

وزارة التربية الوطنية
MINISTRE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT

Genie Minier

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude du problème de glissement
dans les mines à ciel ouvert
cas de la mine de BOUKHADRA.*

Proposé par :

D.M. AGUIB BECHAR

Etudié par :

M. MOUFFOK

Dirigé par

D.M. AGUIB BACHAR

PROMOTION

Juillet 1993

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT

Génie Minier

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Etude du problème de glissement
dans les mines à ciel ouvert cas
de la mine de BOUKHADJA.*

Proposé par :

N. M. AGUID BACHAR

Etudié par :

MOUFFOK

Dirigé par

N. M. AGUID BACHAR

PROMOTION

Juillet 1993

DEDICACE

A mes très chers parents

A mon grand frère Oualid

A mes frères et soeurs

A tous ceux qui me sont chers

je dédie ce modeste travail

Mohamed El Hadi MOUFFOK

REMERCIEMENTS

Avant de présenter les recherches qui ont fait l'objet de ce mémoire je tiens à remercier chaleureusement Monsieur Mohamed AGUID BACHAR maître de conférence à l'E.N.P d'avoir bien voulu être le rapporteur de cette thèse; je le remercie également pour ses encouragements et ses nombreux conseils; qu'il soit assuré de ma profonde reconnaissance.

J'ai eu la chance de profiter des conseils judicieux de Monsieur A.AIT YAHIATEN chef de département Génie Minier à l'E.N.P; il m'a toujours réservé un accueil chaleureux et a largement contribué à m'éclairer malgré ses nombreuses occupations; qu'il me permette de lui exprimer ma reconnaissance.

Mes pensées vont également à Madame S.Chabou Docteur Géologue à l'E.N.P et à tous les professeurs qui ont contribué à ma formation . Qu'ils en soient remerciés.

Mes remerciements iront également à vous, membres du jury, pour avoir consacré de votre temps à me lire et à juger ce modeste travail.

Il m'est également agréable de remercier, Monsieur Le Docteur A.OUFFROUKH pour sa précieuse aide à la réalisation de ce travail qu'il apprenne que ce mémoire est aussi le résultat de sa participation .

Je ne pourrais oublier mon collègue et ami, R.KARA, que je tiens beaucoup à remercier pour avoir répondu favorablement à mes sollicitations, qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.

J'aimerais aussi remercier :

- Mon frère Mohamed Echerif,
- A.CHETTOUH,
- M.LAGAB,
- A.ADJEL
- F.BOUCHERIT,

pour leur collaboration technique à la réalisation de ce modeste travail.

Enfin, je ne saurais terminer sans remercier tous mes collègues de la promotion qui, par la joie et l'aide qu'ils m'ont souvent apportées, m'ont soutenu tout le long de ces années.

SOMMAIRE

	PAGE
INTRODUCTION	
CHAPITRE I : APERCU GENERAL SUR LES PROPRIETES DES SOLS.....	1
I-1) CONSTITUTION ET PROPRIETES PHYSIQUES DES SOLS.....	1
I-2) CYCLE D'EVOLUTION DES ROCHES ET FORMATION DES SOLS.....	2
I-3) L'EAU INTERSTITIELLE.....	2
I-4) LES POIDS VOLUMIQUES.....	4
I-5) LES PARAMETRES SANS DIMENSION.....	4
I-6) LA COMPACTE.....	6
I-7) LES LIMITES D'ATERBERG.....	7
I-8) FACTEURS CAUSANT LES MOUVEMENTS DES TERRAINS EN MASSIF ROCHEUX.....	10
I-9) CLASSIFICATION DES MOUVEMENTS DE TERRAINS.....	11
I-10) DESCRIPTION DES PRINCIPAUX TYPES DE MOUVEMENTS.....	11
I-11) EFFET MECANIQUE ET CHIMIQUE DE L'EAU.....	14
 CHAPITRE II : ETUDE GEOTECHNIQUES	
II-1) THEORIE DE PLASTICITE.....	16
II-2) DONNES PHYSIQUES ET GEOMETRIQUES DU MASSIF ROCHEUX.....	21
II-3) CARACTERISTIQUES DE CISAILLEMENT DANS LES DISCONTINUITES.....	24
 CHAPITRE III : STABILITE DES TALUS	
III-1) EVALUATION DE L'ETAT DE STABILITE D'UNE PENTE.....	32
III-2) CALCUL DE STABILITE EN RUPTURE CIRCULAIRE.....	33

III-3) CONSTRUCTION DE LA SURFACE DE RUPTURE.....	38
III-4) STABILITE EN RUPTURE PLANE.....	40
III-5) LES PRINCIPAUX FACTEURS INFLUENCANT LA STABILITE DES PENTES.....	41
III-6) LES MESURES DE CHARGES HYDRAULIQUES.....	43
III-7) ACQUISITION ET INTERPRETATION DES DONNEES.....	43

**CHAPITRE IV) CONDITIONS GEOLOGIQUES ET TECHNICO - MINIERES
 DE LA CARRIERE DE BOUKHADRA**

IV-1) SITUATION GEOGRAPHIQUE.....	44
IV-2) COMPOSITION GEOLOGIQUE DU GISEMENT.....	44
IV-3) MORPHOLOGIE.....	49
IV-4) TECTONIQUE.....	51
IV-5) CARACTERISTIQUES DE LA MINERALISATION.....	53
IV-6) HYDROGEOLOGIE.....	54
IV-7) PROPRIETES PHYSICO - MECANIQUES DU MINERAI ET DES ROCHES STERILES.....	54
IV-8) GENERALITES SUR L'EXPLOITATION.....	56
IV-9) OUVERTURE DU GISEMENT.....	56
IV-10) TRAVAUX D'ABATTAGE.....	58
IV-11) CHARGEMENT DE S ROCHES ABATTUES.....	60
IV-12) TRANSPORT DES ROCHES ABATTUES.....	61
IV-13) PISTE DE ROULAGE.....	63
IV-14) ANGLE DU TALUS.....	63
IV-15) MISE A TERRIL.....	63
IV-16) EXPEDITION.....	63

CHAPITRE V : ETUDE DU PROBLEME DE GLISSEMENT

V-1) CARACTERISTIQUES DE LA ZONE ETUDIEE.....	64
V-2) DETERMINATION DU MODE DE GLISSEMENT DE LA ZONE DANGEREUSE.....	66
V-3) CAUSES AYANT PROVOQUE LE MOUVEMENT.....	69
V-4) CALCUL DU COEFFICIENT DE SECURITE.....	70
V-5) CALCUL ET RESULTATS.....	82

CHAPITRE VI : ASPECT ECONOMIQUE

VI-1) IDENTIFICATION DES MOYENS (ELEMENTS DU PRIX DE REVIENT).....	87
VI-2) CALCUL DES ELEMENTS DU PRIX DE REVIENT.....	88
VI-3) CARACTERISTIQUES TECNICO-ECONOMIQUES DES ENJINS.....	89
VI-4) CARACTERISTIQUES DES EXPLOSIFS.....	90
VI-5) PRIX UNITAIRE DES CONSOMMABLES.....	91
VI-6) SALAIRE DES EFFECTIFS.....	91
VI-7) CALCUL DE LA QUANTITE D'EXPLOSIF NECESSAIRE.....	92
VI-8) RENDEMENT D'UN METRE FORE.....	93
VI-9) DUREE DU PROJET.....	94
VI-10) NOMBRE DE CAMIONS.....	94
VI-11) EVALUATION DU COUT DU PROJET.....	96

CONCLUSION

BIBLIOGRAPHIE

INTRODUCTION

Les problèmes de stabilité des talus, qui se présentent souvent dans les mines à ciel ouvert, trouvent généralement leurs origines dans les causes géologiques, hydrogéologiques ainsi qu'aux mauvaises méthodes liées aux techniques d'exploitation.

La stabilité des talus de mines à ciel ouvert demeure toujours un sujet d'actualité en géotechnique minière; Aussi vu, la complexité de la collecte des données pour le calcul de la stabilité, maintes recherches dans ce domaine ont été effectuées pour alléger et faciliter le calcul du coefficient de sécurité noté (F_s), qui est la base même de l'évaluation de la stabilité des ouvrages miniers. Toutefois, malgré l'utilisation de l'outil informatique facilitant le calcul, le problème de la collecte des données persiste toujours.

A cet égard nous avons choisi d'étudier un cas réel de glissement qui s'est manifesté au niveau de la carrière de Boukhadra.

Pour ce faire, nous étudierons dans une première étape l'aspect géologique de la région en général et de la zone de glissement (AIN-ZAZIA), plus particulièrement; Aussi nous essayerons d'identifier les causes ayant provoqué le glissement en nous basant sur des données bibliographiques, du suivi de l'exploitation ainsi que les informations ayant trait à l'évolution du glissement au cours des années.

La deuxième étape de notre travail consisterait à l'évaluation de la stabilité des talus, par l'élaboration d'un programme informatique qui permet le calcul du coefficient de sécurité.

Enfin, dans une dernière étape nous essayerons de remédier aux problèmes posés, selon les moyens dont dispose l'unité de Boukhadra et tenter dans une approche économique d'évaluer le coût de ce projet.

CHAPITRE I

APERCU GENERAL
SUR LES
PROPRIETES DES SOLS

CHAPITRE

I

APERCU GENERAL SUR LES PROPRIETES DES SOLS

I -1 Constitution et propriétés physiques des sols: [4], [6], [12], [16]

Les sols sont des matériaux complexes, à la fois par leur constitution et leur grande variété. Cependant depuis une vingtaine d'années, des recherches nombreuses effectuées sur la structure et l'interaction entre les différentes phases, ont permis de mieux comprendre les principaux mécanismes régissant les propriétés physiques et mécaniques de ces matériaux.

I-1-1 Constitution d'un sol:

Les sols sont le résultat de la désagrégation mécanique ou chimique des roches de l'écorce terrestre.

Les matériaux minéraux ou organiques sont à l'état de grains ou de particules dont les formes et les dimensions sont généralement variables.

Un sol est constitué par un assemblage rempli soit d'eau soit de gaz (généralement d'air).

On distingue donc trois phases constituant le sol; à savoir :

- la phase solide,
- la phase liquide,
- la phase gazeuse.

I-2 Cycle de l'évolution des roches et formation des sols:

Du point de vue géologique, les roches subissent un cycle d'évolution qui les fait passer successivement par les états suivants: (Fig 1-1)

- roches de surface,
- sols,
- roches sédimentaires,
- roches métamorphiques.

I-3 L'eau interstitielle:

Dans un sol on distingue deux types d'eau, l'eau libre et l'eau adsorbée.

I-3-1 L'eau libre:

Elle circule entre les grains sous l'influence des gradients de pression. L'eau libre s'évapore complètement lorsque le sol est porté légèrement à une température supérieure à 100 °c.

I-3-2 L'eau adsorbée:

Elle constitue un film autour de chaque particule. Cette eau a des propriétés physiques différentes de l'eau libre, dont les Caractéristiques sont les suivantes :

- une viscosité élevée,
- une élimination difficile (il faut en général chauffer le sol de 200 °C à 300 °C). L'eau adsorbée affecte considérablement le comportement mécanique des argiles.

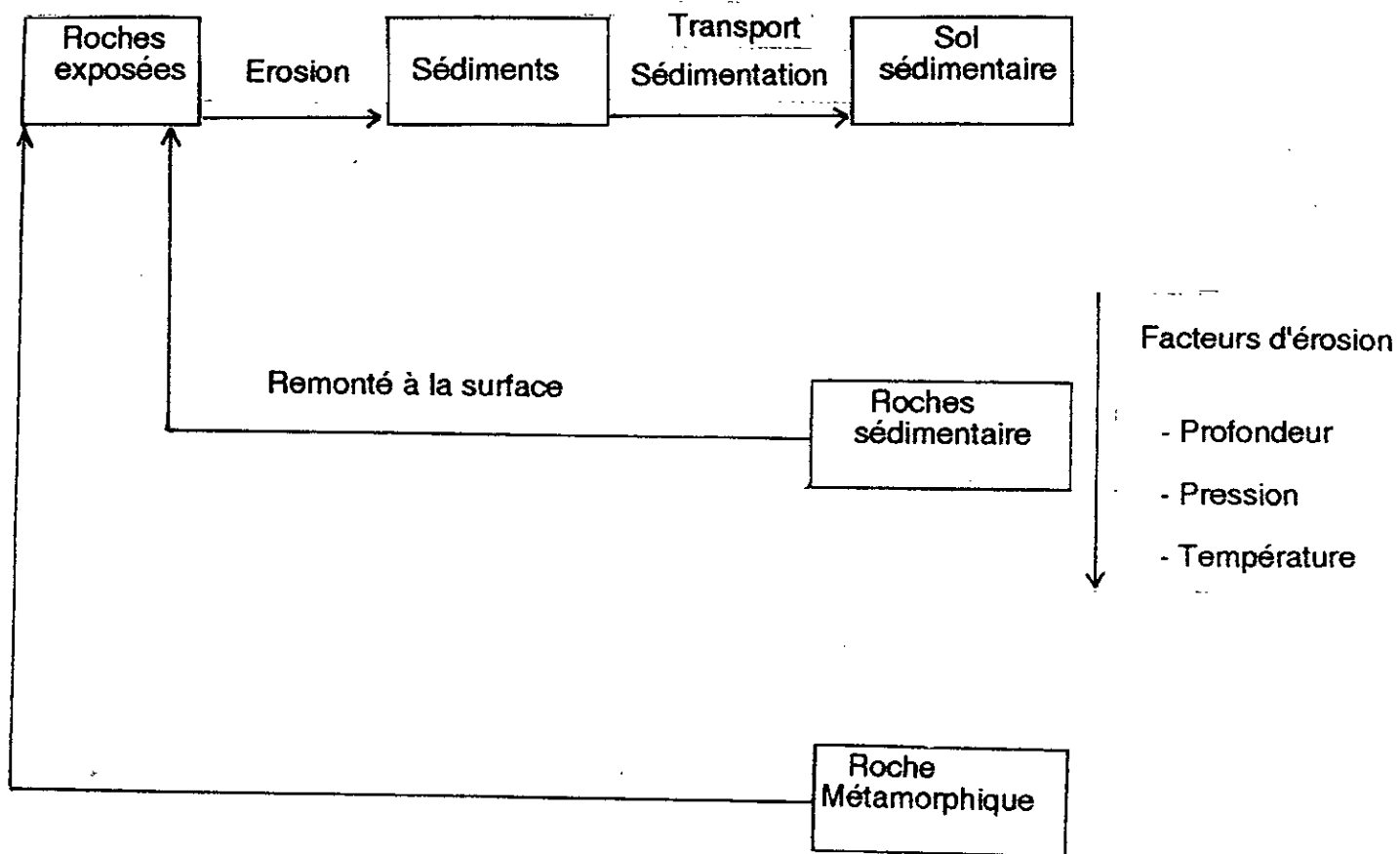


Figure (1-1) Cycle d'évolution d'une roche

1-4 Les poids volumiques:

Les poids volumiques sont des paramètres dimensionnels qui caractérisent chacune des phases, et qui définissent, la masse d'un volume unité de sol.

On définit les poids volumiques suivants:

- γ : Poids volumique total du sol,
- γ_s : Poids volumique des grains solides. ($\gamma_s = W_s / V_s$),
- γ_d : Poids volumique du sol sec. ($\gamma_d = W_s / V$),
- γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = W_w / V_w$),
- γ' : Poids volumique déjaugé ($\gamma' = \gamma - \gamma_w$),
- γ_{sat} : Poids volumique du sol saturé .

Lorsque le sol est situé sous le niveau d'une nappe, il convient de séparer les effets mécaniques de l'eau et du sol immergé. Chaque grain solide est soumis à la poussée d'ARCHIMEDE et son poids volumique apparent est ($\gamma - \gamma_w$), d'où la notion du poids volumique déjaugé.

1-5 Les paramètres sans dimension

Les paramètres sans dimension indiquent dans quelles proportions volumiques et pondérales se trouvent les différentes phases d'un sol; leur importance est grande car ils caractérisent l'état dans lequel se trouve un sol. Ces paramètres sont ; La teneur en eau, l'indice des vides, la porosité et le degré de saturation.

1-5-1 La teneur en eau:

Noté W , elle est déterminée comme étant le rapport du poids de l'eau et du poids des grains solides d'un certain volume du sol . La teneur en eau, s'exprime en pourcentage:

$$W = (Ww / Ws) \times 100 \%$$

où : Ww : volume de l'eau

Ws : Volume du sol

Il est à noter, que la teneur en eau peut dépasser 100 %.

I-5-2 L'indice des vides:

Noté (e), il nous renseigne sur l'importance des vides; il détermine l'état du sol, (lâche ou serré). L'indice des vides est défini comme étant le rapport du volume des vides et du volume des grains solides:

$$e = Vv / Vs$$

où Vv : volume des vides

Vs : volume des grains solides

L'indice des vides peut être supérieur à 1.

I-5-3 Le degré de saturation:

Noté (Sr), il indique dans quelles proportions les vides sont remplis par de l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau et du volume des vides. Le degré de saturation s'exprime en pourcentage:

$$Sr = (Vw / Vv) \times 100 \%$$

où Vw : volume de l'eau

lorsque le sol est saturé, le degré de saturation Sr, est égal à 100%.

1-5-4 La porosité:

Noté (n), elle représente le rapport du volume des vides et du volume total. Sa signification est analogue à celle de l'indice des vides.

$$n = V_v / V$$

où V : volume total

La porosité est toujours inférieure à 1. Elle est liée à l'indice des vides par la relation suivante:

$$n = e / (1 + e).$$

1-6 La compacité:

On caractérise l'état de compacité d'un sol grenu par sa densité relative D_r , qui est définie comme suit :

$$D_r = ((e_{max} - e) / (e_{max} - e_{min})) \times 100 \%,$$

où

- e_{min} : indice des vides du sol dans l'état le plus serré.
- e_{max} : indice des vides dans le sol dans l'état le plus lâche.
- e : indice des vides du sol.

Le tableau ci-dessous, donne les états de compacité en fonction des valeurs de la densité relative pour un sol grenu :

**Tableau 1-1 : Etat de compacité
en fonction de Dr**

Dr	Etat de compacité
0 - 15	Très lâche
15 - 35	Lâche
35 - 65	Moyen
65 - 85	Serré
85 - 100	Très serré

I -7 Les limites d'Atterberg: (fig 1-2)

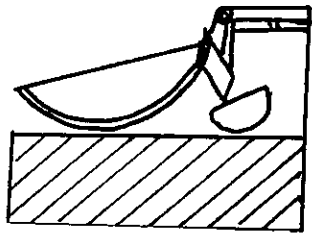
Dans les sols fins ou cohérents , où la surface spécifique des grains est grande , l'eau joue un rôle important par son influence sur les contacts entre les grains et les forces qui s'exercent entre eux.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin évoluent depuis celles d'un solide (teneur en eau faible) jusqu'à celle d'un liquide (teneur en eau élevée). Entre ses deux états, pour les valeurs moyennes de la teneur en eau, le sol présente des propriétés plastiques.

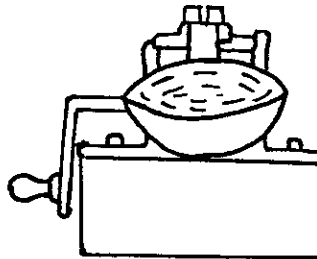
On définit d'une manière arbitraire une limite de liquidité (W_l) qui sépare l'état plastique de l'état liquide et une limite de plasticité (W_p) qui sépare l'état plastique de l'état solide.

I-7-1 Limite de liquidité:

Pour déterminer la limite de liquidité, on étend sur une coupelle de l'appareil de CASAGRANDE , une couche de sol remaniée dans laquelle on trace une rainure de 1 cm au moyen d'un instrument en forme de V.



a)- Coupelle vue de coté

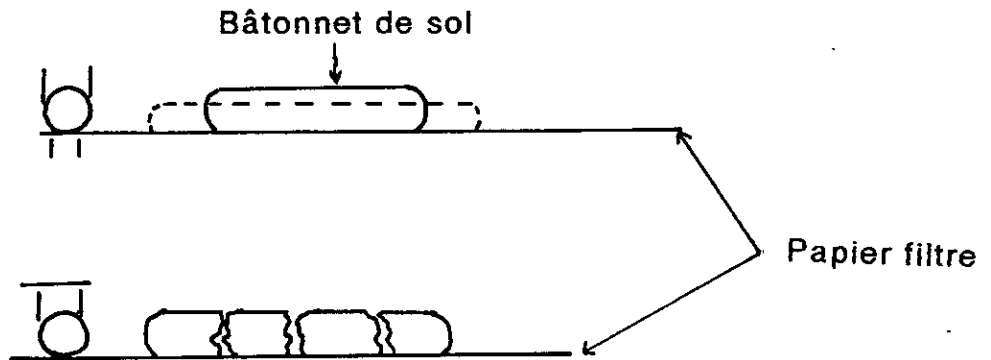


b) Coupelle vue de face



c) Outil à rainure

**1- Détermination de la limite de liquidité W_l
à l'appareil de CAZAGRANDE**



2- Détermination de la limite de plasticité W_p

Fig 1-2

On imprime à la coupelle une série de chocs semblables et on compte le nombre de chocs nécessaires pour fermer la rainure; ensuite, On mesure la teneur en eau de la pâte.

Par définition, la limite de liquidité Wl est la teneur en eau (exprimée en %), qui correspond à une fermeture de la rainure en 25 chocs.

En pratique, on utilise des formules qui peuvent déterminer la limite Wl en deux mesures seulement selon la formule qui suit:

$$Wl = W (N / 25)^{0,121}$$

1-7-2 Limite de plasticité:

La limite de plasticité, est définie comme étant la teneur en eau déterminée au moment où le fuseau d'un échantillon amincit progressivement, jusqu'à un diamètre de 3 mm, se brise en tronçons de 1 à 2 cm de long.

