



UNIVERSITE  
ABDERAHMANE MIRA - BEJAIA  
FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DES MINES ET GEOLOGIE

## Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du Diplôme de Master en Mines

Option : Exploitation minière

*Présenté par*

M<sup>lle</sup> BOUCIF Rima.

M<sup>lle</sup> TAMOURT Meriem.

Thème

**Etude de stabilité du flanc Nord de la mine  
de Kef Essnoun -Tébessa-**

Soutenu le 02/07 /2015 devant le jury composé de:

President : Mr. MAZA Mustapha	Pr	U.A.M. BEJAIA.
Encadreur : Mr. BOULKRAM Riadh	MAB	U.A.M. BEJAIA.
Examineur : Mr. DEBABI Nacim	Magistraire	LHC-Est. BEJAIA.

*Année Universitaire: 2014-2015*

# Remerciements

*On désire adresser, un merci tout particulier, à notre promoteur Mr. Boulkram Riadh, pour ses pertinents et judicieux conseils tout au long de notre travail.*

*Nous voudrions exprimer toutes nos reconnaissances à Mr MAZA Mustapha, professeur et chef de département, pour l'honneur qu'il nous fait en acceptant de présider le jury.*

*Nos remerciements vont également à Monsieur DEBABI Nacim, pour avoir accepté d'examiner ce travail et de faire partie des membres de jury.*

*Nos remerciements vont également à Monsieur BOUARROUDJ Mohamed Tahar, Directeur Général des Mines au ministère de l'industrie et des mines et Messieurs SISTA Mahieddine Ahmed et AOUICH Boubaker, Président Directeur Général et Directeur du Centre de Recherche Appliquée et de Développement à Ferphos respectivement, pour leur disponibilité, leurs conseils et leurs accueils chaleureux.*

*Un grand merci pour le personnel technique du complexe minier de Djebel Onk en particulier Mr FARES Sofiane, Mr Mohamed Ali, Mr MAKHLOUF Brahim et Mme RECHACH Samia.*

*Nous remercions chaleureusement tous les enseignants du département des mines et géologie de l'université Abderrahmane Mira, Bejaia.*

*Enfin, nous présentons toute notre gratitude à tous ceux ou celles qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce mémoire.*

*A ma chère mère et mon cher père,*

*A mon âme sœur Rafik,*

*A mon frère,*

*A toute ma famille,*

*A mes ami(e)s.*

*Meriem*

*Je dédie ce modeste travail*

*A ma mère et mon père pour leurs sacrifices, soutien et  
encouragements,*

*A mes frères et mes sœurs que j'adore,*

*A mes ami(e)s et mes camarades.*

*Rima*



## Sommaire

Liste des tableaux .....	I
Liste des figures .....	III
Liste des abréviations .....	VIII

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

### Chapitre I : Caractérisation d'un massif rocheux.

I.1. Introduction.....	2
I.2. Reconnaissance des massifs rocheux .....	2
I.2.1. Généralités.....	2
I.2.1.1. Caractérisation topographique.....	2
I.2.1.2. Caractérisation géologique .....	2
I.2.1.3. Caractérisation mécanique.....	3
I.2.2 Types de reconnaissances géologiques .....	3
I.2.3.1. Télédétection.....	3
I.2.3.2. Forages et autres essais mécaniques .....	3
I.2.3.3. Prospection géophysique .....	3
I.3. Structure des massifs rocheux.....	7
I.3.1. Description des massifs rocheux .....	7
I.3.2. Description des discontinuités.....	7
I.3.2.1. Influence des discontinuités dans le comportement d'un massif rocheux.....	8
I.3.2.2. Types de discontinuités.....	8
I.3.2.3. Caractéristiques des discontinuités .....	10
I.4. Conclusion .....	17

### Chapitre II : Systèmes de classification des massifs rocheux.

II.1. Introduction .....	18
II.2. Systèmes de classification des massifs rocheux .....	18
II.2.1. Systèmes du RQD (Rock Quality Designation).....	20
II.2.1.1. Principe de calcul du RQD.....	20
II.2.1.2. Les inconvénients du système RQD.....	21

II.2.2. Systèmes du RMR (Rock Mass Rating) .....	21
II.2.2.1. Principe de calcul du RMR.....	22
II.2.2.2. Estimation des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir du RMR.....	25
II.2.2.3. Limitation du système RMR .....	25
II.2.3. Système du SMR (Slope Mass Rating).....	26
II.2.4. Système Q Barton (1974).....	30
II.2.5. Système du GSI (Geological Strength index).....	34
II.2.5.1. Système du GSI modifié (1999).....	36
II.3. limitation des systèmes de classification .....	38
II.4. Conclusion .....	38

### **Chapitre III : Instabilité des massifs rocheux et méthodes d'analyse.**

III.1. Introduction .....	39
III.2. Facteurs influençant la stabilité.....	39
III.2.1. Les facteurs internes .....	39
III.2.2. Les facteurs externes .....	40
III.3. Facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier .....	40
III.3.1. La hauteur du gradin .....	40
III.3.2. La nature des terrains .....	41
III.3.3. L'eau souterraine .....	41
III.3.4. La méthode et les phases d'exploitation.....	41
III.3.5. La géométrie .....	41
III.4. L'instabilité des massifs rocheux .....	41
III.4.1. Les mouvements rapides .....	42
III.4.1.1. Les Effondrements .....	42
III.4.1.2. Les écroulements .....	42
III.4.1.3. Les coulées .....	43
III.4.2. Les mouvements lents .....	44
III.4.2.1. Les affaissements .....	44
III.4.2.2. Les glissements .....	44
III.5. Caractéristiques géomorphologiques des versants instables.....	51
III.5.1. Principe de l'évaluation de la stabilité.....	51

III.5.2. Les méthodes d'équilibre limite .....	52
III.5.1.1. Cas d'une rupture plan de longueur infinie.....	52
III.5.1.2. Cas de rupture de pente de longueur finie .....	55
III.5.1.3. Cas d'une rupture circulaire .....	57
III.5.1.4. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite .....	60
III.5.1.5. Présentation du logiciel Slide.....	62
III.5.3. Méthode des éléments finis .....	66
III.5.3.1. Présentation du logiciel Plaxis.....	68
III.5.3.2. Les modèles de comportements utilisés dans PLAXIS .....	72
III.5.3.3. Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c réduction).....	75
III.6. Moyens de contrôle et de surveillance de la stabilité.....	75
III.6.1. Les observations de surface .....	76
III.6.1.1. Topographie .....	76
III.6.1.2. Le contrôle de l'eau .....	77
III.6.1.2. Les mesures de mouvements de terrains .....	77
III.7. Méthode de confortement des glissements.....	79
III.7.1. Terrassements .....	79
III.7.1.1. Remblai de pied.....	79
III.7.1.2. Allègement en tête .....	80
III.7.1.1. Reprofilage.....	80
III.7.1.2. Purge .....	81
III.7.2. Dispositifs de drainage .....	81
III.7.2.2. Collecte et canalisation des eaux de surface .....	81
III.7.2.2. Tranchées drainantes.....	82
III.8. Conclusion .....	82

## **Chapitre IV : Description du site d'étude.**

IV.1. Introduction.....	83
IV.2. Historique succinct de la recherche minière de Djebel Onk .....	83
IV.3. Situation géographique .....	84
IV.3.1. Situation géographique régionale de Djebel Onk.....	84
IV.3.2. Situation géographique local de Kef Essnoun .....	86

IV.4. Genèse de formation des phosphates .....	87
IV.5. Contexte géologique .....	89
IV.5.1. Contexte géologique régional de Djebel Onk .....	89
IV.5.1.1. Stratigraphie .....	89
IV.5.1.2. Tectonique .....	94
IV.5.1.3. Paléogéographie .....	96
IV.5.2. Contexte géologique local de Kef Essnoun .....	99
IV.5.1.1. Stratigraphie .....	101
IV.5.1.2. Tectonique .....	103
IV.5.1.3. Lithologie du faisceau phosphaté .....	105
IV.6. Aperçu hydrogéologique .....	106
IV.6.1. Les eaux de surfaces .....	106
IV.6.2. Les eaux souterraines .....	106
IV.6.3. Facteurs climatiques .....	107
IV.7. Aperçu sur l'exploitation du gisement de Kef Essnoun .....	108
IV.7.1. Caractéristiques géomorphologiques de Kef Essnoun .....	108
IV.7.2. Méthodes et paramètres d'exploitation .....	109
IV.7.2.1. Les principaux paramètres du système d'exploitation .....	109
IV.8. Conclusion .....	112

### **Chapitre V : Caractérisation du flanc Nord de Kef Essnoun.**

V.1. Introduction .....	113
V.2. Aperçu général sur l'ancien glissement .....	113
V.2.1. Facteurs géologiques .....	113
V.2.2. Facteurs d'exploitation .....	113
V.3. Contrôle et surveillance du flanc Nord de Kef Essnoun .....	116
V.4. Levé de fracturation .....	116
V.5. Représentation stéréographique .....	120
V.5.1. Faciès de phosphate .....	120
V.5.1. Faciès de calcaire .....	121
V.6. Classification du massif Nord de Kef Essnoun .....	122
V.6.1. Classification RQD .....	122

---

V.6.2. Classification RMR .....	123
V.6.3. Classification GSI.....	126
V.6.4. Classification SMR.....	127
V.7. Conclusion.....	128

### **Chapitre VI : Etude de stabilité du flanc Nord de Kef Essnoun.**

VI.1. Introduction.....	130
VI.2. Les caractéristiques physico-mécaniques .....	130
VI.3. la Retro-analyse .....	132
VI.4. Etude de stabilité du site.....	135
VI.4.1. Etude de stabilité par Slide 6.0 .....	136
VI.4.1.1. Phase de calcul.....	136
VI.4.2. Etude de stabilité par Plaxis 8.2 .....	138
VI.4.2.1. Modèle et génération du maillage .....	138
VI.4.2.2. Les conditions initiales .....	139
VI.4.2.3. Les phases du calcul.....	140
VI.4.2.4. Les résultats .....	141
VI.5. Proposition d'une méthode de confortement .....	144
VI.6. Conclusion .....	146
Conclusion générale .....	147

### **Références bibliographiques.**

### **Annexes.**

## LISTE DES TABLEAUX

<b>Tableau I.1.</b> Exemples d'ordres de grandeur de valeurs de résistivités.....	5
<b>Tableau I.2.</b> Exemples d'ordres de grandeur de valeurs de vitesses des ondes de compression.....	6
<b>Tableau I.3.</b> Description de l'espace des discontinuités .....	12
<b>Tableau I.4.</b> Classification des discontinuités selon leur extension.....	15
<b>Tableau I.5.</b> Description des discontinuités selon la mesure des ouvertures .....	16
<b>Tableau II.1.</b> Systèmes de classification du massif rocheux .....	19
<b>Tableau II.2.</b> Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux.....	20
<b>Tableau II.3.</b> Classification RMR.....	23
<b>Tableau II.4.</b> Valeur du paramètre de réduction $A_6$ selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage .....	24
<b>Tableau II.5.</b> Qualité de la masse rocheuse selon le RMR. ....	24
<b>Tableau II.6.</b> Relations entre $RMR_{sec}$ et la résistance à la compression simple .....	25
<b>Tableau II.7.</b> Notes des paramètres du SMR. ....	27
<b>Tableau II.8.</b> Description des classes SMR .....	28
<b>Tableau II.9.</b> Paramètre $J_r$ (paramètre de rugosité des joints).....	30
<b>Tableau II.10.</b> Paramètre $J_a$ (paramètre d'altération des joints).....	31
<b>Tableau II.11.</b> Paramètre $J_w$ (paramètre hydraulique) .....	32
<b>Tableau II.12.</b> Paramètre $J_n$ (nombre de famille de discontinuités).....	32
<b>Tableau II.13.</b> Paramètre de SRF (paramètre de réduction relatif aux contraintes). ....	33
<b>Tableau II.14.</b> Classification du massif rocheux selon l'indice Q.....	34
<b>Tableau II.15.</b> Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI.....	34
<b>Tableau III.1.</b> Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés .....	50
<b>Tableau III.2.</b> Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité .....	51
<b>Tableau III.3.</b> Les hypothèses, les équations et les inconnus recherchés. ....	61
<b>Tableau III.4.</b> Types d'instruments à utilisés selon les types de déformations à mesurer .....	78

<b>Tableau IV.1.</b> Détermination de $\alpha$ en fonction de la dureté des roches .....	111
<b>Tableau IV.2.</b> Les paramètres de la plate forme de travail de la mine de Kef Essnoun .....	111
<b>Tableau V.1.</b> L'altération des roches selon le critère de Hoek et Brown (1995).....	117
<b>Tableau V.2.</b> Les résistances des roches selon le critère de Hoek et Brown (1995).....	118
<b>Tableau V.3.</b> Caractéristiques des sondages. ....	121
<b>Tableau V.4.</b> RQD des différents sondages .....	122
<b>Tableau V.5.</b> RQD des différents faciès.....	122
<b>Tableau V.6.</b> Classification RMR du faciès calcaire Yprésien-Lutétien. ....	123
<b>Tableau V.7.</b> Classification RMR du faciès calcaire phosphaté. ....	123
<b>Tableau V.8.</b> Classification RMR du faciès phosphate.....	124
<b>Tableau V.9.</b> Classification RMR du faciès marne.....	124
<b>Tableau V.10.</b> Classification RMR du faciès calcaire Danio-Montien.....	125
<b>Tableau V.11.</b> Classification RMR du massif rocheux de Kef Essnoun. ....	125
<b>Tableau V.12.</b> Classification GSI du massif rocheux de Kef Essnoun.....	126
<b>Tableau V.13.</b> SMR du faciès de calcaires Yprésien-Lutétien.. ....	126
<b>Tableau V.14.</b> Classification SMR du faciès calcaire phosphaté.....	126
<b>Tableau V.15.</b> Classification SMR du faciès de phosphate .....	126
<b>Tableau V.16.</b> Classification SMR du faciès de marne .....	126
<b>Tableau V.17.</b> Classification SMR du faciès de calcaire Danio-Montien. ....	127
<b>Tableau V.18.</b> Classification SMR des différents faciès .....	127
<b>Tableau VI.1.</b> Les propriétés physico-mécaniques des différents faciès du flanc Nord de Kef Essnoun. ....	131

## LISTE DES FIGURES

Figure I.1. Structure d'un massif rocheux .....	7
Figure I.2. Exemple de discontinuités dans un massif rocheux .....	8
Figure I.3. Plan de stratification .....	8
Figure I.4. Une faille verticale d'un massif à Kef-Essnoun .....	9
Figure I.5. Les plis.....	10
Figure I.6. Définition de la direction et du pendage d'un plan .....	10
Figure I.7. Représentation stéréographique.....	11
Figure I.8. Mesure de l'espacement .....	12
Figure I.9. Mesure de la fréquence des discontinuités .....	12
Figure I.10. Profils de référence et chiffres-clés pour la détermination du coefficient de rugosité du joint (JRC) .....	14
Figure I.11. Persistance de différents ensembles de fractures.....	15
Figure I.12. Fissure ouverte et remplie .....	15
Figure I.13. Essais de cisaillement sur "joint" rocheux.....	16
Figure II.1. Une carotte .....	20
Figure II.2. Méthodes de confortement proposées selon la valeur du SMR. ....	29
Figure II.3. Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse ..	35
Figure II.4. Estimation du GSI modifiée à partir d'une description géologique de la masse rocheuse.....	37
Figure III.1. Effondrement de voûtes karstiques.....	42
Figure III.2. Deux types d'éroulement .....	43
Figure III.3. Eroulement a Aokas .....	43
Figure III.4. Coulées boueuses .....	43
Figure III.5. Coulée boueuse à « Illilten », wilaya de Tizi-Ouzou.....	44
Figure III.6. Affaissement à « M'Rara », wilaya d'El Oued .....	44
Figure III.7. Diagramme représentant le mouvement d'un versant idéal.....	45
Figure III.8. Cas du glissement circulaire de la mine d'Utah en 2013 (Etats unis) .....	46
Figure III.9. Glissement rotationnel simple .....	47

Figure III.10. Glissement circulaire complexe.....	47
Figure III.11. Glissement plan.....	47
Figure III.12. Cas du glissement plan de la mine de Kef Essnoun (Djebel El Onk).....	48
Figure III.13. Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités .....	48
Figure III.14. Glissement en dièdre dans un massif (Aokas).....	48
Figure III.15. Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage.....	49
Figure III.16. Effort appliquée sur une tranche .....	53
Figure III.17. Cas de rupture plane avec effet de l'eau .....	54
Figure III.18. Cas de rupture plane sur une longueur finie .....	55
Figure III.19. Conditions de stabilité avec écoulement d'eau .....	56
Figure III.20. Forces agissantes sur la tranche .....	58
Figure III.21. Découpage en tranches d'un talus .....	59
Figure III.22. Fenêtre de sélection des limites du model .....	63
Figure III.23. Fenêtre de sélection de la surface de glissement .....	64
Figure III.24. Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse .....	64
Figure III.25. Exemple de validation de surface de glissement .....	65
Figure III.26. Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement .....	65
Figure III.27. Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux .....	66
Figure III.28. Exemple d'interprétation des résultats.....	66
Figure III.29. Eléments géométriques .....	67
Figure III.30. Fenêtre d'outil plaxis .....	69
Figure III.31. Exemple de maillage.....	69
Figure III.32. Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux.....	70
Figure III.33. Génération des conditions hydrogéologiques .....	70
Figure III.34. Fenêtre de calcul .....	71
Figure III.35. Fenêtre out Put .....	71
Figure III.36. Exemple d'une présentation graphique des résultats contrainte- déplacement .	71
Figure III.37. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	72
Figure III.38. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb. ....	73
Figure III.39. Définition du module à 50 % de la rupture. ....	73
Figure III.40. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb .....	74
Figure III.41. Observation et mesure topographique .....	77
Figure III.42. Piézomètre à tube ouvert.....	77
Figure III.43. Inclinomètre à pendule.....	79

Figure III.44. La butée de pied .....	79
Figure III.45. Allègement en tête .....	80
Figure III.46. Reprofilage.....	80
Figure III.47. La purge .....	81
Figure IV.1. Carte de situation géographique de Djebel-Onk.....	85
Figure IV.2. Carte de situation géographique des gisements de Djebel Onk.....	86
Figure IV.3. Schéma de phosphato-genèse .....	88
Figure IV.4. Colonne stratigraphique de la région de Djebel Onk, (Algérie orientale).....	93
Figure IV.5. Les différents faciès lithologiques affleurant, (Djebel Onk) .....	94
Figure IV.6. Carte structurale de la région de Djebel Onk à l'intérieur du bassin de Gafsa– Métlaoui– Dj. Onk.....	95
Figure IV.7. Situation paléogéographique des gisements de phosphates de la région du Djebel Onk à l'intérieur du bassin phosphate de Gafsa, Métlaoui et Dj. Onk.....	98
Figure IV.8. Carte géologique de Kef Essnoun.....	100
Figure IV.9. Coupes géologique à travers le gisement de Kef Essnoun. ....	102
Figure IV.10. Coupe géologique du gisement de Kef Essnoun dans la partie des dressants. ....	103
Figure IV.11. Série d'anticlinaux de Kef Essnoun.....	104
Figure IV.12. Structure de la couche de phosphate dans la zone de Kef Essnoun et localisation des sondages carottés .....	104
Figure IV.13. Répartition interannuelles des précipitations durant 1988 à 2008.....	107
Figure IV.14. Températures moyennes annuelles durant 1991 à 2008.....	108
Figure IV.15. Les différents paramètres d'une plate forme de travail .....	110
Figure V.1. Photos montrant la carrière de Kef Essnoun avant et après glissement .....	114
Figure V.2. Plan cartographique montrant la position des fissures de Kef Essnoun. ....	115
Figure V.3. Evolution des fissures. ....	116
Figure V.4. Localisation des stations de mesure sur le flanc Nord de Kef Essnoun.....	117
Figure V.5. Représentations stéréographiques des discontinuités du faciès de phosphate ....	120
Figure V.6. Représentations stéréographiques des discontinuités du faciès de phosphate ....	121
Figure VI.1. Profil du flanc Nord de Kef Essnoun avant glissement de 2007, profil A-A ....	132
Figure VI.2. Profil du site d'étude, profil B-B .....	132
Figure VI.3. Profil du site de glissement de 2007, profil A-A.....	133

---

Figure VI.4. Choix du type de la surface circulaire, profil A-A. ....	133
Figure VI.5. La rétro-analyse, profil A-A. ....	134
Figure VI.6. La surface de glissement et la valeur de $F_s$ , profil A-A. ....	134
Figure VI.7. Variation de la cohésion en fonction du $F_s$ . ....	135
Figure VI.8. Variation de l'angle de frottement en fonction du $F_s$ . ....	135
Figure VI.9. Profil B-B ....	136
Figure VI.10. Phase de calcul du $F_s$ , profil B-B ....	136
Figure VI.11. La surface de glissement et la valeur de $F_s$ , profil B-B ....	137
Figure VI.12. Modèle en 2D ....	138
Figure VI.13. Génération du maillage.....	138
Figure VI.14. Indication du niveau de la nappe phréatique, profil B-B.....	139
Figure VI.15. Les pressions interstitielles, profil B-B ....	139
Figure VI.16. Les contraintes effectives, profil B-B.....	140
Figure VI.17. Processus du calcul ....	140
Figure VI.18. Le facteur de sécurité.....	141
Figure VI.19. Les déplacements totaux.....	141
Figure VI.20. Déplacements verticaux.....	142
Figure VI.21. Déplacements horizontaux.....	142
Figure VI.22. Zone génératrice du mouvement ....	143
Figure VI.23. Evaluation du $F_s$ au cours du processus ....	143
Figure VI.24. Diminution de la crête ....	144
Figure VI.25. Création des gradins et élargissement des plateformes ....	144
Figure VI.26. Reprofilage des gradins et des plateformes ....	145
Figure VI.27. La surface de glissement et le facteur de sécurité ....	145

## Notations

C : La cohésion	[KN/m <sup>2</sup> ]
E: Module de Young	[KN/m <sup>2</sup> ]
E <sub>50</sub> : Module sécant à 50% de la résistance à la compression	[KN/m <sup>2</sup> ]
E <sub>0</sub> : Pente initiale	[KN/m <sup>2</sup> ]
E: Est	
F <sub>s</sub> : Coefficient de sécurité.	
H <sub>n</sub> : Les efforts inter-tranches horizontaux.	
J <sub>n</sub> : Nombre de famille de discontinuités.	
J <sub>a</sub> : Paramètre d'altération des joints.	
J <sub>r</sub> : Paramètre de rugosité des joints.	
J <sub>w</sub> : Paramètre hydraulique.	
N: Nord.	
O : Centre de la surface.	
O: Ouest	
R <sub>c</sub> : La résistance à la compression.	
R <sub>t</sub> : La résistance à la traction.	
R : Rayon de la surface	[m]
S : Sud	
u : La pression interstitielle de l'eau	[KN/m <sup>2</sup> ]
V <sub>n</sub> : Les efforts inter-tranches verticaux.	
W : Poids de la tranche	[KN]
σ <sub>1</sub> : Contrainte principale majeur	
σ <sub>3</sub> : Contrainte principale mineur	
τ: Contrainte de cisaillement	[KN/m <sup>2</sup> ]
σ : Contrainte	[KN/m <sup>2</sup> ]
φ : Angle de frottement interne	
Ψ : Angle de dilatance	[°]

## **Abréviations**

BRGM : Bureau de recherches géologiques et minières.

