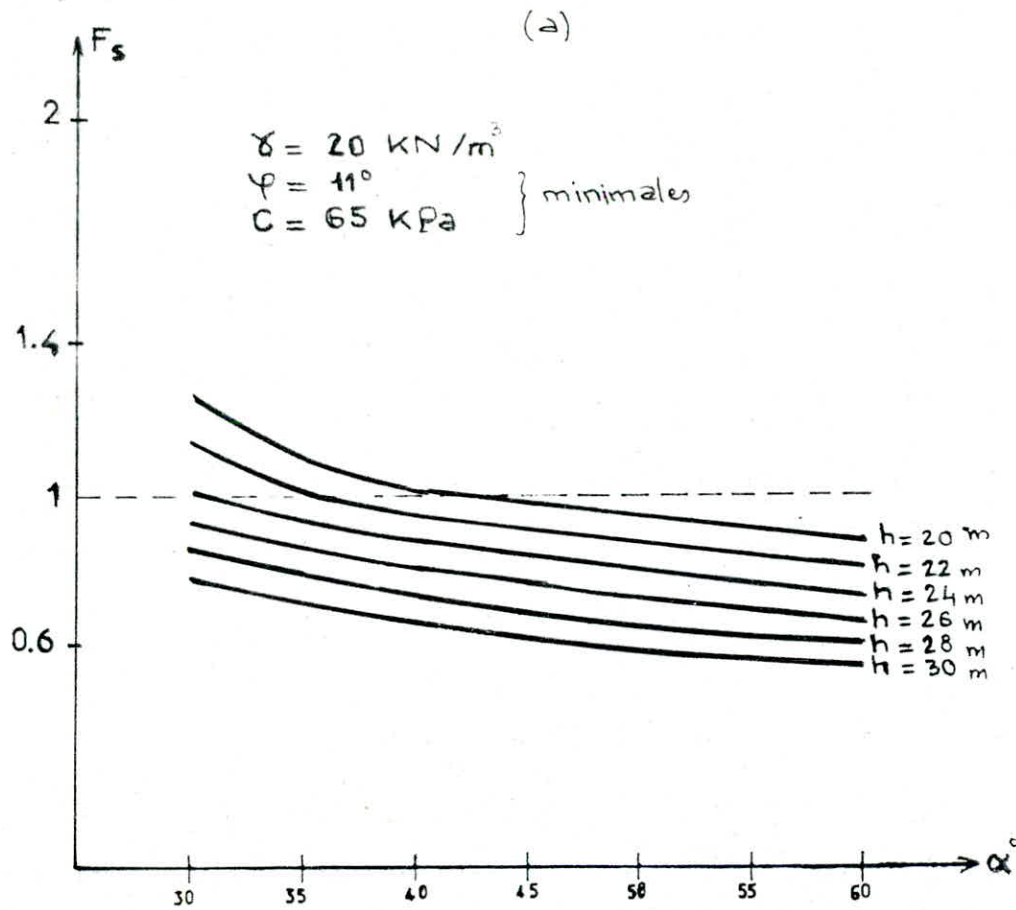


Fig. 46 Variation du Coefficient de Sécurité en fonction de la Pente de différents gradins Pour Les roches encaissantes  
 Quartier - Zerga -

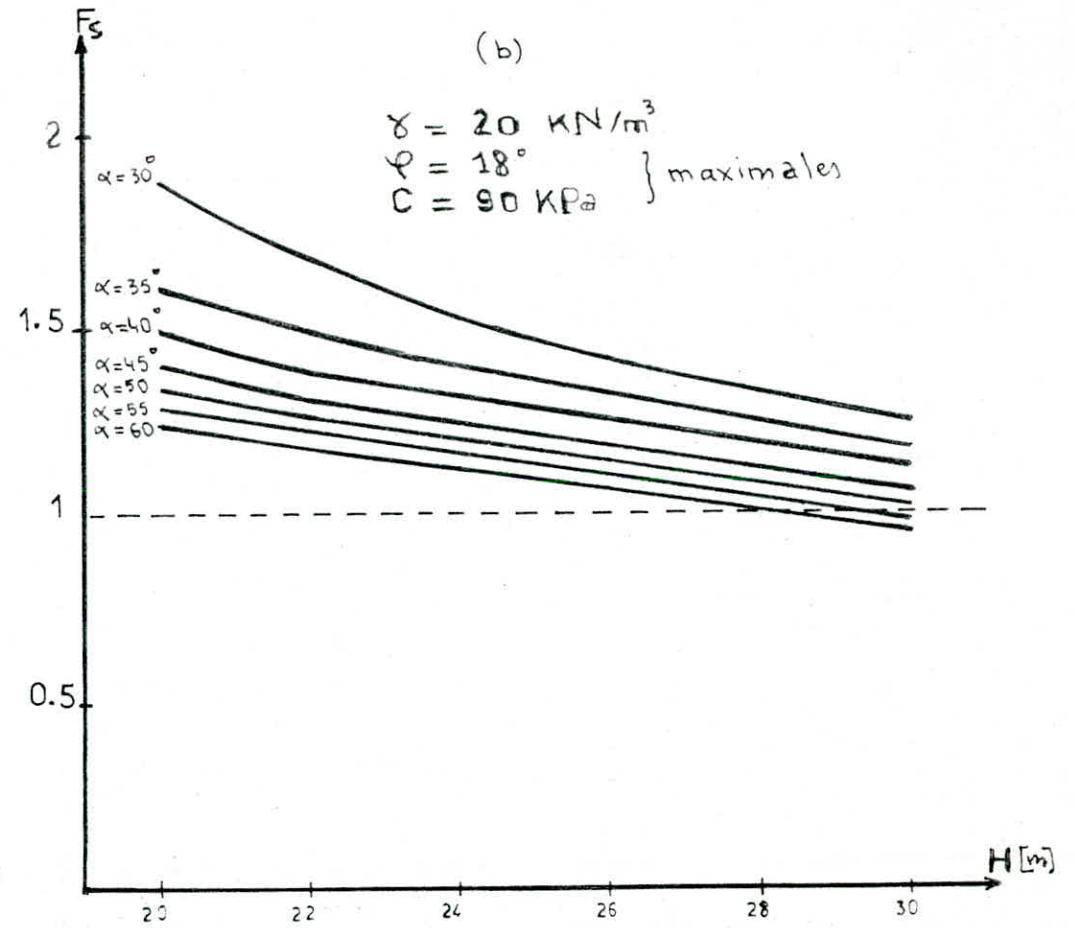
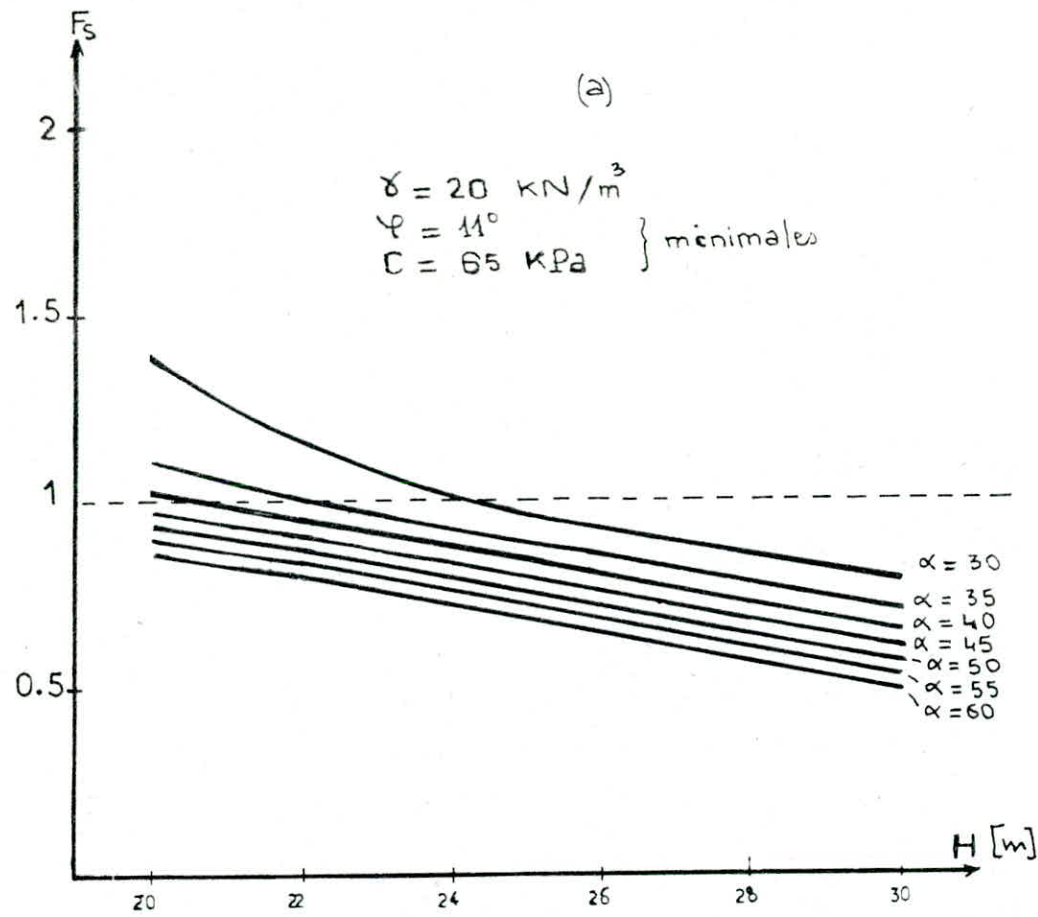