1-7-3 Indice de plasticité:

L'indice de plasticité est défini comme étant la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Cet indice mesure l'étendu du domaine de plasticité du sol et il s'exprime par la relation suivante:

$$Ip = Wl - Wp$$

1-7-4 Indice de consistance:

L'indice de consistance représente, la teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et de plasticité; il s'exprime par la formule suivante:

$$I_c = (W_l - W) / I_p$$

Pour un sol très mou, I_c est voisin de zéro, par contre il est supérieur à 1 pour un sol raide.

1-8 Facteurs causant les mouvements des terrains en massif rocheux: [3]

Parmi les facteurs essentiels qui influent sur la stabilité des terrains il convient de citer :

- les discontinuités structurales à l'intérieur du massif,
- l'anisotropie de la roche,
- conditions hydrogéologiques,

Aussi l'étude de la stabilité doit être précédée d'une reconnaissance géologique et hydrogéologique très fine qui permet de mettre en évidence ces facteurs; mais ces derniers ne sont pas toujours quantifiables. Ce problème est difficile à traiter, car il dépend aussi de :

- l'orientation et fréquence des discontinuités géologiques,
- extension et continuité de ces systèmes,
- paramètres mécaniques de ces discontinuités,
- état des contraintes naturelles dans le massif,
- concentration locale des contraintes .

1-9 Classification des mouvements de terrains [13]

Pour classer les mouvements rocheux on peut adopter certains critères tels que, la dimension des masses en mouvements, la

cinématique du mouvement, ainsi que le mode de rupture des pentes naturelles et talus artificiels, critères qui nous intéressent plus particulièrement dans notre étude.

- La cinématique du mouvement ;
- Le mode de rupture des pentes naturelles et talus artificiels.

I-9-1 Pentas naturelles:

Dans ce critère nous distinguons :

- a) les écoulements.**
- b) les glissements :**
 - glissement plan,
 - glissement rotationnel simple,
 - glissement rotationnel complexe.
- c) le fluage et la solifluxion.**
- d) les coulées boueuses .**

I-9-2 Talus artificiels :

Les talus artificiels sont essentiellement affectés par les glissements et parfois par les phénomènes de fluage.

I-10 Description des principaux types de mouvements

I-10-1 Eboulement et chutes de pierres

Les éboulements concernent les masses rocheuses; ils sont spectaculaires et dangereux, mais il sont assez rares. Le traitement des éboulements relève de la mécanique des roches .

I-10-2 Les glissements

Les glissements affectent les sols et sont fréquents à l'échelle du chantier. Les vitesses de rupture peuvent être très variables. Dans certains cas la rupture est précédée de signes; dans d'autres, elle est brutale.

a) Glissement plan :

En général, la ligne de rupture suit une couche mince de mauvaise caractéristique, sur laquelle s'exerce d'ailleurs l'action de l'eau . Une telle couche est dite " couche savon " (fig 1-3).

b) Glissement rotationnel simple: (fig 1-4)

Ce type de glissement est fréquent. La surface de glissement (ou rupture) a une forme simple et peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire (fig 1-5). Aussi distingue-t-on :

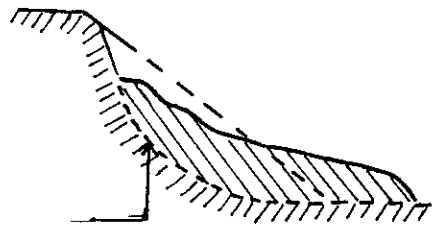
- cercles de talus ,
- cercles de pied ,
- cercles profonds.

c) Glissement rotationnel complexe

Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres et dûs à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent; ce qui entraîne ainsi des glissements successifs remontants vers l'amont . (fig 1-6)

I-10-3 Le fluage

Le fluage correspond à des mouvements lents dûs à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique) . L'état ultime peut être, soit une stabilisation , soit une rupture. (fig 1-7)



Surface de rupture

Fig 1-4) : Glissement rotationnel

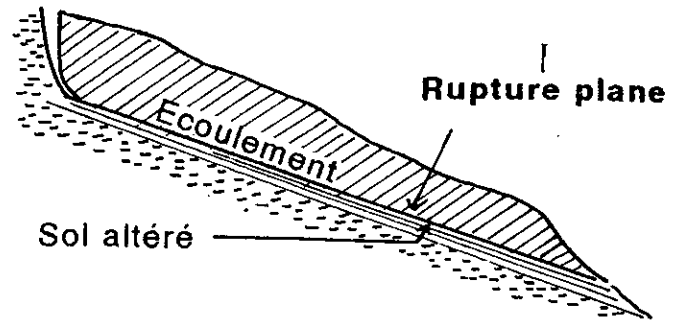
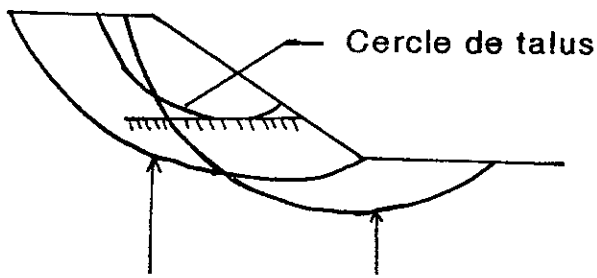


Fig 1-3) : Glissement plan



cercle de pied

Cercle profond

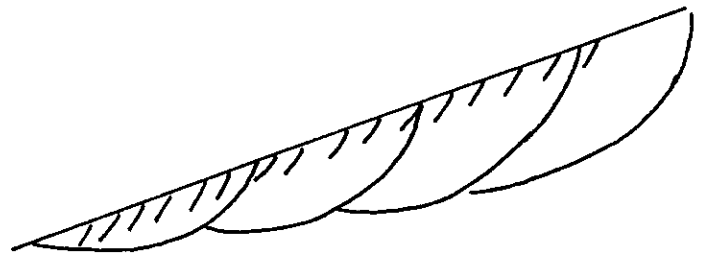


Fig 1-6) Glissements successifs emboîtés

Fig 1-5) : Différents types de glissements

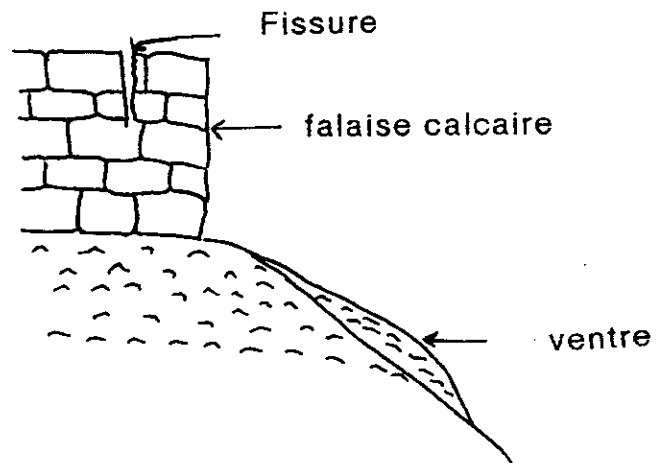


Fig 1-7) Le Fluage

I-10-4 Solifluxion.

La solifluxion est un cas particulier de fluage; il s'agit d'un phénomène superficiel dû aux variations volumiques du sol au cours des saisons (gel et dégel en montagne, ainsi que l'alternance de saisons sèches et pluvieuses).

I-11 Effet mécanique et chimique de l'eau: [17]

On constate généralement une diminution des caractéristiques mécaniques du massif rocheux sous l'action de l'eau.

Des essais effectués en laboratoire sur des échantillons de roches secs, et sur d'autres échantillons saturés, ont montré une diminution de la résistance à la compression, de la cohésion, de l'angle de frottement interne et du module d'élasticité.

La fig 1-8 donne la relation entre la résistance à la compression simple et la teneur en eau. D'une façon générale on peut estimer que la valeur du rapport (résistance à la compression d'un échantillon sec sur résistance à la compression d'un échantillon saturé), varie fréquemment de 1 à 1,5; il atteint rarement 2. La résistance à la traction varie dans un rapport de même ordre.

On note aussi que le gonflement dû à la présence de minéraux à propriétés électriques particulières, emprisonnés dans les discontinuités, diminue les caractéristiques mécaniques du massif.

Le gel a également une influence sur ces caractéristiques. En effet, le gonflement dû au gel accélère l'altération du matériau.

Il faut noter aussi que selon la nature des constituants, l'eau peut avoir une action chimique. Toute roche contenant des minéraux solubles sera beaucoup plus vite altérée. A ce stade une fluctuation au niveau de l'eau sera d'autant plus dangereuse.

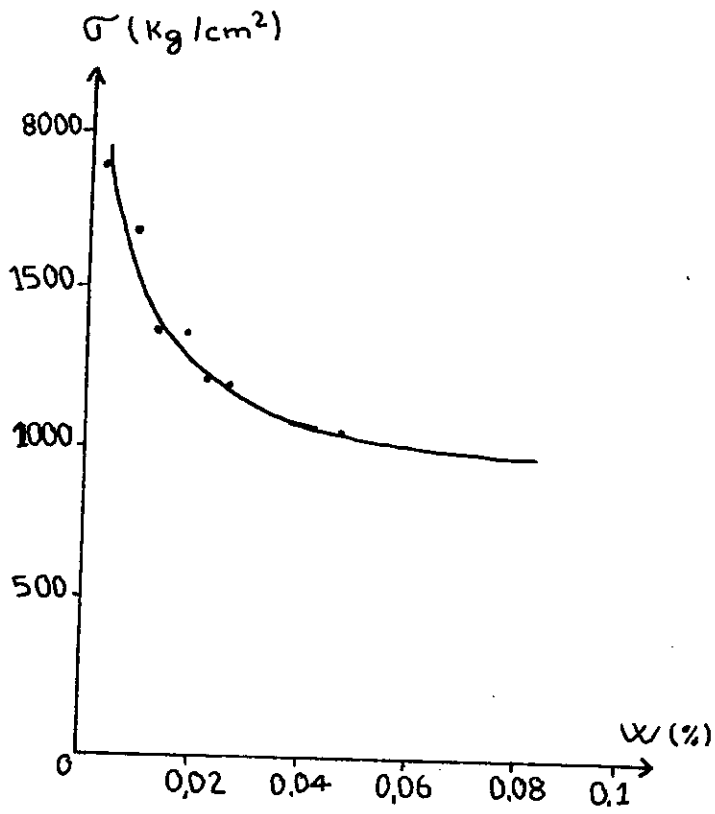


Fig 1-8) Relation entre la compression simple et la teneur en eau

CHAPITRE II

ETUDE
GEOTECHNIQUE

CHAPITRE
II
ETUDE GEOTECHNIQUE

II-1 Théorie de plasticité. [13]

II-1-1 Rappel:

Lorsque l'on étudie la répartition des contraintes autour d'un point , on démontre que dans l'espace le lieu de l'extrémité de ces contraintes est un ellipsoïde; lorsque l'orientation de la facette sur laquelle s'exerce la contrainte considérée varie, il existe trois directions orthogonales privilégiées appelées plans principaux, sur lesquels les contraintes que nous désignerons, par: σ_1 , σ_2 et σ_3 , sont normales aux plans considérés . on les désigne sous le nom de contraintes principales:

- la plus grande contrainte principale sera désignée par : σ_1
- la plus petite contrainte par : σ_3
- la contrainte intermédiaire par : σ_2 .

II-1-2 Courbe intrinsèque.

Pour tous les matériaux , si on fait croître le déviateur des contraintes pour différentes valeurs de la contrainte moyenne et l'on porte sur un diagramme en τ , σ_m , on constate que tous les cercles correspondants au déviateur maximal juste avant la rupture , admettent une même enveloppe appelée : Courbe intrinsèque (fig : 2-1)

II-2-1-3 Critère de MOHR-COULOMB

En effet lorsqu'un cercle devient tangent à la courbe intrinsèque, il y a rupture au point correspondant. Les sols bénéficient d'une simplification importante dans le sens que la courbe intrinsèque peut être assimilée à une droite, qui est appelée de droite de COULOMB (fig: 2-2). Cette droite peut être caractérisée par deux paramètres :

- l'ordonnée à l'origine qui s'appelle la cohésion (C).
- l'angle de frottement interne ϕ (L'angle que fait la droite avec l'axe des τ_n).

a) Détermination des caractéristiques de plasticités C et ϕ :

Deux types d'appareils sont utilisés :

- L'appareil de cisaillement rectiligne où de CASAGRANDE
- L'appareil de cisaillement triaxial .

b) Description de l'appareil de cisaillement:

L'échantillon est placé dans un cylindre qui est composé d'une partie supérieure c_1 , pouvant coulisser horizontalement sur la partie inférieure c_2 fig : (2-3). Le sol est placé entre deux pierres poreuses qui permettent le drainage de celui-ci. L'appareil comporte un dispositif de chargement qui permet l'application de charge verticale n par l'intermédiaire d'un piston.

On mesure l'effort horizontal T en fonction des déformations horizontales Δl fig : (2-4).

L'essai se fait à vitesse contrôlée (v), soit :

- s : La section de l'échantillon,
- $\sigma = N / s$ la contrainte appliquée à l'échantillon,
- $\tau = T / s$ la résistance au cisaillement mesurée à la rupture .

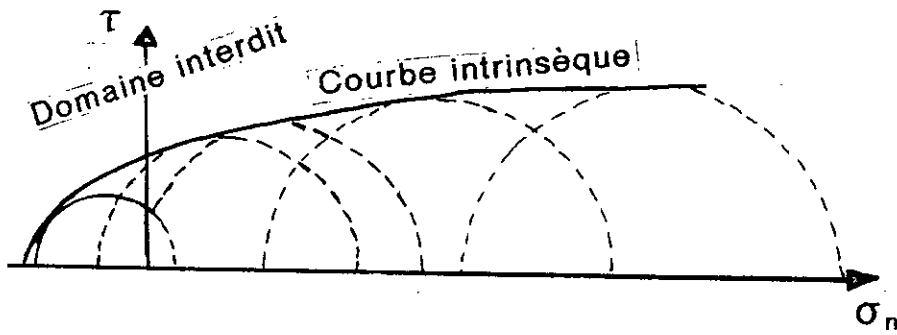


Fig 2-1) Courbe intrinsèque

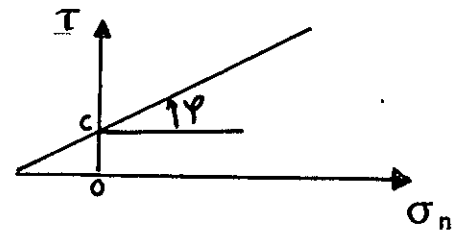


Fig 2-2) Droite de COULOMB

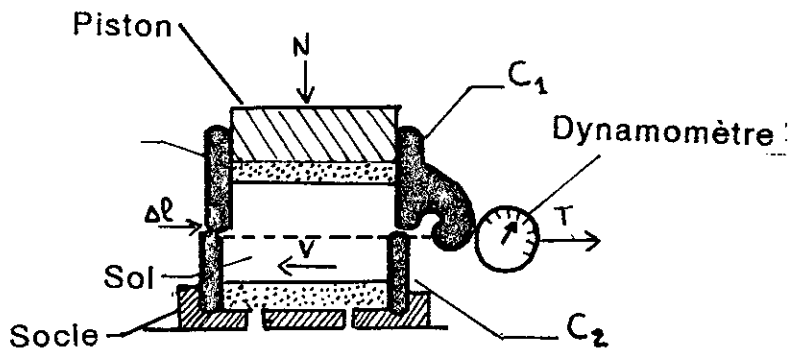


Fig 2-3) Boîte de CAZAGRANDE

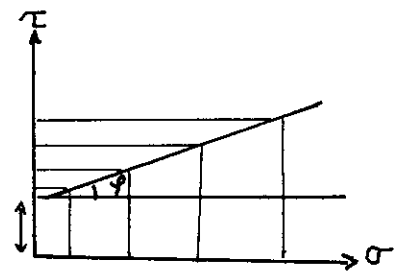


Fig 2-5) Détermination de C et φ

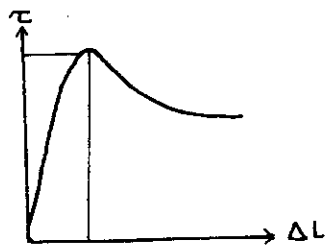


Fig 2-4) Courbe contrainte / déformation

Si cet essai est réalisé dans plusieurs éprouvettes d'un même sol avec des contraintes différentes, la courbe intrinsèque du sol peut être déterminée en portant sur le diagramme de COULOMB (τ , σ), les points correspondants aux différentes contraintes. fig : (2-5)

II-1-4 Description de l'appareil triaxial:

L'éprouvette de sol a la forme d'un cylindre droit, qui est placée dans une cellule remplie d'eau sous une pression donnée; ce qui conduit, à lui faire appliquer une contrainte isotropique σ_3 égale à σ_2 . Par ailleurs, l'éprouvette peut être comprimée verticalement à l'aide d'un piston. La déformation Δl est mesurée à l'aide d'un comparateur; un robinet R permet le drainage de l'éprouvette s'il est ouvert. dans le cas contraire il mesure la pression interstitielle du sol saturée fig : (2-6).

L'essai consiste, pour une pression σ_3 constante, à faire croître une pression donnée à l'aide d'un piston. Par raison de symétrie, les contraintes principales σ_1 et σ_3 sont respectivement verticales et horizontales.

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

$$p/s = (\sigma_2 - \sigma_3)$$

où s est la section de l'éprouvette

Au moment de la rupture on connaît donc le déviateur maximal des contraintes (fig 2-7). ($\sigma_1 - \sigma_3$) correspondant au cercle de MOHR qui est tangent à la courbe intrinsèque.

Si l'essai est répété pour différentes valeurs de σ_3 on a plusieurs cercles et il est alors possible de tracer la courbe intrinsèque fig (2-8).

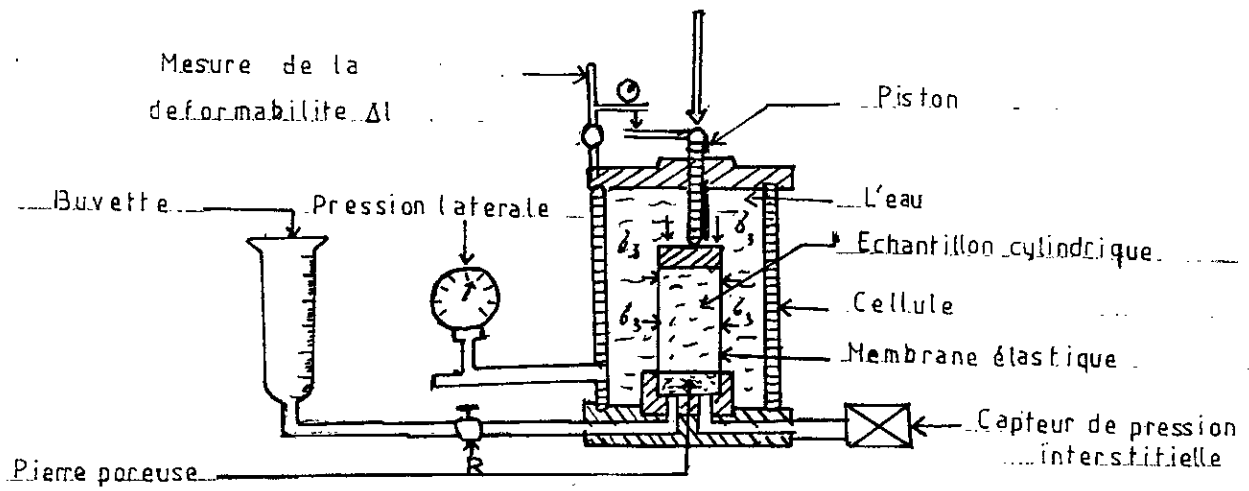


Fig 2-6) Appareil tri-axial.

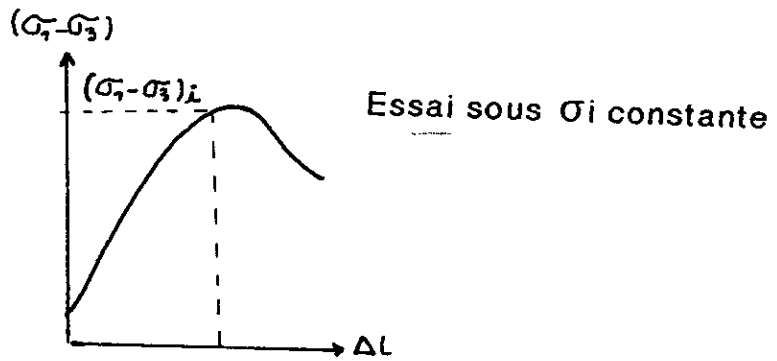


Fig 2-7) Courbe contrainte / deformation

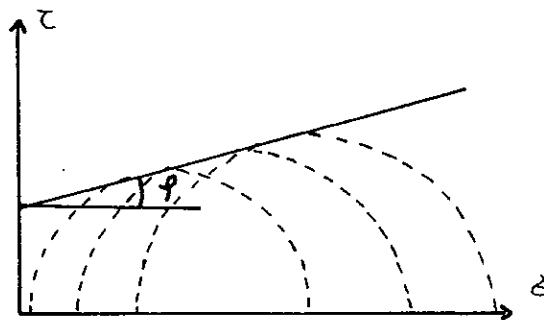


Fig 2-8) Détermination de la courbe intrinsèque

II -2 DONNEES PHYSIQUES ET GEOMETRIQUES DU MASSIF ROCHEUX :[18]

II-2-1 Résistance à la traction : R_t

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

$$R_t = \sigma_{\max} = T_{\max} / s, \quad \text{en (Kgf / cm}^2\text{)}$$

où

R_t : Résistance à la traction,

σ_{\max} : Contrainte maximale de traction,

T_{\max} : Effort maximal de traction,

S : Surface de l'éprouvette.