FERPHOS : Entreprise nationale du fer et du phosphate.

GSI: Geological Strength Index

JRC: Joint Roughness Coefficient.

SCR: Surface Condition Rating

SMR: Slope Mass Rating

RQD: Rock Quality Designation

RMR: Rock Mass Rating

SRF: Stress Reduction Factor

SR: Structure Rating

SONAREM : Société Nationale de Recherche et d'Exploitation Minières.

SRF : Paramètre de réduction relatif aux contraintes.

MEF: Méthode des Eléments Finis.

# *Introduction générale*

## Introduction générale

Le défi majeur à relever dans une opération minière est l'assurance de la stabilité des pentes dans les massifs rocheux. Il n'existe pas de méthodologie générale pour l'analyse et la quantification des risques relatifs à ces opérations. L'une des raisons essentielles est l'incertitude qui pèse sur les données disponibles et leurs qualités ou la méconnaissance même des valeurs des paramètres nécessaires à ce type d'analyse. Les méthodes d'analyse de la stabilité sont des moyens qui permettent de cerner les zones d'instabilité afin d'adopter une démarche pour les éviter ou réduire leurs effets. L'utilisation conjointe de plusieurs approches d'analyse est très bénéfique pour l'assurance des résultats.

Un état d'instabilité s'est manifesté par un important glissement de terrain sur le versant nord de la carrière à ciel ouvert de Kef Essnoun -Tebessa- en 2007. Suite à cela, des mesures de protection consécutives ont été mises en place. En 2013, des fissures ont été observées dans l'épaulement de la paroi nord. Celles-ci pourraient être des signes d'un glissement potentiel pour une étude éventuelle de la stabilité du site en question. Pour atteindre l'objectif visé, le travail sera structuré en six chapitres :

Le premier chapitre est bibliographique. Il traite essentiellement les massifs rocheux et les discontinuités.

Le second chapitre est consacré à la présentation des méthodes de classification empiriques des massifs rocheux les plus utilisées dans le domaine minier.

Dans le troisième chapitre, nous abordons les différents types d'instabilité et les différentes méthodes d'évaluation de la stabilité.

Le quatrième chapitre est réservé à la description géologique des différentes formations rencontrées ainsi que l'étude hydrogéologique et le mode d'exploitation du site minier de Kef Essnoun, objet de notre étude.

Le cinquième chapitre est destiné à l'application des systèmes de classification empiriques (RQD, RMR et SMR) pour mieux caractériser le massif rocheux de Kef Essnoun.

Le dernier chapitre est consacré entièrement à la modélisation. Pour ce faire et afin de valider les résultats, nous avons utilisé deux méthodes : la méthode d'équilibre limite (slide 6.0) et la méthode des éléments finis (Plaxis 8.2).

Enfin, nous terminons par une conclusion générale qui souligne l'apport incontestable de notre travail.

# *Chapitre I*

## *Caractérisation d'un massif rocheux*

## CHAPITRE I : Caractérisation des massifs rocheux

### I.1. Introduction

Le but essentiel de la caractérisation des massifs rocheux est de fournir à l'ingénieur des données qualitatives et quantitatives nécessaires pour décrire la structure et évaluer les propriétés mécaniques et hydrauliques des massifs à l'échelle des volumes sollicités par des ouvrages (Antoine, 1992).

L'étude des discontinuités dans un massif rocheux nécessite une analyse statistique, pour pouvoir différencier toutes les familles de discontinuités qui affectent le massif. Chaque famille est alors analysée à part pour déterminer la distribution de ses différents paramètres géométriques. En plus de l'analyse géométrique, une étude mécanique est entreprise afin de dégager la nature du comportement et les caractéristiques mécaniques des différentes discontinuités ou familles de discontinuités du massif (Abdelouahed, 1992).

### I.2. Reconnaissance des massifs rocheux

#### I.2.1. Généralités

En pratique, la détermination des différents facteurs internes se fait par une étude géologique lato sensu, c'est-à-dire comprenant les faciès lithologiques, structurales, hydrogéologiques, géomorphologiques (utilisant, le cas échéant, les techniques de télédétection), géotechniques...etc ; complétées par un levé topographique d'une précision suffisante. (Schroeder, 2010).

Cette étude doit inclure les aspects suivants :

**I.2.1.1. Caractérisation topographique :** Elle est la base de toute étude comportant entre autres (Schroeder, 2010) :

- a- Plans et coupes en nombre suffisant ;
- b- Position de l'instabilité sur l'ensemble du versant ;
- c- Dimensions, volumes concernés ;
- d- Pente générale du versant.

**I.2.1.2. Caractérisation géologique :** Elle se réalise par des données géologiques qui sont obtenues par (Schroeder, 2010) :

- a- La morphologie, les processus dynamiques et typologiques de l'instabilité (mécanismes possibles) ;
- b- La lithologie, l'état d'altération ;

- c- Le levé structural (familles de discontinuités) : identification, localisation, orientation, fréquence, état d'altération, remplissage et la persistance ;
- d- L'hydrogéologie : présence ou non des venues d'eau, de nappes (en relation avec les données climatiques), débits et exutoires.

#### **I.2.1.3. Caractérisation mécanique :** Elle concerne généralement (Schroeder, 2010) :

- a- Les matériaux rocheux constitutifs (principalement la résistance à la compression simple et à la traction) ;
- b- Les discontinuités (angle de frottement interne, cohésion).

### **I.2.2. Types de reconnaissances géologiques**

Les données géologiques sont obtenues par un levé de terrain complété par divers types d'investigations, en insistant sur l'aspect lithologique et structural, sans négliger les données géomorphologiques et hydrogéologiques (Schroeder, 2010).

Les méthodes d'investigations peuvent être réparties en trois catégories :

#### **I.2.2.1. Télédétection**

C'est une étude des photos aériennes et des images satellites. Elle est particulièrement intéressante pour cartographier les mouvements de terrain en plan et en élévation. En outre, le suivi d'un mouvement lent (s'étendant sur plusieurs années) peut avantageusement être réalisé par des techniques telles que l'interférométrie radar qui autorisent des précisions quasi millimétriques en altitude. Le coût et les délais nécessaires à l'acquisition et au traitement des données réservent ce type d'investigations aux glissements de grandes amplitudes (Schroeder, 2010).

#### **I.2.2.2. Forages et autres essais mécaniques**

Les forages carottés complètent l'information géologique obtenue en affleurement et permettent son extrapolation au sein du massif. Ils permettent une quantification du degré de fracturation du massif, le prélèvement d'échantillons pour divers essais de laboratoire et la réalisation d'essais hydrauliques et/ou mécaniques in situ. Le coût des forages carottés est en général assez élevé, dépendant des conditions d'accès et du nombre total de forages à réaliser (Schroeder, 2010).

#### **I.2.2.3. Prospection géophysique**

La prospection géophysique comprend un ensemble de méthodes non destructives permettant d'obtenir rapidement une vue globale de certaines caractéristiques du terrain et de déterminer leurs variabilités dans la zone prospectée. Elle apporte des informations et permet

en outre de délimiter judicieusement la reconnaissance ponctuelle, implanter les forages et d'interpoler les renseignements obtenus par celles-ci (Schroeder, 2010).

#### **a- Principe de la méthode**

La prospection géophysique mesure les réponses des terrains à des sollicitations physiques (envoi d'un courant, d'une onde,...etc.) ou les variations d'un champ naturel (magnétique, pesanteur,...etc.) afin de déduire leurs caractéristiques (Schroeder, 2010) :

- Physiques (liées à leur lithologie, structure et la teneur en fluides) ;
- Géométriques (allure des couches) ;
- Mécaniques, hydrauliques et autres informations corrélées aux caractéristiques.

#### **b- Les méthodes géophysiques**

Les principales méthodes utilisées sont :

##### ➤ **La méthode électrique (résistivité) :**

La prospection électrique se base sur la résistivité (électrique) des terrains, notée " $\rho$ ". La résistivité est la propriété physique d'un milieu qui en détermine sa capacité à s'opposer au passage du courant.

La résistivité d'une roche, qui s'exprime en Ohm.m; dépend de sa lithologie, principalement de la teneur en minéraux de type "argile" et de la quantité d'eau qu'elle contient ainsi que de la minéralisation de cette dernière (Schroeder., 2010 ; Duffaut., 2003).

La conductibilité électrique d'une roche dépend ainsi des composantes solides (passage des électrons dans le solide) et des composantes liquides électrolytiques (les ions transportent les charges sous l'effet du champ électrique) (Schroeder., 2010 ; Duffaut., 2003).

Dans l'ensemble, les minéraux constitutifs des roches (quartz, calcite...) sont très résistifs (pratiquement isolants). Cependant les matériaux argileux sont, eux, très conducteurs (faiblement résistifs) (Schroeder, 2010).

La résistivité et la conductivité d'une roche dépendra donc principalement :

- De sa teneur en argile ;
- De la quantité d'eau qu'elle renferme et de la résistivité de celle-ci (eau douce :  $\rho$  de l'ordre de 10 Ohm.m, eau de mer :  $\rho$  de l'ordre de 0.2 Ohm.m).

**Tableau I.1.** Exemples d'ordres de grandeur de valeurs de résistivités (Schroeder, 2010).

Roche	Résistivité Ohm.m	Roche	Résistivité Ohm.m
Argile	1-20	Schistes sains	100-400
Sable (eau douce)	40-300	Schistes altérés	20-200
Sable (eau de mer)	2-15	Grès sains	200-3000
Sable sec	400-2000	Grès fissurés	100-15000
Limons	20-100	Calcaires sains	1000-5000
graviers	100-500	Calcaires altérés	20-2000

Il est important de répéter qu'il n'y a pas bijection entre les valeurs de résistivité et la nature des terrains, c'est-à-dire que, connaissant la nature d'un terrain, on pourra en déduire sa résistivité mais qu'à une valeur de résistivité pourront correspondre plusieurs natures de terrains. Il est donc indispensable d'étalonner les mesures électriques par des données géologiques, des reconnaissances par forages ou par d'autres méthodes géophysiques (Schroeder, 2010).

#### ➤ La méthode sismique (réfraction)

La prospection sismique est basée sur la mesure de la vitesse des ondes sismiques (vibrations des particules de terrain), engendrées par un ébranlement provoqué à la surface du sol (par l'impact d'un marteau, par une explosion ou autre système) (Schroeder, 2010).

Les ondes ainsi générées peuvent être :

- Des ondes de volume, se propageant dans la totalité du sous-sol :
  - ondes longitudinales (de compression), P ;
  - ondes transversales (de cisaillement), S.
- Des ondes de surface (onde de Love et de Rayleigh), se propageant à l'interface de deux milieux (air et sol par exemple).

Les célérités des divers types d'ondes sismiques permettent de les différencier. Les ondes de volume (de compression) étant les plus rapides. Cette particularité fait que ce sont ces ondes qui sont les plus aisées à détecter, arrivant en premier aux éléments récepteurs et sur lesquelles se base la sismique réfraction (Schroeder, 2010 ; Duffaut, 2003).

Les célérités des ondes longitudinales sont en fonction de la nature et de la compacité (densité, fissuration) du matériau traversé. Plus un matériau est fissuré (ou peu compact), plus la vitesse est petite. En pratique, la vitesse des ondes de compression dans un milieu est la moyenne entre les vitesses dans les différents composants du milieu : matériaux "intacts" et fissures (ou vides) plus ou moins remplies d'air, d'eau ou de différents matériaux. La

prospection sismique réfraction informe donc sur le degré de fissuration du massif rocheux (Schroeder, 2010 ; Duffaut, 2003).

**Tableau I.2.** Exemples d'ordres de grandeur de valeurs de vélocité des ondes de compression (Schroeder, 2010).

<b>Roche</b>	<b>Vitesse des ondes de Compression (m/s)</b>	<b>Roche</b>	<b>Vitesse des ondes de Compression (m/s)</b>
<b>Remblais</b>	200-800	Schistes "sains"	1500-3000
<b>Limons</b>	300-800	Grès "sains"	1800-5000
<b>Sables secs</b>	400-1200	Calcaires "sains"	2500-6000
<b>Sables (sous eau)</b>	1000-1800	Air	330-360
<b>Graviers secs</b>	200-1500	Eau	1450-1550
<b>Graviers (sous nappe)</b>	1200-1900	Glace	3700-3900

Comme pour les valeurs des résistivités, il est important de répéter qu'il n'y a pas bijection entre les valeurs des vitesses sismiques et la nature/compacité des terrains. Il est donc indispensable d'étalonner les mesures sismiques par des données géologiques, des reconnaissances par forages ou par d'autres méthodes géophysiques (Schroeder, 2010).

Sans oublier de mentionner le radar de sub-surface, cette méthode électromagnétique est particulièrement bien adaptée à la détection de joints argileux dans les massifs calcaires. Bien que sa profondeur de pénétration est très limitée dans le cas de couverture conductrice. Elle est cependant de plus en plus utilisée pour l'investigation des massifs rocheux calcaires ou gréseux (Schroeder, 2010).

D'autres méthodes existent mais ne seront pas abordées car elles sont moins fréquemment utilisées pour les études de stabilité. Citons, parmi elles (Schroeder, 2010) :

- Méthodes gravimétriques : Utilisées pour la recherche de cavités (karstiques et autres) ;
- Méthodes électromagnétiques : Orientées vers l'hydrogéologie et la prospection minière ;
- Diagraphies : Appliquent les différentes méthodes géophysiques dans les forages carottés ou destructifs.

Toutes ces méthodes ont leurs champs d'application et leurs limitations. Elles ne peuvent être mises en œuvre et interprétées qu'en tenant compte du contexte géologique.

### I.3. Structure des massifs rocheux

#### I.3.1. Description des massifs rocheux

Formés d'une juxtaposition de matériaux hétérogènes et qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", les massifs rocheux sont des structures très complexes. Ils sont assimilés à un assemblage de blocs appelés matrices rocheuses lesquels sont délimités par des discontinuités constituées de fissures, de fractures ou de failles ou encore de joints stratigraphiques. En règle générale, on considère la succession suivantes (Calembert et al., 1978) :

- Minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non-affectés de discontinuités;
- Matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des micros discontinuités;
- Massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macros discontinuités.

Les caractéristiques d'un matériau à une échelle donnée dépendent de celles des constituants et de celles des discontinuités.

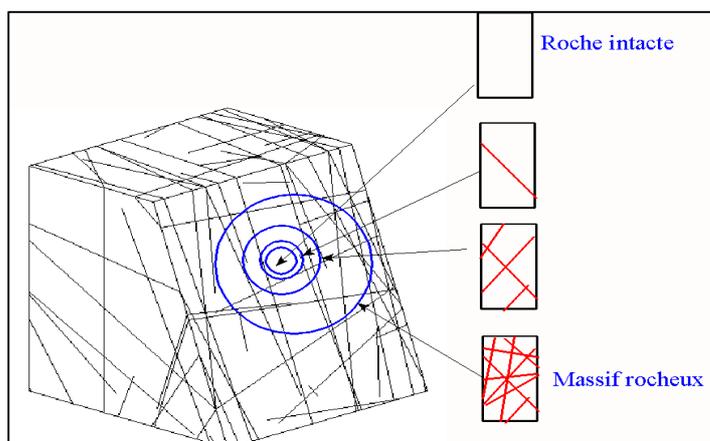


Figure I.1. Structure d'un massif rocheux (Zhao. J, 2008).

#### I.3.2. Description des discontinuités

Le terme de discontinuité est utilisé pour désigner toute surface qui interrompt physiquement la continuité d'une matrice rocheuse et de ses propriétés mécaniques, hydrauliques et thermiques. Cette surface est en général assimilable, sur une certaine étendue, à un plan (Schroeder, 2010).

Les discontinuités représentent des types de surface très variées dont l'identification géologique, depuis l'échelle millimétrique jusqu'à l'échelle kilométrique, apporte des

informations importantes sur le nombre de leurs paramètres géométriques et mécaniques (Schroeder, 2010).



**Figure I.2.** Exemple de discontinuités dans un massif rocheux (Aokas -Bejaia-, 2015).

**I.3.2.1. Influence des discontinuités dans le comportement d'un massif rocheux** (Zhao. J, 2008) :

- De Couper la roche en plaques, blocs et coins (libres de tomber et de bouger) ;
- D'agir comme plan de faiblesse pour le glissement ;
- De faciliter l'écoulement d'eau et créer des réseaux d'écoulement ;
- D'entraîner de grandes déformations ;
- De changer la distribution et l'orientation des contraintes.

### **I.3.2.2. Types de discontinuités**

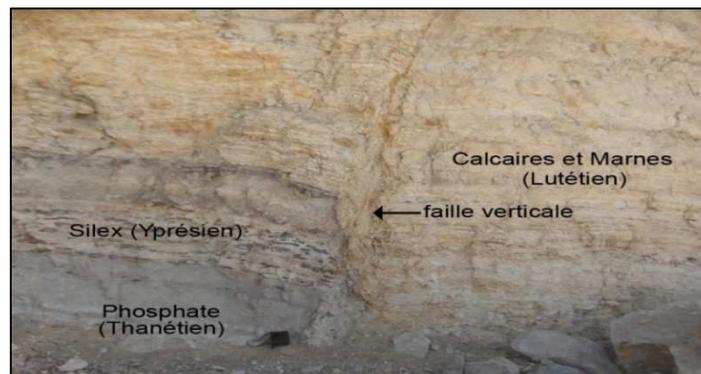
Les principales discontinuités présentent dans les massifs rocheux (Zhao. J, 2008) sont :

**a- Joints de stratification** : Ils sont plus ou moins réguliers séparant les strates. ils créent une interface de deux matériaux rocheux et ces derniers peuvent être soulignés comme de minces dépôts argileux ou schisteux favorisant le glissement.



**Figure I.3.** Plan de stratification (Aokas -Bejaia-, 2015).

- b- Schistosité :** Elle résulte de la réorientation des minéraux constitutifs dans une direction perpendiculaire à celle des contraintes de compression auxquelles le massif a été soumis.
- c- Failles (fractures) :** Se sont des surfaces de rupture générées par les effets de cisaillement issus des contraintes de compression (failles inverses ou normales selon l'orientation des contraintes principales ...) ou par traction. Le déplacement des lèvres de la rupture (le rejet) peut avoir une amplitude nulle ou atteindre plusieurs kilomètres. Il est évident que la genèse de la faille va dépendre d'état de fracturation des épontes (masses rocheuses de part et d'autre de la fracture). Les plans de faille sont souvent marqués de stries indiquant le sens du mouvement et facilitant un rejeu de la faille dans cette direction.



**Figure I.4.** Une faille verticale d'un massif (22\03\2015, photo prise à Kef Essnoun).

- d- Diaclases :** Elles correspondent à une rupture de type fragile. Elles peuvent être des plans liés à la diagenèse et au retrait de la roche pour certains ou d'origine tectonique pour d'autres. Quoiqu'il en soit, dans les roches stratifiées, les diaclases se présentent pratiquement toujours sous la forme de deux familles orthogonales entre elles et perpendiculaires aux plans de stratification. Les diaclases découpent ainsi des éléments parallélépipédiques facilitant les chutes de blocs.
- e- Les plis :** Les plis sont le résultat de la flexion d'une strate rocheuse sous l'effet d'une force tectonique ou d'un mouvement.