Fig-47 Variation du Coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de différents gradins Pour les roches encaissantes Quartier - Zerga -

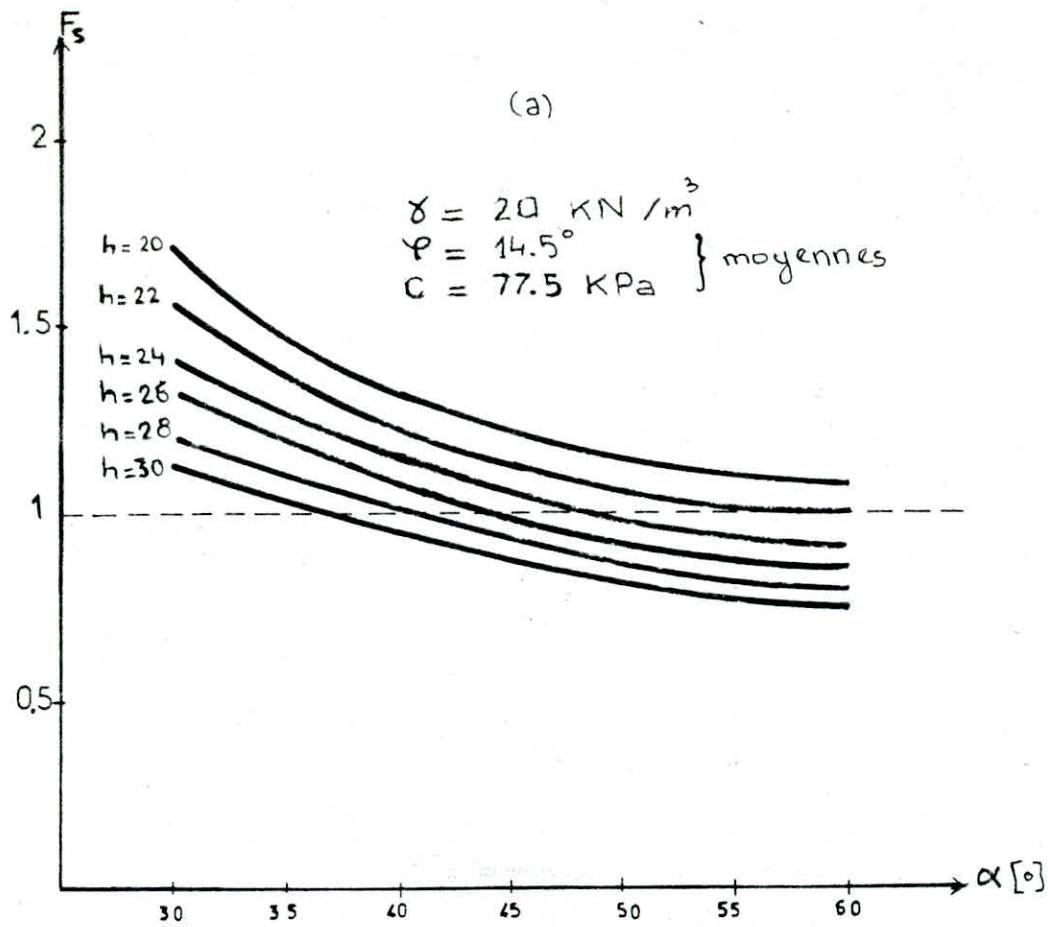


Fig. 48 Variation du coefficient de securité en fonction de la pente de différents gradins pour les roches encaissées Quartier - Zerga -