On distingue :

a) Essai de traction directe fig (2 - 9).

On exerce une contrainte σ_1 sur les sections parallèles d'une éprouvette de roche. Le plan de la fracture n'est pas imposé. La position de la fracture est induite par la présence de micro fissures.

b) Essai de traction indirecte (Essai brésilien) (fig 2-10)

on exerce une compression suivant deux génératrices diamétralement opposées. La fracture d'extension apparaît au centre de l'éprouvette , où les contraintes de tractions sont les plus importantes .

II-2-2 Résistance à la compression simple, R_c :

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

$$R_c = \sigma_{\max} = F_{\max} / s \text{ en (Kgf / cm}^2\text{)}$$

où F_{\max} : Effort de compression maximal.

La rupture, se produit généralement suivant un ou deux plans obliques par rapport à l'effort de compression fig (2 -11).

II-2-3 Résistance au cisaillement R_T :

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

$$R_T = \tau = F_{\max} / s$$

où : R_T : Résistance au cisaillement

F_{\max} : Effort de cisaillement

On distingue :

a) Cisaillement simple:

Le cisaillement est effectué à l'aide d'un outil, permettant d'appliquer une force F , (fig 2-11₁₂).

$$\tau = F_{\max} / (l \times h)$$

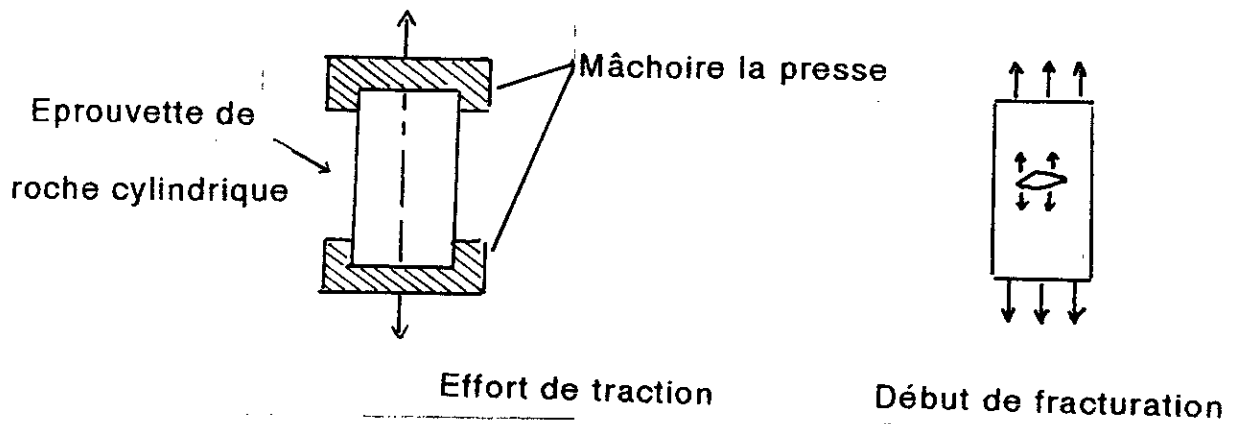
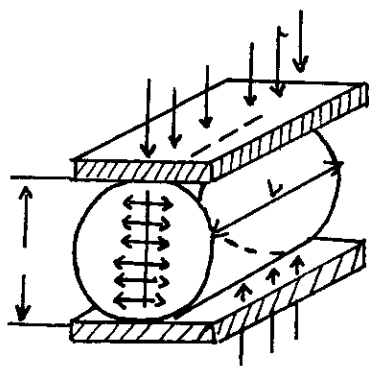


Fig 2-9) Traction directe



Dimension de l'éprouvette cylindrique
 $D = L = 4 \text{ à } 5 \text{ cm}$
 Résistance à la traction
 $R_t = \sigma_{tmax} = 2 \times F_{max} / \pi \times D \times \tau$

Fig 2-10) Traction indirecte

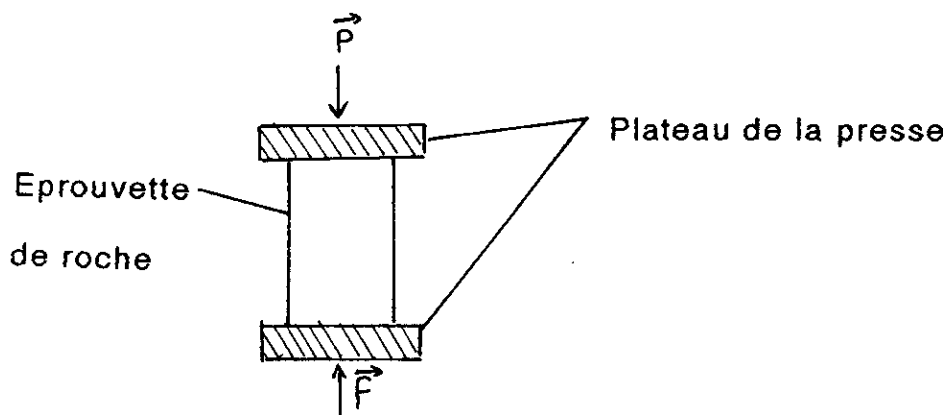


Fig 2-11) Compression simple

b) Cisaillement par torsion:

La résistance au cisaillement par torsion est déterminée à partir de la contrainte calculée d'après le rapport de la valeur maximale du couple de torsion (M_t) lors de la destruction de l'éprouvette, sur la valeur du moment résistant (W), fig (2 - 12).

$$R_\tau = M_t / W \quad \text{en (Kgf / cm}^2\text{)}$$

c) Cisaillement par compression:

La force de compression est appliquée avec un angle α par rapport à la surface de cisaillement fig (2 - 13), les contraintes de compression et de cisaillement sont définies par les formules suivantes :

$$\sigma = p \times \text{Sin} \alpha / s \quad \text{en (Kgf / cm}^2\text{)}$$

$$\tau = p \times \text{Cos} \alpha / s \quad \text{en (Kgf / cm}^2\text{)}$$

Remarque:

Nous noterons que les essais de cisaillements peuvent être également réalisés par la boîte de CASAGRANDE et l'appareil tri axial.

II-3 Caractéristiques de cisaillement dans les discontinuités [6], [17]

Elles consistent, en l'étude des caractéristiques de cisaillement et le comportement des matériaux rocheux par rapport aux diverses discontinuités que présente un massif rocheux.

On distingue différents types de discontinuités:

- Les fissures microscopiques présentes dans la matrice rocheuse,
- Les fissures présentes entre les grains du matériau,
- Les discontinuités de plus grandes dimensions telles que les joints de sédimentation, les diaclases, les failles, etc... .

Les caractéristiques de cisaillement sont données par loi de COULOMB

$$\tau = c + \sigma_k \times \text{Tg } \phi$$

où :

τ : Résistance au cisaillement.

c : La cohésion.

σ_k : Contrainte entre les grains.

ϕ : Angle de frottement interne.

Dans de tels matériaux qui ont un comportement de type granulaire et répondant aux lois de cisaillement étudiées en mécanique des sols, il n'y a pas de direction préférentielle de glissement. Les surfaces de glissement peuvent avoir des formes quelconques, (cercle ou droite). La même situation se présente aussi lorsque l'on a affaire à une matrice rocheuse altérée.

II-3-1 Le cisaillement dans les roches

Des expériences ont été faites sur des échantillons rocheux à faces planes et lisses, deux lois ont pu être mises en évidence :

- a) Une loi proposée par MURREL et vérifiée pour un large champ de contraintes:

$$\tau = \mu_0 \sigma^m$$

où : μ_0 et m étant deux constantes.

b) Une loi proposée par JAEGER valable pour des contraintes peu élevées :

$$\tau = \tau_0 + \mu \times \sigma = \tau_0 + \sigma \times \text{Tag } \phi$$

où : τ_0 est la Contrainte limite tangentielle pour une contrainte normale nulle , que l'on peut appeler (cohésion)

- μ est le frottement
- ϕ est l'angle de frottement interne.

Cette dernière loi correspond à la loi de COULOMB de la mécanique des sols.

II-3-2 Le cisaillement dans un joint de discontinuité entre deux matrices rocheuses.

En fonction de la qualité du joint ainsi défini plusieurs lois ont été considérées

a) Les lois théoriques de cisaillement.

- Appliquer pour le cisaillement dans des discontinuités de géométrie bien définie et non remplies de matériaux fins, deux cas peuvent se présenter:

1^{er} cas : Si le joint est plan fig (2-14), le cisaillement sera caractérisé par la loi de COULOMB avec une cohésion généralement négligeable.

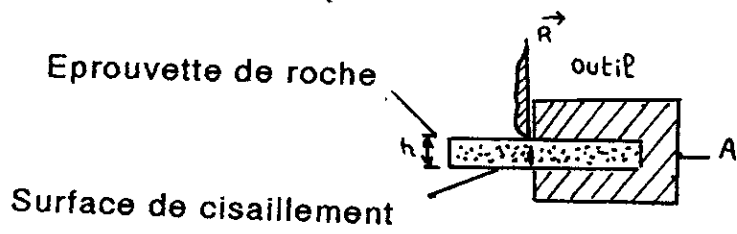


Fig 2-12) Cisaillement simple

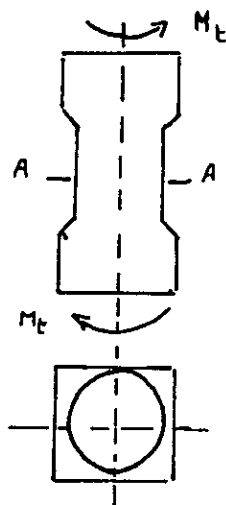


Fig 2-13) Cisaillement par torsion

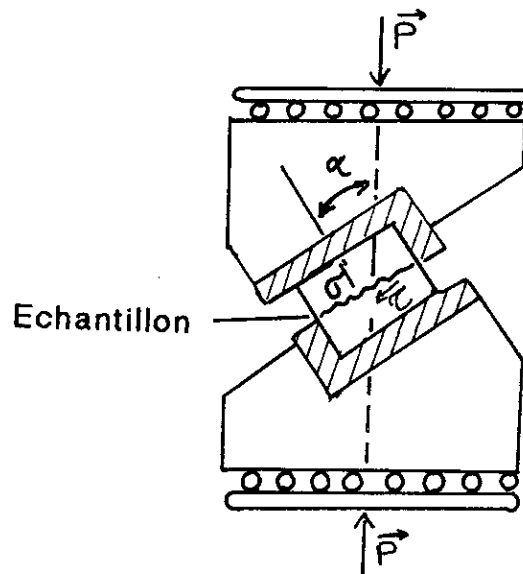


Fig 2-14) Cisaillement par compression

$$T = N \times \tau \operatorname{tag} \phi$$

$$\tau = \sigma \times \operatorname{tag} \phi$$

ϕ : Angle de frottement entre les parois planes du matériau fig (2-15)

La fig (2-16), montre la variation de τ en fonction du déplacement relatif.

2^{ème} cas : Si le joint est en dents de scie fig (2-17), la résistance à la rupture sera conditionnée par deux phénomènes; la dilatance et la rupture du matériau constituant les dents.

Considérons que le matériau constituant les dents est très résistant, nous obtenons dans ce cas le phénomène de dilatance , puis le glissement des blocs . La fig (2-18) montre l'allure de l'effort tangentiel T en fonction du déplacement des blocs.

Le phénomène décrit par la fig (2-18) se présente lorsque la résistance du matériau est grande et lorsque la force normale N est assez faible.

Dans le cas inverse la fig (2-19) montre que :

Si N est inférieure à N_1 on retombe sur le cas décrit par

la fig (2-18). Si par contre N est supérieur à N_1 (exemple $N = N_1$), la force de cisaillement augmente jusqu'à atteindre la valeur limite T_c avant que la limite du glissement par dilatance ne soit atteinte (droite OB).

Lorsque T_c est atteinte les dents se cisailent et en poursuivant le déplacement relatif, la force T diminue suivant la ligne L'M'M" définie par la valeur résiduelle caractérisée par la droite OA.

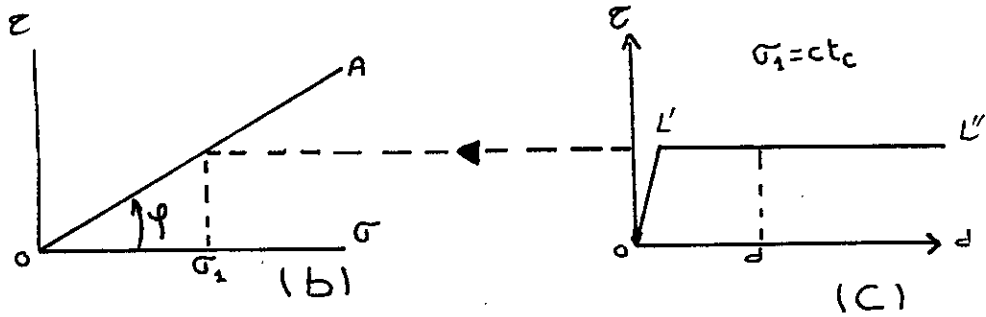
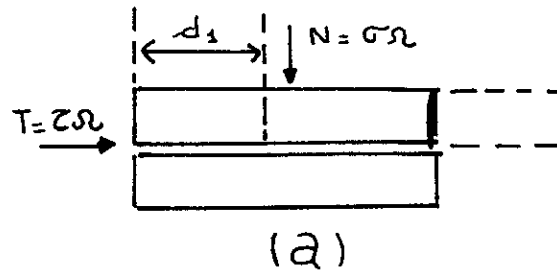


Fig 2-15) Cisaillement dans un joint plan

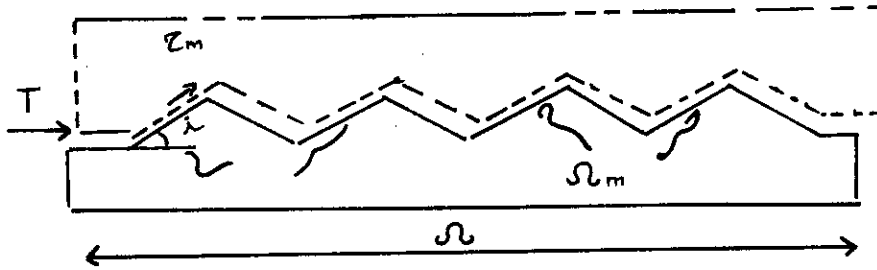


Fig 2-16) Cisaillement dans un joint en dents de scie

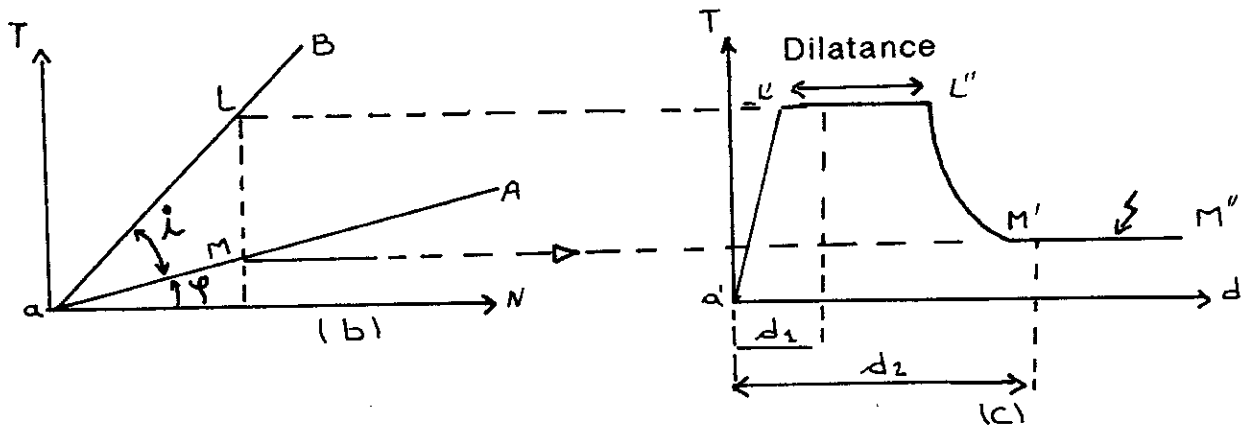


Fig 2-17) Phénomène de dilatance

- T_c : La résistance au cisaillement à la rupture par cisaillement des dents

- N_1 : La force normale définie par l'intersection de l'horizontale T_c avec la droite OB.

En fait, le phénomène réel est plus complexe et l'on constate qu'au delà d'une valeur N_1 , le cisaillement se poursuit par un phénomène caractérisé à la fois par la dilatance et la rupture des dents. La fig (2-19), montre le cisaillement tel qu'il est observé.

II-3-3 Paramètres influençant la résistance au cisaillement des discontinuités.

Plusieurs paramètres ayant une influence sur la résistance au cisaillement varient selon :

- Les caractéristiques géométriques des surfaces en contacts,
- La rugosité,
- L'irrégularité,
- La nature des épontes et le degré d'altération,
- L'épaisseur du matériau de remplissage,
- Le niveau des contraintes normales au moment du cisaillement,
- La présence d'eau dans les discontinuités ou teneur en eau du matériau de remplissage,
- La vitesse de cisaillement,
- L'amplitude de déplacement tangentiel et existence éventuelle de mouvements antérieures suivant la même discontinuité.

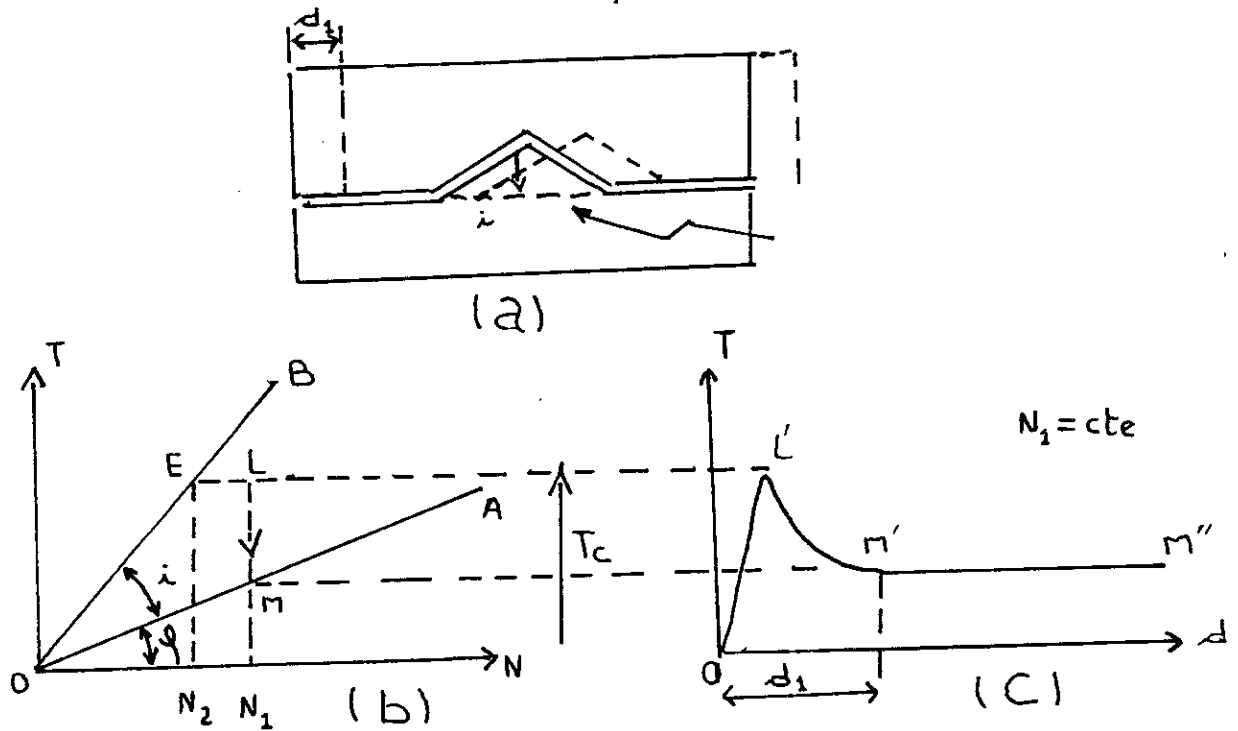


Fig 2-18) Phénomène de cisaillement
cas d'un matériau peu résistant

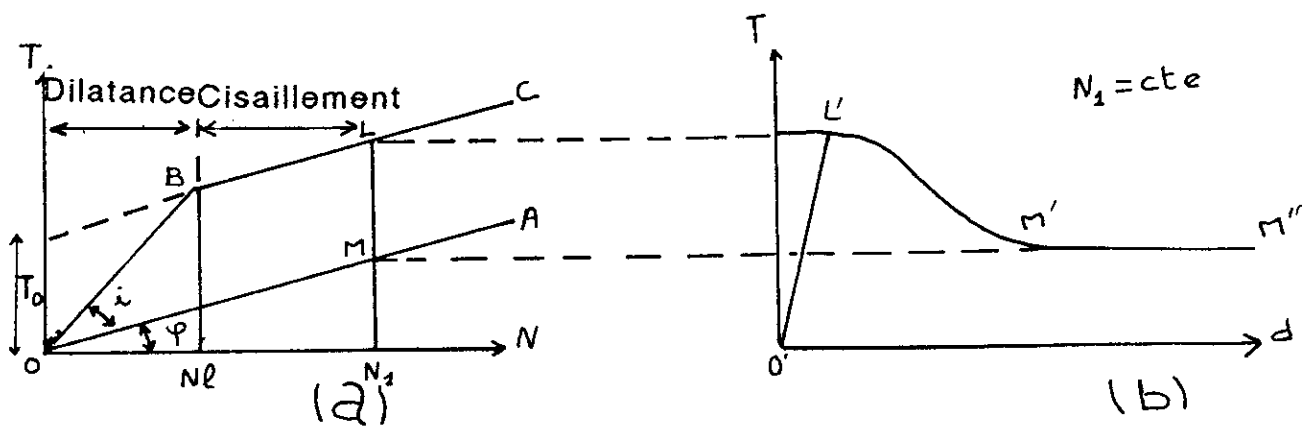


Fig 2-19) phénomène de cisaillement
dans le cas réel

CHAPITRE III

STABILITE
DES
TALUS

CHAPITRE
III
STABILITE DES TALUS

L'analyse des conditions de stabilité des flancs est généralement effectuée sur la base de méthodes analytiques de calcul à la rupture, dites " par tranche ", et est complétée, le cas échéant, par une modélisation numérique utilisant la méthode des éléments finis.