**Figure I.5.** Les plis (Zhao. J, 2008).

### I.3.2.3. Caractéristiques des discontinuités

Une famille de discontinuité est caractérisée par:

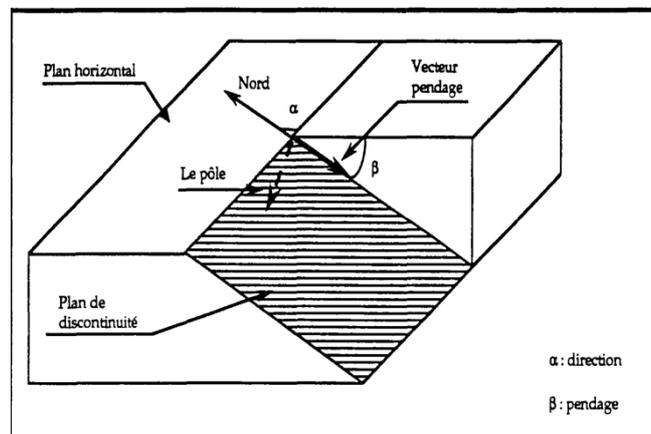
- Son orientation : définie par celle du plan à laquelle elle est assimilée ;
- Sa fréquence : inverse de l'espacement moyen entre deux discontinuités de la même famille et sa continuité.

Ces deux premières caractéristiques permettent de définir un bloc élémentaire permettant d'apprécier les dimensions des blocs susceptibles de s'ébouler.

- Sa morphologie: rugosité, altération, remplissage... ;
- Ses propriétés mécaniques.

**a. L'orientation d'une discontinuité :** Elle est définie par sa direction et son angle de pendage qui sont mesurés à l'aide d'une boussole géologique (Zhao, 2008).

- La direction de pendage est la droite d'intersection du plan avec un plan horizontal. On caractérise cette direction par son azimuth, c'est-à-dire l'angle qu'elle fait avec la direction du nord. Elle est toujours perpendiculaire à la direction d'un plan et elle est mesurée en degrés ( $^{\circ}$ ).
- Le pendage est l'angle que forme la ligne de plus grande pente avec l'horizontale.



**Figure I.6.** Définition de la direction et du pendage d'un plan, (Zhao. J, 2008).

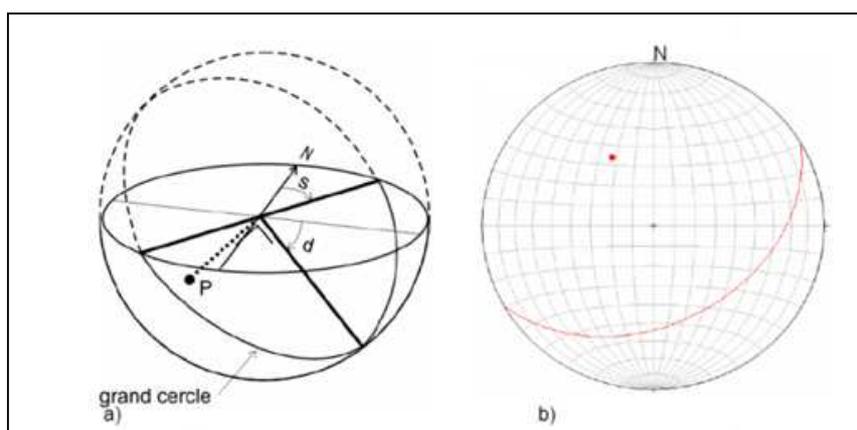
La projection stéréographique des discontinuités permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. La représentation des plans se fait habituellement en utilisant les diagrammes polaires.

On considère une sphère dont un diamètre du plan équatorial est la direction du plan considéré et l'autre diamètre est orienté Nord - Sud.

Sur l'hémisphère inférieur, se trace le grand cercle, intersection du plan avec la surface hémisphérique, et le pôle du plan, c'est-à-dire le point de percée sur l'hémisphère de la normale au plan passant par le centre de la sphère.

Pour effectuer les projections, on peut utiliser le canevas de Wulf (qui correspond à la projection stéréographique). Mais en général, on utilise le canevas de Schmidt (Lambert) qui est une projection équilatérale et qui n'introduit donc pas de distorsion quant à la densité des pôles.

La notation "classique" donnant l'azimut de la direction en degrés (chiffre <180) et le secteur (N, E, S ou O) vers lequel "pend" le plan.

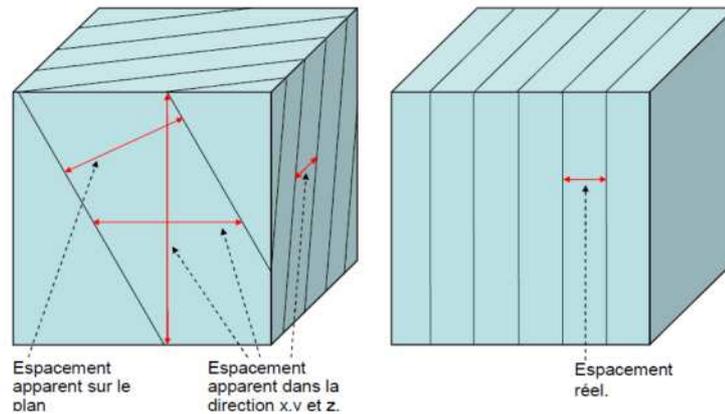


**Figure I.7.** Représentation stéréographique, (Zhao. J, 2008).

a) : direction (S), pendage (d), grand cercle et pôle (P) ;

b) : canevas de Schmidt. Sur le plan équatorial figurent les projections des grands cercles et des petits cercles tracés sur l'hémisphère inférieur.

**b. L'espace des joints :** C'est la distance perpendiculaire entre les joints de telle façon à obtenir le véritable écart entre les plans. On mesure souvent l'espace apparent et on mesure l'espace des joints qui varie selon les différentes faces et directions de mesures. Cet espace contrôle la taille des blocs individuels et le mode de rupture et l'écoulement (Zhao, 2008).



**Figure I.8.** Mesure de l'espacement (Zhao. J, 2008).

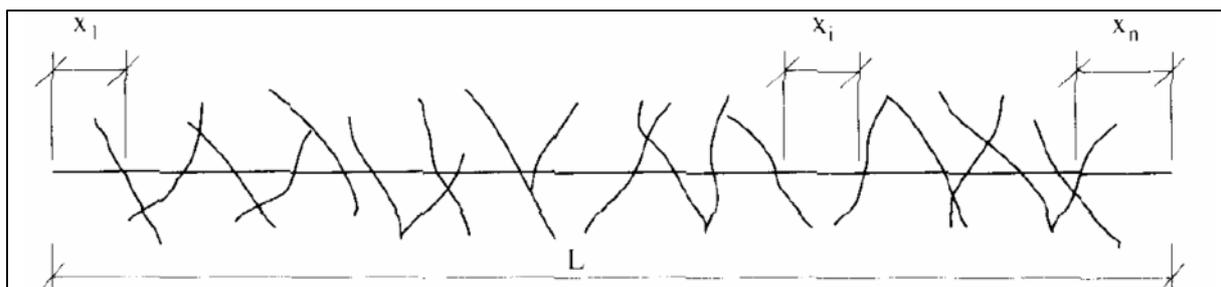
On décrit l'espacement selon les mesures des discontinuités :

**Tableau I.3.** Description de l'espacement des discontinuités (Zhao. J, 2008).

Espacement des discontinuités (m)	Description
<0.02	Espacement extrêmement étroit
0.02-0.06	Espacement très étroit
0.06-0.2	Espacement étroit
0.2-0.6	Espacement modéré
0.6-2	Espacement large
2-6	Espacement très large
>6	Espacement extrêmement large

**c. La fréquence des discontinuités ( $\lambda$ ) :** Déterminée par comptage sur le terrain, par exemple en mesurant l'espacement des discontinuités le long d'une ou de plusieurs lignes tracées perpendiculairement à leur direction ou selon des lignes traversant au mieux (statistiquement) les différentes familles de joints (Hudson, 1993).

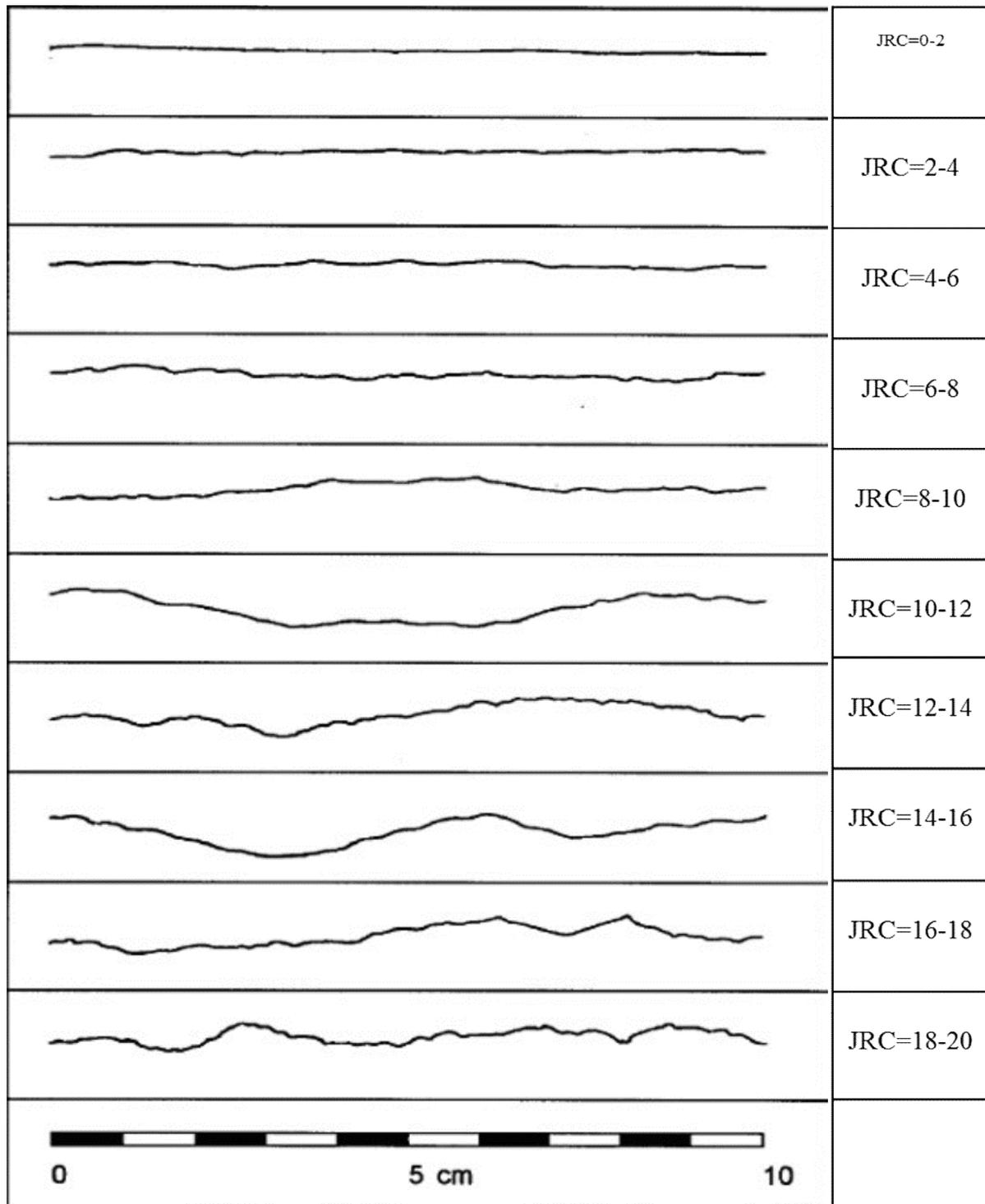
Si, le long de la ligne du levé,  $N$  est le nombre de discontinuités et  $L$  la longueur du levé, la fréquence ( $\lambda$ ) des discontinuités vaut  $\lambda = N/L$  et l'espacement moyen ( $x$ ) vaut  $x = L/N$ . On déduit que la fréquence est simplement l'inverse de l'espacement moyen des discontinuités. La fréquence et l'espacement moyen dépendent de l'orientation de la ligne de levé par rapport à celle des discontinuités (Hudson, 1993).



**Figure I.9.** Mesure de la fréquence des discontinuités (Hudson, 1993).

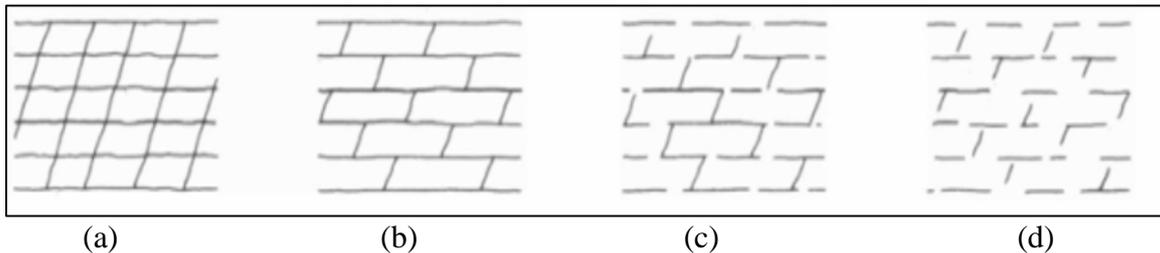
- d. Degré de fracturation du massif rocheux :** lorsque des forages carottés sont disponibles, cette qualité est désignée par RQD (Rock Quality Designation) (Deere, 1988). Cet indice est égal au rapport de la somme des longueurs des éléments de carottes du forage dont la longueur est au moins égale à 10 cm à la longueur totale de la passe carottée.
- e. La rugosité :** Elle correspond à la forme de la surface de discontinuité d'un ensemble individuel à petite échelle. Elle doit être évaluée sur la base des critères visuel et sensoriel. Pour décrire la rugosité, il convient d'utiliser les termes suivants, (Barton et Choubey, 1977) :
- **Très rugueuse :** la surface est très rugueuse et présente d'importantes aspérités visuelles, semblables à du gravier fin ou de calibre moyen.
  - **Rugueuse :** lorsqu'on passe la frôle du doigt, la surface est rugueuse comme du papier de verre à gros grain. Les aspérités peuvent être visuelles.
  - **Légèrement rugueuse :** la surface est rugueuse comme du papier de verre à grain plus fin. Les aspérités ne sont pas visibles à l'œil nu.
  - **Lisse :** la surface est plutôt lisse, comme du papier.
  - **Miroir de faille :** la surface est très lisse, voire polie, et présente une striation due à un déplacement en cisaillement.

Un coefficient de rugosité du joint (JRC) peut être adapté : il va de 0, pour une surface plane et lisse, à 20, pour une surface très rugueuse.



**Figure I.10.** Profils de référence et chiffres-clés pour la détermination du coefficient de rugosité du joint (JRC) (Barton et Choubey, 1977).

**f. La persistance :** La persistance est l'extension spatiale où la longueur d'une discontinuité peut être directement mesurée en observant les longueurs des traces des discontinuités sur les affleurements (Schroeder, 2010).



**Figure I.11.** Persistence de différents ensembles de fractures (Zhao. J, 2008).

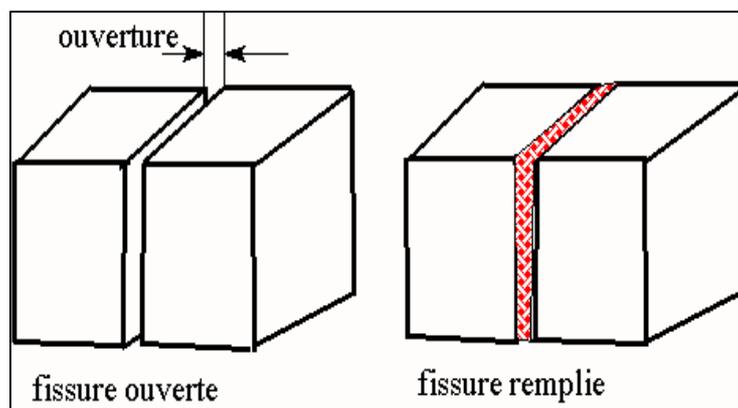
- (a) : Deux ensembles de diaclases persistants avec persistance élevée ;
- (b) : Un ensemble de diaclases avec persistance élevée + un ensemble de diaclases discontinues avec persistance moyenne ;
- (c) Deux ensembles de diaclases discontinus avec persistance moyenne ;
- (d) Deux ensembles de diaclases discontinus avec faible persistance.

On classe les persistance des discontinuités selon la longueur de leurs traces :

**Tableau I.4.** Classification des discontinuités selon leur extension (Zhao. J, 2008).

Persistance	Longueur de la trace (m)
Persistance très faible	<1
Persistance faible	1-3
Persistance moyenne	3-10
Persistance élevée	10-20
Persistance très élevée	> 20

**g. Ouverture et matériaux du remplissage :** Il est très rare que les deux surfaces d'une discontinuité soient en contact, généralement il existe un espace entre elles appelé ouverture qu'elle soit remplie d'air, d'eau (joint ouvert) ou avec des matériaux de remplissage (Schroeder, 2010).



**Figure I.12.** Fissure ouverte et remplie (Schroeder, 2010).

En général, les propriétés du matériel de remplissage affectent la résistance au cisaillement, la déformabilité et la perméabilité des discontinuités. On peut distinguer :

- Matériaux tendres : qui peuvent être rayés à l'ongle ou essuyés à la main (argile, sable);
- Matériaux durs : qui ne peuvent être rayés à l'ongle (minéraux comme la calcite, le quartz, etc.).

**Tableau I.5.** Description des discontinuités selon la mesure des ouvertures (Zhao, J, 2008).

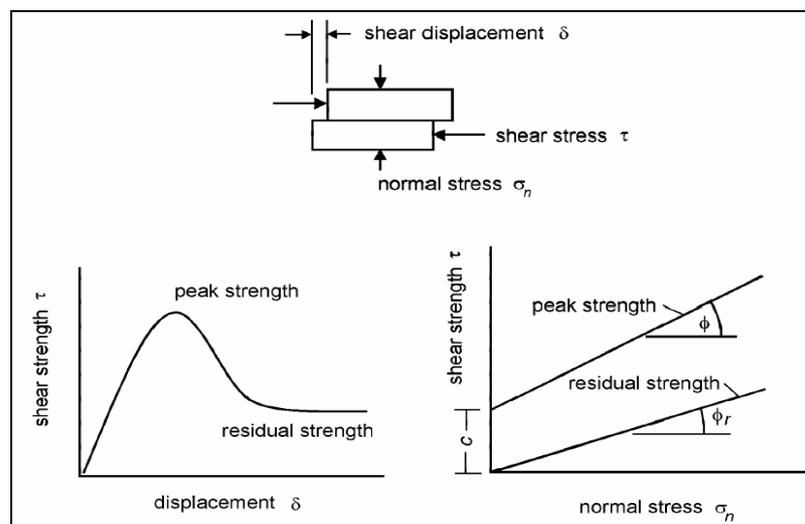
Ouverture	Description	Dispositif
<0.1 millimètre	Très étroit	Dispositif fermé
0.1-0.25 millimètre	Étroit	
0.25-0.5 millimètre	Partiellement ouvert	
0.5-2.5 millimètre	Ouvert	Dispositif espacé
2.5-10 millimètre	Largement ouvert	
1-10 centimètre	Très largement ouvert	Dispositif ouvert
10-100 centimètre	Extrêmement ouvert	
> 1 mètre	caverneux	

#### h. Caractéristiques mécaniques des discontinuités :

Ce sont des facteurs prépondérants pour la stabilité du massif. Le comportement mécanique des discontinuités peut être considéré comme le critère de rupture de Coulomb. Celui-ci relie la résistance au cisaillement,  $\tau$ , à la contrainte normale,  $\sigma_n$  par la relation : (Schroeder, 2010).

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (\text{I.1})$$

Où interviennent deux paramètres : l'angle de frottement interne, noté " $\varphi$ " et la cohésion, notée "c".



**Figure I.13.** Essais de cisaillement sur "joint" rocheux (Zhao, J, 2008).

Les paramètres  $c$  et  $\varphi$  se déterminent par un examen morphologique détaillé des discontinuités (rugosité, remplissage,...etc.) et par des essais de cisaillement ou autres.

#### **I.4. Conclusion**

Les discontinuités représentent une caractéristique intrinsèque des massifs rocheux. Le comportement mécanique d'un massif rocheux est influencé par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des discontinuités plutôt que par les caractéristiques propres de la matrice rocheuse. Les discontinuités sont caractérisées par une conductivité hydraulique par conséquent elles influent sur les caractéristiques mécaniques des massifs rocheux d'où la déstabilisation de ce dernier.

Étant donné l'importance de la présence de discontinuités sur les caractéristiques mécaniques des massifs rocheux et afin de pouvoir quantifier cet effet, nous avons besoin de connaître les caractéristiques géométriques des discontinuités et leurs caractéristiques mécaniques.

***Chapitre II***  
*Systemes de*  
*classification des*  
*massifs rocheux*

## **CHAPITRE II : Systèmes de classification des massifs rocheux**

### **II.1. Introduction**

Selon Schroeder (2010), Les systèmes de classification des massifs rocheux ont tout d'abord un rôle de synthétisation des données récoltées sur le terrain. En effet, il semble avantageux de disposer d'un outil permettant de regrouper de manière structurée toutes les informations fournies par les observations, les mesures et les comptes rendus des géologues.

Le rôle principal qu'on attribue généralement aux systèmes de classification des massifs rocheux est celui d'aide à la conception d'ouvrages en milieux rocheux. Ces systèmes sont en effet à la base des méthodes de dimensionnement empiriques. Leur rôle consiste de combiner les informations provenant d'observations, de mesures ou encore de l'expérience de manière à fournir des estimations quantitative et qualitative sur la situation du massif et le type du soutènement adéquat (Maciejka, 2012).