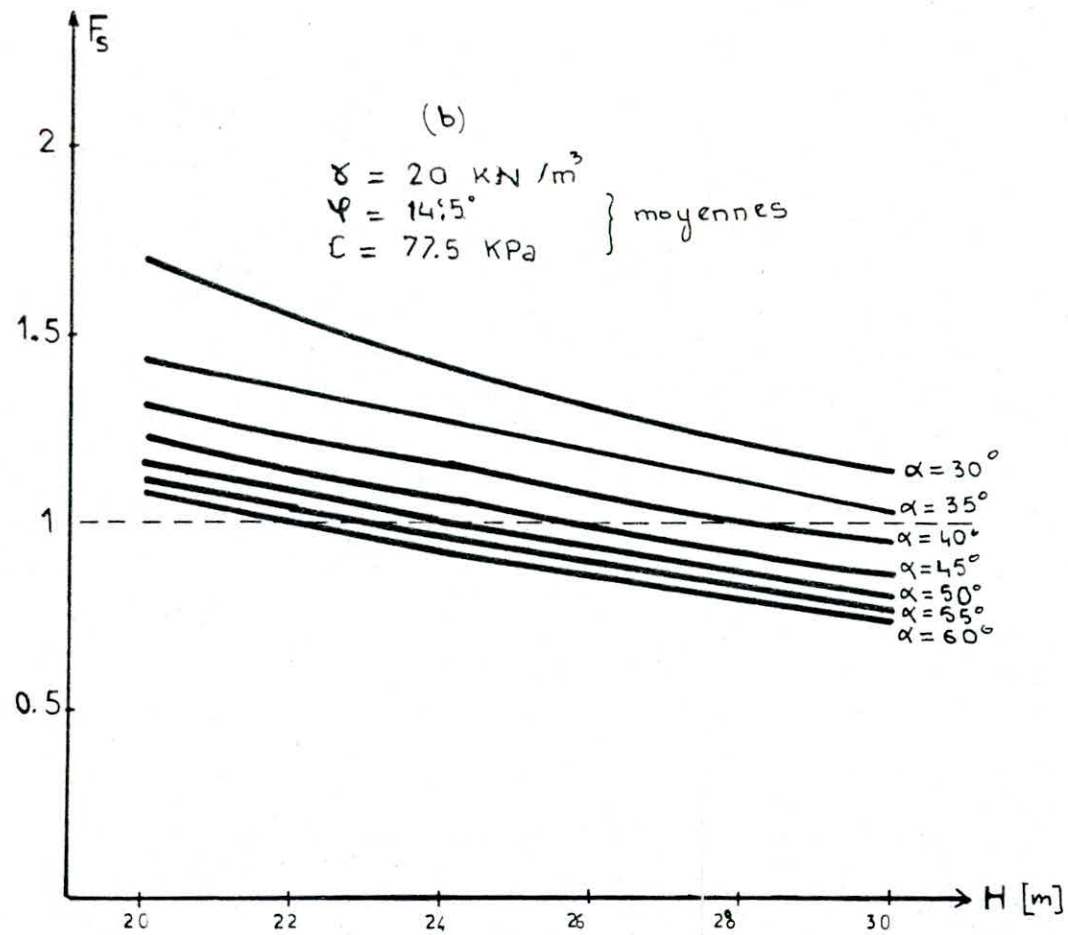


Fig-48 variation du coefficient de sécurité en fonction de la hauteur de différents gradins Pour les roches encaissantes Quarties - Zerga -



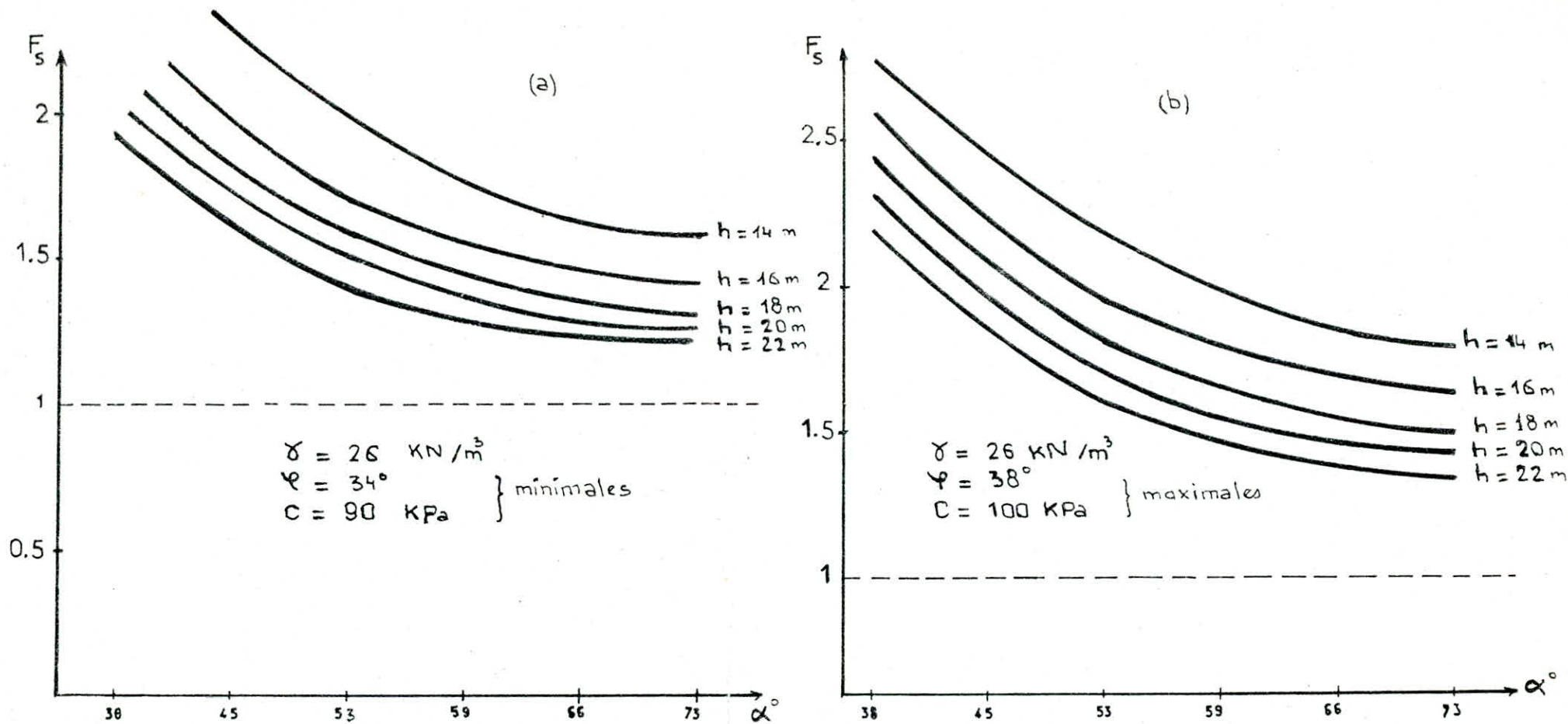


Fig-49 Variation de Coefficient de securité en fonction de la pente ( $\alpha$ )  
de différents gradins pour le minerais de fer -Quartie zerga-