Au stade de l'étude de faisabilité, ces analyses font toujours appel à un certain nombre d'hypothèses; telles que, l'économie du projet et la durée de vie des ouvrages miniers.

Les contraintes de sécurité justifient donc pleinement qu'en phase d'exploitation, la fosse à ciel ouvert fasse l'objet d'un contrôle et d'une surveillance continue à son comportement mécanique et hydraulique dans le temps. La surveillance repose non seulement sur les observations, mais intègre également des mesures de déplacements et de variations de charges hydrauliques au sein du massif, en fonction des perturbations causées par l'exploitation.

III-1 Evaluation de l'état de stabilité d'une pente. [11]

Les méthodes, dites par tranches, les plus couramment utilisées pour évaluer l'état de stabilité d'une pente, consistent à considérer les forces qui tendent à retenir un certain volume de terrain délimité par les forces libres du talus et de la surface de rupture potentielle, et celles qui tendent à le mettre en mouvement. Le rapport des forces résistantes par les forces motrices exprime le coefficient de sécurité du talus, noté F . Tant que la force motrice reste inférieure à la résistance

maximale que peut mobiliser le terrain le long de la surface de rupture considérée, F est supérieur à 1; le talus est stable et ce d'autant plus que la valeur de F est élevée.

Dans le cas contraire, F est inférieur à 1 et la pente ne peut que glisser. La valeur de ($F = 1$) correspond à l'état d'équilibre limite. En réalité, et pour les différentes raisons qui seront développées, le coefficient de sécurité minimale retenue varie généralement entre 1,1 et 1,3 pour les mines et carrières à ciel ouvert.

III-2 Calcul de stabilité en rupture circulaire [13]

Parmi les méthodes permettant le calcul en rupture circulaire on distingue ; la méthode de tranches de FELLENIUS et la méthode des tranches de BISHOP .

III-2-1 Méthode des tranches de FELLENIUS.

a) Principe.

Considérant un talus recoupant un certain nombre de couches de sol de caractéristiques différentes (C_i) (ϕ_i) (γ_i) .

Soit un cercle quelconque de centre O et de rayon R , pour lequel on veut déterminer le coefficient de sécurité vis-à-vis du risque du glissement; la méthode consiste tout d'abord à découper le volume du sol intéressé (compris dans l'arc AMB) en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux.

Il convient de réaliser le découpage de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et d'une limite de couches point c et d , correspond à une limite entre deux tranches (fig 3-1).

L'expérience montre que la précision est indépendante du nombre de tranches.

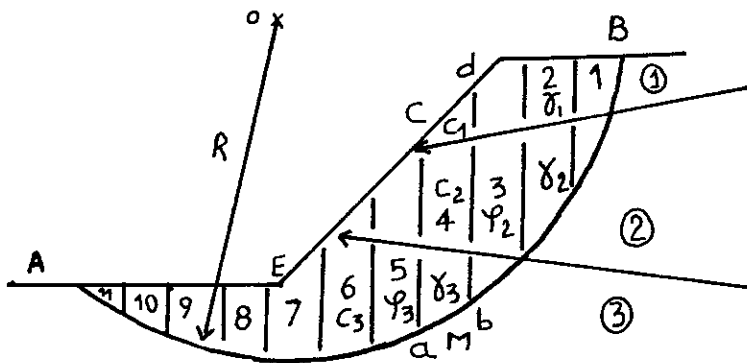


Fig 3-1) Découpage en tranches d'un talus

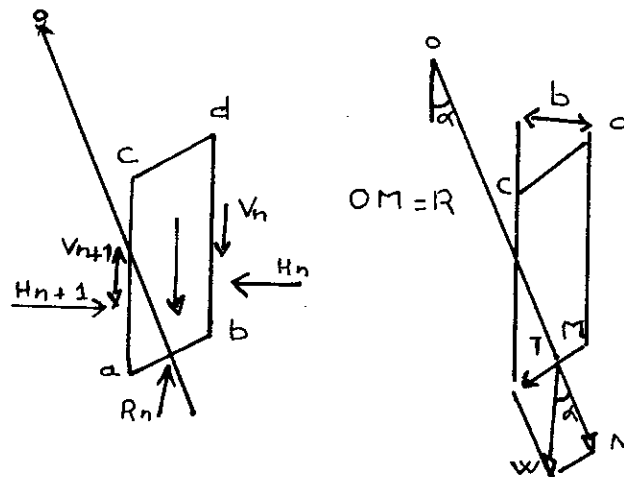


Fig 3-2) Forces agissant sur une tranche

L'étude de l'équilibre de l'une des tranches (abcd), montre que les forces agissantes sur cette tranche sont: Le poids de la tranche W et la réaction R_n du milieu sous-jacent sur l'arc ab (fig 3-2).

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

Nous définirons alors par rapport à O, le moment moteur comme celui du poids du terrain W et des charges éventuelles tendant à produire le glissement, et Le moment résistant comme ceux des réactions s'opposant globalement au glissement de la tranche à savoir, le moment de ($R_n, H_n, H_{n+1}, V_n, V_{n+1}$). Le coefficient de sécurité F_s est défini comme étant le rapport des moments résistants sur les moments moteurs .

Considérant la somme des moments pour tout l'arc ab, on voit que la somme des forces est nulle. En effet, pour la tranche n-1 le moment des forces (V_n) et (H_n) s'oppose à celui de (V_{n+1}) et (H_{n+1}).

Selon FELLENIUS la seule force agissant sur l'arc ab, (fig 3-3) est le poids W à l'exception des forces internes. Dans ce cas $W = - R_n$. Décomposons le poids W en forces normales à ab (N), et forces tangentiels à ab (T). Dans ce cas le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la valeur de la composante tangentielle de R_n . D'après la loi de COULOMB, celle-ci s'écrit :

$$(R_n)_t = C_i \times ab + N \times \text{Tang}(\phi_i)$$

La somme des moments pour toutes les tranches est:

$$\Sigma R \times (C_i \times ab + N \times \text{Tang}(\phi_i))$$

où:

N est le nombre de tranches et C_i et ϕ_i sont les caractéristiques mécaniques de la couche dans laquelle est situé l'arc AB.

Par ailleurs le moment dû à T est égal à $T \times R$, d'où

$$F_s = \frac{\sum (C_i \times ab + N \times \text{Tag}(\phi_i))}{(\sum T)} \quad (1)$$

Remarque:

Quand le sol est homogène, C et ϕ sont constants et la formule (1) devient :

$$F_s = \frac{(C \times L + \text{tg } \phi \times \sum N)}{\sum T}$$

où L est la longueur développée de la surface de rupture.

III- 2-2 Méthode des tranches de BISHOP:

a) Méthode détaillée

BISHOP a publié en 1954 une méthode que nous appellerons méthode détaillée, permettant le calcul du coefficient de sécurité F_s . En tenant compte de ces sollicitations, le coefficient de sécurité est donnée par la formule générale suivante:

$$F_s = 1 / \left(\sum W \times \sin \alpha \right) \times \frac{\sum \left((W - u \times b) \times \text{tg } f' + C' \times b \right)}{\left(\cos \alpha + \sin \alpha \times \text{tg } \alpha / F_s \right)}$$

Dans ce cas tous les termes sont connus et F_s est déterminé par itérations. On prend pour premier terme F_{s0} , le coefficient de sécurité obtenu par la méthode de FELLENIUS. Le résultat converge rapidement.

III-2-3 Prise en compte des écoulements.

L'action des écoulements sur la stabilité d'un massif élémentaire de terre peut être représentée sous forme des écoulements unidirectionnels ou non. Notre objectif est de déterminer u (pression interstitielle) en chaque point, et en particulier le long des surfaces de glissement.

La méthode de FELLENIUS sera appliquée en utilisant comme équation de COULOMB; $\tau = C' + (\sigma - u \times \text{tg } \phi')$

a) Détermination de la valeur de u (Fig 3-3):

La pression interstitielle agissant sur tranche abcd en M est déterminée par la formule suivante:

$$u = \gamma_w \times Z_w .$$

b) Détermination du coefficient de sécurité .

Soit W le poids total de la tranche située respectivement au dessus et en dessous de la surface libre.

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

La résistance maximale au cisaillement le long de ab est:

$$C' \times ab + (N - u \times ab) \times \text{tg } \phi'$$

Et le coefficient de sécurité devient :

$$F_s = (\Sigma C' \times ab + (N - u \times ab) \times \text{tg } \phi') / \Sigma T$$

III-3 Construction de la surface de rupture [5].

III-3-1 Construction de TERZAGHI

Pour déterminer la surface de glissement de TERZAGHI on procède comme suit :

- On trace la verticale de profondeur H à partir de l'arête inférieure du gradin,
- Perpendiculairement à la verticale tracée on construit un segment de dimension $4,5 H$,
- D'après la valeur de l'angle α du talus , on déduit les angles α_1 et α_2 d'après le tableau ci-dessous .

Tableau 3-1: Détermination des angles α_1 et α_2 en fonction de la pente α du talus

pente du talus α	60°	45°	$33^\circ 40'$	$26^\circ 30'$	$18^\circ 26'$	14°	$11^\circ 30'$
α_1 ($^\circ$)	29	28	26	25	25	25	25
α_2 ($^\circ$)	40	37	35	35	35	35	37

- On construit les deux angles sur la figure (3-4). L'intersection obtenue après construction de ces deux angles permet de tracer la droite qui passe par les deux points A et B. Le long de cette droite on positionne le centre de cercle de glissement. TERZAGHI propose comme cercle de glissement les cercles de pieds .

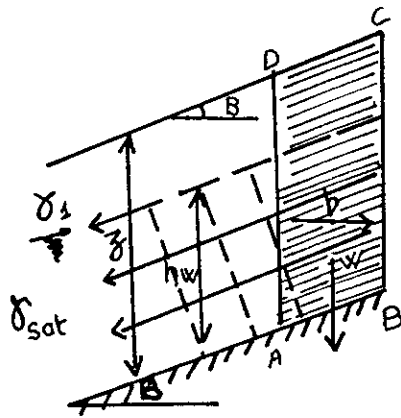


Fig 3-5) Pente indéfinie avec écoulement parallèle par rapport à la pente

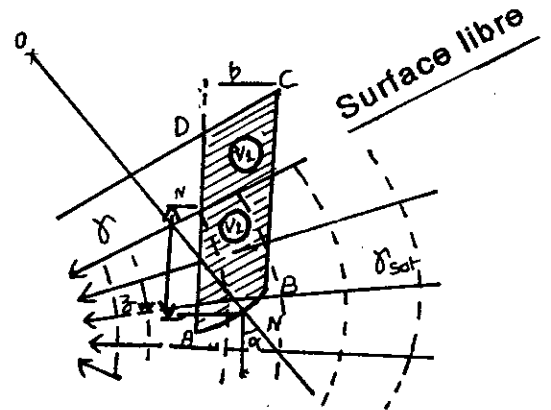


Fig 3-3) Détermination de la valeur en u

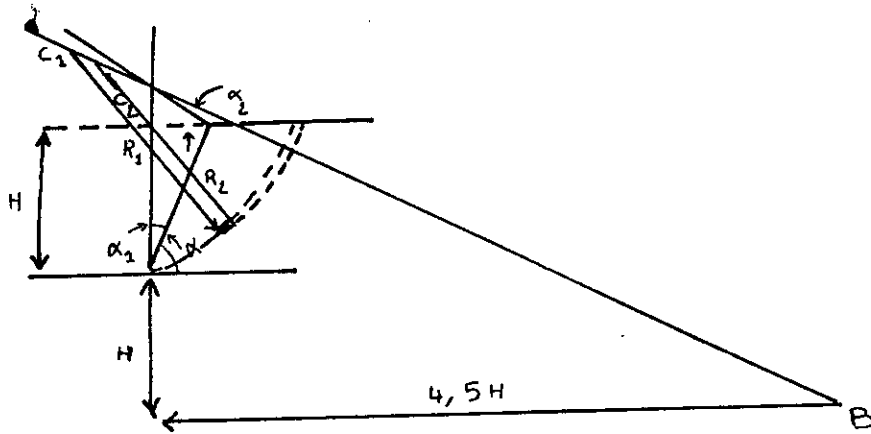


Fig 3-4) Construction de la surface de glissement d'après TERZAGHI

III-4 Stabilité en rupture plane.[6]

Soit une pente indéfinie d'inclinaison β dans un sol ayant pour caractéristiques:

- Poids spécifique : γ_1 au dessus de la nappe
 γ_2 au dessous de la nappe
- Cohésion : C'
- Angle de frottement interne : ϕ'

Supposons que la nappe règne sur une hauteur h_w au dessus de la ligne A B et s'écoule donc parallèlement à la pente .

Considérons l'équilibre du prisme ABCD de largeur b Fig (3-5).

- Par symétrie les réactions sur AD et BC sont égales et opposées.
- Le poids $W = (\gamma_1 (z - h_w) + \gamma_{sat} \times h_w) \times b$.
- $N = b \times \cos \beta \Sigma \gamma \times h$ composante normale de W.
- $T = b \sin \beta \Sigma \gamma \times h$ composante tangentielle de W.
- La pression interstitielle AB est : $u = \gamma_w \times h_w \cos^2 \beta$.
- La résultante $U = u \times AB$.

La résistance maximale mobilisable au cisaillement le long de AB d'après l'équation de COULOMB est:

- $R = C' \times AB \times (N - U) \times \text{tg } \phi'$
- $R = C' \times b / \cos \beta + (\Sigma \gamma h - \gamma_w \times h_w) \times b \times \cos \beta \times \text{tg } \phi'$

Le coefficient de sécurité est donné par la formule suivante :

$$F_s = R / T = (C' + (\Sigma \gamma \times h - \gamma_w \times h_w) \times b \cos^2 \beta \times \text{tg } \phi') / (\sin \beta \times \cos \beta \times \Sigma \gamma \times h)$$

Remarque :

S'il n'y a pas de nappes et que le poids spécifique est constant la formule devient:

$$F_s = (C + \gamma x z x \cos^2 \beta \operatorname{tg} \phi) / \gamma x z x \sin \beta x \cos \beta$$

III-5 Les principaux facteurs influençant la stabilité des pentes: [11]

L'angle de pente maximal que peut admettre un talus de fosse dépend d'un certain nombre de facteurs à savoir :

- La profondeur de la fosse,
- La nature des terrains caractérisés par leurs poids volumiques en place, leurs structures au sens large et la de résistance au cisaillement,
- L'eau souterraine,
- La méthode et les phases d'exploitation,
- Des facteurs divers, d'ordre géométriques, entre autres , tels que la concavité ou au contraire la convexité du bord de la fosse.

III-5-1 Influence de la nature des terrains:

a) Structure:

La première phase d'une étude de stabilité de fosse consiste toujours en un recueil ou une acquisition de données de base relatives, en particulier à la structure du massif (photographies aériennes, coupes de sondages et cartes géologiques ...).

b) Les caractéristiques physiques et mécaniques des terrains:

Le seul paramètre physique pris en compte dans l'analyse de stabilité des pentes est le poids volumique des terrains en place.

Parmi les caractéristiques mécaniques des terrains, la plus importante est la résistance au cisaillement supposée obéir , au critère de MOHR -COULOMB .

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

III-5-2 Influence de l'eau souterraine:

Le rôle de l'eau souterraine sur l'état de stabilité des talus est fondamental et souvent néfaste .

Les problèmes posés par sa présence sont en effet de diverses natures et peuvent être regroupés en deux catégories .

a) Les problèmes de débit: épuisement et rabattement de nappes liés à l'excavation en terrains aquifères , en dessous du niveau de la nappe.

b) Les problèmes liés au rôle mécanique de l'eau: poussée d'ARCHIMEDE, forces d'écoulement dirigées dans le sens d'écoulement et proportionnelles au gradient hydraulique. Dans le cas d'une nappe en mouvement, on a modification des caractéristiques mécaniques des matériaux.

III-5-3 Influence des phases et des méthodes d'exploitation :

Les principaux points sont :

a) La stabilité d'une fosse ultime n'est pas indépendante de la façon dont elle a été creusée dans les formations argileuses. La méthode d'exploitation par fosses emboîtées est préférable à toute autre méthode , car elle ne met à jour les flancs de fosses ultimes qu'en dernière phase.

Par ailleurs, la stabilité d'un talus argileux frais est mieux assurée que celle d'un talus ancien .

b) L'approfondissement d'une fosse existante peut entraîner l'apparition d'une zone plastique au pied du talus , réduisant ainsi la résistance au cisaillement des terrains de cette zone.

III-6 Les mesures de charges hydrauliques

Le rôle de l'eau sur l'état de stabilité des talus est primordial et il est nécessaire de la contrôler, en cours d'exploitation. L'usage de piézomètres pour réaliser ce type de contrôle de pression est tout à fait recommandé . Le moyen, le plus simple et le plus couramment utilisé pour la mesure de la piézométrie consiste à relever régulièrement le niveau statique de l'aquifère .

L'enregistrement continu des niveaux peut être réalisé à l'aide des différents dispositifs (Limnigraphe à flotteur , capteur de pression immergé électrique , transmetteur pneumatique de niveau).

III-7 Acquisition et interprétation des données :

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

Pour éviter un travail fastidieux, un moyen informatique est nécessaire.

CHAPITRE IV

CONDITIONS GEOLOGIQUES ET
TECHNICO-MINIERES DE LA
CARRIERE DE BOUKHADRA

CHAPITRE

IV

Conditions géologiques et technico-minières de la carrière de Boukhadra: [7]

IV-1 Situation géographique:

Le gisement de Boukhadra est situé à l'extrême Est du pays, non loin de la frontière Algero-Tunisienne, entre les méridiens $8^{\circ} - 01'$ et $8^{\circ} - 04'$ Est et les parallèles $35^{\circ} - 40'$ et $35^{\circ} - 50'$ Nord. Il constitue un massif isolé qui s'élève au dessus de la vallée de "MORSOTT" de 700 à 800 m d'altitude, avec un point culminant de 1463 m.

Le gisement est à 44 Km au Nord de la ville de TEBESSA, à 47 Km de la mine de l'OUENZA et à 13 Km de la frontière Algero- Tunisienne. Il est relié au complexe sidérurgique d'ANNABA par une voie ferrée de 200 Km.

Le climat de la région de Boukhadra est de type continental; froid et pluvieux avec des chutes de neige en hiver; sec et chaud en été.

IV-2 Composition géologique du gisement (Stratigraphie):

La région de Boukhadra étudiée dans le cadre des travaux géologiques de prospection du minerai de Fer, s'étend sur une distance d'environ 12 Km de longueur et une largeur d'environ 4 Km.

Le gisement de Boukhadra est un anticlinal orienté Sud-ouest Nord-est. Un document daté de 1956 (G.DUBORDIEU) décrit la géologie et la stratigraphie des dépôts carbonatés ainsi que la structure du gîte de BOUKHADRA. Les principales séries stratigraphiques rencontrées sont:

a) Le mésozoïque:

Les formations du Mésozoïque, sont représentées par les sédiments du Trias et du Crétacé.

*** Trias:**

Les formations triasiques, sont sous forme d'affleurements à grande extension. Les dépôts triasiques rencontrés dans la région de Boukhadra sont représentés par :

- Les marnes bariolées à gypse.
- Les dolomies.
- Les débris de calcaire et grès.

*** Crétacé:**

Dans le profil du crétacé à séquence sédimentaire continue, nous trouvons les dépôts suivants:

- Aptien :

Représenté par deux types de lithofaciès:

- Faciès carbonaté (calcaire)
- Faciès terrigène (marno- grésocalcaireux).

- Zone de clansayes:

Les assises de la zone de clansayes sont représentées au Djebel de Boukhadra par les marnes grises ou jaunes à intercalations gréseuses et calcaires.

- Albien:

On peut le subdiviser en trois sections qui correspondent aux périodes suivantes :

. L'Albien inférieur:

Emplacement des marnes qui sont généralement masquées dans la topographie par une dépression bordant les reliefs aptiens et ceinturées par les hauteurs calcaires de l'Albien moyen.

. L'Albien moyen:

Représenté par des calcaires sublithographiques

. L'albien supérieur:

Représenté par des marnes.

- Vraconien:

La séquence est composée de minces lits de marnes avec intercalation d'argile marneuse noire et de calcaire marno-argileu. La puissance maximale est de 470 m.

- Cenomanien:

Il s'agit d'une série de marne verdâtre, grise avec des intercalations de calcaire par endroits. D'après DUBORDIEU (1956), la puissance maximale de ces dépôts est de 1200 m .