Toutefois, il est assez délicat de ne se fier qu'à cette approche, aussi détaillée soit elle.

### **II.2. Systèmes de classification des massifs rocheux**

Il existe 16 systèmes de classification des massifs rocheux qui ont été développés pour leur utilisation en génie civil et minier, et ce, en se basant, en grande partie, sur la fissuration et le comportement mécanique de ces massifs. Malgré que ces systèmes soient largement utilisés en ingénierie, leur habilité à considérer la résistance anisotropique et l'effet d'échelle demeure limitée (Maciejka, 2012).

**Tableau II.1.** Systèmes de classification du massif rocheux (Palmström 1995).

Système de classification	Référence	Pays d'origine	Applications
Rock Loads	Terzaghi, 1946	E.U.A	Tunnels avec support en acier
Stand-up	Time Lauffer, 1958	Autriche	Tunnels
New Austrian tunnelling method (NATM)	Rabcewicz, 964/1965, 1975	Autriche	Tunnels
Rock Quality Designation (RQD)	Deere, 1968	E.U.A	Carottes de forage, tunnels
Rock Strength Rating (RSR)	Wickham et al, 1972	E.U.A	Tunnels
Rock Mass Rating (RMR)	Bieniawski, 1973, 1974, 1976, 1979 Bieniawski, 1989	Afrique du Sud E.U.A	Tunnels, mines, SLOPES
Extensions du système RMR	Laubscher 1977, 1984	Afrique du Sud	Mines
	Ghose and Raju, 1981	Inde	Mines de charbon
	Kendorski et al. 1983	E.U.A	Mines en roche dure Fondations
	Serafim and Pereira, 1983.	Portugal	
	Gonzales de Vallejo, 1983 Unal, 1983	Espagne E.U.A	Tunnels
	Romana, 1985	Espagne	Support du toit/charbon
	Newman et Bieniawski, 1985	E.U.A	Stabilité des pentes Mines de charbon
Rock Mass Quality	Barton et al. 1974	Norvège	Tunnels, chambres
Strength-Size	Franklin, 1975	Canada	Tunnels
Ramamurthy & Aurora Classification (RAC)	Ramamurthy et Aurora, 1993	Inde	Roche intacte
Geological strength index (GSI)	Hoek et al. 1995	Canada	Mines
Rock mass index system (RMI)	Palmström, 1995	Norvège	Tunnels, TBM, mines

Les systèmes le plus utilisés sont :

- RQD (Rock Quality Designation) d'après Deere (1968);
- RMR (Rock Mass Rating) d'après Bieniawski (1989);
- GSI (Geological Strength Index) d'après Hoek- Brown (1995);
- Q Barton (1974) ;

- SMR (slop mass rating) d'après Romana (1985).

### II.2.1. Systèmes du RQD (Rock Quality Designation)

Proposé par Deere en 1964 et obtenu à partir de carotte de forage géologique, c'est un indice représentant l'évaluation du pourcentage des carottes récupérées sur une longueur de course précise.

#### II.2.1.1. Principe de calcul du RQD

Basé sur un procédé qualitatif, seule la somme des longueurs de morceaux de plus de 10 cm (4 pouces) est conservée. Cette somme est divisée par la longueur de course de la carotte de forage. Ce paramètre est défini comme suit :

$$RQD = \frac{\sum L_i > 10cm}{L_t} \quad (II.1)$$

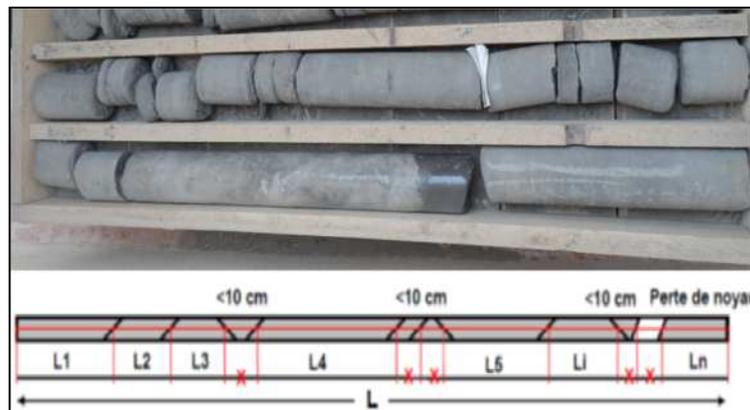


Figure II.1. Une carotte (Zhao J., 2008).

Tout calcul du RQD doit être réalisé selon différentes longueurs de course de carotte de forage afin de séparer les différents plans de sédimentations, zones de faiblesse, des structures locales, ...etc.

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de Deere en 1988. Les résultats obtenus sont consignés dans le tableau ci-dessous.

Tableau II.2. Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (Deere, 1988).

RQD	Qualité des roches
<25	Très médiocre
25-50	Médiocre
50-75	Moyenne
75-90	Bonne
90-100	Excellente

L'indice fonctionne adéquatement pour différentes techniques de forage ou différentes grandeurs de diamètre de forage, à moins que cette technique cause une perte considérable du taux de récupération de la carotte ou cause des brisures mécaniques excessives (Deere, 1988).

#### **II.2.1.2. Les inconvénients du système RQD**

- Le RQD peut donner des résultats différents en fonction de l'orientation du trou de forage géologique par rapport au massif rocheux ;
- La mesure des espacements des joints est ainsi sensible à la direction ce qui ne permet pas d'évaluer les conditions d'espacement des discontinuités hautement anisotrope.

Pour ces raisons on ne peut constituer adéquatement un outil exclusif de système de classification des roches. Le système RQD est utilisé dans d'autres classifications en tant que paramètre principalement en raison de sa force descriptive du système de discontinuités du massif (Palmström et al., 2001).

#### **II.2.2. Système du RMR (Rock Mass Rating)**

Le RMR a été développé par Bieniawski dans les années 1970. Il est basé sur l'expérience professionnelle de l'auteur dans des tunnels de faible profondeur pour des massifs sédimentaires.

Un certain nombre de paramètres est évalué à l'aide d'un tableau qui attribue un nombre de points en fonction de leur valeur. La somme de tous les points permet d'obtenir la valeur RMR totale.

Depuis son apparition, le système initial a reçu de nombreuses modifications et extensions, par Bieniawski, 1974 ; 1976 ; 1979 et dernièrement en 1989 :

- En 1974, Bieniawski présente la première modification qui est un réarrangement des paramètres de la classification (il passe de 8 à 6 paramètres).
- En 1976, Bieniawski effectue des modifications par rapport au design de support de terrain, réduit le nombre de classes de roche à 5 groupes dominants de 20 points chacun et introduit le concept de rugosité.
- En 1979, Bieniawski réajuste pour la dernière fois la valeur du coefficient pour l'eau, la condition et l'espacement de joints.
- En 1989, Bieniawski a joint des directives de sélection du patron du support de terrain pour une combinaison de boulons mécanique, béton projeté et arche d'acier selon la qualité du massif rocheux. Dans le domaine minier, plusieurs facteurs influencent ces directives de support de terrain telles que la forme, la grandeur, profondeur de l'excavation ainsi que la technique utilisée. Beaucoup de précautions doivent être

apportées lors de l'application du RMR pour le design de support dans le domaine minier.

Lors de chaque modification, il y a eu une redistribution des valeurs pour les différents paramètres. Pour cette raison, l'utilisateur du système doit mentionner quelle version est utilisée afin de bien classer le terrain (Bieniawski, 1989).

### II.2.2.1. Principe de calcul du RMR

Se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants :

- A<sub>1</sub> : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;
- A<sub>2</sub> : RQD(Rock Quality Index);
- A<sub>3</sub> : Espacement moyen des discontinuités;
- A<sub>4</sub> : Condition des discontinuités (ouverture, persistance, rugosité...);
- A<sub>5</sub> : Les conditions hydrogéologiques du massif rocheux ;
- A<sub>6</sub> : Orientation des discontinuités par rapport aux directions représentatives du problème traité.

Les notes A<sub>1</sub>, A<sub>2</sub> et A<sub>5</sub> correspondant aux paramètres établies pour l'ensemble du massif rocheux, alors que A<sub>3</sub>, A<sub>4</sub> et A<sub>6</sub> sont évaluées pour chaque famille de discontinuités.

Le calcul se base sur la sommation des divers paramètres afin de produire une cote finale du RMR<sub>de base</sub> comprise entre 8 et 100 points.

$$\text{RMR}_{\text{de base}} = A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 \quad (\text{II.2})$$

**Tableau II.3.** Classification RMR (Bieniawski, 1989).

PARAMETRES		COEFFICIENTS							
1	Résistance de la roche (MPa)	Indice de Franklin (MPa)	> 10	4- 10	2-4	1- 4	Indice Franklin non utilisable (MPa)		
		Résistance à la compression (MPa)	>250	100-250	50-100	25-50	5-25	1-5	<1
	Note	15	12	7	4	2	1	0	
2	R.Q.D.		90-100	75-90	50-75	25-50	< 25		
	Note		20	17	13	8	3		
3	Espacement des joints		>2 m	0,6-2 m	0.2-0,6 m	0,06-0,2 m	<0,06 m		
	note		20	15	10	8	5		
4	Nature des joints		Surfaces très rugueuses non continue Epointe en contact Epointe non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non altérées	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe altérées	Surfaces lustrées ou remplissage <5 mm ou joint ouvert 1 à 5 mm joints continus	Remplissage mou >5 mm ou joints ouverts >5 mm joints continus		
	Note		30	25	20	10	0		
5	Venues d'eau	Débit sur 10 m	Aucune venue d'eau	< 10 l/min	10-25 l/min	25-125 l/min	>125 l/min		
		Pression d'eau contrainte principale	0	<0,1	0.1 0.2	0.2-0.5	> 0.5		
	Hydro-géologie	Complètement sec	Humide	Suintements (eau interstitielle)	Pression d'eau modérée	Problèmes sérieux de venues d'eau			
	note		15	10	7	4	0		

Inspiré par un des paramètres dans le système de classification RSR (Rock Structure Ratin) de Wickham et al., 1972, Bieniawski suggère un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre A<sub>6</sub> est négatif afin de réduire la qualité du massif rocheux. La classification doit tenir compte de l'influence de conditions externes applicables à l'ingénierie :

$$\text{RMR}_{\text{modifié}} = \text{RMR}_{\text{de base}} + A_6 \quad (\text{II.3})$$

**Tableau II.4.** Valeur du paramètre de réduction A<sub>6</sub> selon l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage, (Bieniawski, 1989).

Pendage et direction des discontinuités		Très favorable	favorable	Bonne	défavorable	Très défavorable
Note	tunnel	0	-2	- 5	- 10	- 12
	fondation	0	-2	- 7	- 15	- 25
	talus	0	-5	- 25	- 50	-60

Bieniawski (1976) présente une classification et description pour le massif rocheux selon l'indice RMR final. Cette classification comprend 5 groupes d'intervalle de 20 points par classe dont la description rocheuse variant entre roches de très faible qualité à très bonnes roches.

**Tableau II.5.** Qualité du massif rocheux selon le RMR (Bieniawski, 1976).

Note globale	100-81	80-61	60-41	40-21	<20
Classe du massif rocheux	I	II	III	IV	V
Description du massif rocheux	très bon rocher	bon rocher	rocher moyen	rocher médiocre	rocher très médiocre

### II.2.2.2. Estimation des caractéristiques mécaniques des massifs rocheux à partir du RMR

Selon Bieniawski (1989), le RMR permet aussi d'estimer des paramètres mécaniques des massifs comme le temps de soutien moyen, la cohésion et l'angle de frottement du massif rocheux. Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre ces paramètres et la valeur du RMR.

Il existe des corrélations qui permettent d'estimer la cohésion, l'angle de frottement ainsi que le module de Young :

**a- La cohésion :**

$$C_{eq} \text{ (kPa)} = 5 \text{ RMR}, \text{ (Bieniawski, 1979)} \quad (\text{II.4})$$

**b- L'angle de frottement :**

$$\varphi_{eq} (^{\circ}) = 0,5 \text{ RMR} + 8,3 \pm 7,2, \text{ (Trunck et Hönish, 1989)} \quad (\text{II.5})$$

**c- Le module de Young :**

$$E_{eq} \text{ (GPa)} = 10^{(\text{RMR}-10)/40}, \text{ (Serafim et Pereira, 1983)} \quad (\text{II.6})$$

Stille et al. (1982) ont proposé d'utiliser les équivalences du Tableau II.6 pour estimer la résistance à la compression simple du massif rocheux.

**Tableau II.6.** Relations entre  $\text{RMR}_{\text{sec}}$  et la résistance à la compression simple (Stille et al. 1982).

$\text{RMR}_{\text{sec}}$	$\text{RMR}_{\text{sec}} = \text{A1} + \text{A2} + \text{A3} + \text{A4}$				
	<21	21 – 40	41 – 60	61 – 80	>80
$R_c \text{ (MPa)}$	0,5	2,5	5	2	30

### II.2.2.3. Limitations du système RMR

- Dans le domaine minier, le paramètre de l'orientation des discontinuités (A6) est ignoré, le système conservé redevient le  $\text{RMR}_{\text{de base}}$ . Cette correction est apportée principalement pour ignorer les conditions environnementales résultant en une classification dépendante du massif rocheux uniquement (Chalhoub, 2006);
- Les contraintes sont ignorées comme paramètre du système RMR, il estime le système RMR adéquat pour un projet jusqu'à une contrainte verticale de 25 MPa. Mais souvent dans le domaine minier, les exploitations souterraines ont des niveaux de contraintes supérieurs (Chalhoub, 2006).

Ce système a réussi à identifier des paramètres géologiques quasi universels permettant d'enregistrer rapidement et simplement toute expérience d'excavations dans la masse rocheuse. De la sorte, l'application du système de classification RMR s'étend avec succès à la conception de fondation, de stabilité de talus, l'évaluation du décapage, ainsi que de nombreuses applications minières (Bieniawski, 1989).

### II.2.3. Systèmes du SMR (Slope Mass Rating)

Introduit par Romana en 1985, Le SMR est davantage orienté vers la stabilité des pentes rocheuses. Il est obtenu à partir du RMR en lui ajoutant un produit de facteurs d'ajustement dépendant de la relation joints – talus et en lui additionnant un facteur dépendant de la méthode d'excavation :

$$\text{SMR} = \text{RMR}_{\text{de base}} + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad (\text{II.7})$$

$F_1$ ,  $F_2$  et  $F_3$  : facteurs d'ajustement.

- $F_1$  établi empiriquement, il dépend du parallélisme entre les directions des joints et des talus. Ce facteur peut varier de 1 (quand les deux sont presque parallèles) à 0,15 (quand l'angle entre les deux est plus grand que  $30^\circ$  et que la probabilité de rupture est très faible).

$$F_1 = (1 - \sin A)^2 \quad (\text{II.8})$$

$A$  est l'angle entre les directions des joints et du talus.

- $F_2$  dépend du pendage des joints pour le mode de rupture plan. Les valeurs varient de 1 (pour les joints de plus de  $45^\circ$  de pendage) à 0,15 (pour les joints de moins de  $20^\circ$  de pendage). Dans le cas du toppling, le facteur reste égal à 1. Il est également été établi empiriquement par l'équation suivante :

$$F_2 = \tan^2 \beta_j \quad (\text{II.9})$$

$\beta_j$  est le pendage des joints.

- $F_3$  est lié à la relation entre la pente du talus et le pendage des joints. Pour ce paramètre, il y a également lieu de faire la différence entre une rupture plane et une rupture par toppling.
- $F_4$  prend en compte la méthode d'excavation. Il est fixé empiriquement sur les bases suivantes :
  - ✓ Les talus naturels sont plus stables à cause de l'érosion à long terme et des protections naturelles telles la végétation ;
  - ✓ La roche prédécoupée augmente également la stabilité ;

- ✓ L'abattage à l'explosif augmente, ne change pas ou diminue la stabilité du talus selon qu'il est léger, normal ou déficient (trop d'explosifs par exemple) ;
- ✓ L'excavation mécanique par arrachage dans les roches très fracturée n'augmente, ni ne diminue la stabilité du talus ;

Les valeurs des paramètres figurent dans le tableau II.7 :

**Tableau II.7.** Notes des paramètres du SMR (Romana, 1985).

<b>SMR= RMR de base + (F1*F2*F3) + F4</b>						
Facteurs d'ajustement liés aux joints (F1, F2, F3).	$\alpha_j$ =Direction du pendage des joints $\beta_j$ =Pendage du joint $\alpha_s$ =Direction du pendage du talus $\beta_s$ =Pendage du talus					
	Très favorable	Favorable	Moyen	Défavorable	Très défavorable	
Rupture plane $ \alpha_j - \alpha_s  =$	>30°	30°-20°	20°-10°	10°-5°	<5°	
Basculement $ \alpha_j - \alpha_s - 180°  =$						
Valeur de F1	0.15	0.4	0.7	0.85	1	
Relation	$F_1 = (1 - \sin  \alpha_j - \alpha_s )^2$					
$ \beta_j  =$	<20°	20°-30°	30°-35°	35°-45°	>45°	
La valeur de F2	Rupture plane	0.15	0.4	0.7	0.85	1
	Basculement	1				
Relation	$F_2 = \text{tg}^2 \beta_j$					
Rupture plane $\beta_j - \beta_s =$	>10°	10-0°	0°	0°-(-10°)	<(-10°)	
Basculement $\beta_j + \beta_s =$	<110°	110°-120°	>120°	-	-	
Valeur de F3	0	-6	-25	-50	-60	
Relation	F3 = Ajustement de BIENIAWSKI pour l'orientation des joints, 1976					
F4 : Facteur d'ajustement pour la méthode d'ajustement	F4=Valeur empirique de la méthode d'excavation.					
	Talus naturels	Prespliting	Smooth blasting	Explosif ou mécanique	Déficient blasting	
Valeur de F4	15	10	8	0	-8	

Une valeur de SMR est calculée pour chaque système de discontinuités. Finalement la plus petite valeur est retenue pour quantifier la globalité du talus.

**Tableau II.8.** Description des classes SMR (Romana, 1985).

<b>Description des classes SMR</b>										
<b>Classe</b>	<b>V<sub>a</sub></b>	<b>V<sub>b</sub></b>	<b>IV<sub>a</sub></b>	<b>IV<sub>b</sub></b>	<b>III<sub>a</sub></b>	<b>III<sub>b</sub></b>	<b>II<sub>a</sub></b>	<b>II<sub>b</sub></b>	<b>I<sub>a</sub></b>	<b>I<sub>b</sub></b>
<b>Description</b>	Très mauvais		Mauvais		Moyen		Bien		Très bien	
<b>Stabilité</b>	Complètement instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
<b>Rupture</b>	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou beaucoup de dièdres		Quelques blocs		Aucune	
<b>Support</b>	Réexcavation		Importante corrective		Systématique		Occasionnel		Aucun	

A partir du SMR, il est alors possible d'estimer la stabilité du talus et de préconiser les méthodes de confortement (ancrages, boulons, béton projeté,...etc.).

PROBABLE FAILURES ACCORDING SMR VALUES																
PLANE FAILURE	VERY BIG		MAJOR		NONE											
WEDGE FAILURE			MAINT			SOME	VERY FEW	NONE								
TOPPLING			MAJOR	MINOR		NONE										
MASS FAILURE	POSSIBLE		NONE													
SMR →	0	10	15	20	30	40	45	50	55	60	65	70	75	80	90	100
REEXCAVATION																
REEXCAVATION WALLS																
DRAINAGE																
SURFACE DRAINAGE																
DEEP DRAINAGE																
CONCRETE																
SHOTCRETE																
DENTAL CONCRETE																
RIBS and/or BEAMS																
TOE WALLS																
REINFORCEMENT																
BOLTS																
ANCHORS																
PROTECTION																
TOE DITCH																
TOE or SLOPE FENCES																
NETS																
NO SUPPORT																
SCALING																
NONE																
SUGGESTED SUPPORT METHODS																

Figure II.2. Méthodes de confortement proposées selon la valeur du SMR (Romana, 1985).

### II.2.4. Système Q Barton (1974)

La classification NGI (Norwegian Geotechnical Institute) est introduite par Barton et al., en 1974. Elle est définie par l'indice de qualité du massif rocheux Q, qui tient compte :

- De l'indice du degré de fracturation et de la grosseur des blocs qui constituent le massif, exprimé par le rapport  $RQD/J_n$  ( $J_n$  : nombre de famille de discontinuités);
- De la résistance au cisaillement des discontinuités exprimée par le rapport  $J_r/J_a$  ( $J_r$  : paramètre de rugosité des joints,  $J_a$  : paramètre d'altération des joints);
- Du facteur relatif à des contraintes actives exprimé par le rapport  $J_w/SRF$  ( $J_w$  : paramètre hydraulique,  $SRF$  : paramètre de réduction relatif aux contraintes).

$$Q = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \times \frac{J_w}{SRF} \quad (\text{II. 10})$$

$$Q' = \frac{RQD}{J_n} \times \frac{J_r}{J_a} \quad (\text{II. 11})$$

La classification attribue une échelle de la qualité du massif rocheux allant de 0,001 à 1000. Lorsque le rapport  $J_w/SRF = 1$ , l'indice de qualité du massif rocheux est exprimé par  $Q'$ .