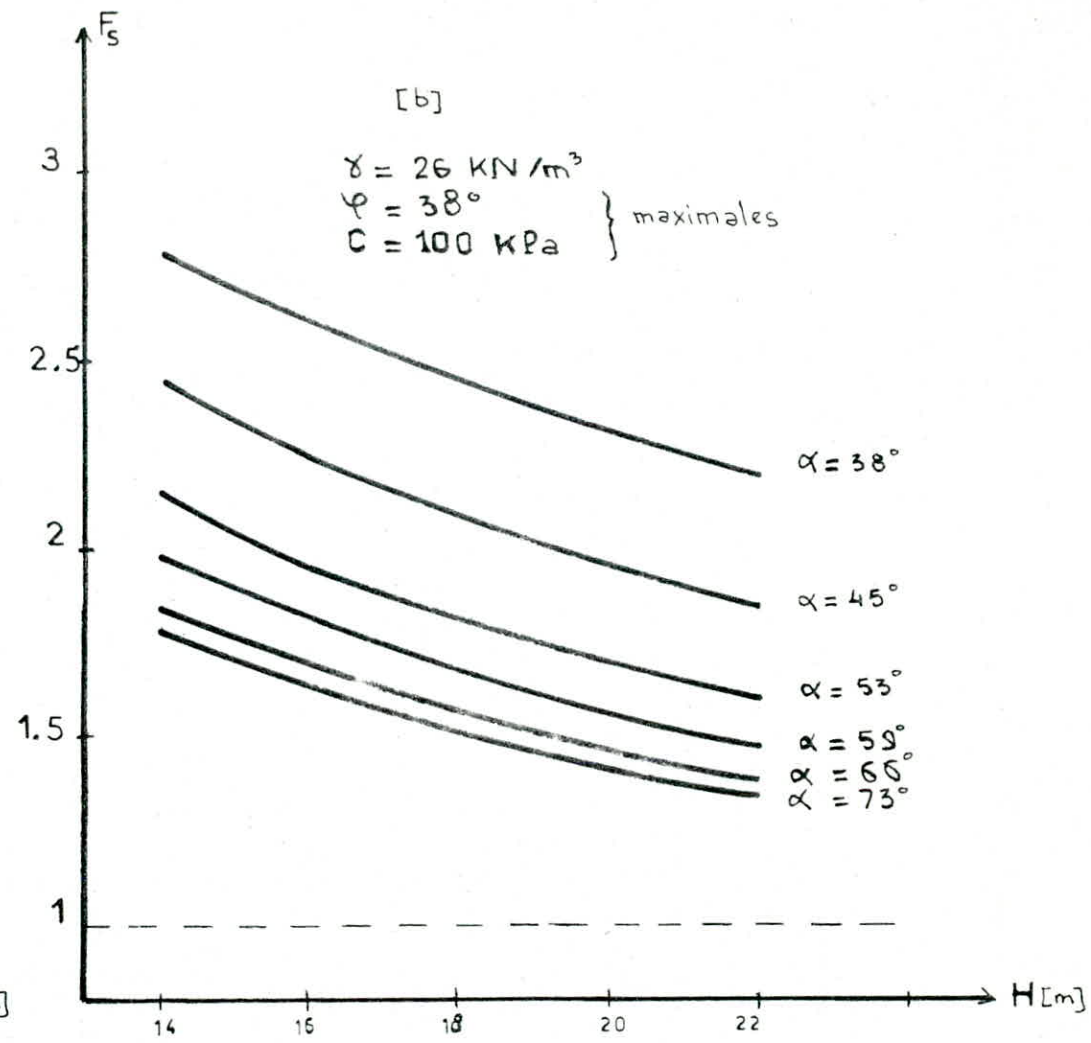
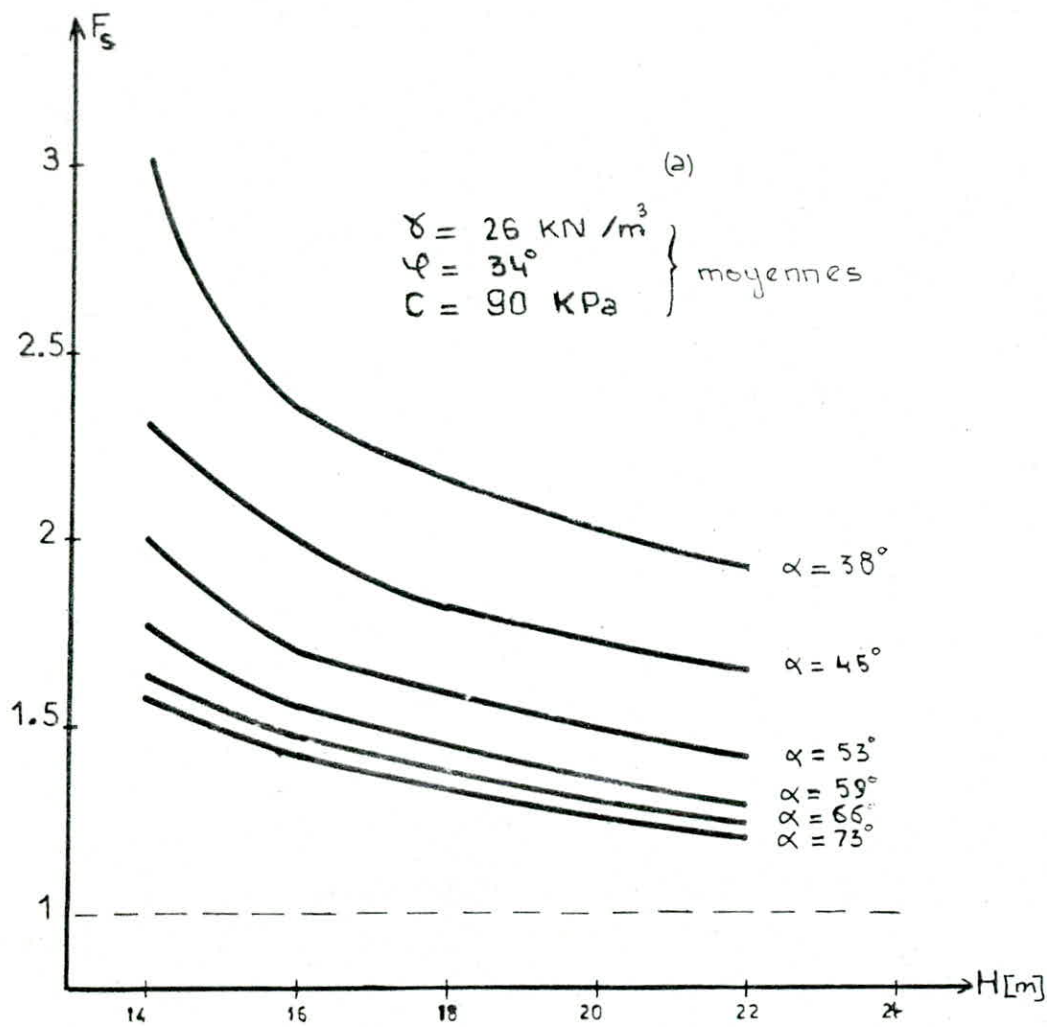


Fig-50 Variation du Coefficient de Sécurité en fonction de la hauteur de différents gradins Pour le minerai de fer. Quartier - Zerga -

### Interprétation des résultats.

#### Interprétation des courbes du facteur de sécurité en fonction de l'angle de la pente et de la hauteur.

Nous remarquons que le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) diminue quand l'angle de la pente augmente, et nous pouvons dire que plus la pente du talus est forte plus on a de chance d'avoir un mouvement de la masse glissante. On obtient la même influence pour la hauteur du talus.