- Turonien :

Les dépôts de cet âge s'observent dans la partie Ouest et Sud du domaine traité. Il s'agit surtout de calcaire épais et massif péllitique, marneux dans la partie basale avec de rares et minces intercalations de marnes . La puissance est variable, décimétrique jusqu'à quelques centaines de mètres.

- Colniacien:

Les dépôts du comiacien sont observés dans la partie Sud ou Sud-ouest du domaine. Il s'agit surtout de marnes argileuses, de petits lits, avec des intercalations d'argile marneuses ou par endroits des calcaires marneux.

b) Cénozoïque:

Les dépôts classés comme tertiaires (Miocène) sont observés uniquement dans la partie occidentale du domaine étudié. Ce sont en général des conglomérats à éléments variés avec un ciment carbonaté et des intercalations de grès. La puissance maximale est décamétrique.

c) Quaternaire :

Il s'agit principalement de limons et de colluvions; ces derniers ont une puissance qui atteint probablement 100 m . Ce sont surtout des marnes avec débris et blocs de calcaire, grès, par endroits du minerai, hematitique , cimenté par les carbonates (conglomérats).

Dans ces formations se trouvent quelques sources à débit réduit.
(0,30 m³ / h).

IV-3 Morphologie:

Le gisement de Boukhadra est représenté par des grandes et petites veines qui se joignent dans la partie occidentale et forme ainsi un seul corps de 250 à 300 m de longueur et 100 m de puissance. Ce corps plonge dans les dépôts gypseux du Trias. Les veines Nord et centrales forment le corps minier principal. La veine SUD est autonome. Le corps minier principal s'étend entre les calcaires de direction Sud-ouest Nord-est avec un angle d'inclinaison de 60° à 65° Nord-ouest; Sa longueur est de 42 m.

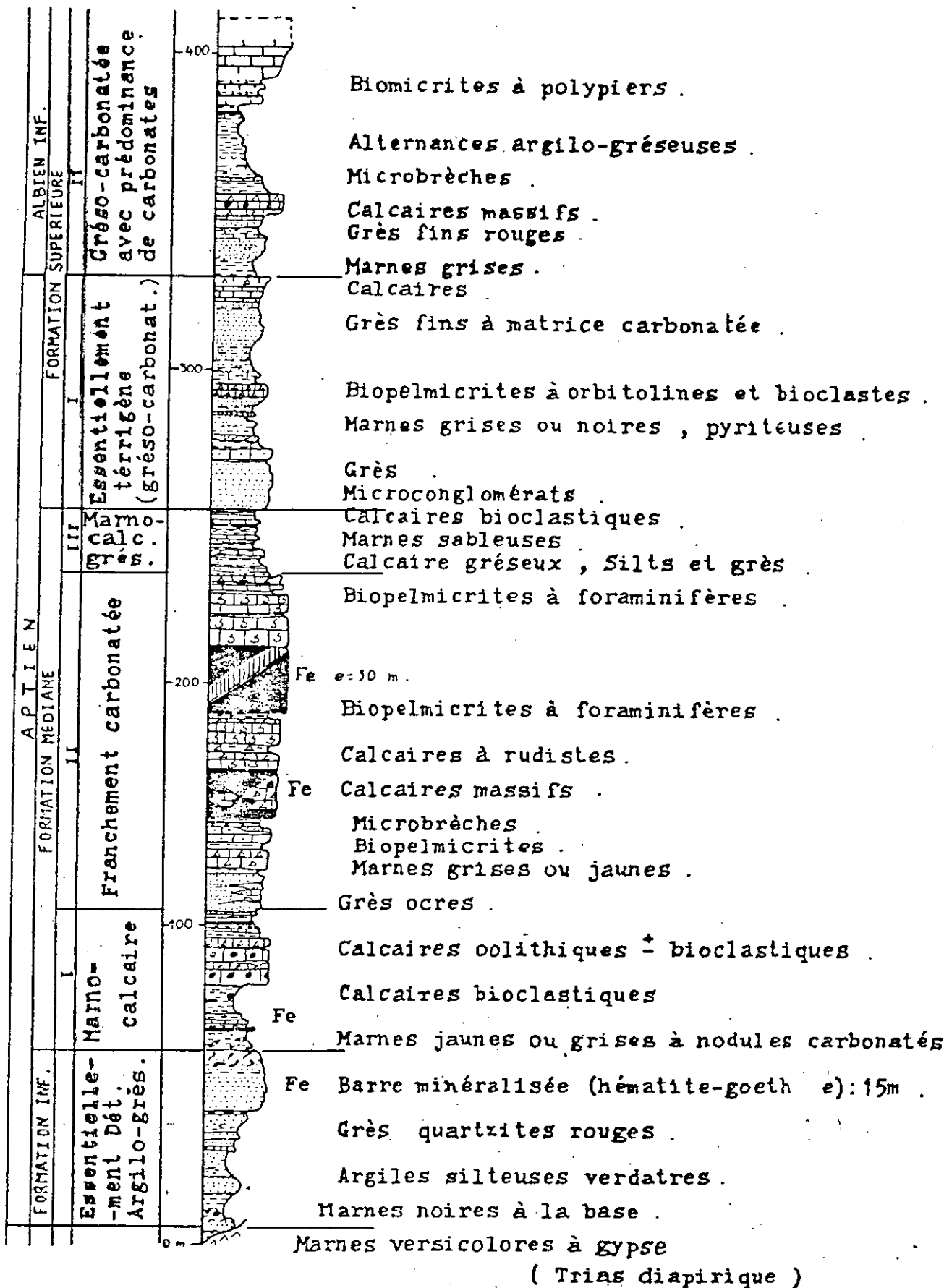


Fig :4.3 _ COLONNE STRATIGRAPHIQUE DU Dj. BOUKHADRA . (.)

Celle de la veine centrale est de 36 m. Le contact avec les roches est très net et visible. Le plus souvent la zone de minéralisation est constituée par des calcaires minéralisés de 10 à 20% de fer et a une épaisseur de 8 à 10 m .

La veine Sud a 2 Km de longueur et change trois fois de direction. Dans sa partie visible de la carrière, elle présente une puissance de 29 m et se trouve encaissée dans les marnes. Plus la veine s'approche du corps minéralisé principal, plus elle diminue de puissance et atteint 3 à 5 m. Son angle de pendage est important, il varie de 65° à 80° Nord-ouest.

IV-4 Tectonique:

Le Djebel Boukhadra est un anticlinal simple à direction Sud-ouest Nord-est, avec une terminaison périclinale dans la partie Nord-est. Sur la partie Sud-ouest, en bas du pic cette forme est coupée par une grande dislocation affaissante. La structure anticlinale a une longueur d'environ 4 Km et une largeur d'environ 2 Km. Sur le domaine de la structure anticlinale de Boukhadra, nous observons deux grandes dislocations tectoniques (Fig 4-2).

Aux environs des niveaux 1045 m et 1000 m, on voit nettement les surfaces de glissement. Du côté des calcaires cette zone est formée de débris détritiques (débris , blocs de calcaire , marne et argile), plus bas elle est recouverte en partie par l'éboulement et plonge dans les accumulations détritiques.

L'origine des failles est sûrement liée aux mouvements diapiriques du Trias.

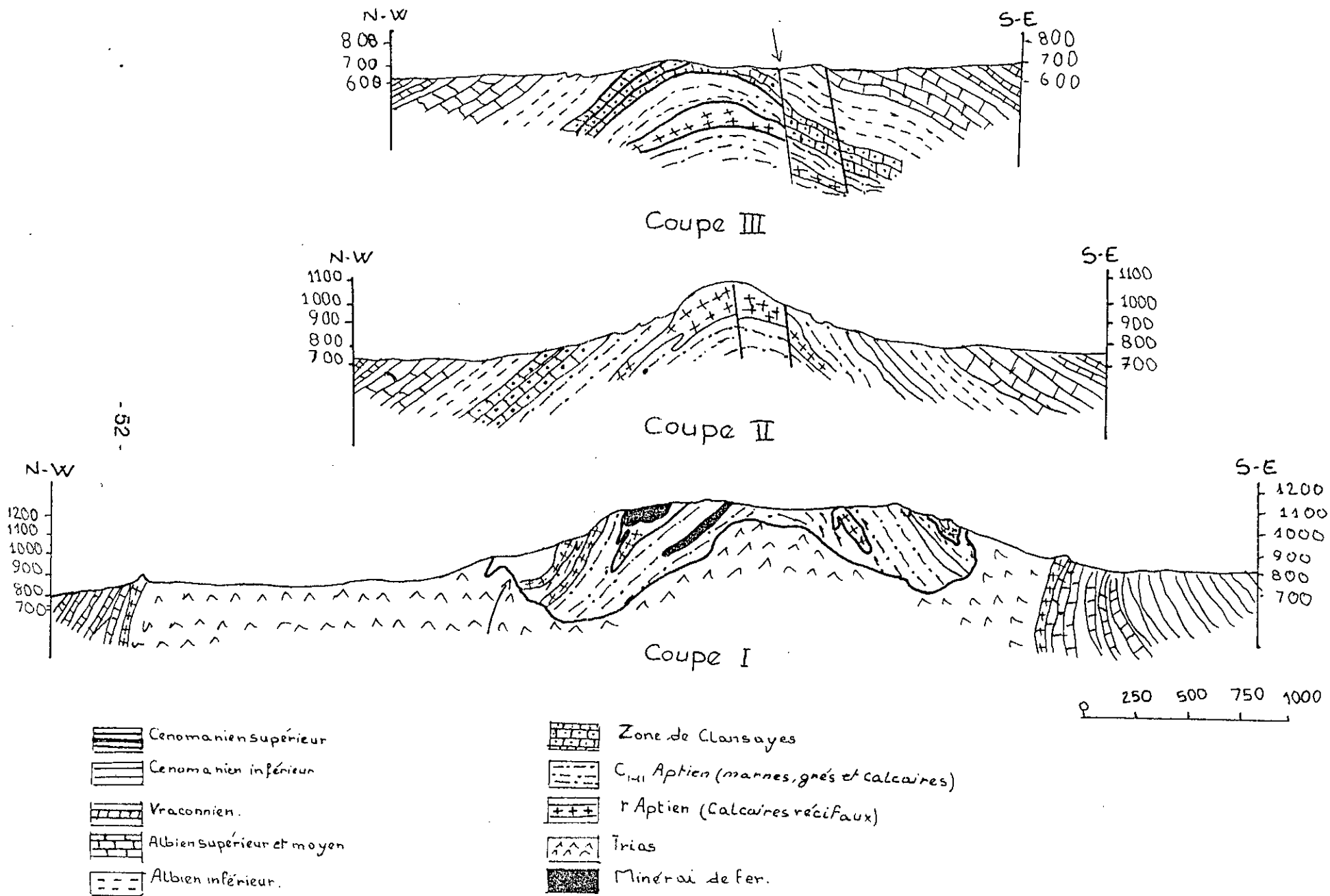


Fig 4-4 : Coupe géologique d'après DUBOURDIEU

IV-5 Caractéristiques de la minéralisation:

* Au dessous du niveau 818 m on rencontre une sidérose de couleur marron blanchâtre bien cristallisée, massive formée par deux types de cristaux:

- Des petits cristaux de 1 mm qui sont plus nombreux et donnent une impression cryptocristalline à la sidérose.
- Des cristaux dont la taille varie de 2 à 3 mm .

* Au dessus du niveau 818 commence le minerai d'hématite, dans cette zone on rencontre des oxydes hydratés.

- Goethite
- Limonite.

La texture et de la composition de l'hématite mettent en évidence un minerai dont le poids spécifique qui varie de $2,5 \text{ g / cm}^3$ à $2,9 \text{ g / cm}^3$ et la dureté qui varie de 2 à 5 sur l'échelle de PROTODIAKONOV.

La masse de l'hématite résulte de l'oxydation d'un amas de sidérose et de pyrite. Le carbonate de fer provient de la métasomatose des calcaires et des marnes de l'Aptien.

Les caractéristiques du gisement sont liées aux conditions d'origines, du type des roches stériles et des fissurations des roches. L'origine des différents minerais est liée aux conditions d'écoulement de liquide riche en minéraux (solution hydrothermale).

IV-6 Hydrogéologie:

Parler d'hydrogéologie de la mine de Boukhadra, n'est que parler d'un peu d'eau éparpillée un peu partout, ne répondant plus aux besoins de la population locale. Toutefois dans le niveau amont 926 m un mince filet d'eau se trouve entre les marnes et récupéré par des citernes pour l'arrosage des chantiers; quoiqu'au niveau de la zone étudiée, l'eau est plus abondante comparée aux autres secteurs.

Au niveau 977 m, se localise la source d'eau de AIN-ZAZIA, qui a un débit faible de 0,025 l / s .

On signale que l'eau apparaît aussi au niveau aval 892 m et au niveau amont 1025 m pendant les périodes humides.

IV-7 Propriétés physico-mécaniques du minerai et des roches stériles :

Il ressort de l'étude effectuée au niveau de la mine de Boukhadra et aussi compte tenu de [3], que les valeurs moyennes de quelques propriétés physico-mécaniques du gisement sont les suivantes:

Tableau N° 4-1 Propriétés physico-mécaniques des roches

Roche	Poids volumique tf / m ³	Rc Kgf / cm ²	Rt Kgf / cm ²	N = Rc / Rt
Marne minéralisée	2,2	11,10	1,50	7,5
Calcaire compacte	2,65	1112,50	49,4	22,5
Calcaire mameu	2,56	308,50	52,8	5,8
Minerai de fer	2,84	102,2	24,3	4,2

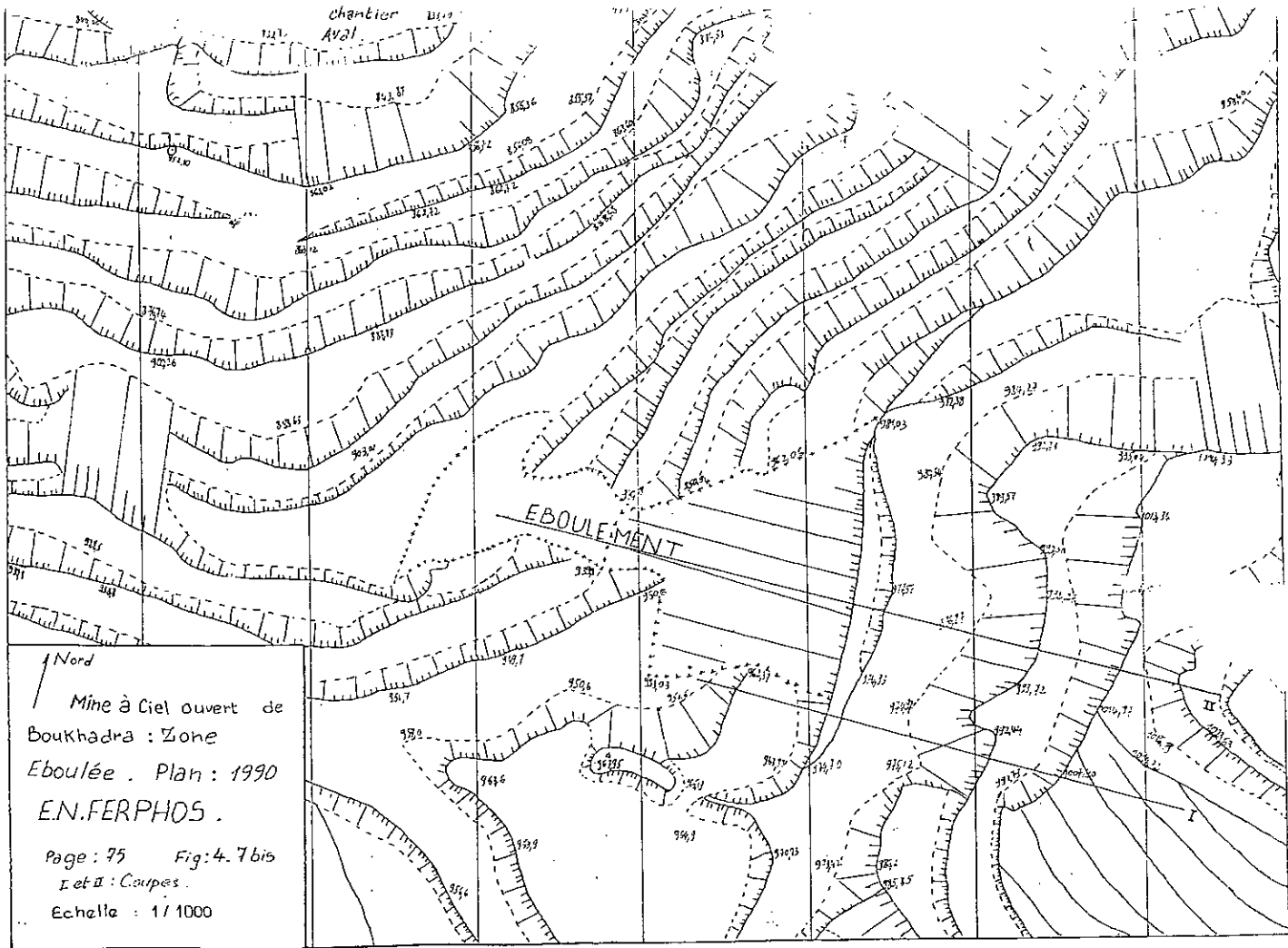


Tableau N° 4-1 bis

Roche	Dureté selon l'échelle de PROTODIAKONOV	Coefficient de foisonnement Kf
Minemi	5	1,4
Stérile	6	1,3

IV-8 Généralités sur l'exploitation:

La mine de BOUKHADRA assure une production de 455.000t/an de minerai à teneur moyenne de 53% de Fer , avec une découverte de 1.700.000t de roches stériles.

L'extraction du minerai est assurée par deux modes d'exploitations ; l'exploitation souterraine et l'exploitation à ciel ouvert ; ce dernier mode qui nous intéresse plus particulièrement ici, est utilisé selon un découpage bien déterminé du chantier de BOUKHADRA , à savoir:

a) un chantier amont; qui s'étend du niveau 1225 m , au niveau 1275m, avec une réserve de 555.000 t de minerai et un taux de découverte assez élevé dont la valeur estimée est de 13,09.

b) un chantier médian ; qui s'étend du niveau 1160 m au niveau 938 m . avec une réserve en minerai de 3.000.000 t et un taux de découverte estimé à 7,51.

c) un chantier aval ; qui s'étend du niveau 926 m, au niveau 818m, avec une réserve en minerai de 5.007.000 t et un taux de découverte estimé à 2,02.

IV-9 ouverture du gisement.

L'ouverture d'un gisement est généralement effectuée par la réalisation de tranchée qui est une excavation à ciel ouvert ; on distingue une tranchée principale qui donne accès au gisement , et une tranchée de découpage qui prépare le champ à l'exploitation .

L'ouverture du chantier d'exploitation de la carrière de BOUKHADRA et son mode de creusement est réalisé en fonction de certains paramètres tels que le relief et les propriétés physico-mécaniques des roches. Des tranchées d'accès sont effectuées de bas en haut en raison du relief montagneux.

IV-10 Travaux d'abattage

L'abattage est un processus important lors de l'exploitation ; il se réalise par des travaux de forage et de tir. Cette opération consiste à l'établissement d'un plan de tir dont les paramètres sont les suivants :

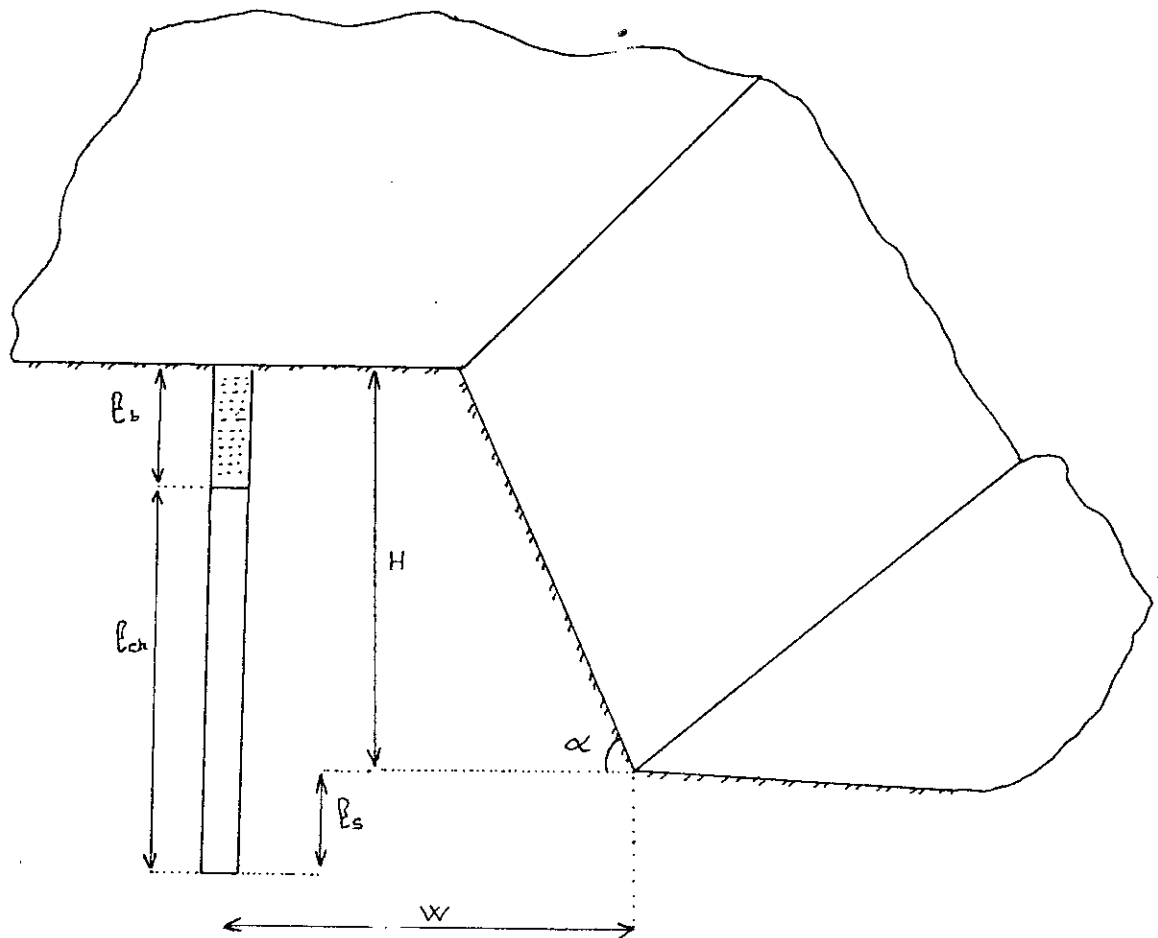
- diamètre du trou : 160 mm,
- hauteur des gradins : 15 m,
- longueur des trous : 16 à 17 m,
- angle de talus : 80° à 85°,
- distance entre les trous : 3 à 4 m,
- distance entre le front de taille : 5,4 m,
- ligne de moindre résistance : $W = 8,4$ m,
- consommation spécifique : $q = 0,5$ Kg / m.