**Tableau II.9.** Paramètre  $J_r$  (paramètre de rugosité des joints), (Barton et al., 1974).

(a) Epontes en contact (b) Epontes en contact après cisaillement de moins de 10 cm	$J_r$	(c) Epontes hors contact après cisaillement	$J_r$
Joint discontinu	4	Zone argileuse d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	1,0
Joint ondulés, rugueux ou irréguliers	3		
Joint ondulés, lisses	2		
Joint ondulés, striés (lisses, luisants, polis)	1,5		
Joint plans, rugueux ou irréguliers	1,5		
Joint plans, lisses	1,0		
Joint plans, striés	0,5	Zone sableuse, graveleuse ou broyée d'épaisseur suffisante pour empêcher le contact	
<b>Note :</b> (i) Les descriptions se réfèrent à des éléments de petites ou moyennes dimensions dans cet ordre.		<b>Note :</b> (i) Majorer la valeur de 1,0 si l'espacement moyen des joints de la famille principale est supérieur à 3m. (ii) $J_r = 0,5$ si les joints plans et striés comportent des linéations orientées de telle sorte qu'elles peuvent amorcer une rupture.	

**Tableau II.10.** Paramètre  $J_a$  (paramètre d'altération des joints), (Barton et al 1974).

	<b>Caractère du joint</b>		<b>Conditions</b>	<b><math>J_a</math></b>
	<b>Epontes en contact</b>	Joints propres	Joint serré, recimenté	Remplissage de quartz, épidote,...etc.
Epontes non altérées			Pas d'enduit.	1
Epontes légèrement altérées			Enduit minéral non radoucissant, grains sans argile	2
Enduits ou remplissage		Enduits à frottement	Sable, silt, calcite,...etc. (non radoucissant)	3
		Enduits à cohésion, épaisseur < 1-2 mm	Argile, chlorite, talc,...etc. (radoucissant)	4
<b>Epontes en contact</b>		<b>Remplissage</b>	<b>Type</b>	<b><math>J_a</math></b>
	Matériaux frottant	Sable, silt, calcite,...etc.	4	
	Remplissage fortement sur-consolidé épaisseur < 5 mm	Remplissage compact d'argile, chlorite, talc...etc.	6	
	Remplissage légèrement sur-consolidé, épaisseur < 5 mm	Sur-consolidation légère ou moyenne d'argile, de chlorite, talc...etc.	8	
	Remplissage d'argiles gonflantes, épaisseur < 5 mm	Matériaux gonflants (ex montmorillonite)	8-12	
<b>Epontes séparées</b>	<b>Condition d'éponte</b>	<b><math>J_a</math></b>		
	Zones de roche concassée	6		
	Roche et argile	8-12		
	Zones silteuses, sableuses, avec une faible fraction d'argile	5		
	Zones ou bandes épaisses d'argile	10-13		

**Tableau II.11.** Paramètre  $J_w$  (paramètre hydraulique), (Barton et al, 1974).

Influence de l'eau en charge	$J_w$	Pression d'eau approximative (kgf/cm <sup>2</sup> )
- Excavation à sec ou faibles venues d'eau (< 5 l/mn localement)	1,00	< 1,0
- Venues d'eau ou pressions faibles, débouillage occasionnel au droit d'un joint	0,66	1,0-2,5
- Fortes venues d'eau ou pression importante dans du rocher de bonne tenue à joints sans remplissage	0,5	2,5-10,0
- Fortes venues d'eau ou pression importante, débouillages fréquents	0,3	2,5-10,0
- Très fortes venues d'eau lors des tirs, diminuant ensuite avec le temps	0,2 - 0,1	> 10,0
- Très fortes venues d'eau ou pressions très importantes sans réduction notable avec le temps	0,1 - 0,05	> 10,0

Note :

(i) les 4 derniers indices sont des estimations grossières. Augmenter la valeur de  $J_w$  en cas de mise en place d'un dispositif de drainage ;

(ii) les problèmes particuliers liés à la formation de glace ne sont pas pris en compte.

**Tableau II.12.** Paramètre de  $J_n$  (nombre de famille de discontinuités), (Barton et al., 1974)

Nombre de famille de diaclases	$J_n$
Massif, peu ou pas de diaclases	0.5-1
Une famille de diaclases	2
Une famille et diaclases aléatoires	3
Deux familles de diaclases	4
Deux familles et diaclases aléatoires	6
Trois familles de diaclases	9
Trois familles et diaclases aléatoires	12
Quatre familles et plus, diaclases aléatoires très nombreuses	15
Roche concassée, semblable à un sol	20

Note :

- Pour une intersection, utilisez  $3 \times J_n$
- Pour un portail, utilisez  $2 \times J_n$

**Tableau II.13.** Paramètre de SRF (paramètre de réduction relatif aux contraintes), (Barton et al., 1974).

<b>Ouvrage recoupant des zones de faiblesse provoquant la décompression de la roche lors du percement</b>	Zones de faiblesse fréquentes, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement, rocher environnant très décomprimé (toutes profondeurs).	SFR=10		
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation <50m)	5		
	Zones de faiblesse individuelles, contenant de l'argile ou du rocher décomposé chimiquement (profondeur de l'excavation >50m)	2.5		
	Nombreuses de zones de cisaillement en rocher sain, sans argile (toutes profondeurs)	7.5		
	Zones de cisaillement individuelles en rocher sain, sans argile (profondeur de l'excavation <50 m)	5		
	Zones de cisaillement individuelles en rocher rigide, sans argile (profondeur de l'excavation >50 m)	2.5		
	Joints ouverts, rocher très fracturé et décomprimé, "morceaux de sucre", ...etc.(toutes profondeurs)	5		
Note :				
(i) Réduire l'indice SFR de 25% à 50 % si les zones de cisaillement influent sur l'excavation mais ne la traversent pas.				
		$S/\sigma_l$	$\sigma_q/\sigma_c$	SFR
Roche sain, problèmes de contraintes in situ	Contrainte faible, excavation peu profonde	>200	<0.01	2.5
	Contraintes moyennes	200-10	0.01-0.3	1
	Contrainte importante, structure très serré (condition normalement favorable à la stabilité mais peut être défavorable à la tenue des piédroits)	10-5	0.3-0.4	0.5-2
	Mouvement de toit modéré (rocher massif)	5-3	0.5-0.65	5-50
	Quelque chute de toit (rocher massif)	3-2	0.65-1	50-200
	Chutes de toit importantes (rocher massif)	<2	>1	200-400
Notes :				
(ii) Si l'état de contraintes est fortement anisotrope : pour $5 < \sigma_1/\sigma_3 < 10$ , réduire $\sigma_c$ à $0.75 \sigma_c$ . Pour $\sigma_1/\sigma_3 > 10$ , réduire $\sigma_c$ à $0,5 \sigma_c$				
(iii) Il est rare que la hauteur de couverture au-dessus du toit soit plus faible que la largeur de l'ouvrage. Si c'est le cas, il est suggéré de porter l'indice de SFR de 2.5 à 5.				
			$\sigma_\theta/\sigma_c$	SFR
Rocher poussant	Déformation plastique du rocher sous l'action de fortes contraintes naturelles	Moyennes pressions	1-5	5-10
		Fortes pressions	>5	10-20
Rocher gonflant	Action chimique en fonction de la présence d'eau	Moyennes pressions		5-10
		Fortes pressions		10-15

**Tableau II.14.** Classification du massif rocheux selon le Q (Barton et al., 1974).

Valeur de Q	Classe	Qualité du massif rocheux
400-1000	A	Exceptionnellement bon
100-400	A	Extrêmement bon
40-100	A	Très bon
10-40	B	Bon
4-10	C	Moyen
1-4	D	mauvais
0.1-1	E	Très mauvais
0.01-0.1	F	Extrêmement mauvais
0.001-0.01	G	Exceptionnellement mauvais

### II.2.5. Système du GSI (Geological Strength Index)

Introduit par Hoek - Brown en 1995, le GSI est un nombre sans dimension, déterminé empiriquement, il varie entre 5 et 85, et qui peut être estimé à partir d'un examen de la qualité de la masse rocheuse in situ. La méthode GSI s'appuie donc sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

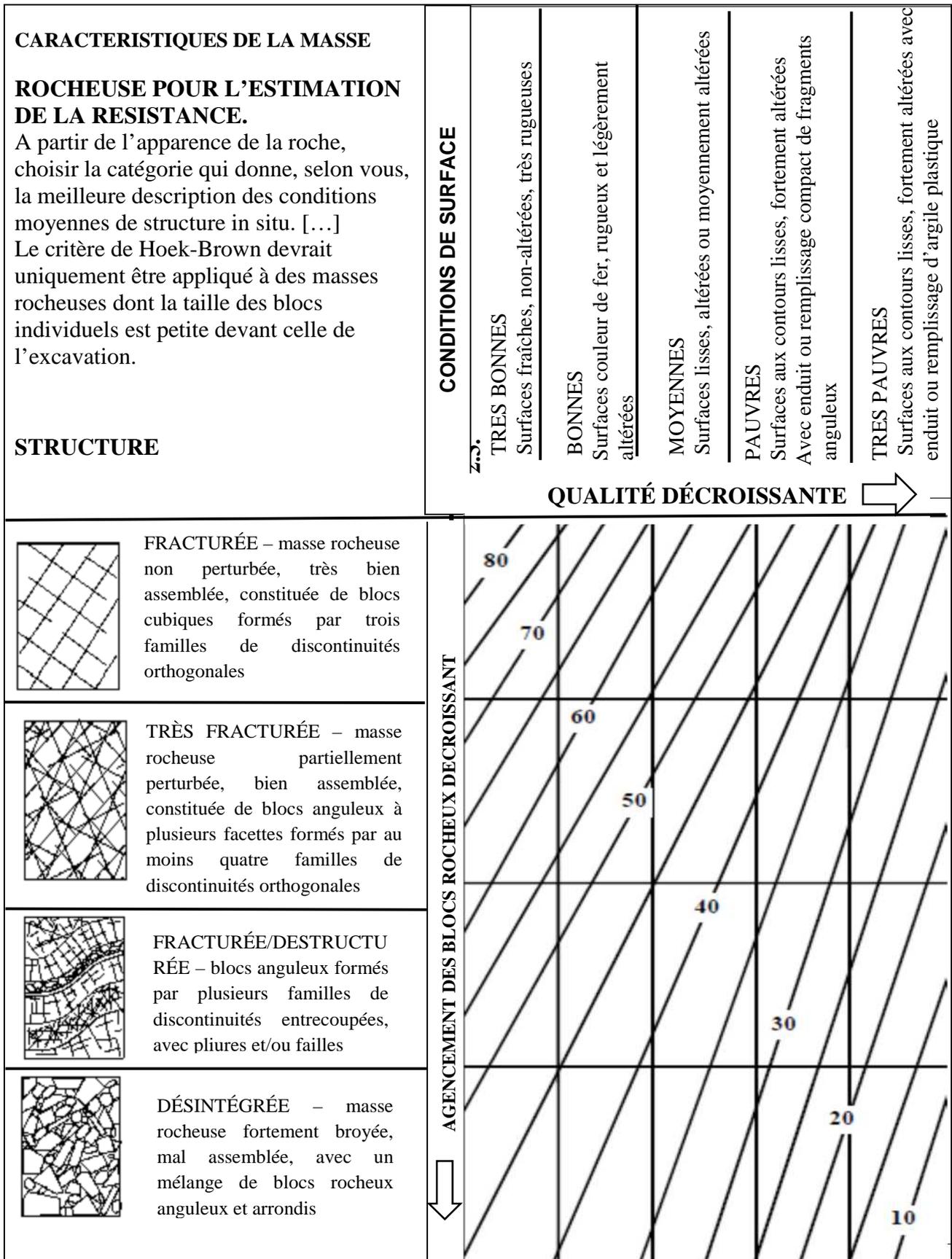
**Tableau II.15.** Qualité du massif rocheux selon la valeur du GSI, (Hoek- Brown, 1995).

Valeur du GSI	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité du massif rocheux	Très bonne	Bonne	Moyenne	Mauvaise	Très mauvaise

Ayant calculé le  $RMR_{de\ base}$  et Q' le GSI peut être déterminé par les corrélations suivantes :

$$GSI = RMR_{de\ base} - 5 \text{ si } RMR_{de\ base} > 23 \quad (II.12)$$

$$GSI = 9 (\text{Log } Q' + 44) \text{ si } RMR_{de\ base} < 23 \quad (II.13)$$



**Figure II.3.** Estimation du GSI à partir d'une description géologique de la masse rocheuse (Hoek et Brown, 1995).

### II.2.5.1. Système du GSI modifié (1999)

Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification GSI qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du GSI. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

#### a- le SCR (Surface Condition Rating) :

Cet indice s'obtient par sommation de 3 coefficients décrivant la rugosité, l'altération et le remplissage des joints :

$$\text{SCR} = \text{R}_r + \text{R}_w + \text{R}_f \quad (\text{II.14})$$

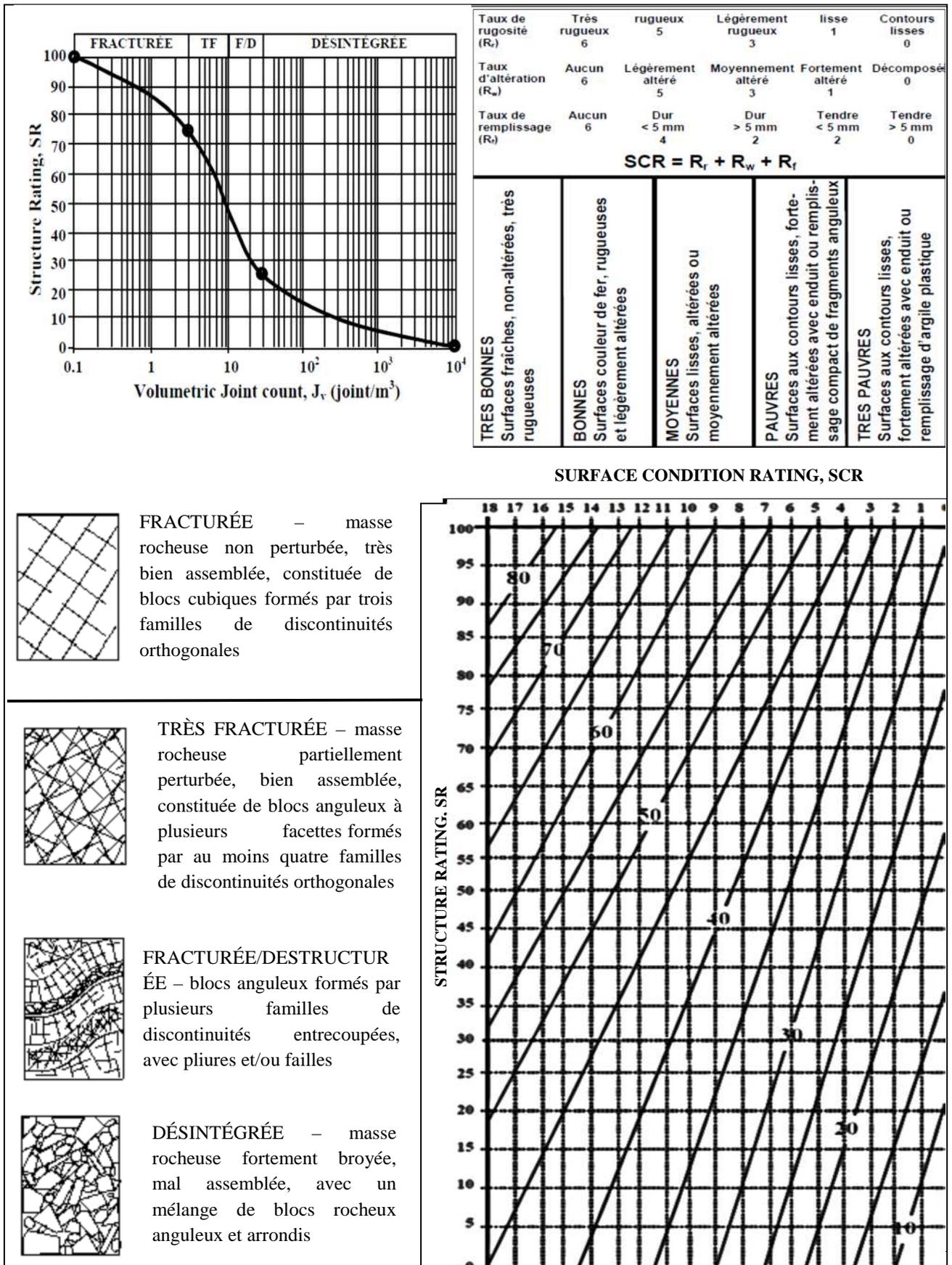
$\text{R}_r$ ,  $\text{R}_w$  et  $\text{R}_f$  peuvent être estimés à partir de la figure (II.3).

#### b- le SR (Structure Rating) :

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables et moins rotationnels que des blocs plus petits (Hoek et Brown, 1995).

La courbe semi-logarithmique située en haut à gauche de la figure II.4 permet de déduire une valeur du SR, à partir de la mesure de la densité volumique des joints ( $J_v$ ).

A l'aide de ces deux paramètres supplémentaires, Sonmez et Ulusay estiment que l'apport d'informations concernant les propriétés structurelles de la roche permet de déterminer une valeur plus précise pour le GSI.



**FRACTURÉE** – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales

**TRÈS FRACTURÉE** – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales

**FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE** – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles

**DÉSINTÉGRÉE** – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis

Figure II.4. Estimation du GSI modifié à partir d'une description géologique de la masse rocheuse (Sonmez et Ulusay, 1999).

### **II.3. limitation des systèmes de classification**

Les classifications quantitatives des massifs rocheux fracturés sont utilisées depuis plusieurs dizaines d'années pour la conception et la construction des ouvrages réalisés dans les massifs rocheux. Elles sont basées sur la connaissance des paramètres décrivant la qualité du massif rocheux et font la combinaison des différents paramètres mesurés sur le site pour arriver à mettre une note concernant la qualité du massif rocheux (Chalhoub, 2006).

Ces méthodes sont facilement utilisées au stade de l'avant-projet. Cependant elles présentent certaines limites, que nous résumons ci-dessous:

- Les paramètres de classification sont utilisés universellement sur tous les types de massifs rocheux, sans tenir compte de leurs caractéristiques spécifiques et du projet considéré (Chalhoub, 2006).
- Les propriétés complexes du massif rocheux, en particulier son anisotropie et son comportement différé (dépendant du temps) ne sont pas pris en compte.
- Les paramètres de déformabilité et de résistance qui en résultent sont relatifs à un milieu isotrope (Chalhoub, 2006).
- Le RMR et le Q-system ne sont pas adaptés au cas de roches tendres (Chalhoub, 2006).

### **II.4. Conclusion**

Les systèmes de classification des massifs rocheux sont des méthodes empiriques qui déterminent les propriétés du massif en fonction de plusieurs facteurs affectant sa stabilité. Ces facteurs sont reliés notamment à la résistance de la matrice rocheuse, la présence de l'eau et la description des discontinuités (nombre de Familles, espacement, rugosité, altération des épontes, matériau de remplissage,...etc).

# *Chapitre III*

## *Instabilité des massifs rocheux et méthodes d'analyse*

## **CHAPITRE III : Instabilité des massifs rocheux et méthodes d'analyse**

### **III.1. Introduction**

Les instabilités rocheuses se produisent lorsqu'un certain nombre de facteurs se réunissent et que, pour une raison ou une autre, l'état de stabilité précaire, prévalant jusque-là, passe à une situation instable se traduisant par des déplacements de roches caractérisés par leurs types (glissement, écoulement, chute...) (Chalhoub, 2006).

Le calcul de la stabilité peut être effectué dans deux circonstances bien distinctes ; avant ou après le déclenchement du mouvement. Dans le premier cas, le versant est apparemment stable, l'objectif du calcul de stabilité est de définir une surface de glissement qui aurait le plus de chance d'apparaître. Autrement dit, le calcul de stabilité permet à la fois d'apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture, de définir dans le site la zone la plus menacée par l'instabilité et d'examiner l'influence de certains travaux (terrassements, constructions,...etc.) sur la marge de sécurité qui a été définie pour le versant vierge. Cette étape de calcul apparaît donc très importante car elle permet de choisir les paramètres nécessaires pour l'ouvrage, afin de garantir la stabilité de l'ensemble (ouvrage et site).

Contrairement au premier cas et lorsque le mouvement est déjà apparu sur le versant, le calcul de la stabilité s'effectue pour apprécier la marge de sécurité qui sépare l'état actuel du site de l'état d'équilibre. Dans ce deuxième cas, les valeurs des paramètres nécessaires à introduire dans le calcul sont en principe données par les investigations déjà exécutées sur site, ce sont des valeurs réelles telles que : La géométrie de la surface du glissement, les caractéristiques géotechniques du massif et de la surface de glissement,...etc. Dans ce cas, le calcul de stabilité présente aussi un grand intérêt, car il permet de repérer les causes de l'apparition du mouvement et de définir les dispositifs confortatifs nécessaires pour limiter le risque (Faure, 2000).

### **III.2. Facteurs influençant la stabilité**

Selon Schroeder (2010), les différentes formes d'instabilités des talus rocheux dépendent de facteurs "internes" propres au massif et "externes" interagissant avec lui :

#### **III.2.1. Les facteurs internes**

Ils sont liés à la nature, à la morphologie des massifs rocheux et aux caractéristiques des discontinuités qui les affectent.

Ces facteurs sont ceux qui seront à étudier lors de la phase de caractérisation du massif rocheux en vue de l'évaluation de l'aléa. Ils sont déterminés en un instant donné et sont supposés constants.