#### A - Cas des roches encaissantes :

L'ensemble des gradins dans ce cas auraient ainsi une pente comprise entre  $30^\circ$  et  $60^\circ$  sur une hauteur  $h = 22$  à  $24$  m. Les résultats obtenus sont représentés graphiquement dans les figures.

- Les figures ( 46 - 47 ) représentent l'un des résultats obtenus. Les résistances au cisaillement correspondantes aux caractéristiques minimales sont  $\varphi = 11^\circ$  et  $C = 65$  Kpa et celles des caractéristiques maximales sont  $\varphi = 18^\circ$  et  $C = 90$  Kpa.

L'interprétation de ce calcul nous a amenés à conclure que l'ensemble des gradins aurait une pente qui est en fonction décroissante de sa hauteur.

\* Dans le cas des résistances au cisaillement maximales, représentées dans les figures ( 46 - a ) et ( 47 - a ), en raison de la stabilité, les gradins ne pourraient avoir une pente supérieure à  $60^\circ$  sur  $20^\circ$  à  $22^\circ$  m,  $55^\circ$  sur  $24$  m, à  $46^\circ$  sur  $26$  m, à  $39^\circ$  sur  $28$  m et à  $34^\circ$  sur  $30$  m de hauteur.

\* Dans le cas de résistances au cisaillement moyennes, représentées dans les figures ( 48 - a ) et ( 48 - b ), en raison de la stabilité, les gradins pourraient avoir les dimensions suivantes :

h	=	20 m	pour une pente	$\alpha < 45^\circ$
h	=	22 m	pour une pente	$\alpha < 40^\circ$
h	=	24 m	pour une pente	$\alpha < 37^\circ$
h	=	26 m	pour une pente	$\alpha < 35^\circ$
h	=	28 m	pour une pente	$\alpha < 30^\circ$

- Les figures ( 46 - o ) et ( 47 - o ) représentent les courbes du coefficient de sécurité en fonction de la pente et de la hauteur.

Pour les résistances au cisaillement minimales, a cause de la stabilité, les gradins pourraient avoir une pente inférieure à  $32^\circ$  sur 20m de hauteur.

#### B - Cas du minerai de Fer :

Les résultats obtenues dans ce cas correspondent à un angle de pente ( $\alpha$ ) compris entre  $38^\circ$  et  $75^\circ$  sur une hauteur  $h = 14$  à  $22m$ .

Les résistances aux cisaillement correspondants aux caractéristiques minimales sont:  $\varphi = 34^\circ$  et  $C = 90$  Kpa et celles des caractéristiques maximales sont:  $\varphi = 38^\circ$  et  $C = 200$  Kpa . (Fig. - 49 - 50)

Pour ces résistances au cisaillement minimales et maximales, le coefficient de sécurité est supérieur à 1,2 (Facteur **limite** en pratique) pour un angle de pente  $\varphi = 38^\circ$  à  $73^\circ$  sur une hauteur :

$$h = 14 \text{ à } 22 \text{ m .}$$

Stabilité du talus dans les roches encaissantes

Détermination des cercles de glissement

Méthode de TERZAGHI. (Voyez les figures)

La ligne AB, sur laquelle sont placés les centres des cercles de glissement, est déterminée en fonction de la hauteur du talus et des angles  $\delta_1$  et  $\delta_2$  qui sont en fonction de l'angle de la pente. Les valeurs de  $\delta_1$  et  $\delta_2$  sont données dans tableau suivant :

$\alpha$	$\delta_1$	$\delta_2$
45°	28°	37°
33° 41'	26°	35°
26° 34'	25°	35°
18° 21'	25°	35°
11° 19'	25°	37°

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul les paramètres des résistances au cisaillement moyennes des roches encaissantes:  $\varphi = 14,5^\circ$  ,