IV-10-1 Chargement de trous aux l'explosifs

Le chargement du trou s'effectue à l'aide d'une cartouche de marmanite amorcée et introduite grâce à un cordeau détonant, puis on rajoute d'autres cartouches jusqu'à la quantité nécessaire déterminée . De l'explosif en poudre de type anfofil i est ensuite rajouté.

IV-10-2 Foration des trous de mine :

Le schéma de tir utilisé dans la carrière est celui d'une seule rangée . Le nombre de trous est variable selon la dimension de la volée . Les engins de foration utilisés dans la carrière de BOUKHADRA ont les caractéristiques technico-economiques suivantes.



α : angle de talus

L : longueur du tige

l_{ch} : longueur de la charge

l_b : longueur du bouillage

l_s : longueur de sous-foction

W : ligne de moindre résistance

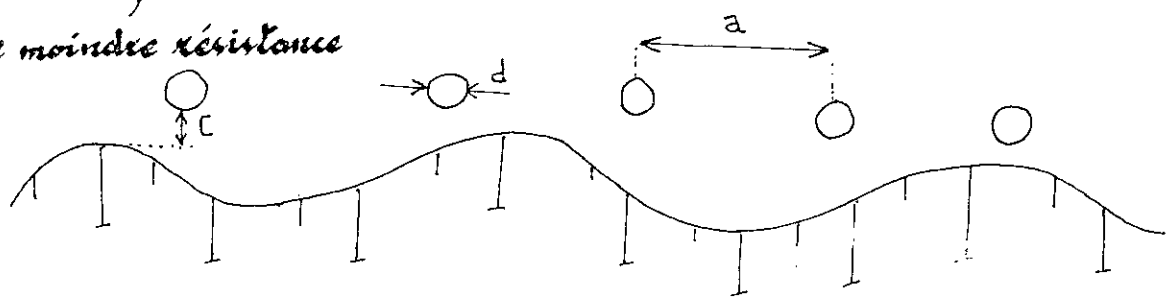


Fig 4.6 Plan de tix

**Tableau 4-2 : Caractéristiques Technico-Economiques
des engins de foration.**

Type	Dimension (mm)	Rendement (m / h)	Taux d'utilisation (%)	taux disponible (%)
Rotamec	160	17,5	60	70
Gar.den.	160	8,5	60	70
D.M.4	160	13	60	70
T 4 B.H	160	12,5	60	70

IV-11 Chargement des roches abattues:

Le chargement des roches abattues , s'effectue a l'aide de 5 pelles buttes à chenilles de type 71 RB et de deux chargeuses sur pneus de type 988 CAT .

Ces engins sont destinés au chargement des camions R-35 et R-50 .

Tableau 4-3 : Caractéristiques des engins de chargement:

Type	Capacité (m ³)	Rendement (t/h)	t cycle mr (mn)	t cycle st (mn)	Tu (%)	Td (%)
CAT	5,35	300	3,7	3,3	70	80
Pelle 71 RB	3,2	220	4	3,8	65	80

IV-12 Transport des roches abattues:

Le transport des roches est l'un des éléments le plus important dans le calcul du prix de revient de la tonne de minerai, il peut atteindre jusqu'à 70% des frais totaux. On entend par transport le déplacement de la masse de minerai et de stérile à partir du chantier aux points de chargement qui sont respectivement :

- Le concasseur
- Les terrils.

Les moyens de transport utilisés dans la carrière de Boukhadra sont :Le camion et le couloir de déversement.

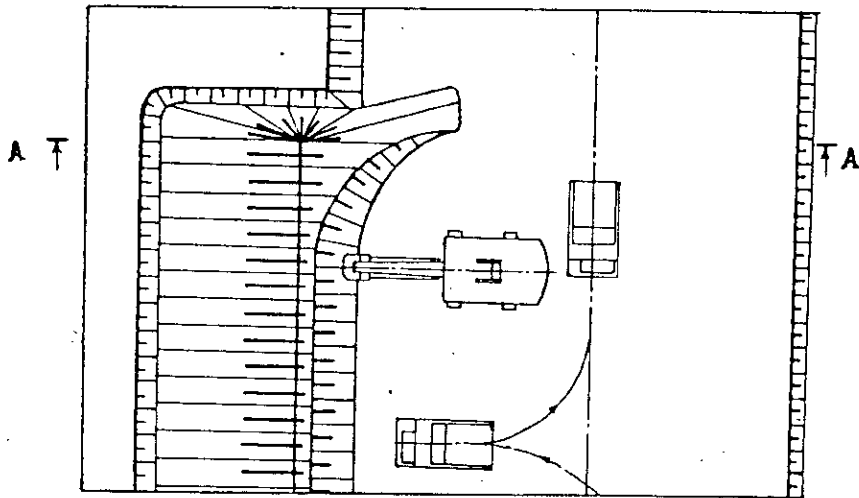
Le transport par camion est très répandu dans ce type de gisement à relief montagneux; Le transport par camion ne devient pas rentable lorsque la distance à parcourir dépasse 3 Km; A cet égard un couloir de déversement existe pour le chantier amont de Boukhadra dans le but de réduire la distance à parcourir par les camions.

Les caractéristiques technico-économiques des camions se résument dans le tableau suivant: (pour une distance de 800 m).

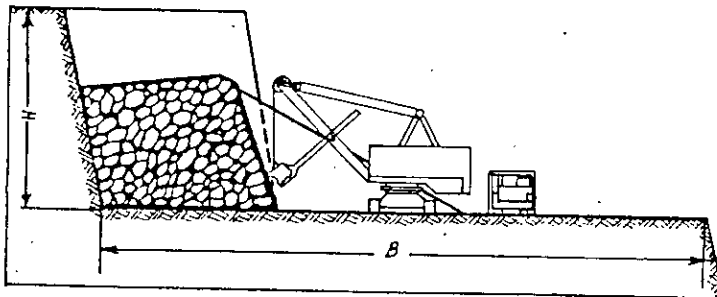
Tableau 4-4 : Caractéristiques technico-économiques des camion

Type	t ch (mn)	t dech (s)	t pv (mn)	t pc (mn)	t mn (s)	Tu (%)	Td (%)
R - 35	4	30	9	10	50	60	75
R - 50	3	30	8	9	50	80	85

Le temps de cycle moyen pour les trois chantiers est de 12 mn.



A-A



B : Largeur de la plate-forme de travail ;

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

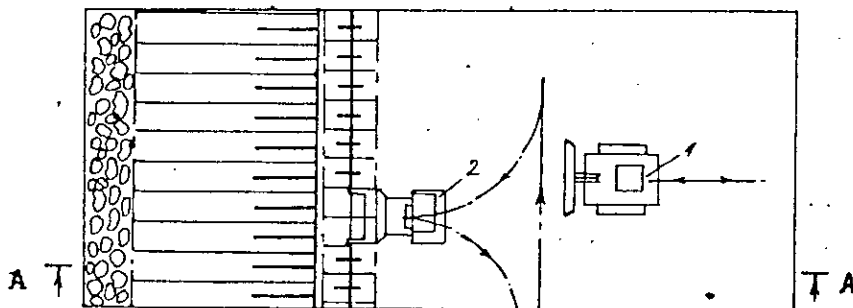
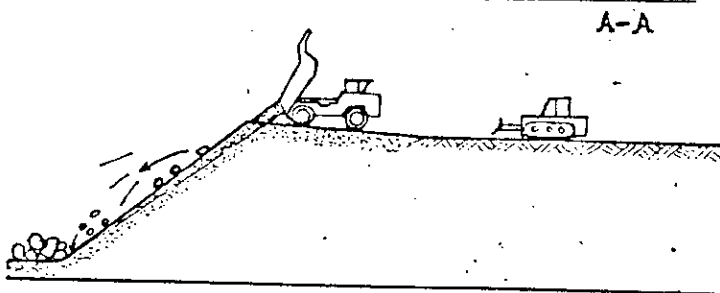


Fig : 4.7 Mise à terril (Décharge) :
1_Bulldozer ; 2_Camion .

IV-13 Piste de roulage:

La largeur de la piste de roulage est variable d'un chantier à un autre; Elle varie de 7 m jusqu'à 15 m .

IV-14 Angle de talus:

En général., l'angle de talus est de 70°, sauf dans le site de Ain Zazia où il est un peu exagéré et atteint 85 ° .

Angle de bord:

Pour le chantier amont et médian l'angle de bord est de 40° tandis que pour le chantier aval, il est de 50°.

IV-15 Mise à terril:

On distingue deux types de mise à terril :

La mise à terril interne et la mise à terril externe.

Dans les deux cas, elles consistent à déposer les stériles des travaux d'abattage sur un terrain qui doit avoir une capacité suffisante et ne doit pas être éloigné du champ minier. Dans le cas de la carrière de Boukhadra les terrils sont externes. Le transport se fait par des camions et l'aplatissement par bulldozer de KOMATSU de Type D1 55A, D3 55A3 .

IV-16 Expédition :

En dernière étape le minerai est concassé puis expédié vers le complexe sidérurgique d'El Hadjar par voie ferrée.

CHAPITRE V

ETUDE DU PROBLEME
DE
GLISSEMENT

CHAPITRE

V

étude du problème de glissement.

Le problème de glissement nécessite un programme d'étude sur terrain en relation avec le type d'ouvrage projeté ainsi que les caractéristiques du phénomène étudié.

V-1 Caractéristiques de la zone étudiée

V-1-1 Situation.

Le secteur étudié est localisé dans la partie médiane du chantier de BOUKHADRA. Ce secteur est situé au SUD de l'axe du gisement principal, entre les axes 112 et 117; Son étendue est estimée à 30971 m^3

V-1-2 Relief et géomorphologie

La zone étudiée , consiste en un talus à grand pendage ,d'une hauteur globale de 250 m , composée de 11 gradins variant entre 10 et 15 m de hauteur. Les plus hauts gradins sont situés dans la partie supérieure de la zone étudiée (quatre de 10 m et deux de 15 m); Ces derniers sont situés entre le niveau 1045 m et le niveau 977 m qui est le lieu de la source d'eau.

Les gradins qui sont encore intacts (non éboulés) sont d'accès difficile sauf par quelques endroits où la largeur des pistes varie entre 5 et 10 m ; par ailleurs , l'angle des couches géologiques est estimé à 30° environ.

Nous noterons en outre que les fissures caractérisant cette zone sont de l'ordre de dizaines de mètres de longueur , surtout au niveau 1045 m ; Par contre leurs largeurs varient de 20 Cm à 1 m avec des profondeurs atteignant 5 m environ.

V-1-3 Géologie du corps

La zone étudiée est composée essentiellement de deux types de formations géologiques ; L'une marneuse et l'autre calcaire.

a-) Formation marneuse

On distingue dans cette formation deux types de marnes.

- Les marnes jaunes

Elles sont caractérisées par leur friabilité et la présence de cailloux de calcaire; Elles sont situées à gauche de l'axe du gisement et s'étendant du niveau 1045 m jusqu'au fond de la carrière.

- Les marnes minéralisées:

Elles sont caractérisées par la présence de minerai et de cailloux de calcaire; Elles sont situées à droite de la frontière de la zone étudiée et s'étendent du niveau 1045 m jusqu'au niveau 890 m .

Nous notons que ces deux types de marnes sont humides par endroits notamment près de la source d'eau au niveau 977 m.

b) Formations calcaires:

Elles sont rencontrées plus particulièrement au niveau des gradins 1045 m, 1030 m et 1015 m. Elle servent de couverture pour les marnes.

V-2 Détermination du mode de glissement et de la zone dangereuse:

La méthode des mesures optiques que nous avons citée précédemment (Ch III), peut être un élément d'appréciation dans l'étude du mode de glissement et de la détermination de la zone dangereuse.

Aussi nous estimons, que le changement de surface de glissement ainsi que le changement de la pente au cours des années sont deux facteurs fondamentaux rentrant dans l'analyse de cette étude.

V-2-1 Changement de la surface de glissement:

Au cours de cette étape de notre travail nous avons procédé à des relevés de mesures de la zone de glissement qui ont été effectués pour chaque plan topographique transversalement, puis longitudinalement selon les axes passant par la zone, et ce depuis 1979 début du glissement jusqu'à 1990. Les résultats dont nous disposons actuellement en ce domaine sont répertoriés dans le tableau N° 6 -1.

Tableau 6-1 : Relevés des mesures de la zone de glissement de la surface de glissement [18]

Année	mesures trans (m)	Mesures long selon les axes (m)						
		118	117	116	115	114	113	112
1979	180	30	65	71	107	10	-	-
1981	122	-	17	62	-	-	-	-
1982	120	-	17	60	-	-	-	-
1983	88	-	16	40	-	-	-	-
1985	112	32	17	39	-	-	-	-
1986	113	33	17	42	-	-	-	-
1987	121	34	17	47	-	-	-	-
1988	122	32	17	55	-	-	-	-
1990	250	-	-	76	77	46	73	20

Discussions des résultats:

Au vu des résultats enregistrés dans le tableau 6 - 1, nous pouvons dire qu'il existe une nette diminution transversale de la surface de glissement depuis l'année 1979, jusqu'à 1983, puis une nette augmentation depuis cette dernière année jusqu'à 1990. Ces variations enregistrées dans la surface de glissement sont probablement dues :

- Pour le premier cas cité au dégagement de la zone pour l'élargissement de la carrière.
- Pour le deuxième cas à la mauvaise exploitation, notamment la restriction de la carrière.

Ce dernier peut être démontré par une simple analyse de suivi de l'exploitation que nous avons effectué pour sept années et ce depuis 1985 ceci nous amène à conclure, que la base du glissement est située entre les axes 114 et 118.

V-2-2 Changement de la pente:

Pour déterminer le chargement de la pente, on a recours aux profils topographiques depuis l'année du début de glissement (1979), jusqu'à l'année 1990 (tableau N° 6 -2) .

Il ressort que l'angle maximal varie entre 66° et 83° . Les valeurs de cet angle correspondent aux gradins 2, 3, 4, 5 et 6. Ce qui nous fait dire que la partie la plus mouvante doit se situer entre les gradins 2 et 6 qui correspondent aux niveaux 1045 m et 975 m.

Tableau N° 6 -2 : Variation de l'angle de glissement

Année	Angle moy (°)	Angle max (°)	Numéro du gradin
1975	45	78	7
1979	55	76	3
1981	58	80	6
1982	43	68	3
1983	41	74	11
1985	41	68	6
1986	46	81	4
1987	55	82	4
1988	43	85	3
1989	57	68	5
1990	49	66	2

V-2-3 Mode de glissement:

Selon les résultats du tableau (6-2) , le glissement ne peut être qualifié de glissement plan, du moment que l'angle moyen des pentes, varie selon les différents glissements d'une année à une autre. Aussi au vu d'une évolution complexe de l'angle moyen au cours des années (évolution en dents de scie), nous pensons que la surface de rupture suit les plans de faiblesse préférentiels (Ch III).

Toutefois, le mouvement réel ne peut être décrit par une courbe mathématique bien définie. La surface de rupture et sa complexité dépend de celui du plan de faiblesse; Mais pour des raisons de simplicité de calcul nous partons de l'hypothèse que le mouvement est circulaire.

V-3 Causes ayant provoquées le mouvement:

Il est pratiquement impossible d'identifier avec exactitude les principales cause du glissement; Toutefois une estimation raisonnable de ces derniers nécessite une grande expérience et des moyens techniques importants .

Selon les données bibliographiques et les différentes informations relevées au niveau de l'unité de Boukhadra, nous relevons au moins quatre points pouvant être les causes essentielles ayant provoqué, le glissement, à savoir :

- Schistosité et pendage des couches géologiques,
- Etat tectonique de la zone,
- Influence du tir et infiltration d'eau,
- mauvaise exploitation de la carrière.

Les causes les plus intéressantes à notre avis sont : l'influence du tir et l'infiltration d'eau, ainsi que la mauvaise exploitation.

Tableau 6 -3 : Suivi de la production

Année	Production de minerai (m ³)		Production de stériles (m ³)	
	Prévue	Réalisée	Prévue	Réalisée
1985	1.000.000	689.940	775.000	724.000
1986	700.000	693.320	2.100.000	1.877.930
1987	565.000	554.000	2.300.000	2.029.000
1988	440.000	575.000	2.000.000	1.792.000
1989	500.000	533.000	2.000.000	1.556.000
1990	505.000	462.690	2.000.000	1.202.630
1991	400.000	455.680	2.600.000	1.749.870
Total	4.110.000	3.964.130	13.775.000	10.941.430

En ce qui concerne l'infiltration d'eau et l'influence du tir, il serait probable à notre avis que l'alimentation de la source d'eau (à fort débit) par la nappe karstique située au Djebel de BOUKHADRA, qui était superficielle avant le glissement, ait été déviée en profondeur suite aux travaux de tirs.

En ce qui concerne la mauvaise exploitation le tableau (6-3), montre certaines défaillances, dans l'exploitation du minerai représentées par un déséquilibre flagrant dans le rapport de la production entre le minerai et le stérile. Ceci induit un retard du stérile par rapport au minerai équivalent à $2.833.570 \text{ m}^3$, d'où l'étranglement de la carrière qui a été provoqué et observé dans la partie médiane du chantier.

V-4 Calcul du coefficient de sécurité:

Parmi les méthodes permettant la détermination du coefficient de sécurité, on distingue:

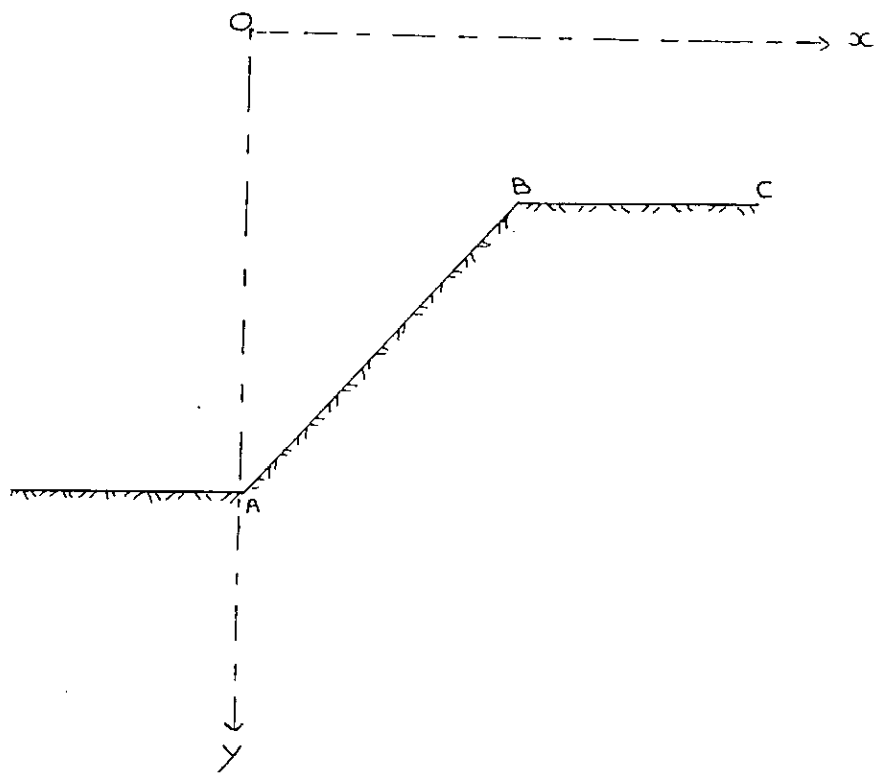
- La méthode analytique.
- La méthode graphique.
- Méthode par ordinateur.

Seule la méthode par ordinateur peut répondre aux exigences d'un tel calcul. A cet égard nous allons présenter l'élaboration d'un programme informatique, permettant l'étude de cas d'un massif homogène.

La prise en considération des conditions réelles de notre G.M.U, de la carrière de Boukhadra, sera présentée par la suite.

V-4-1 Principe de fonctionnement du programme:

Avant l'entrée des données le programme trace d'abord un schéma d'un talus où figure les points A, B et C (Fig 6 -1)



Schema d'un talus

a) Entrée des données :

Les principaux paramètres devant être inclus dans le programme sont les suivants :

- Les coordonnées A (X1 , Y1) , B (X2 , Y2) , C (X3 , Y3) , il est à noter que l'origine des coordonnées doit coïncider avec le centre du premier cercle de glissement choisi .
- Le poids volumique en Kg / m³.
- La cohésion du massif en N / m²
- l'angle de frottement interne en degré .
- Le pas du centre.
- Le nombre de cercles .