### III.2.2. Les facteurs externes

Ils peuvent être naturels ou en relation avec les activités humaines :

facteurs externes naturels	facteurs externes anthropiques
<ul style="list-style-type: none"> <li>- Dans le milieu rocheux ce sont les discontinuités existantes (failles, diaclases et fissures de toute nature) et les plans de stratification qui constituent les zones de faible résistance. L'infiltration des eaux y jouent aussi un rôle important.</li> <li>- Climatiques ou biologiques, qui favorisent l'altération du massif et permettent d'expliquer la situation existante au moment de l'étude.</li> <li>- Liés à l'érosion du pied de versant (action des rivières...).</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- les fronts de taille de carrières, les talus de voies de communications et les excavations diverses modifient la géométrie naturelle des versants, en général dans un sens allant vers l'instabilité. Des modes "brutaux" d'excavation accentuent l'état de fissuration du massif ;</li> <li>- les déboisements favorisent l'altération et les ravinements etc.</li> </ul>

### III.3. Facteurs influençant la stabilité dans le domaine minier

Dans les mines à ciel ouvert les facteurs influençant la stabilité des talus (Chalhoub, 2006) sont :

- 1- La hauteur des gradins ;
- 2- La nature des terrains ;
- 3- L'eau souterraine ;
- 4- La méthode et les phases d'exploitation ;
- 5- Les facteurs d'ordre géométrique (concavité ou convexité du bord du talus).

#### III.3.1. La hauteur des gradins

La hauteur des gradins influe considérablement sur la valeur du coefficient de sécurité et donc sur la stabilité des talus. Plus la hauteur du gradin est grande, plus son angle de pente sera faible.

### III.3.2. La nature des terrains

La nature des terrains est un paramètre très important dont il faut tenir compte dans une étude de stabilité. Il s'agit principalement d'étudier la structure du massif et des caractéristiques physico-mécaniques du terrain.

En ce qui concerne la structure du massif, l'étude des discontinuités de celui-ci (accidents tectoniques, joints de stratification, failles, diaclases) a une influence primordiale sur le calcul du coefficient de sécurité.

En ce qui concerne les caractéristiques physico-mécaniques :

- Le paramètre physique pris en compte lors du calcul de la stabilité est le poids volumique des terrains en place ;
- Le paramètre mécanique le plus important est sa résistance au cisaillement qui nous permet de mesurer les caractéristiques de cisaillement (cohésion et angle de frottement interne).

### III.3.3. L'eau souterraine

L'eau joue un rôle très important dans la stabilité des talus. D'une manière générale, la présence d'eau dans un terrain abaisse le coefficient de sécurité.

### III.3.4. La méthode et les phases d'exploitation

La modification de l'état des contraintes dans un massif rocheux suite aux travaux d'exploitation peut entraîner une diminution de la résistance au cisaillement qui peut conduire à des ruptures. Le calcul de stabilité des gradins doit aussi tenir compte des surcharges ponctuelles dues aux engins d'exploitation.

### III.3.5. La géométrie

La concavité ou la convexité des bords de talus a une influence sur la valeur réelle du coefficient de sécurité. Dans le cas où le bord de fosse est concave, la valeur de  $F_s$  est sous-estimée ; dans le cas contraire, elle est surestimée par rapport à la réalité.

## III.4. L'instabilité des massifs rocheux

Les mouvements de terrain sont des phénomènes géologiques de nature très diverse. De nombreuses classifications ont été proposées afin de révéler la complexité de ces phénomènes.

Schroeder (2010) a réparti les instabilités en classes en fonctions du volume total des matériaux mobilisés ainsi que de leurs tailles.

- **Chutes de pierres** : mouvement de petit nombre d'éléments de volumes unitaires inférieurs à quelques  $dm^3$  ;

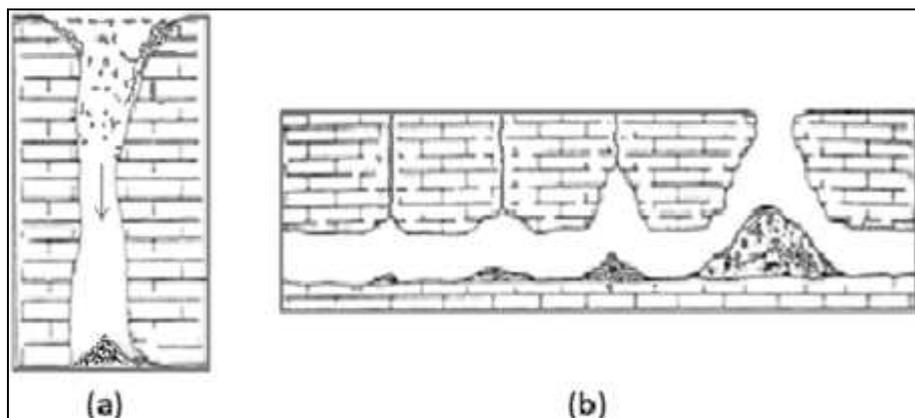
- **Chutes de blocs** : mouvement de petit nombre d'éléments de volumes unitaires atteignant quelques  $m^3$  ;
- **Eboulements** : mouvement en masse de volumes de plusieurs centaines, voire plusieurs milliers de  $m^3$ .

Schroeder (2010) a introduit une autre classification dépendante du mécanisme et de la cinématique du mouvement. Cette approche est utile pour le choix des méthodes de calcul de l'aléa et des dispositifs de confortement. Dans cette optique, on peut distinguer deux grandes familles d'instabilités :

### III.4.1. Les mouvements rapides

#### III.4.1.1. Les Effondrements

Ce sont des déplacements verticaux instantanés de la surface du sol provoqués par une rupture brutale de cavités souterraines préexistantes : soit naturelles (karstiques) ou artificielles (mines, carrières ou ouvrages souterrains). Ces mouvements peuvent entraîner l'effondrement total du toit de la cavité et provoquent en surface une dépression généralement de forme circulaire (Hammah R. et al., 2004).

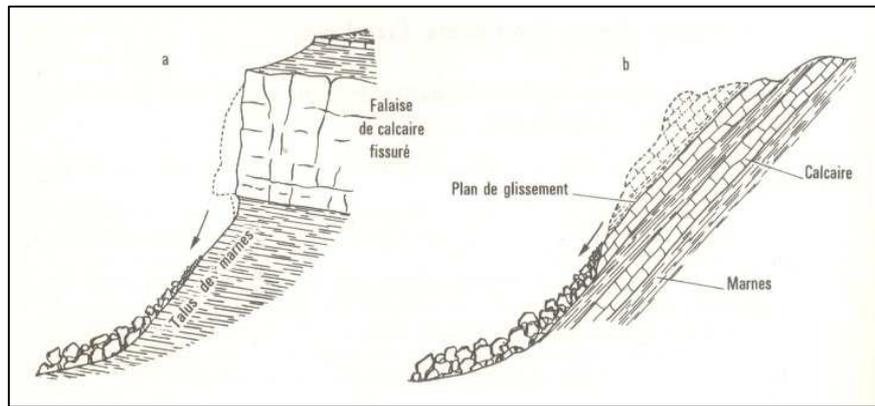


**Figure III.1.** Effondrement de voûtes karstiques, (Debabi, 2014).

- (a) Aven formé par effondrement du toit d'un puits, (b) Formation progressive d'une cloche d'effondrement.

#### III.4.1.2. Les écoulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses qui se détachent d'une paroi en se désorganisant. Ils sont représentés par l'effondrement d'un pan de falaise verticale pour venir former, au pied du versant, des nappes de matériaux grossiers qui peuvent s'étendre sur plusieurs kilomètres. Ils se produisent pour des configurations géologiques particulières : fissures parallèles à la surface libre ou présence d'un banc érodable sous une couche résistante,...etc. (Hammah R. et al., 2004).



**Figure III.2.** Deux types d'éroulement : a) par rupture d'un plan de falaise ; b) à la suite d'un glissement plan. (Moret, 1945).

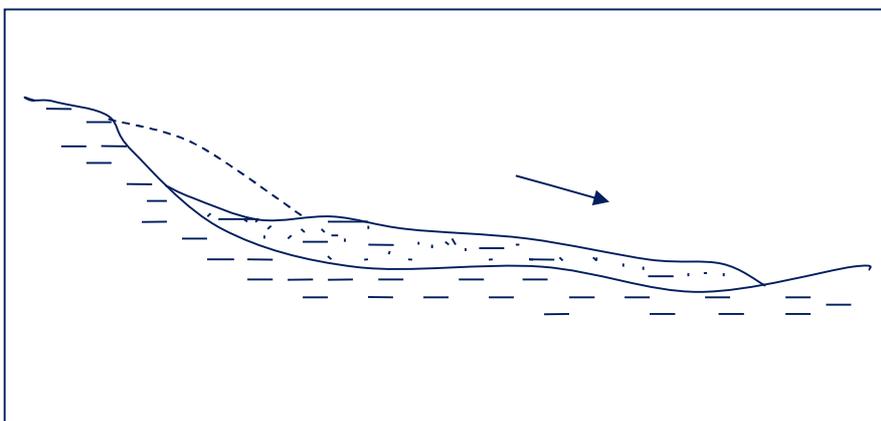


**Figure III.3.** Eroulement a Aokas (Bejaia, 2015).

#### III.4.1.3. Les coulées

Elles se produisent à partir de matériels meubles saturés en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telles que :

- **Coulées boueuses** : coulées de blocs, de terre, de boue, lave torrentielle (courants rapide) ou avalanche de débris, se produisant surtout en montagne.



**Figure III.4.** Coulées boueuses.



**Figure III.5.** Coulée boueuse à « Illilten », wilaya de Tizi-Ouzou.

### III.4.2. Les mouvements lents

#### III.4.2.1. Les affaissements

Ils se caractérisent par l'évolution des cavités souterraines naturelles ou artificielles, dont l'effondrement est amorti par le comportement souple des terrains superficiels (Hammah et al., 2004)



**Figure III.6.** Affaissement à M'Rara, wilaya d'El Oued.

#### III.4.2.2. Les glissements

Ils se produisent lorsque le massif rocheux est affecté d'un grand nombre de discontinuités. Ils sont caractérisés par une translation latérale d'une masse de matériaux au niveau d'une surface de rupture nettement individualisée et se produisent généralement dans des matériaux faiblement cohérents (marnes, argiles..).

Les glissements surviennent à la suite d'un événement naturel (forte pluie, érosion des berges) ou anthropique (travaux de terrassements ou déforestation) et qui affectent le plus fréquemment les ouvrages de génie civil et génie minier et sont ceux pour lesquels des méthodes d'analyse et de calcul spécifiques ont été développées (Hammah R. et al., 2004).

Lors de ses travaux pour le compte de l'UNESCO, Varnes, en 1978, a élaboré un bloc diagramme idéal représentant les caractéristiques générales d'un glissement de terrain complexe, montré dans la figure ci-après :

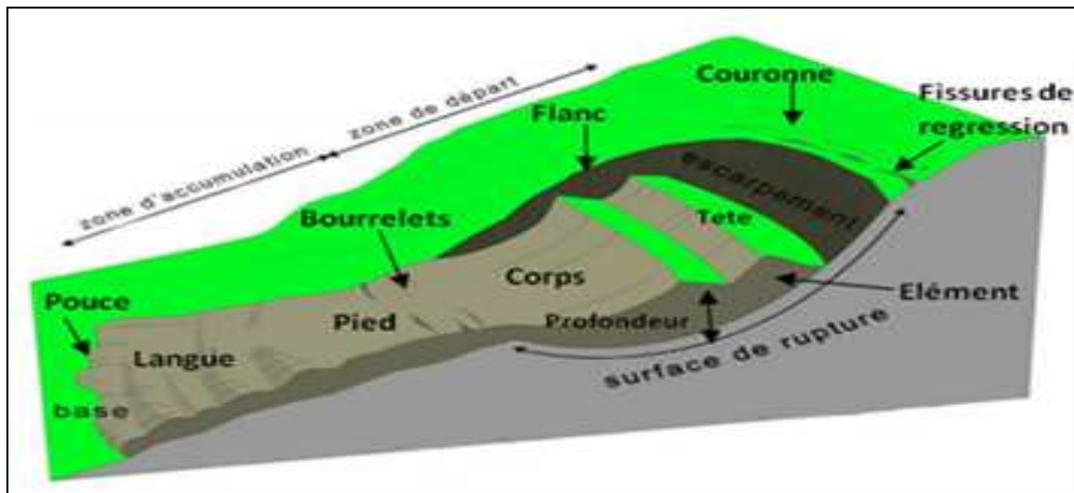


Figure III.7. Diagramme représentant le mouvement d'un versant idéal (Debabi, 2014).

- 1- **Escarpement principal** : surface inclinée ou verticale, souvent concave limitant le glissement à son extrémité supérieure et prolongée en profondeur par la surface de glissement.
1. **Couronne** : zone située au-dessus de l'escarpement principal, elle est souvent peu affectée par le désordre. Seules quelques fissures ou crevasses témoignent de la mise en traction des terrains dans ces zones.
2. **Tête** : c'est la limite amont du glissement et plus précisément la partie où le matériau glissé se trouve en contact avec l'escarpement principal.
3. **Escarpement secondaire** : surface circulaire semblable à l'escarpement principal, mais visible dans la masse remaniée. Cet escarpement confère à la masse en mouvement une structure en escalier.
4. **Élément** : fraction de la masse glissée entre deux escarpements.
5. **Flan** : limite latérale du glissement prolongeant l'escarpement principal.
6. **Pied** : correspond à l'intersection des matériaux mobilisés avec la surface topographique initiale en aval. Il est souvent masqué par le bourrelet.
7. **Extrémité inférieure (pouce)** : zone aval du mouvement du terrain ou extrémité du bourrelet.
8. **Rides transversales** : elles se forment dans le bourrelet du mouvement, témoins d'effort de compression, elles peuvent aboutir à des chevauchements dans le matériau.

**9. Surface de glissement ou de rupture** : c'est une surface qui sépare la masse glissée des terrains en place.

**10. Corps** : partie centrale du glissement recouvrant la surface de rupture.

**11. Fissures et crevasses** : ruptures au sein du matériau se manifestant par des fentes importantes et des formes diverses suivant leurs position.

Selon la forme de la surface de rupture, le nombre de familles de discontinuités et leurs orientations par rapport à la surface libre de la paroi rocheuse, les glissements peuvent se présenter sous forme de :

**a. Glissement circulaire**

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. En générale la surface de glissement plonge presque verticalement dans la niche d'arrachement.

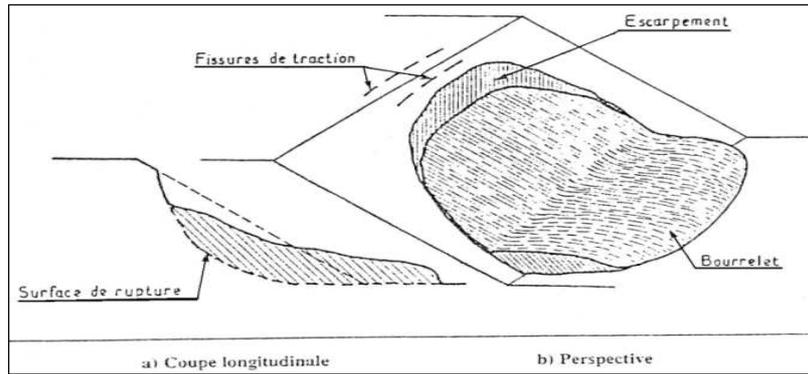


**Figure III.8.** Cas du glissement circulaire de la mine d'Utah en 2013 (U.S.A).

On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) :

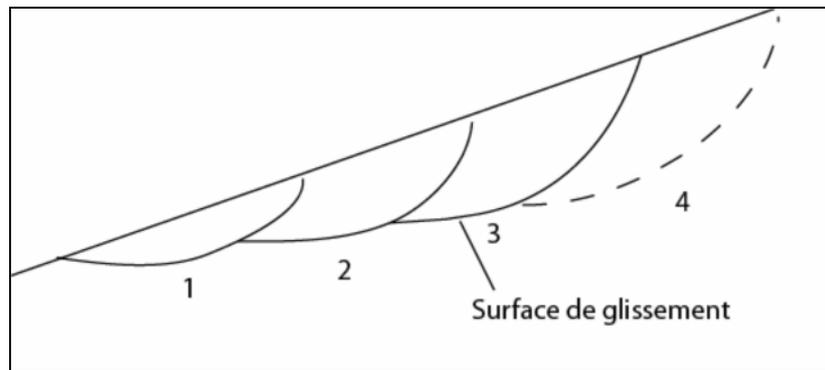
- **Glissement circulaire simple** : La surface de rupture a une forme simple et peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire. Il est caractérisé par des ravinements et des arrachements importants des masses rocheuses. Dans un tel glissement on distingue :

- ✓ des fissures de traction et un escarpement au sommet correspondant au départ de la surface de glissement ;
- ✓ un bourrelet formé par des matières glissées à la base. (Debabi, 2014).



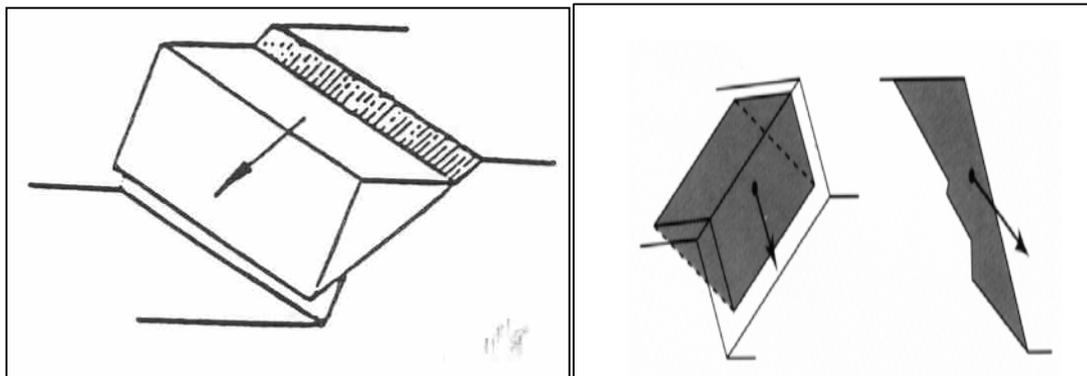
**Figure III.9.** Glissement rotationnel simple.

- **Glissement circulaire complexe :** Il s'agit de glissements multiples emboîtés les uns dans les autres dus souvent à la suppression de la butée provoquée par le glissement précédent, ce qui entraîne des glissements successifs remontant vers l'amont. Il est formé de plusieurs petits décrochements et de ravinements (Debabi, 2014).



**Figure III.10.** Glissement circulaire complexe (Melbouci, B., 2009).

- b- **Glissement plan :** Il se produit suivant un plan au niveau d'une surface de discontinuité géologique (zone entre deux matériaux de nature différente, failles, joints de stratification,...etc). La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques mécaniques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée « couche savon » (Schroeder, 2010).

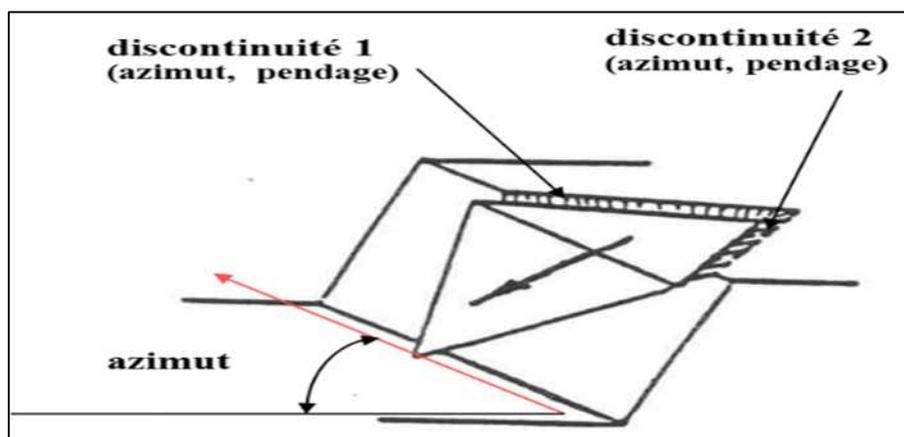


**Figure III.11.** Glissement plans (Schroeder, 2010).



**Figure III.12.** Cas du glissement plan de la mine de Kef Essnoun (26\03\2015, prise à Djebel El Onk -Tebessa-).

- **Glissement de coin (dièdre) :** Etant formé par deux plans de discontinuités dont l'orientation permet le glissement du bloc vers la surface libre (Schroeder, 2010).