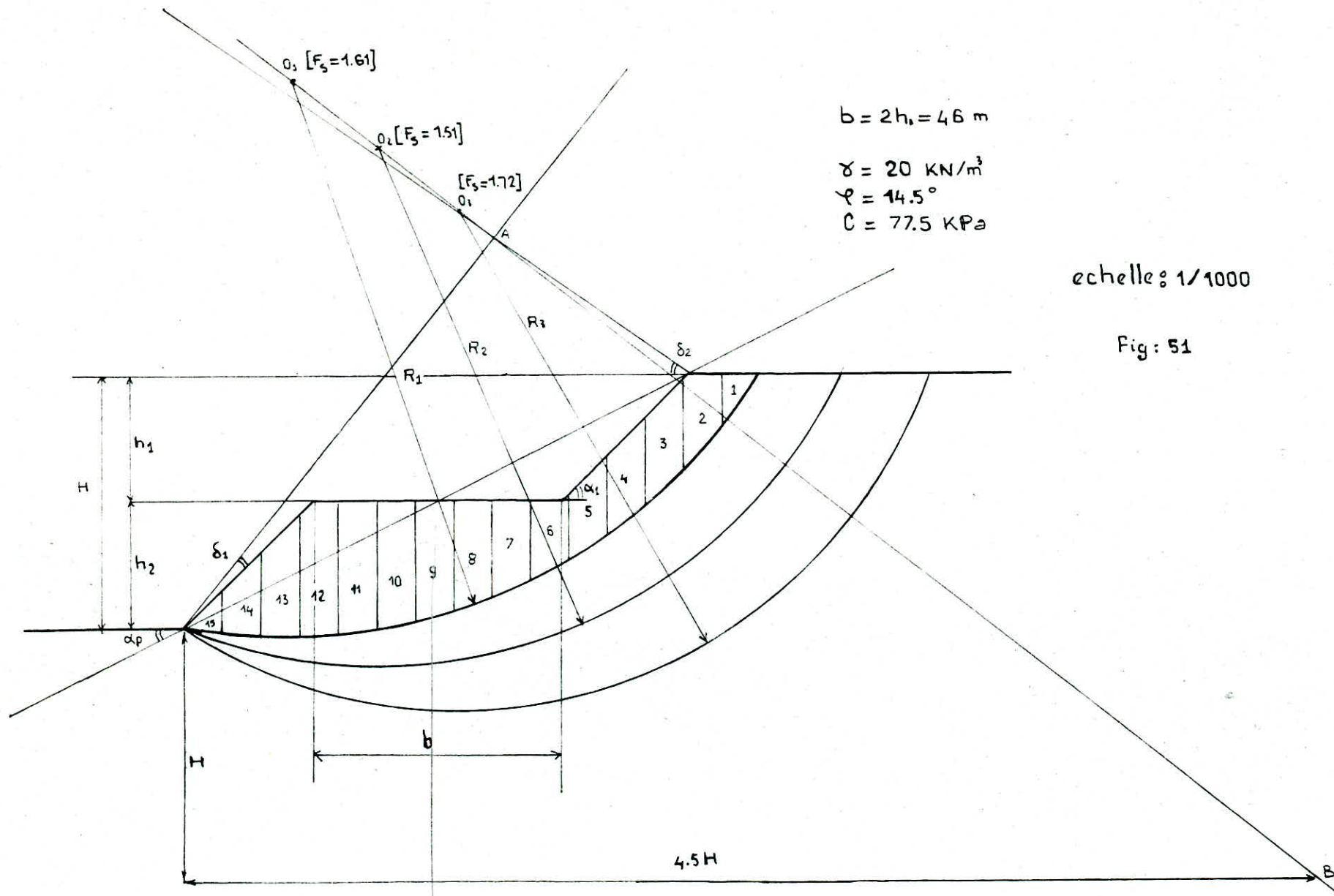
$c = 77,5$  kPa

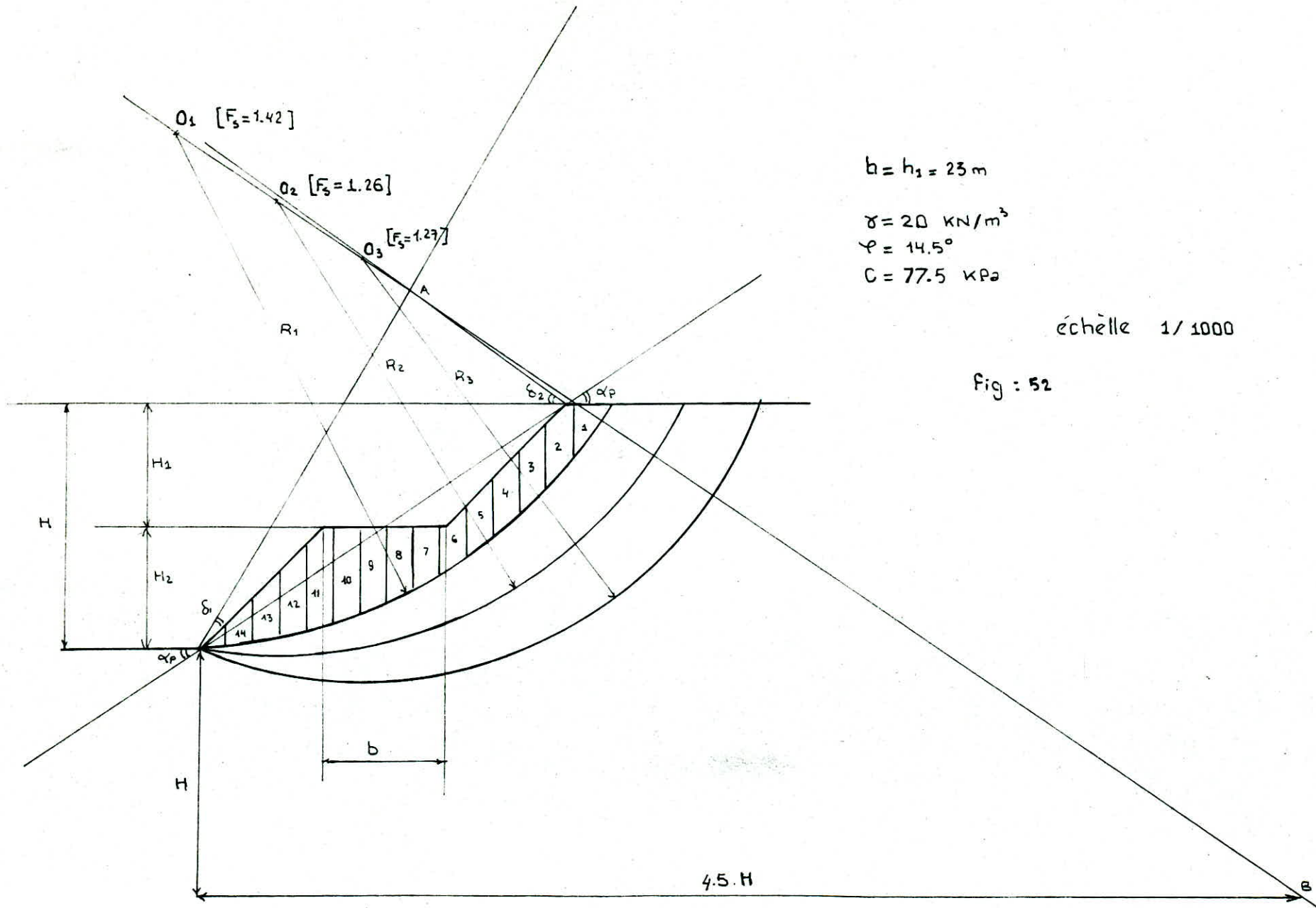
- Les hauteurs des gradins :  $h_1 = h_2 = 23$ m
- les angles de la pente de deux gradins

$$\alpha_1 = \alpha_2 = 45^\circ$$

- Les largeurs des bermes entre les deux gradins

Fig. 51	$b_1 = 2h_1 = 46$ m
Fig. 52	$b_2 = h_1 = 23$ m
Fig. 53	$b_3 = h_1/2 = 11,5$ m
Fig. 54	$b_4 = 0$ m