Pour identifier les données de notre programme, nous avons utilisé, les paramètres physico-mécaniques des roches de la zone étudiée, obtenus selon [3], ces derniers sont représentés dans les deux tableaux qui suivent ; (6-4) et (6-5).

Tableau N° 6 -4 : Caractéristiques physiques

Roche	Poids volumique tf / m ³	Rc Kg / cm ²	Rt Kg / cm ²
Marnes	2,2	11,10	1,50
Calcaire compact	2,65	1112,50	49,40
Calcaire marneux	2,56	308,50	52,8
Minerai de fer	2,84	102,2	24,3

Tableau N°6-5

Roche	$\Phi_{ech} (^\circ)$	$C_{ech} (Kgf / cm^2)$
Marnes	50	2,0
Calcaire compact	60	117,0
Calcaire marneux	45	63,8
Minerai de fer	38	25

L'angle de frottement interne et la cohésion ont été déterminés à partir de la résistance à la compression R_c et la résistance à la traction R_t selon les formules suivantes (1) :

$$C_{ech} = (R_c \times R_t)^{1/2} / 2$$

$$\Phi_{ech} = \text{Arcsin} (R_c - R_t) / (R_c + R_t).$$

V-4-2 Détermination des caractéristiques mécaniques du massif:

Les caractéristiques mécaniques du massif; Φ_m et C_m sont déterminées part les formules suivantes:

$$C_m = K \times C_{ech}$$

$$\Phi_m = K\Phi \times \Phi_{ech}$$

Φ_m :Angle de frottement interne du massif.

C_m : Cohésion du massif.

K : Coefficient d'affaiblissement structural.

$$K = K_f \times K_w \times K_t.$$

K_f : Coefficient tenant compte de la fissuration.

K_w : Coefficient tenant compte de l'humidité.

K_t : Coefficient tenant compte du temps.

a) Marnes minimalisées :

$$K_\phi = 0,8, K_f = 0,003, K_w = 0,7 \\ \text{d'où } K = 0,0105.$$

-Cohésion dans le massif.

$$C_m = K \times C_{ech}, C_m = 0,21 \text{ tf / m}^2.$$

-Angle de frottement interne du massif : ϕ_m

$$\phi_m = K_\phi \times \phi_{ech}, \text{ d'où } \phi_m = 40^\circ.$$

b) Calcaire compact :

$$K_\phi = 0,8, K_f = 0,2 \text{ (moyenne fissuration)}, K_w = 0,8, K_t = 0,7 \\ \text{d'où } K = 0,112$$

-Cohésion dans le massif

$$C_m = K \times C_{ech}, \text{ soit } C_m = 131,4 \text{ tf / m}^2$$

-Angle de frottement interne du massif .

$$\phi_m = K_\phi \times \phi_{ech}, \text{ soit } \phi_m = 53^\circ$$

c) Calcaire marneux

$$K_f = 0,1, K_w = 0,1 \text{ (présence d'eau)}, K_t = 0,7, K_\phi = 0,8$$
$$K = K_f \times K_w \times K_t, \text{ soit } K = 0,007.$$

-Cohésion dans le massif

$$C_m = K \times C_{ech}, \text{ soit } K = 4,5 \text{ tf / m}^2$$

-Angle de frottement interne

$$\phi_m = K_\phi \times \phi_{ech}, \text{ soit } \phi_m = 38^\circ$$

d)-Minerai de fer

$$K_f = 0,2, K_w = 0,8, K_t = 0,7, K_\phi = 0,8$$
$$\text{D'où } K = 0,112.$$

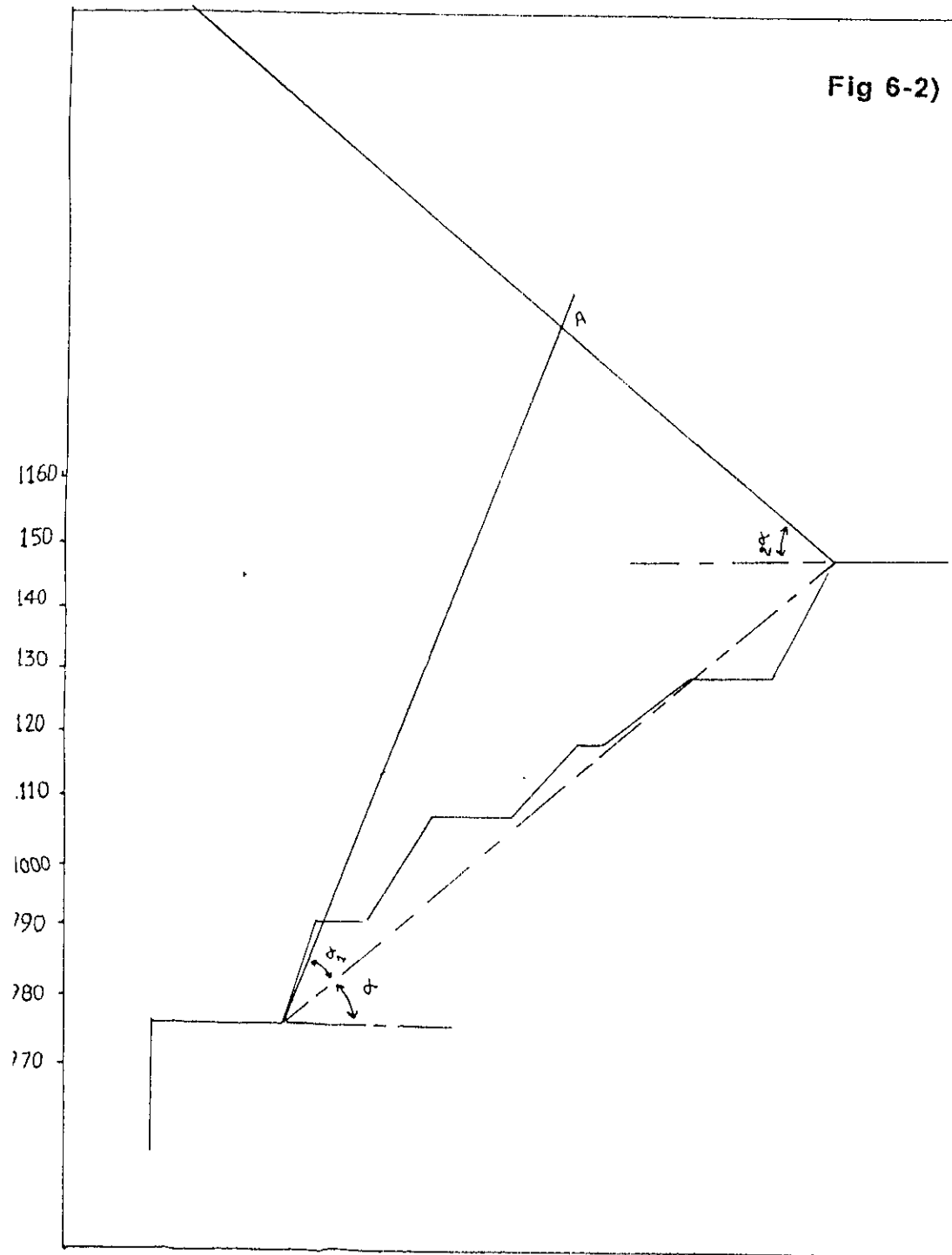
-Cohésion dans le massif.

$$C_m = K \times C_{ech}, \text{ soit } C_m = 28 \text{ tf / m}^2$$

-Angle de frottement interne.

$$\phi_m = K_\phi \times \phi_{ech}, \text{ soit } \phi_m = 30^\circ.$$

Fig 6-2) Disposition des talus de la zone étudiée



```

Read ( * , * ) C
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner l'angle de frottement interne      |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) PHI
PHI = Pi * PHI/180
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner le pas du centre du glissement      |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) PO
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner le nombre de cercles                  |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) NO
KK = 1
II = 0
100 K = 10 * ( X1 - X3 )
DO1 I = 1,K
  A(I) = SQRT ( X3 **2 + Y3 **2 - ( X1 - I * 0,1)**2 )
1  Continue
  AA = ( Y2 - Y3 ) / ( X2 - X3 )
  BB = Y2 - AA **2
  K = 10 * ( X2 - X3 )
  DO 2 I = 1 , K
    B ( I ) = AA * ( X2 - ( I * 0,1 ) ) + BB
2  Continue
  K = 10 * ( X1 - X2 )
  S ( 1 ) = 0,1 * ( A ( 1 ) - Y1 )
  DO 3 I = 2 , K
    S ( I ) = 0,1 * ( A ( I-1 ) - Y1 ) + 0,1 * ( A ( I ) - A ( I-1 ) ) / 2

```

PROGRAMME INFORMATIQUE ELABORE

```

c           Stabilité du talus
c           Calcul du coefficient de sécurité
c           | *****|
c           | Cas d'un massif homogène |
c           |*****|
           Dimension A( 400 ) , B ( 400 ) , S ( 400 ) , Fs ( 200 )
           I = 1
           Write ( * , 12 ) I
12 Format ( 42 , 1 H0 , / T 20 , 23 HX |-----| T 28 ,
           1 HA , T 38 , 1HB , T 42 , 1H | , / T 26 , 17 H*****|,
           1T 40 , 3H *| , T 41 , 2H *| ? T42 ? 1H | , T42 , 2H |* , / T42 , 3H|*
           1 / T42 , 10H|***** , /T42 , 4H| C, T42 ,1H / T42 , 1H| , / T42,
           1 1H Y, /T28, 4H FIG:11 )
           Print *,'|-----|
           Print *,'| Donner les coordonnées des points A , B et C |
           Print *,'|-----|

           Read ( *,* ) X1 ,Y1, X2, Y2 ,X3 ,Y3
           Print *,'|-----|
           Print *,'| Donner le poids volumique du sol GAMA |
           Print *,'|-----|
           Read ( * , * ) GAMA
           Print *,'|-----|
           Print *,'| Donner la cohésion :C |
           Print *,'|-----|

```

```

Read ( * , * ) C
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner l'angle de frottement interne |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) PHI
PHI = Pi * PHI/180
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner le pas du centre du glissement |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) PO
Print *,'|-----|
Print *,'|      Donner le nombre de cercles |
Print *,'|-----|
Read ( * , * ) NO
KK = 1
II = 0
100 K = 10 * ( X1 - X3 )
DO1 I = 1,K
  A(I) = SQRT ( X3 **2 + Y3 **2 - ( X1 - I * 0,1)**2 )
1  Continue
  AA = ( Y2 - Y3 ) / ( X2 - X3 )
  BB = Y2 - AA **2
  K = 10 *(X2 - X3 )
  DO 2 I = 1 , K
    B ( I ) = AA * ( X2 - ( I * 0,1 ) ) + BB
2  Continue
  K = 10 * ( X1 - X2 )
  S ( 1 ) = 0,1 * ( A ( 1 ) - Y1 )
  DO 3 I = 2 , K
    S ( I ) = 0,1 * ( A ( I-1 ) - Y1 ) + 0,1 * ( A ( I ) - A ( I-1 ) ) / 2

```

```

3   Continue
    J = 10 * ( X1 - X2 ) + 1
    K = 10 * ( X2 - X3 )
    S ( J ) = 0,1 * ( A ( J - 1 ) - B ( I ) + ( B ( I ) - Y2 / 2 + ( A ( J )
1  - A ( J - 1 ) ) / 2 )
    DO 4 I = 2, K
    S ( J + 1 ) = 0,1 * ( A ( J - 1 ) - B ( 1 ) + ( B ( 1 ) - Y2 ) / 2
1  + ( A ( J ) - A ( J - 1 ) ) / 2 )
    J = J + 1
4   Continue
    R = SQRT ( X3 ** 2 + Y3 ** 2 )
    D = 0
    N = 0
    K = 10 * ( X1 - X3 )
    DO 5 I = 1, K
    D = D + GAMA * S ( I ) * ( X1 - 0,1 * I ) / R )
    N = N + C * 0,1 * R / A ( I ) + ( ( GAMA * S ( I ) * A ( I ) / R ) *
1  TAN ( PHI )
5   Continue

```

```

FS ( KK ) = N / D
M = ( - 1 ) ** II * KK * PO
Y1 = Y1 + M
Y2 = Y2 + M
Y3 = Y3 + M
X1 = X1 + 4,5 * M
X2 = X2 + 4,5 * M
X3 = X3 + 4,5 * M
II = II + 1
KK = KK + 1
IF ( II .LE. NO ) GO TO 100

```

```

DO 19 I = 1 , NO
Write ( * , 18 ) , FS ( I )
18 Format ( 5X , 3HFS ( , I2 , 2H ) = , F10.7 )
19 Continue
Fs = Fs ( 1 )
DO 24 I = 2 , NO
IF ( Fs ( I ) .LT.F ) F = Fs ( I )
24 Continue
Print *,'|-----|
Print *,'| Le coefficient de sécurité donné par la |
Print *,'| Méthode de felenus est : |
Print *,'|-----|
Writ ( * , 22 ) F
22 Format ( 5X , 3H Fs = , F 10.7 )
IF ( F - 1 ) 15 , 20 , 25
15 Print *,'|-----|
Print *,'| LE TALUS EST NON STABLE |
Print *,'|-----|
IF ( F .GT.0 ) GO TO 40
Print *,'|-----|
Print *,'| LE CENTRE EST MAL CHOISI |
Print *,'|-----|
GO TO 40
20 Print *,'|-----|
Print *,'| CAS LIMITE LE TALUS EST EN EQUILIBRE |
Print *,'|-----|
GO TO 40
25 Print *,'|-----|
Print *,'| LE TALUS EST NON STABLE |
Print *,'|-----|
STOP
END.

```

Notons que pour des raisons de simplicité de calcul on avance les deux hypothèses suivantes:

1- la zone étudiée consiste en un talus avec une hauteur équivalente à celle de tous les talus constituant la zone.

2- le massif est supposé homogène, avec un poids volumique qui est égale à la moyenne pondérée des différents poids volumiques constituant ce massif. Mais vu le faible écart entre le poids volumique des marnes et celui des calcaires, la prédominance des marnes par rapport aux calcaires dans la zone étudiée, on admet que le poids volumique du massif est celui des marnes; soit : $2,2 \text{ tf} / \text{m}^3$.

Aussi, on constate que la plus part des cercles de glissement ne parcourent que de faibles distances dans les calcaires. Donc on peut admettre que la cohésion et l'angle de frottement interne du massif sont ceux des marnes. Donc pour le calcul du coefficient de sécurité on utilise les données suivantes:

- Poids Volumique : $2200 \text{ Kg} / \text{m}^3$
- Cohésion : $2100 \text{ N} / \text{m}^2$
- Angle de frottement interne : 40°

V-5 Calcul et résultats :

Vu l'état du massif et l'existence de l'eau qui influe considérablement sur les paramètres physico-mécaniques du sol, tel que la cohésion.

On étudiera la variation du coefficient de sécurité (F_s) en fonction de la cohésion (C). Ainsi, la variation du F_s sera établie en fonction de l'angle du talus (α).

Les résultats disponibles à notre niveau sont consignés dans les tableaux (6-6, 6-7, 6-8, 6-9, 6-10, 6-11 et 6-12)

Tableau 6-6 : $C_m = 2,1 \text{ KN} / \text{m}^2$

Alpha	F_s
40	1,72
35	1,77
30	1,85
25	2,05
20	2,39

Tableau 6-7 : $C_m = 2,0 \text{ KN} / \text{m}^2$

Alpha	F_s
40	1,33
35	1,43
30	1,73
25	2,00
20	2,07

Tableau 6-8 : $C_m = 1,6 \text{ KN / m}^2$

Alpha	Fs
40	1,27
35	1,39
30	1,61
25	1,97
20	2,01

Tableau 6-9 : $C_m = 1,2 \text{ KN / m}^2$

Alpha	Fs
40	1,24
35	1,31
30	1,42
25	1,87
20	1,99

Tableau 6-10 : $C_m = 0,8 \text{ KN/m}^2$

Alpha	Fs
40	1,15
35	1,27
30	1,37
25	1,48
20	1,80

Tableau 6-11 : $C_m = 0,4 \text{ KN/m}^2$

Alpha	Fs
40	0,53
35	0,87
30	1,11
25	1,38
20	1,67

Tableau 6-12 : $C_m = 0 \text{ KN/m}^2$

Alpha	Fs
40	0,22
35	0,61
30	0,98
25	1,21
20	1,54

Discussion

A cause de la présence d'eau dans la zone étudiée, on ne tiendra compte dans les résultats obtenus que des éléments obtenus pour les faibles valeurs de la cohésion (C). (Tableau; 6-10, 6-11, 6-12)

La valeur du coefficient de sécurité obtenu dans le cas le plus défavorable (cohésion nulle), nous montre que les talus se trouvent dans un état instable, sauf pour de faibles valeurs d'angles ($\leq 20^\circ$).

Mesure préventives :

Au vu de ce qui précède, il apparaît que " le terrassement des talus " est l'un des moyens le plus approprié à notre avis; pour remédier à une situation d'instabilité des talus, par l'augmentation du coefficient de sécurité. Après étude du terrassement, les différents calculs opérés nous ont permis d'estimer le volume global de stérile devant être extrait;

$$\text{Soit } V_{\text{ext}} = 9800 \text{ m}^3$$

Par ailleurs, il est à noter que le calcul du coefficient de sécurité a été déterminé sans tenir compte des écoulements d'eau; ceci étant dû à l'inexistence d'une étude hydrogéologique qui s'avère une nécessité incontournable.

CHAPITRE
VI
ASPECT ECONOMIQUE

Le développement de l'économie nationale exige l'augmentation de la production de l'industrie Sidérurgique et par conséquent, l'augmentation de la production des richesses minières.

A cet effet il faut remédier au problème de glissement de la carrière de BOUKHADRA qui paralyse l'exploitation dans la zone étudiée.

Selon les moyens dont dispose l'unité de BOUKHADRA on a proposé le terrassement des gradins dans le but d'augmenter le coefficient de sécurité.

Après le calcul qu'on avait effectué dans le chapitre précédent, on va essayer dans ce chapitre d'évaluer le coût de ce projet.

VI-1 Identification des moyens, (Eléments du prix de revient)

La réalisation de n'importe quel projet nécessite des moyens humains et matériels; Dans notre cas, les moyens dont on a besoin sont les suivants:

a) Moyens humains :

- Conducteurs camions;
- Bullistes;
- Sondeurs;
- Aide-Sondeurs;
- Bout de feu;
- Mineurs;
- Conducteurs de la pelle.

b) Moyens matériels:

- Sondeuse;
- Camions;
- Chargeuse;
- Bulldozer;
- Explosifs et accessoires;
- carburant.

VI-2 Calcul des éléments du prix de revient : [2]

VI-2-1 Amortissement des fonds fixes :

Afin de calculer les amortissements des fonds fixes, on se limite d'utiliser la formule la plus simple:

$$A = FA / n; DA / an$$

où FA : frais d'acquisition; (DA)
n : Durée d'amortissement.

VI-2-2 Salaire et charges (frais du personnel)

Dans nos calculs, nous ne tiendrons compte que du salaire net du personnel.

Les charges connexes (primes, cotisations de maintenance, caisse sociale, ...) sont à négliger vu la courte durée du projet.

VI-2-3 Les consommables : (gas-oil)

La consommation en gas-oil des différents engins, se détermine par la formule suivante:

$$C = \text{Puis} \times q \times Ku$$

où q : consommation spécifique $q = 0,025 \text{ Kg / ch . h}$
 K_u : coefficient d'utilisation $K_u = 0,9$

Pour les engins diesel :

$$C \text{ lit} = C / 0,86 \text{ l / h}$$

VI-2-4 Explosifs et accessoires :

La consommation en explosifs se détermine après avoir calculer la quantité d'explosifs nécessaire à la réalisation d'un tel projet.

En ce qui concerne les frais des accessoires, leur estimation est évaluée à 45% des frais des explosifs, [15].

VI-3 Caractéristiques technico-économiques des engins

a) Engin de foration: [14]

Tableau N° 7-1 : Caractéristiques de l'engin de foration

Type	Puis cv	Dim mm	Tu %	Td %	Rend m / h	FA DA
Gardedenver	325	160	60	70	8	3.520.000

b) Engin de chargement

Tableau N° 7-2 : Caractéristiques de l'engin de chargement

Type	Puis cv	Cap m ³	Tu % %	Td % %	Rend m / h	FA DA
Pelle mec	450	3,2	65	80	220	7.350.000

c) Engin de roulage : (camion)

Tableau N° 7-3 : caractéristiques de l'engin de roulage

Type	Puis cv	Cap tonne	Tu % %	Td % %	Tcyc mn	Dist m	FA DA
R-35	400	35	60	70	14	1200	6.720.000

d) Engin de terrassement:

Tableau N° 7-4 : caractéristiques du bulldozer

Type	Puissance cv	Tu %	Td %	FA DA
KOMATSU	470	60	70	9.460.000

VI-4 Caractéristiques des explosifs utilisés:

Tableau N° 7-5: Caractéristiques
des explosifs

Type	Densité g / cm ³
MARMANIT	1
ANFOMIL	0,9

VI-5 Prix unitaire des consommables:

Tableau N° 7-6: Prix unitaire des consommables

Type	Prix unitaire
Anfomil	12,10 DA / Kg
Marmanit	44,89 DA / Kg
Gas oil	3 DA / l
Cordeau	10 DA / m
Capsule deton	23 DA / pièce
Détonateur inst	19 DA / pièce
Fil électrique	2,47 DA / m
Lubrifiant	32,25 DA / l

VI-6 Salaires des effectifs

Tableau N° 7-7 : Salaire des effectifs

Fonction	Salaire (DA /mois)
Chef de poste	9979
Pelleur	8568
Conducteur R-35	9580
Sondeur	7636
Aide Sondeur	6242
Bout de feu	6555
Mineur	6117
Bulliste	9835

VI-7 Calcul de la quantité d'explosifs nécessaire: [9] , [15]

$$L_{cha} = 0,8 \times L_{cht} = 0,8 \times (L_{tr} - L_b) = 10 \text{ m.}$$

avec L_{cha} : charge d'anfomil

L_{chm} : charge Marmanit

$$L_{chm} = 0,2 \times L_{cht} = 2,5 \text{ m}$$

a) Calcul de la charge linéaire:

$$P_{mar} = 787 \times d^2 \times \Delta_{mar} \quad (\text{Kg / m})$$

$$P_{mar} = 20 \text{ Kg}$$

$$P_{am} = 787 \times d^2 \times \Delta_{am}$$

$$\text{soit: } P_{am} = 787 \text{ Kg / m}$$

$$Q_{ch} / \text{trou} = (2,5 \times 220 + 18 \times 10)$$

$$Q_{ch} / \text{trou} = 230 \text{ Kg / trou}$$

b) Proportion d'explosif

*** Anfomil:**

$$Q_{anf} = 78,26 \% \text{ de la charge totale d'explosif}$$

***Marmanit:**

- Calcul de la longueur totale forée pour abattre les Vext, [m³]:

Qmar = 21,74 % de la charge totale d'explosif

Il faut forer une longueur totale " Lt " égale à :

$$Lt = Vext / (Rend / m foré)$$

c) Quantité d'explosif nécessaire: 1,5 m.