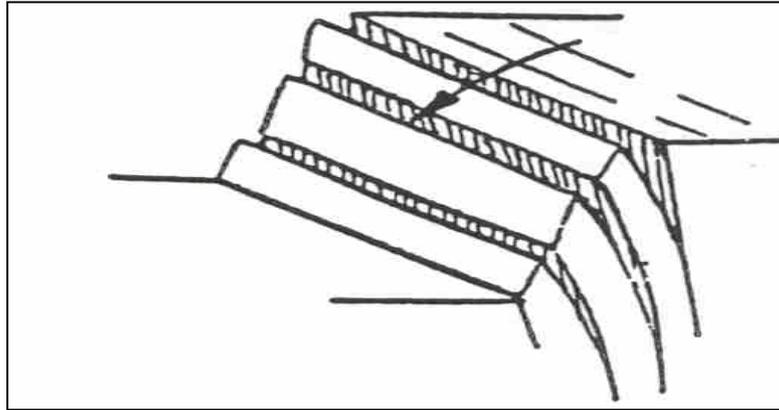


**Figure III.13.** Glissement en dièdre le long de l'intersection de deux discontinuités (Schroeder, 2010).



**Figure III.14.** Glissement en dièdre dans un massif (Aokas –Bejaia-, 2015).

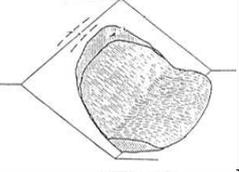
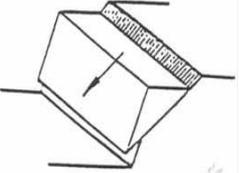
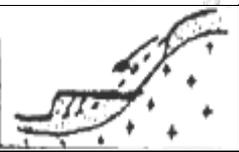
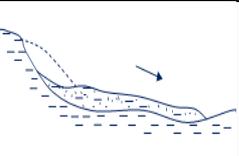
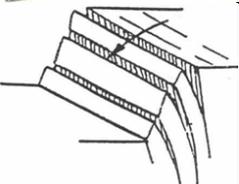
- **Toppling** : C'est un glissement bien marqué des bancs rocheux provoquant une sorte de fauchage de tête de bancs. Il ne se produit que dans des conditions spécifiques de pendage des bancs (ils doivent être assez redressés), de pente du talus rocheux (assez raide) et d'orientation relative (la stratification et le talus doivent avoir des directions voisines). Il se produit par décollement des plaques et leur basculement (Schroeder, 2010).



**Figure III.15.** Basculement de roche dure avec des discontinuités de très fort pendage (Schroeder, 2010).

Les différents types de mouvements de terrain sont donnés dans le tableau III.1 :

**Tableau III.1.** Principales classes et types de déstabilisation sur les versants en fonction des terrains concernés (Campy et Macaire, 2003)

Classes	Types	Schémas	Terrains concernés	Remaniements interne	Vitesses moyennes
<b>Glissements de terrains</b>	Glissement circulaire		Roches peu cohérentes : - Marnes ; - Alluvions ; - Moraines.	Plutôt faible	Quelques cm à quelques m par jour  Discontinu (saison)
	Glissement Plan				
	Glissement de niveau d'altération		Altérites		Quelques m par jour  Discontinu (saison)
<b>Coulées</b>	Coulées de solifluxion		Roches meubles	Plutôt fort	Plusieurs m par secondes Variable selon la fluidité
	Coulées boueuses				
<b>Ecroulements</b>	Ecroulements de surplomb		Roches cohérentes stratifiées ou non		Variable selon le stade
	Ecroulement d'aval pendage				
<b>Toppling</b>	Fauchage				

### III.5. Caractéristiques géomorphologiques des versants instables

Les glissements de terrain ne sont pas toujours reconnaissables sur site et les versants de faible stabilité le sont encore moins. Pour les glissements récents dans les milieux rocheux, un ensemble d'indices morphologiques peuvent en témoigner (Schroeder, 2010) :

- Présence de blocs éboulés ;
- Cicatrices d'arrachement ;
- Fractures franchement ouvertes dans le massif rocheux.

Le témoignage des populations riveraines peut être aussi très significatif.

#### III.5.1. Principe de l'évaluation de la stabilité

Selon la forme de la surface de glissement adoptée, l'évaluation de l'état de stabilité se réalise par des méthodes de calcul développées par les chercheurs pour estimer l'état d'équilibre du versant en se basant sur la valeur d'un coefficient de sécurité  $F_s$ . Le fait est que, l'application de ce coefficient à pour raison de se tenir éloigné de la rupture, autrement dit, il donne pour le talus une marge de sécurité qui le sépare de la déformation.

En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité, on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau III.2 ci-dessous.

**Tableau III.2.** Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité (Collin et al. 2010).

Facteur de sécurité ( $F_s$ )	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	Danger
$F_s = 1$	Stabilité limite
$1 \leq F_s \leq 1.25$	Sécurité contestable
$1.25 \leq F_s \leq 1.40$	Sécurité satisfaisante pour les ouvrages peu importants mais par contre c'est une sécurité contestable pour les talus des carrières à ciel ouvert.
$F_s > 1.4$	Sécurité satisfaisante

Les principales méthodes de calcul de la stabilité des talus sont :

- Les méthodes basées sur l'équilibre limite ;
- Les méthodes des éléments finis ;
- Les méthodes des abaques.

### III.5.2. les méthodes d'équilibre limite

Les méthodes d'équilibre limite sont très simples à utiliser et bien adaptées pour une première estimation rapide de la stabilité des pentes. Elles peuvent être appliquées à l'étude de la rupture par glissement plan, dièdre ou par basculement. Ces méthodes sont largement utilisées pour l'étude de la stabilité des blocs rocheux (Hoek et Bray, 1977). Elles sont largement utilisées pour l'étude de la rupture à travers une surface circulaire de cisaillement.

En 2009, Melbouci a résumé les méthodes de calcul du  $F_s$  pour divers cas de rupture.

#### III.5.1.1. Cas d'une rupture plane de longueur infinie

##### - Les hypothèses de cette méthode :

- ✓ La pente, de longueur infinie, dont l'angle avec l'horizontal est  $\beta$  ;
- ✓ La surface de rupture est parallèle à la base de la pente et soumise à :
  - Deux réactions latérales supposées constantes et égales ( $P_A, P_B$ ) ;
  - Au poids  $W$  ( $W_N, W_T$ ) ;
  - La réaction  $R$  sous la base ( $R_N, R_T$ ).

##### - Les caractéristiques mécaniques :

- ✓ **Angle de frottement intrinsèque ( $\varphi$ )** : C'est un angle fictif qui caractérise l'obliquité d'une couche, il est déterminé par la relation :

$$\varphi = \arcsin \frac{R_c - 4 \times R_T}{R_c - 2 \times R_T}, (^\circ) \quad (\text{III.1})$$

$R_c$  : Résistance à la compression, (kN/m<sup>2</sup>).

$R_t$  : Résistance à la traction, (kN/m<sup>2</sup>).

- ✓ **Cohésion (C)** : Elle exprime le degré de cimentation des grains composant la roche. Elle est donnée par la relation :

$$C = \frac{R_t \times R_c}{2\sqrt{R_c \times R_t - 3R_t^2}}, \text{KN/m}^2 \quad (\text{III.2})$$

- ✓ **Poids volumique ( $\gamma$ )**.

## a- Présence d'eau

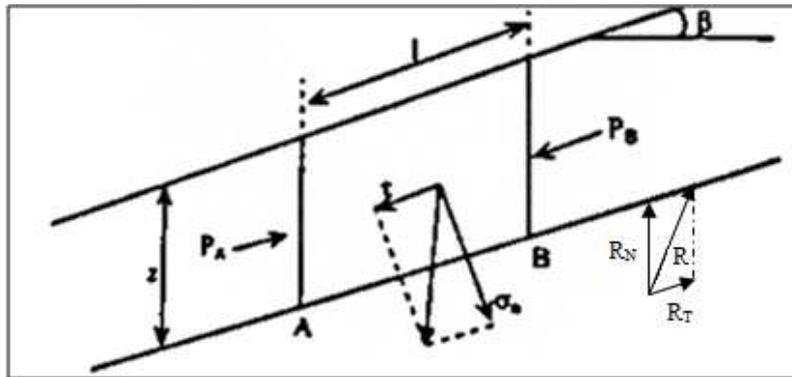


Figure III.16. Effort appliquée sur une tranche (Melbouci, 2009).

- Equilibre des forces au plan AB :

$$W = \gamma * z * AB * \sin \beta \quad (\text{III.3})$$

$$\tau = \gamma * z * \cos \beta * \sin \beta \text{ avec } T_w = \gamma * z * AB * \cos \beta * \sin \beta \quad (\text{III.4})$$

$$\sigma_n = \gamma * z * \cos^2 \beta \text{ avec } N_w = \gamma * z * AB * \cos^2 \beta \quad (\text{III.5})$$

- La résistance au cisaillement de la masse :

$$R = C * AB + \sigma_n * \tan \varphi * AB \quad (\text{III.6})$$

Le coefficient de sécurité dans une rupture plane est défini comme étant le rapport entre les forces de résistance et les forces motrices :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \quad (\text{III.7})$$

$$F_s = \frac{C + \gamma * z * \cos^2 \beta * \tan \varphi}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} \quad (\text{III.8})$$

$$F_s = \frac{C}{\gamma * z * \cos \beta * \sin \beta} + \frac{\tan \varphi}{\tan \beta} \quad (\text{III.9})$$

Généralisation de la méthode :

$$W = [\gamma_1 * (Z - hw) + \gamma_{\text{sat}} * hw * b] = b * \sum_0^z \gamma * h \quad (\text{III.10})$$

Décomposons W en N et T

$$N = b * \cos \beta * \sum_0^z \gamma * h \quad (\text{III.11})$$

$$T = b * \sin \beta * \sum_0^z \gamma * h \quad (\text{III.12})$$

- La pression interstitielle de l'eau sur AB :

$$u = \gamma_w * h_w * \cos^2 \beta \tag{III.13}$$

La résultante (U= u\*AB), orientée sur la normale à AB est :

$$U = \gamma_w * h_w * b * \cos \beta \tag{III.14}$$

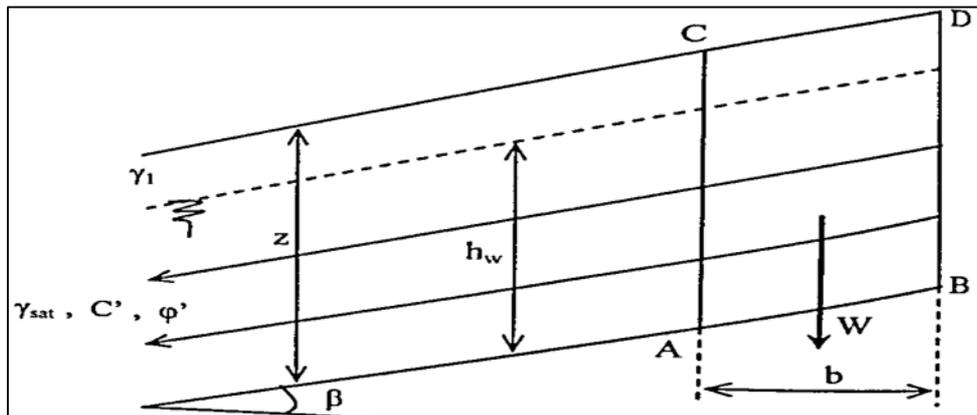


Figure III.17. Cas de rupture plane avec effet de l'eau (Melbouci, 2009)

Finalement la résistance mobilisée en cisaillement le long de AB d'après l'équation de coulomb est définie comme suit :

$$R = C * AB + (N - U) * \tan \varphi \tag{III.15}$$

$$R = C * \frac{b}{\cos \beta} + \left( \sum_0^z \gamma * h - \gamma_w * h_w \right) * b * \cos \beta * \tan \varphi \tag{III.16}$$

$$F_s = \frac{R}{T} = \frac{C + (\sum_0^z \gamma * h - \gamma_w * h_w) * \cos^2 \beta * \tan \varphi}{\cos \beta * \sin \beta * \sum_0^z \gamma * h} \tag{III.17}$$

**b- Absence d'eau**

On considère que :

- Pas de nappe.
- $\gamma$  constant.

$$F_s = \frac{C + \gamma * z * \cos^2 \beta * \tan \varphi}{\gamma * z * \sin \beta * \cos \beta} \tag{III.18}$$

### III.5.1.2. Cas de rupture de pente de longueur finie

#### a- Absence d'eau

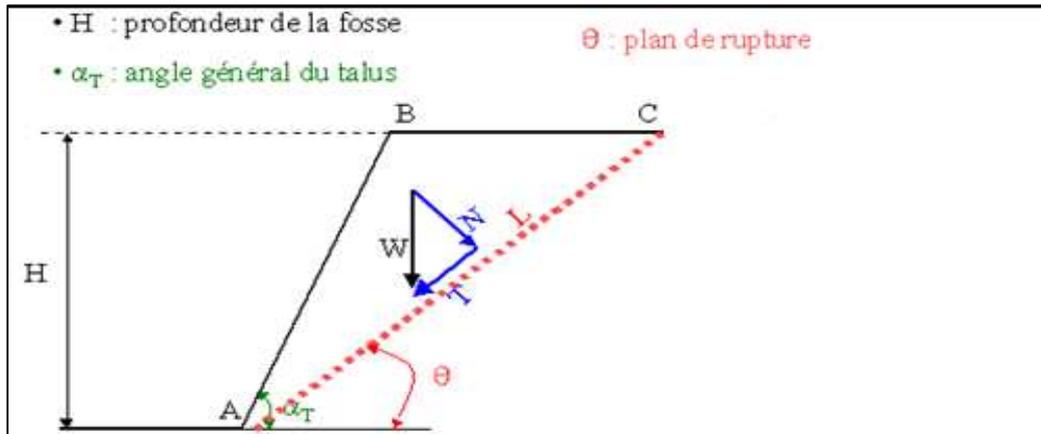


Figure III.18. Cas de rupture plane sur une longueur finie (Melbouci, 2009)

- W : poids du bloc ABC.
- N : composante normale,  $N = W * \cos \theta$
- T : composante tangentielle de cisaillement,  $T = W * \sin \theta$
- $\sigma_n$  : contrainte normale,  $\sigma_n = \frac{N}{S}$
- S : surface de cisaillement,  $S = L * l$
- $\tau$  : contrainte de cisaillement,  $\tau = \frac{T}{S}$
- Résistance au cisaillement,  $\tau = C + \sigma_n * \tan \varphi$

Le coefficient de sécurité est défini comme suit :

$$F_s = \frac{\sum \text{Forces résistances}}{\sum \text{Forces motrices}} \quad (\text{III. 19})$$

Appliqué à ce cas, l'expression du facteur de sécurité devient :

$$F_s = \frac{R}{\tau} = \frac{C + \sigma_n * \tan \varphi}{\tau} \quad (\text{III. 20})$$

$$\sigma_n = \frac{W \cos \theta}{L}, \quad \tau = \frac{W \sin \theta}{L}$$

- Pour assurer l'équilibre, ce facteur doit être supérieur à 1. Dans le cas du dimensionnement des talus (stabilité générale), un facteur de 1.2 à 1.5 est souvent favorable à utiliser.
- Si on remplace les différents paramètres du facteur de sécurité par leur valeur, on aboutit à :

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} + \frac{2 * C}{\gamma * H * \sin^2 \theta \left( \frac{1}{\tan \theta} - \frac{1}{\tan \alpha_T} \right)} \quad (\text{III. 21})$$

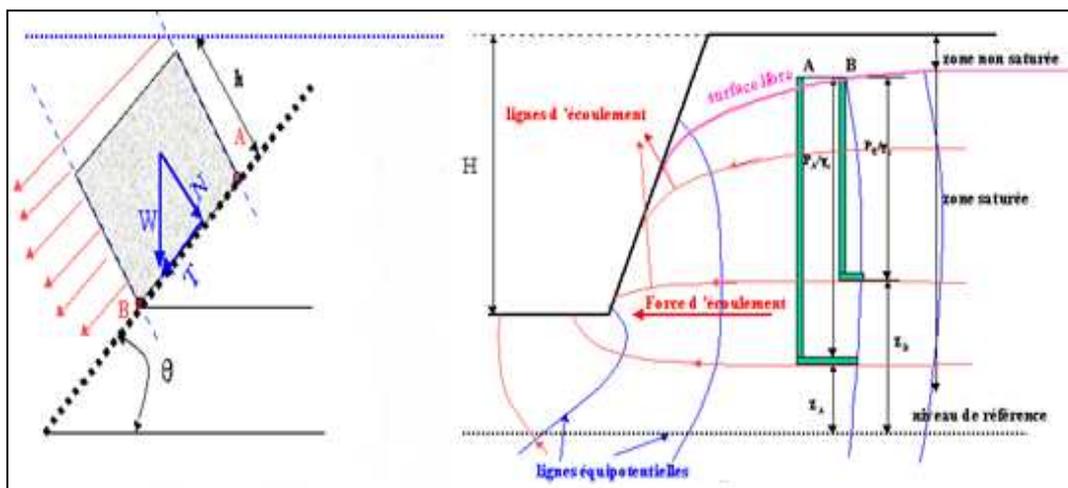
- On peut facilement établir des graphes pour étudier l'influence des caractéristiques du massif (la cohésion  $C$ , l'angle de frottement  $\varphi$  et le poids volumique  $\gamma$ ) et des caractéristiques du talus (la profondeur  $H$  et l'angle général  $\alpha_T$ ) sur le facteur de sécurité.
- En pratique, on fait le calcul inverse : le facteur de sécurité est fixé et on recherche l'angle du talus pour obtenir ce facteur.
- Il est très facile de constater que lorsque la cohésion est nulle (cas de la discontinuité), les conditions de stabilité se simplifient considérablement et le critère se ramène à une comparaison entre l'angle de frottement  $\varphi$  et l'inclinaison de la discontinuité.

$$F_s = \frac{\tan \varphi}{\tan \theta} \quad (\text{III. 22})$$

On a une instabilité si  $\theta > \varphi$

#### b- Présence d'eau

- En général, l'eau réduit la résistance au cisaillement de la roche (réduction de la cohésion  $C$  et de l'angle de frottement  $\varphi$ ). Certaines roches sont beaucoup plus sensibles à l'eau que d'autres (argiles, schistes, ...);
- En l'absence d'écoulement, l'eau induit des pressions interstitielles qui modifient les conditions de stabilité;
- Lorsqu'il y a écoulement, l'eau induit une force active qui réduit considérablement le facteur de sécurité.



**Figure III.19.** Conditions de stabilité avec écoulement d'eau (Melbouci, 2009).

Le facteur de sécurité avec écoulement d'eau est déterminé comme suit :

$$N = W \cdot \cos \theta$$

$$T = W \cdot \sin \theta$$

$$W = (\gamma_s - \gamma_e) * h * S \text{ (bloc de } 1\text{m}^3\text{)}$$

$$N = (\gamma_s - \gamma_e) * \cos \theta \text{ (h=1m, S=1m}^2\text{)}$$

$$T = (\gamma_s - \gamma_e) * \sin \theta$$

$$\text{Force d'écoulement} = \gamma_e * \sin \theta$$

$$F_s = \frac{[(\gamma_s - \gamma_e) \cdot \cos \theta] \operatorname{tg} \varphi}{(\gamma_s - \gamma_e) \cdot \sin \theta + \gamma_e \sin \theta} = \left(1 - \frac{\gamma_e}{\gamma_s}\right) \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \theta} \quad (\text{III. 23})$$

### III.5.1.3. Cas d'une rupture circulaire

L'étude de la rupture circulaire d'une masse peut se faire par deux méthodes:

- a- Méthode globale : elle consiste à étudier l'équilibre de l'ensemble de la zone de glissement où la ligne de rupture est généralement supposée circulaire (méthode de Taylor, de Caquot, Biarez, ... etc.).
- b- Méthode des tranches : elle est la plus utilisée. Elle consiste à décomposer le talus en tranches dont on étudie d'abord l'équilibre individuel avant de globaliser le résultat en faisant intervenir certaines hypothèses simplificatrices, (méthode de Fellenius, Bishop, ... etc.).

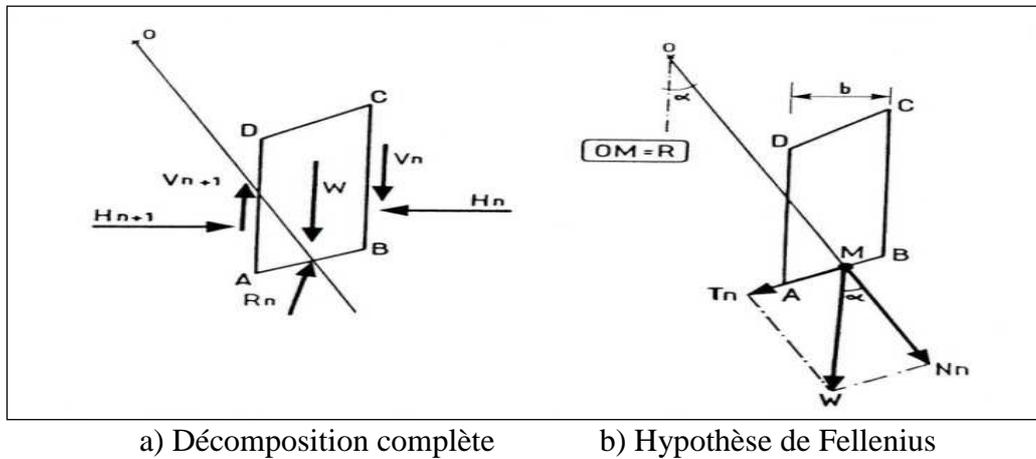
La méthode des tranches est une méthode suédoise introduite par Petterson en 1916. Elle a subi plusieurs adaptations au fil des années tels que son développement par Fellenius (1927) pour les ruptures circulaires et par Bishop (1954). Elle consiste à diviser un volume instable en un certain nombre de tranches limitées par des plans verticaux et à étudier l'équilibre de chaque tranche indépendamment sur la ligne de rupture sous l'action des forces et des moments qui la sollicitent.

En général, cette méthode peut prendre en compte un maximum de complexités : surface topographique de forme quelconque, surface de rupture non circulaire, hétérogénéité des terrains, forces extérieures quelconques (charge supplémentaire au talus, ... etc.) et écoulement des eaux souterraines. Elle peut être alors bien adaptée à l'étude des versants naturels qui sont généralement des cas complexes.