$b = h_3 = 23 \text{ m}$

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 14.5^\circ$

$C = 77.5 \text{ kPa}$

échelle 1/1000

Fig : 52

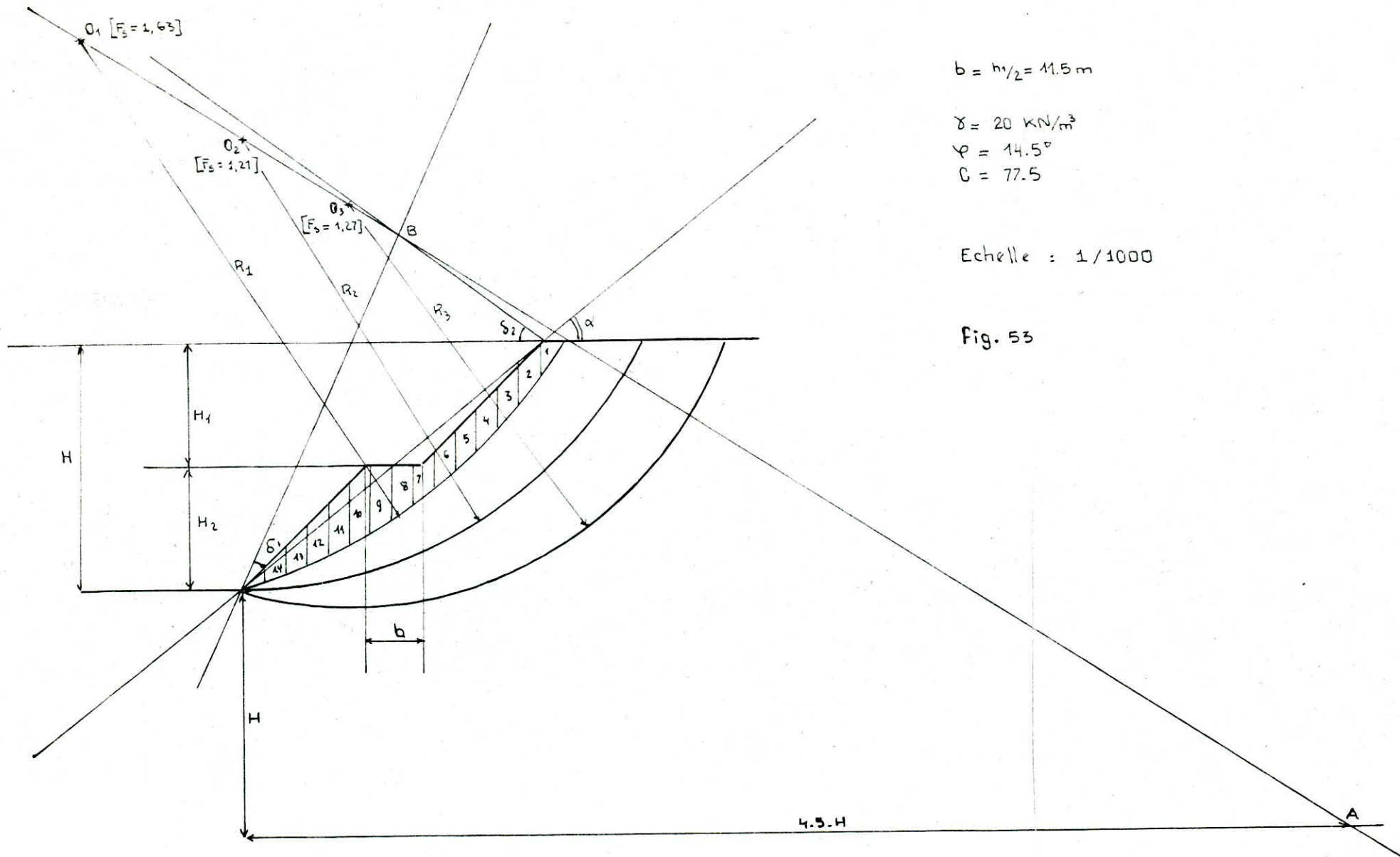
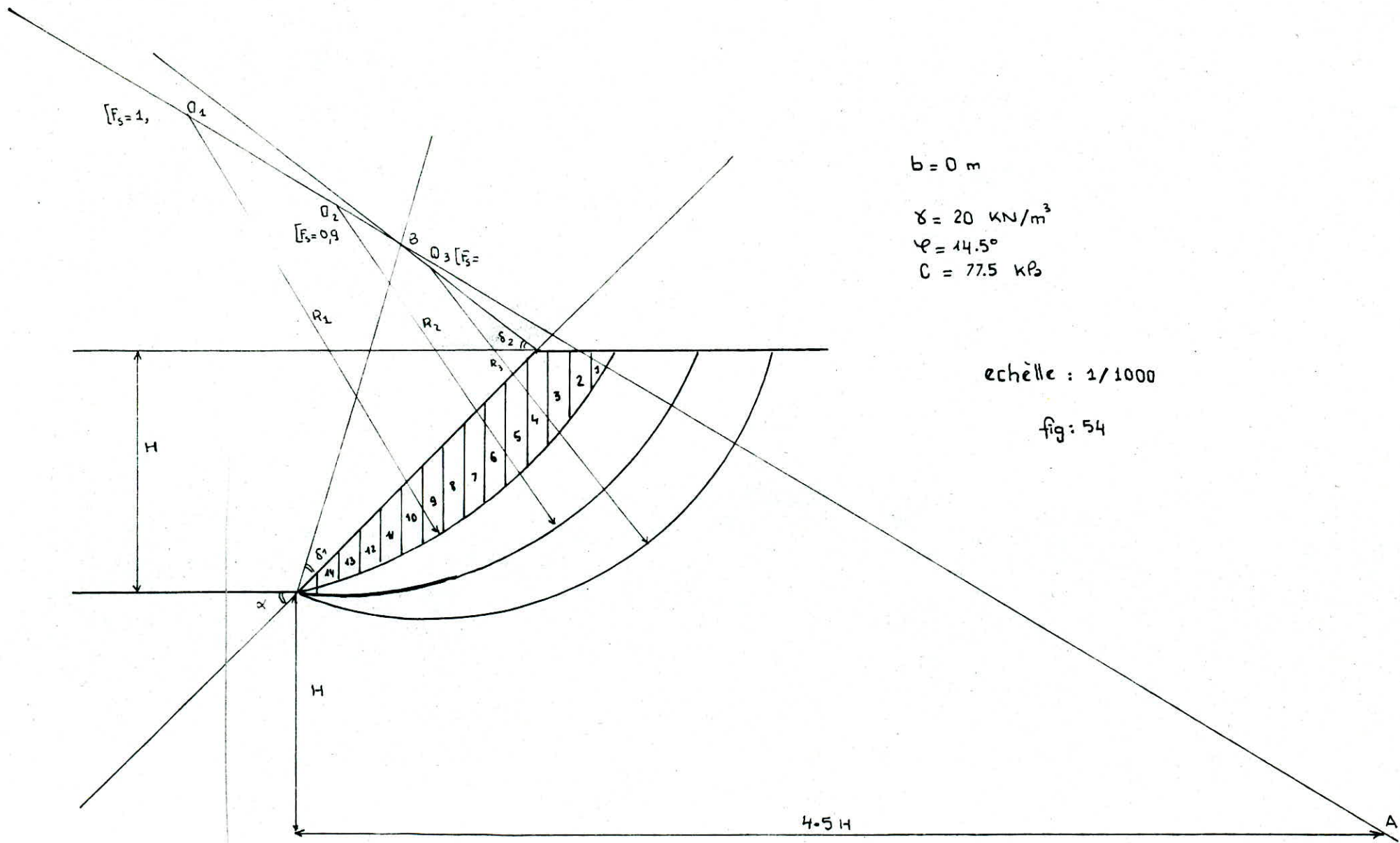