VI-9 Durée du projet: m²

$$Qch / trou = q \times Vext$$

En ce moment à une seule sondeuse travaillant durant un seul poste on peut apprécier la durée du projet, par les calculs suivants :

$$Qch / trou = 4900 \text{ Kg d'explosif}$$

- Calcul du rendement de la sondeuse par poste .

Soit: - 3834,74 Kg d'Anfomil

$$L = 1065,26 \text{ Kg de Marmanit Rend } 1 = 6 \text{ m / h}$$

$$Rend1 / poste = Rend 1 \times Tu \times Td \times Tp$$

d) Volume abattu par trou : Vext./ trou

$$\text{soit Rend1 / poste} = 25,2 \text{ m / poste}$$

$$Vex./ trou = (Qch / trou) / q = 460 \text{ m}^3 / \text{trou}$$

car le nombre de jours nécessaires est de :

VI-8 Rendement d'un mètre foré : Red./ m.foré

$$Nj = Ltr / (Rend1 / poste)$$

Pour une longueur forée Ltr = 16,5, On a un volume de 460 m³

donc :

VI-7. Nombre de cantons

$$Red / m foré = 460 / 16,5 = 27,88 \text{ m}^3 / \text{m foré}$$

le rendement moyen par heure : Rmoy / h

la distance de 12000 m (de la zone étudiée jusqu'au terril)

Le nombre de cycles par heure est égal à 4

d'où $R_{moy} / h = 140 \text{ t/h}$ soit $63,6 \text{ m}^3 / h$

a) Rendement d'un poste :

$$R_{end2} / \text{poste} = R_{moy} / h \times T_p \times T_u \times T_d$$

$$\text{soit } R_{end2} / \text{poste} = 200 \text{ m}^3 / \text{poste}$$

b) Rendement par jour

$$R_{end2} / \text{jour} = 2 \times R_{end} / \text{poste}$$

$$\text{soit } R_{end2} / \text{jour} = 400 \text{ m}^3 / \text{jour}$$

c) Nombre de camions nécessaires

$$N_c = (R_{end1} / \text{jour}) / (R_{end2} / \text{jour})$$

$$N_c = 2 \text{ camions}$$

On ajoutera à ce nombre un camion de réserve

$$N_c' = 3 \text{ camions}$$

VI-11 Evaluation du coût du projet

Tableau 7-8 Frais du personnel

Fonction	Nombre	Frais (DA / 0,5 mois)
Chef de poste	2	9979
Pelleur	2	8568
Cond. camion	4	19160
Bulliste	2	9835
Sondeur	1	3818
Aide sondeur	1	3121
Bout de feu	1	3277,5
Mineur	2	6117
		63875,5

Tableau 7-9 frais des explosifs et accessoires

Type	frais (da / 0,5 mois)
MARMANIT	47.819,52
ANFOMIL	46.400,35
Accessoire	42.398,94
	136.618,81

- Frais du carburant:

Les frais du carburant sont donnés par la formule suivante

$$F_{car} = Clit / h \times Tu \times Tp \times Td \times Np / j \times Nj \times \text{prix unitaire}$$

Tp : durée d'un poste

Np / j : nombre de postes par jour

Nj : Nombre de jours nécessaires à la réalisation du projet

Tableau 7-10 Frais du carburant

Type	Puis cv	Clit l/h	Nombre	Frais DA / 0,5 mois
Garde denver	325	76,53	1	10.848,13
Pelle mec	450	105,95	1	37.188,45
Camion	400	94,19	2	53.405,73
Bulldozer	470	110,67	1	31.374,94
				132.817,25

Tableau 7-11 Amortissement des engins:

Type	FA (DA)	Nombre	Frais (DA / 0,5 mois)
Garde denvre	3.520.000	1	18.333,33
Pelle mec	7.350.000	1	38.281,25
Camion	6.720.000	2 +1	105.000
Bulldozer	9.460.000	1	49.270,83
			210.885,41

Tableau 7-12 : Evaluation du coût total

Type de frais	Valeur en DA
Explosifs et accessoires	136.618,81
Personnel	63.875,5
Carburant	132.817,25
Amortissement	210.885,41
Autres dépenses	54.419,7
	598616,67

Interprétation :

En comparant le coût total avec les réserves restantes dans la carrière on peut déterminer l'influence du coût de ce projet sur le prix de revient de la tonne de minerais par la formule suivante :

$$Ct / \text{tonne} = Ct / R$$

où Ct : coût total du projet,
R : réserves en minerais.

soit $Ct / \text{tonne} = 0,07 \text{ DA} / \text{tonne} .$

Le résultats montre que le coût du projet étudié , n'influe presque pas sur le prix de revient de la tonne de minerais (0,07 DA)

En conclusion , le projet est réalisable.

CHAPITRE VI

ASPECT
ECONOMIQUE

CHAPITRE
VI
ASPECT ECONOMIQUE

Le développement de l'économie nationale exige l'augmentation de la production de l'industrie Sidérurgique et par conséquent, l'augmentation de la production des richesses minières.

A cet effet il faut remédier au problème de glissement de la carrière de BOUKHADRA qui paralyse l'exploitation dans la zone étudiée.

Selon les moyens que dispose l'unité de BOUKHADRA on a proposé le terrassement des gradins dans le but d'augmenter le coefficient de sécurité.

Après le calcul qu'on avait effectué dans le chapitre précédent, on va essayer dans ce chapitre d'évaluer le coût de ce projet.

VI-1 Identification des moyens, (Eléments du prix de revient)

La réalisation de n'importe quel projet nécessite des moyens humains et matériels; Dans notre cas, les moyens dont on a besoin sont les suivants:

a) Moyens humains :

- Conducteurs camions;
- Bullistes;
- Sondeurs;
- Aide-Sondeurs;
- Bout de feu;
- Mineurs;
- Conducteurs de la pelle.

b) Moyens matériels:

- Sondeuse;
- Camions;
- Chargeuse;
- Bulldozer;
- Explosifs et accessoires;
- carburant.

VI-2 Calcul des éléments du prix de revient : [2]

VI-2-1 Amortissement des fonds fixes :

Afin de calculer les amortissements des fonds fixes, on se limite d'utiliser la formule la plus simple:

$$A = FA / n; DA / an$$

où FA : frais d'acquisition; (DA)
n : Durée d'amortissement.

VI-2-2 Salaire et charges (frais du personnel)

Dans nos calculs, nous ne tiendrons compte que du salaire net du personnel.

Les charges connexes (primes, cotisations de maintenance, caisse sociale, ...) sont à négliger vu la courte durée du projet.

VI-2-3 Les consommables : (gas-oil)

La consommation en gas-oil des différents engins, se détermine par la formule suivante:

$$C = \text{Puis} \times q \times Ku$$

où q : consommation spécifique $q = 0,025 \text{ Kg / ch . h}$
 K_u : coefficient d'utilisation $K_u = 0,9$

Pour les engins diesel :

$$C \text{ lit} = C / 0,86 \text{ l / h}$$

VI-2-4 Explosifs et accessoires :

La consommation en explosifs se détermine après avoir calculer la quantité d'explosifs nécessaire à la réalisation d'un tel projet.

En ce qui concerne les frais des accessoires, leur estimation est évaluée à 45% des frais des explosifs, [15].

VI-3 Caractéristiques technico-économiques des engins

a) Engin de foration: [14]

Tableau N° 7-1 : Caractéristiques de l'engin de foration

Type	Puis cv	Dim mm	Tu %	Td %	Rend m / h	FA DA
Gardedenver	325	160	60	70	8	3.520.000

b) Engin de chargement

Tableau N° 7-2 : Caractéristiques de l'engin de chargement

Type	Puis cv	Cap m ³	Tu % %	Td % %	Rend m / h	FA DA
Pelle mec	450	3,2	65	80	220	7.350.000

c) Engin de roulage : (camion)

Tableau N° 7-3 : caractéristiques de l'engin de roulage

Type	Puis cv	Cap tonne	Tu % %	Td % %	Tcyc mn	Dist m	FA DA
R-35	400	35	60	70	14	1200	6.720.000

d) Engin de terrassement:

Tableau N° 7-4 : caractéristiques du bulldozer

Type	Puissance cv	Tu %	Td %	FA DA
KOMATSU	470	60	70	9.460.000

VI-4 Caractéristiques des explosifs utilisés:

**Tableau N° 7-5: Caractéristiques
des explosifs**

Type	Densité g / cm ³
MARMANIT	1
ANFOMIL	0,9

VI-5 Prix unitaire des consommables:

Tableau N° 7-6: Prix unitaire des consommables

Type	Prix unitaire
Anfomil	12,10 DA / Kg
Marmanit	44,89 DA / Kg
Gas oil	3 DA / l
Cordeau	10 DA / m
Capsule deton	23 DA / pièce
Détonateur inst	19 DA / pièce
Fil électrique	2,47 DA / m
Lubrifiant	32,25 DA / l

VI-6 Salaires des effectifs

Tableau N° 7-7 : Salaire des effectifs

Fonction	Salaire (DA /mois)
Chef de poste	9979
Pelleur	8568
Conducteur R-35	9580
Sondeur	7636
Aide Sondeur	6242
Bout de feu	6555
Mineur	6117
Bulliste	9835

VI-7 Calcul de la quantité d'explosifs nécessaire: [9] , [15]

$$L_{cha} = 0,8 \times L_{cht} = 0,8 \times (L_{tr} - L_b) = 10 \text{ m.}$$

avec L_{cha} : charge d'anfomil

L_{chm} : charge Marmanit

$$L_{chm} = 0,2 \times L_{cht} = 2,5 \text{ m}$$

a) Calcul de la charge linéaire:

$$P_{mar} = 787 \times d^2 \times \Delta_{mar} \quad (\text{Kg / m})$$

$$P_{mar} = 20 \text{ Kg}$$

$$P_{am} = 787 \times d^2 \times \Delta_{am}$$

$$\text{soit: } P_{am} = 787 \text{ Kg / m}$$

$$Q_{ch} / \text{trou} = (2,5 \times 220 + 18 \times 10)$$

$$Q_{ch} / \text{trou} = 230 \text{ Kg / trou}$$

b) Proportion d'explosif

*** Anfomil:**

$$Q_{anf} = 78,26 \% \text{ de la charge totale d'explosif}$$

- Calcul de la longueur totale forée pour abattre les Vext, [m³] :

Il faut forer une longueur totale " Lt " égale à :

$$Lt = Vext / (Rend / m foré)$$

$$\text{soit } Lt = 9800 / 27,88 = 351,5 \text{ m.}$$

VI-9 Durée du projet :

En se limitant à une seule sondeuse travaillant durant un seul poste on peut apprécier la durée du projet, par les calculs suivants :

- Calcul du rendement de la sondeuse par poste :

Le rendement moyen étant : Rend 1 = 8 m / h

$$\text{Rend1 / poste} = \text{Rend 1} \times Tu \times Td \times Tp$$

$$\text{soit } \text{Rend1 / poste} = 25,2 \text{ m / poste}$$

donc le nombre de jours nécessaires est de :

$$Nj = Ltr / (\text{Rend1 / poste})$$

$$\text{soit une durée de } Nj = 15 \text{ jours}$$

VI-10 Nombre de camions

- Rendement moyen par heure : Rmoy / h

Pour une distance de 12000 m (de la zone étudiée jusqu'au terril)

***Marmanit:**

$Q_{mar} = 21,74 \%$ de la charge totale d'explosif

c) Quantité d'explosif nécessaire:

Pour $q = 0,5 \text{ Kg} / \text{m}^2$

$Q_{ch} / \text{trou} = q \times V_{ext}$

$Q_{ch} / \text{trou} = 4900 \text{ Kg}$ d'explosif

Soit: - 3834,74 Kg d'Anfomil
- 1065,26 Kg de Marmanit.

d) Volume abattu par trou : V_{ext} / trou

$V_{ex} / \text{trou} = (Q_{ch} / \text{trou}) / q = 460 \text{ m}^3 / \text{trou}$

VI-8 Rendement d'un mètre foré : $Red. / \text{m. foré}$

Pour une longueur forée $L_{tr.} = 16,5$, On a un volume de 460 m^3
donc :

$Red / \text{m foré} = 460 / 16,5 = 27,88 \text{ m}^3 / \text{m foré}$

Tableau 7-12 : Evaluation du coût total

Type de frais	Valeur en DA
Explosifs et accessoires	136.618,81
Personnel	63.875,5
Carburant	132.817,25
Amortissement	210.885,41
Autres dépenses	54.419,7
	598616,67

Interprétation :

En comparant le coût total avec les réserves restantes dans la carrière on peut déterminer l'influence du coût de ce projet sur le prix de revient de la tonne de minerai par la formule suivante :

$$Ct / \text{tonne} = Ct / R$$

où Ct : coût total du projet,
R : réserves en minerai.

soit $Ct / \text{tonne} = 0,07 \text{ DA} / \text{tonne} .$

Le résultat montre que le coût du projet étudié , n'influe presque pas sur le prix de revient de la tonne de minerai. (0,07 DA)

En conclusion , le projet est réalisable.

Le nombre de cycles par heure est égal à 4

d'où $R_{moy} / h = 140 \text{ t/h}$ soit $63,6 \text{ m}^3 / h$

a) Rendement d'un poste :

$$Rend2 / poste = R_{moy} / h \times T_p \times T_u \times T_d$$

$$\text{soit } Rend2 / poste = 200 \text{ m}^3 / \text{poste}$$

b) Rendement par jour

$$Rend2 / \text{jour} = 2 \times Rend / \text{poste}$$

$$\text{soit } Rend2 / \text{jour} = 400 \text{ m}^3 / \text{jour}$$

c) Nombre de camions nécessaires

$$N_c = (Rend1 / \text{jour}) / (Rend2 / \text{jour})$$

$$N_c = 2 \text{ camions}$$

On ajoutera à ce nombre un camion de réserve

$$N_c' = 3 \text{ camions}$$

- Frais du carburant:

Les frais du carburant sont donnés par la formule suivante

$$F_{car} = Clit / h \times Tu \times Tp \times Td \times Np / j \times Nj \times \text{prix unitaire}$$

Tp : durée d'un poste

Np / j : nombre de postes par jour

Nj : Nombre de jours nécessaires à la réalisation du projet

Tableau 7-10 Frais du carburant

Type	Puis cv	Clit l/h	Nombre	Frais DA / 0,5 mois
Garde denver	325	76,53	1	10.848,13
Pelle mec	450	105,95	1	37.188,45
Camion	400	94,19	2	53.405,73
Bulldozer	470	110,67	1	31.374,94
				132.817,25

Tableau 7-11 Amortissement des engins:

Type	FA (DA)	Nombre	Frais (DA / 0,5 mois)
Garde denvre	3.520.000	1	18.333,33
Pelle mec	7.350.000	1	38.281,25
Camion	6.720.000	2 +1	105.000
Bulldozer	9.460.000	1	49.270,83
			210.885,41

Tableau 7-12 : Evaluation du coût total

Type de frais	Valeur en DA
Explosifs et accessoires	136.618,81
Personnel	63.875,5
Carburant	132.817,25
Amortissement	210.885,41
Autres dépenses	54.419,7
	598616,67

Interprétation :

En comparant le coût total avec les réserves restantes dans la carrière on peut déterminer l'influence du coût de ce projet sur le prix de revient de la tonne de minerai par la formule suivante :

$$Ct / \text{tonne} = Ct / R$$

où Ct : coût total du projet,
R : réserves en minerai.

soit $Ct / \text{tonne} = 0,07 \text{ DA} / \text{tonne} .$

Le résultat montre que le coût du projet étudié , n'influe presque pas sur le prix de revient de la tonne de minerai. (0,07 DA)

En conclusion , le projet est réalisable.

conclusion

Bien qu'il ne soit pas dans notre intention de résoudre le problème de glissement de la carrière de Boukhadra, il n'en demeure pas moins que tout l'intérêt de ce travail réside, surtout, dans l'acquisition d'une approche de travail, et l'apprentissage des techniques et moyens utilisés dans ce genre de travaux.

C'est ainsi, qu'à l'issue de notre étude, il se dégage un certain nombre de résultats qui, bien que partiels, sont susceptibles, lorsqu'ils sont pris séparément, de répondre, plus ou moins, à certaines de nos préoccupations, en ce qui concerne:

- L'étude des causes ayant provoqué le glissement.
- L'évaluation de l'état de stabilité des talus
- Les mesures préventives.

A chacun de ces niveaux, des mesures et recommandations appropriées ont été formulées.

En ce qui concerne l'identification des causes provoquant le glissement, on note que, malgré l'inexistence d'une étude hydrogéologique, ainsi que le manque de données géotechniques, on a pu mettre en cause certains points tels que, l'infiltration des eaux et la mauvaise exploitation du gisement, considérés comme facteurs essentiels du glissement, en nous basant sur les données bibliographiques et l'analyse des suivis de l'exploitation.

La deuxième étape, qui consiste en l'évaluation de l'état de stabilité du talus, est à même de justifier les hypothèses qu'on avait avancé, élaborant pour ce faire, un programme informatique permettant de

calculer le coefficient de sécurité, base de l'évaluation de l'état de stabilité, ainsi que sa variation en fonction de la cohésion et de l'angle du talus.

La dernière étape de notre travail sera, de ce fait, un moyen de prévention basé sur l'influence du coefficient de sécurité, dont l'augmentation de la valeur permet d'obtenir une meilleure stabilité du talus, partant de l'état le plus défavorable (cohésion nulle).

Selon les calculs effectués et moyens disponibles, la seule alternative proposée réside en un terrassement des gradins.

Par ailleurs, une approche économique, adaptée à la résolution du problème, nous permet d'être affirmatifs quant à la **faisabilité** de ce projet.

Il est à noter que l'infiltration des eaux ne provoque pas seulement une altération certaines des propriétés physico-mécaniques du sol telle que la cohésion (phénomène qui est l'objet de notre étude), mais son influence est beaucoup plus complexe.

A cet effet, les mesures de prévention que nous proposons se résument en l'usage des collecteurs d'eau afin d'empêcher celle-ci de s'infiltrer dans les couches de marnes à travers les fissures, formant ainsi une couche dite "couche savon". Conséquemment, une étude, dans cette zone, est quasiment incontournable.

Nous devons aussi souligner que l'insuffisance des références bibliographiques mises à notre disposition, ne nous permet guère de cerner le problème, dont la résolution nécessitant de longs essais, sur le terrain et en laboratoire, doit être menée dans le cadre d'une étude plus approfondie.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] M-AGUID BACHAR , cours d'exploitation des mines à ciel ouvert , E.N.P , 1991 - 1992. (non édité)
- [2] A-AIT YAHIATEN , cours d'économie minière , E.N.P , 1992 - 1993. (non édité)
- [3] T-BACH-TOBDJI, contribution à l'étude géotechnique sur la stabilité des talus dans la carrière de Boukhadra, P.F.E , juin 1990.
- [4] H-COMBERFORT , introduction à la géotechnique, EYROLLES , 1971.
- [5] KÜDELKO, cours de géotechnique minière, 1990 - 1991.
- [6] J-COSTET , G-SANGLERAT , cours pratique de mécanique des sols , Ed. DUNOD , 1981.
- [7] DUBOURDIEU, étude géologique de la région de L'Ouenza, 1956.
- [8] F-HOMAND, mécanique des roches, stabilité des pentes rocheuses. 1983.
- [9] KOVALENKO , exploitation des carrières , O.P.U , 1986.
- [10] F. SCHLOSSERI cours de mécanique des sols, école des T.P.E (1967).
- [11] Mines et carrières , revue de l'industrie minière, volume 70 , mai 1988.
- [12] J-PERRIN, comportement des sols, travaux et synthèses des résultats, mai 1973 .
- [13] G-PHILLIPPONAT, fondation et ouvrages en terre , Ed EYROLLES, 1979.
- [14] Rapport sur les travaux de forage, E.N.FERPHOS, unité de Boukhadra.
- [15] Rapport sur les travaux d'abattage, E.N.FERPHOS, unité de Boukhadra.
- [16] A-W-SKEMPTON, the colloidal activity of clays , conf soil mech found, (SUISSE), vol I, 1953.
- [17] THIMUS, Polycopié de géotechnique minière , E.N.P, 1992-1993.
- [18] WANDA, cours de géotechnique minière , 1988.