Fig. 53





$[F_3 = 1,$

$Q_1$

$Q_2$   
 $[F_3 = 0.9$

$Q_3 [F_3 =$

$R_1$

$R_2$

$R_3$

$H$

$H$

$4.5H$

A

$b = 0 \text{ m}$

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$\varphi = 14.5^\circ$

$C = 77.5 \text{ kPa}$

échelle : 1/1000

fig: 54

Tableau: Resultat du calcul - Pour une largeur

de la berme entre les deux gradins  $b = 2h_1 = 48 \text{ m}$

centre de cercle du glissement  $O_1$  de rayon:  $R_1 = 102 \text{ m}$

N°	$\alpha_i^\circ$	$S_i \text{ [m}^2\text{]}$	$w_i = S_i \cdot \gamma \cdot 1 \text{ m}$ [kN]	$w_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg } \varphi$	$w_i \sin \alpha_i$	$l_i$ [m]	$l_i \cdot C$
1	55	35	700	103.83	573	12	930
2	49	94	1880	318.97	1418.85	10	775
3	43	115.5	2310	436.92	1575.41	9	697.5
4	38	105	2100	427.96	1292.89	9	697.5
5	33	91	1820	394.75	991.24	8	620
6	29	91.5	1830	413.93	887.20	8	620
7	24	108.5	2170	512.68	882.62	8	620
8	20	129.5	2590	629.42	885.83	7	542.5
9	15	147	2940	734.43	760.93	7	542.5
10	12	157.5	3150	796.84	654.92	7	542.5
11	7	164.5	3290	844.51	400.95	7	542.5
12	3	165	3300	852.27	172.71	7	542.5
13	-1	132	2640	682.64	-46.07	7	542.5
14	-5	87	1740	448.28	-151.65	7	542.5
15	-9	26	520	132.82	-81.35	7	542.5
$\Sigma$				7730.25	10213.48		9303

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^{15} w_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg } \varphi + \sum_{i=1}^{15} l_i \cdot C}{\sum_{i=1}^{15} w_i \sin \alpha_i} = \frac{7730.25 + 9303}{10213.48}$$

$$F_s = 1.6$$

Les résultats.

Largeur de la Berme m	Centre de cercle	Rayon	$F_s$
$b_1 = 2 h_1 = 46 \text{ m}$	01	100	1,61
	02	94	1,51
	03	90	1,72
$b_2 = h_1 = 23 \text{ m}$	01	96	1,42
	02	85	1,26
	03	80	1,27
$b = \frac{h}{2} = 11,5 \text{ m}$	01	117	1,63
	02	85	1,21
	03	75	1,27
$b = \frac{h}{2} = 0 \text{ m}$	01	93	1,21
	02	74	0,95
	03	67	1,09

Conclusion :

D'après les résultats, correspondants aux différentes formes des talus, obtenus pour les résistances au cisaillement moyenne, nous pouvons tirer la limite de la largeur de la berme entre les gradins. La détermination de cette limite correspond au facteur de sécurité limite (1,2) est de 11,5m, donc nous pouvons dire que le talus est stable pour une largeur de la berme supérieure à  $h_1/2 = 11,5\text{m}$ .

## C O N C L U S I O N .

Pour étudier ce problème de stabilité du talus dans une mine à ciel ouvert, il faut connaître en premier lieu les caractéristiques générales des roches (résistance à la compression, à la traction, au cisaillement, ...) ainsi que les paramètres naturels (la fissurité, l'infiltration de l'eau, ...)

Dans les chapitres ( I - II - III ) on a présenté les principales caractéristiques géotechniques des roches (poids volumique, teneur en eau, les résistances, ...), dont le paramètre le plus important est la résistance au cisaillement que l'on peut déterminer au niveau du laboratoire (par échantillon) ou in-situ (bloc rocheux). la détermination de cette résistance au cisaillement est présentée dans les chapitres **I, II, III**

Dans la mine à ciel ouvert, l'exploitation conduit à la réalisation d'une mine sous forme d'une fosse dont la profondeur peut-être très importante de l'ordre de plusieurs centaines de mètres.

Dans certains cas, à cause de plusieurs facteurs, on observe des glissements locaux des gradins. Ces glissements se classent suivants plusieurs types différents, qui sont décrits dans les chapitres (IV - V)

Pour éviter ce problème d'instabilité des gradins dans les mines à ciel ouvert, on a défini un coefficient de sécurité  $F_s$ ; ce coefficient qui est le rapport entre les forces résistantes et les forces provoquant le glissement, indique la limite de la stabilité -

### Chapitre. IV

Pour déterminer le coefficient de sécurité, plusieurs méthodes de calcul sont utilisées, dans notre cas on a utilisé la méthode de Fellenius.

On a pris comme exemple de calcul la mine à ciel ouvert - Ouenza - quartier Zerga.

Le traitement des données structurales a été effectuée sur ordinateur pour un terrain homogène.

Dans notre projet on a présenté seulement l'influence de la forme des gradins, on peut continuer l'étude approfondie de ce problème en prenant en considération l'influence de la fissurité (l'orientation des fissures) l'influence des failles, l'influence des travaux de tir, l'infiltration de l'eau,...

C O N C L U S I O N G E N E R A L E

Cette étude de la mécanique des roches au mine à ciel ouvert, dont nous espérons avoir démontré l'intérêt, à une incidence sur l'économie d'une exploitation qui peut être considérable.

Et en plus cette étude permet d'éviter des catastrophes dont les conséquences ne sont guère réjouissantes.

Les glissements de terrain ne provoquent pas seulement des pertes matérielles, qui peuvent être importantes, mais aussi des pertes de vies humaines.

-o- B I B L I O G R A P H I E -o-

- [1] G- SANGLERAT - J. COSLET  
- cours pratiques de mécanique des sols, Tome 1 et 2.  
- Problème pratiques de mécaniques des sols, Tome 1 et 2
- [2] VERDEYEN  
- Application de la mécanique des sols, tome 2
- [3] G - DREYFUS  
- Etude des remblais sur sols compressibles
- [4] V . KOVALENKO - Exploitation des carrières
- [5] G. GORCHKOV  
- Géologie générale
- [6] J. BLES  
- La fracturation des roches, notions de mécanique de roche
- [7] CASSAN  
- Les essais in-situ en mécanique des sols, Tome 1 et 2
- [8] CAQUOT  
- Traité de mécanique des sols
- [9] CAMBOU  
- Problèmes pratiques de mécanique des sols de fondation
- [10] CAMBERFORT  
- Reconnaissance des sols et fondation spéciales
- [11] J. DERCOURT - J. PAQUET  
- Géologie, objets et méthodes
- [12] WYDANNICTWO  
- Gernictwa adkrijwowe
- [13] L. DRAGANOV  
- Glissement local dans la carrière "Ouenza" - quartier " Zerga".
- [14] M. PARSONS COMPANY  
- L'exploitation minière du minerai de fer de l'Ouenza et de boukhadra, tome 1 et 2.