#### - Méthode des tranches de Fellenius (1927)

C'est la méthode la plus simple pour l'analyse de stabilité des talus. Considérons un talus constitué d'un certain nombre de couches de caractéristiques différentes ;  $C_i$ ,  $\varphi_i$  et  $\gamma_i$ . Fellenius suppose que la ligne de glissement est circulaire et vérifie la stabilité de ce talus vis-à-vis du risque de glissement par le calcul de leur coefficient de sécurité.

Le découpage des couches se fait de telle façon que l'intersection du cercle de glissement et les limites des couches (points G et H) correspondent à une limite entre deux tranches.



**Figure III.20.** Forces agissantes sur la tranche (Melbouci, 2009).

Selon la figure III.20, les forces agissant sur une tranche sont les suivantes :

- Le poids  $W$  ;
- La réaction  $R_n$  du milieu sous-jacent sur l'arc  $AB$  ;
- Les réactions sur les faces verticales  $AD$  et  $BC$  décomposées en réactions horizontales  $H_n$  et  $H_{n+1}$  et en réactions verticales  $V_n$  et  $V_{n+1}$ . Ce sont les forces inter tranches ;
- Les pressions hydrauliques.

Par rapport au centre  $O$  du cercle de glissement, on définit :

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

Le coefficient de sécurité est donné par le rapport :

$$F_s = \frac{\sum_{EF} \text{des moments résistants maximaux}}{\sum_{EF} \text{des moments moteurs}} \quad (\text{III. 24})$$

En considérant la somme des moments sur tout l'arc  $EF$ , on constate que la somme des moments des forces inter-tranches est nulle. Fellenius (1921) a fait une hypothèse qui simplifie considérablement les calculs, à savoir que la seule force agissant sur l'arc  $AB$  est le

pois  $W$ , qui est décomposé en deux forces, l'une normale à  $AB$  ( $N_n$ ) et l'autre tangentielle ( $T_n$ ).

Dans ces conditions, le moment résistant maximal est fourni par la valeur maximale que peut prendre la composante tangentielle de  $R_n$ , d'après la loi de coulomb, elle s'écrit :

$$(R_n)_t c_i * AB + N_n * \tan \varphi_i$$

La somme des moments pour toutes les tranches est :

$$\sum_{n=1}^{m=n} R * (C_i * AB + N_n * \tan \varphi_i)$$

$m$  : Nombre total de tranches ;

$C_i$  et  $\varphi_i$  : Respectivement la cohésion et l'angle de frottement de la couche dans laquelle est situé  $AB$ . L'expression du coefficient de sécurité  $F_s$  se réduit à :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} (c_i * AB + N_n * \tan \varphi_i)}{\sum_{n=1}^{n=m} T_n} \tag{III. 25}$$

Dans le Cas de l'existence de la nappe et en remplaçant  $AB$ ,  $N_n$  et  $T_n$  dans la formule (3.27) (Hubert B., et al., 2003), le coefficient  $F_s$  est donné par :

$$F_s = \frac{\sum_{n=1}^{n=m} [c_i \frac{b}{\cos \alpha} + (w * \cos \alpha - \frac{u*b}{\cos \alpha}) * \tan \varphi_i]}{\sum_{n=1}^{n=m} w \sin \alpha} \tag{III. 26}$$

Avec :  $u = Z_w * \gamma_w$

$u$  : Pression interstitielle ;

$Z_w$ : hauteur d'eau;

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

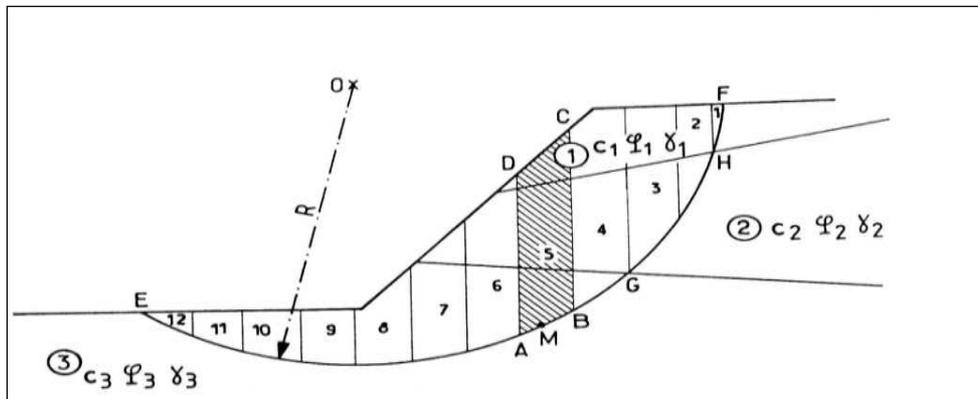


Figure III.21. Découpage en tranches d'un talus (Melbouci, 2009).

- **Méthode des tranches de Bishop simplifiée (1954) :**

En 1954, Bishop a apporté une amélioration à la méthode de Fellenius et ceci en considérant que pour toute tranche étudiée,  $V_n - V_{n+1} = 0$  ce qui permet de considérer les efforts inter-tranches horizontaux uniquement. Le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) s'exprime comme suit :

$$F_s = \left( \frac{1}{\sum_{n=1}^{n=m} w * \sin \alpha} \right) \cdot \sum_{n=1}^{n=m} \frac{(W - u_n * b) \tan \phi_i + c_i * b}{\cos \alpha + \sin \alpha \cdot \frac{\tan \phi_i}{F_s}} \quad (\text{III. 27})$$

Le  $F_s$  est calculé par itérations successives :

- la première itération est faite en adoptant la valeur de  $F_s$  obtenue par la méthode de Fellenius.
- La méthode simplifiée de Bishop est généralement utilisée avec traitement par ordinateur.

On a vu comment calculer le coefficient de sécurité ( $F_s$ ) pour un cercle donné à priori. Pour connaître  $F_s$  réel d'un talus, il faut définir le cercle donnant la valeur minimale de  $F_s$ . C'est en effet, le long de cette surface de glissement que la rupture se produira.

#### III.5.2.4. Les inconvénients de la méthode d'équilibre limite

- 1- Dans l'hypothèse des mouvements du corps rigide, la déformation à l'intérieur du massif glissant est complètement ignorée. L'observation des modes de rupture dans les pentes de grande échelle montre que ceci est une sur-simplification (Sjoberg, 1996), étant donné l'importance des contraintes normales le long de la surface de rupture dans les méthodes d'équilibre limite. Ces types d'erreurs peuvent mener à des résultats loin de la réalité en termes de champs des contraintes ;
- 2- Une autre limitation des méthodes d'équilibre limite est que la surface de rupture doit être connue d'avance.

**Tableau III.3.** Les hypothèses, les équations et les inconnus recherchés (Debabi, 2014).

La méthode	Les hypothèses	Les équations d'équilibres	Les inconnus recherchés
<b>Pente infini</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Etendu infini</li> <li>- La surface de rupture est parallèle à la base de la pente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> forces perpendiculaires à la pente</li> <li><math>\sum</math> forces parallèle à la pente</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Coefficient de sécurité</li> <li>- La force normale (N) à la base</li> </ul>
<b>Fellenius</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La surface de rupture est circulaire ;</li> <li>- Les forces sur les côtés des tranches sont négligées</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> moments par rapport au centre du cercle de glissement.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le coefficient de sécurité</li> </ul>
<b>Bishop simplifiée</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- La surface de rupture est circulaire ;</li> <li>- Les forces sur les côtés des tranches sont horizontales (pas de cisaillement entre les tranches)</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> moments par rapport au centre du glissement</li> <li><math>\sum</math> des forces dans le sens verticales</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le coefficient de sécurité</li> <li>- La force normale (N) à la base de la surface de rupture</li> </ul>
<b>Spencer</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les forces inter-tranches sont parallèles (c'est-à-dire toutes ont la même inclinaison)</li> <li>- La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> moments de n'importe qu'elle point sélectionné</li> <li><math>\sum</math> des forces dans le sens vertical</li> <li><math>\sum</math> des forces dans le sens horizontal</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le coefficient de sécurité</li> <li>- La force normale à la base</li> <li>- L'inclinaison et Résultante des forces inter-tranches</li> <li>- Emplacement des forces latérales (ligne de poussée)</li> </ul>
<b>Morgenstern et Price</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les forces inter tranche de cisaillement sont liée au forces normales</li> <li>- La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> Moments de n'importe qu'elle point sélectionné</li> <li><math>\sum</math> Des forces dans le sens vertical</li> <li><math>\sum</math> Des forces dans le sens horizontale</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le coefficient <math>F_s</math> ;</li> <li>- La force normale à la base ;</li> <li>- Les forces inter-tranches horizontales ;</li> <li>- Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</li> <li>-</li> </ul>
<b>Sarma</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Les forces inter-tranches de cisaillement dépendent des caractéristiques de cisaillement, de la pression interstitielle de l'eau et de la composante horizontale de celle-ci ;</li> <li>- La force normale (N) agit au centre de la base de la tranche.</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li><math>\sum</math> Moments de n'importe quel point sélectionné</li> <li><math>\sum</math> Des forces dans le sens vertical</li> <li><math>\sum</math> Des forces dans le sens horizontal</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Le coefficient de sismicité ;</li> <li>- La force normale (N) à la base ;</li> <li>- Les forces inter-tranches horizontales.</li> <li>- Emplacement des forces latérales (ligne de poussée).</li> </ul>

<b>Janbu</b>	- Les forces inter-tranches négligent les forces de cisaillement l'équilibre des forces horizontales	$\sum$ moments par rapport au centre du glissement $\sum$ des forces dans le sens verticales	- Le facteur de correction $f_0$ ; - Le coefficient $F_s$ .
--------------	---	---	--

Le calcul des facteurs de sécurité pour des surfaces de ruptures de pente circulaire et non circulaire en utilisant l'analyse d'équilibre limite des approches (telles que celles de Janbu, Spencer...etc.), peut être mené par Slide qui est un logiciel bidimensionnel développé par Rocscience.

### III.5.2.5. Présentation du logiciel Slide

Le logiciel Slide est conçu pour l'analyse de la stabilité des pentes. Il peut être utilisé pour concevoir et/ou analyser des pentes naturelles ou d'ingénieries tels les remblais, les barrages en terre et les talus et bord de mines. Ce programme a la capacité d'analyser à la fois une surface de rupture non circulaire définie par l'utilisateur et la recherche de la surface de rupture minimale non circulaire. Slide a une interface graphique qui fournit un large éventail de modélisation et d'interprétation de données de fonctionnalités (Abramson et al., 2001). Il permet aussi :

- 1- L'évaluation de la stabilité des talus dans des conditions spécifiques ;
- 2- L'évaluation de la possibilité de la rupture des pentes ;
- 3- La détermination de l'influence des changements proposés sur une pente ;
- 4- Les comparaisons de l'efficacité des solutions de rechange correctives ou préventives ;
- 5- L'analyse de sensibilité pour évaluer l'influence des variations dans les paramètres critiques telles que la géométrie, les propriétés des matériaux et les conditions de l'eau souterraine sur la stabilité des pentes ;
- 6- L'analyse des ruptures qui ont été déjà produites. Ceci aide à comprendre les mécanismes de rupture et à obtenir les propriétés matérielles in-situ ;
- 7- La conception des mesures réparatrices ou préventives pour les pentes et l'évaluation des effets des chargements exceptionnels tels que les tremblements de terre sur les pentes et les remblais.

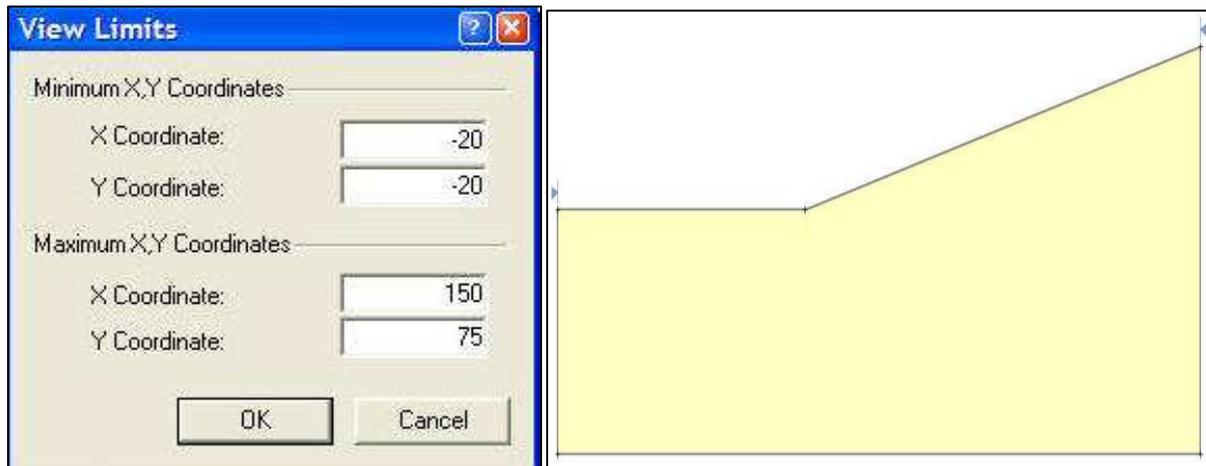
#### a- Les caractéristiques de modélisation par Slide

Les caractéristiques de modélisation par Slide pour l'étude de stabilité d'une pente sont influencées par des facteurs telles que des conditions géologiques (sols, strates, discontinuités, conditions des eaux souterraines, ...etc.), les propriétés des matériaux et de la géométrie. En règle générale, plusieurs de ces facteurs ne peuvent être définis avec beaucoup de certitude.

Cette incertitude signifie que les ingénieurs doivent analyser divers scénarios possibles afin d'éviter les surprises et un comportement inattendu (Abramson et al., 2001).

**b- Les étapes de modélisation par Slide :**

- **Saisie des limites :** C'est de définir les limites de la région de dessin, afin de voir le modèle en cours de création que nous entrons dans la géométrie. La première limite qui doit être définie pour chaque modèle de Slide est la frontière externe, qui englobe la région d'analyse.



**Figure III.22.** Fenêtre de sélection des limites du model (Logiciel Slide 6.0).

- **Localisation des surfaces critiques :** l'un des aspects les plus importants de l'analyse de la stabilité des pentes est de trouver la surface de glissement. Les développeurs de ce logiciel ont mis en œuvre des techniques de recherche prouvées pour localiser les deux surfaces de glissement ; circulaires et non circulaires. Ils aident les ingénieurs à déterminer les surfaces critiques (Abramson et al., 2001). Les techniques employées par ce logiciel sont :
  - ✓ La recherche de la grille de surface circulaire ;
  - ✓ La détermination d'une seule surface circulaire définie par un centre et un rayon ou par trois points sur la surface ;
  - ✓ La recherche auto-affiner : une technique itérative pour localiser le cercle de glissement minimum en utilisant les résultats d'une itération précédente pour réduire la zone de recherche dans l'étape suivante ;
  - ✓ La recherche de bloc non circulaire en utilisant la génération aléatoire de surface de glissement.

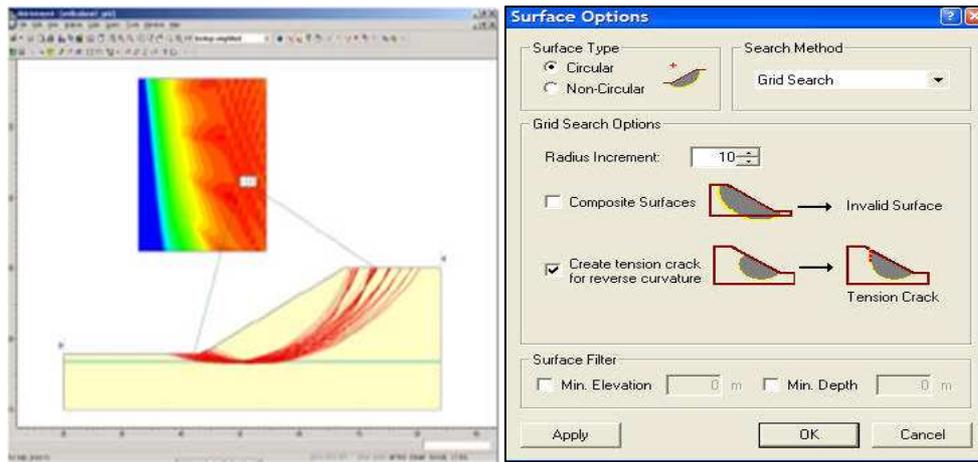


Figure III.23. Fenêtre de sélection de la surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

- **Méthodes d'analyse :** Slide comporte plusieurs méthodes d'analyse d'équilibre, d'où l'utilisateur peut sélectionner une ou toutes les méthodes d'analyse qui seront exécutées lors de la phase de calcul.

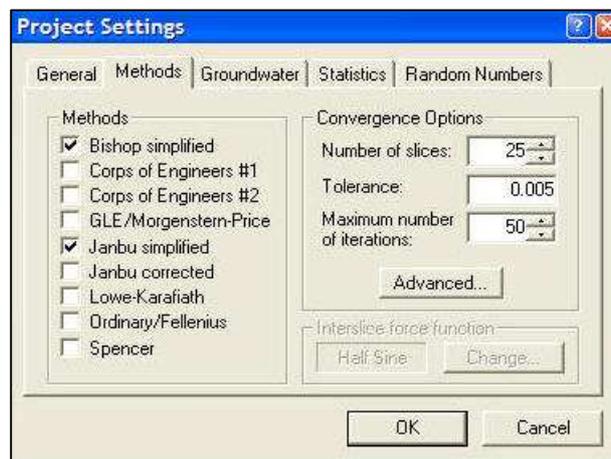
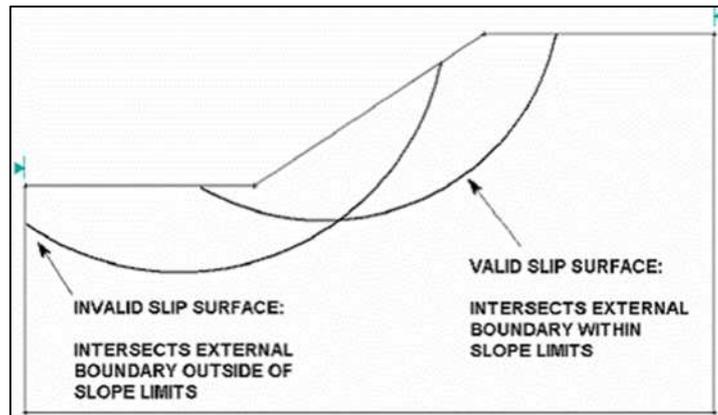


Figure III.24. Fenêtre de sélection des méthodes d'analyse (Logiciel Slide 6.0).

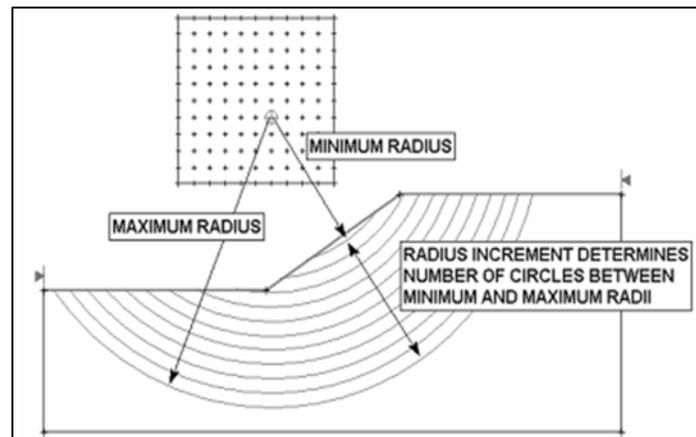
- **Limites de la pente :** Les limites de pente sont calculées automatiquement par Slide dès que la frontière externe est créée, ou chaque fois que les opérations de montage (par exemple sommets en mouvement) sont effectuées sur la frontière externe. Les limites de pente servent à deux objectifs dans une analyse d'une surface circulaire:
  - ✓ **Le filtrage :** Toutes les surfaces de glissement doivent être en intersection avec la frontière externe, dans les limites de la pente. Si les points de début et de fin d'une surface de glissement ne sont pas dans les limites de la pente, la surface de glissement est jetée (non analysés). Voir figure ci-dessous:



**Figure III.25.** Exemple de validation de surface de glissement (Logiciel Slide 6.0).

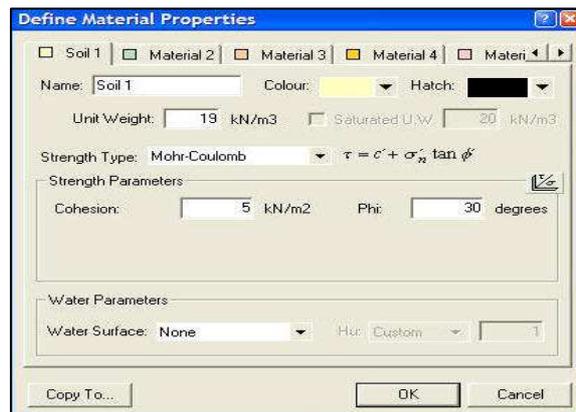
- ✓ **La génération :** Les sections de la frontière externe entre les limites de pente définissent la surface de la pente à être analysée et qui est utilisée pour générer les cercles de glissement pour une grille de recherche, comme suit:

Pour chaque point de la grille de centre de glissement, les rayons maximaux sont déterminés sur la base des distances du centre de glissement, à la surface de la pente, comme le montre la figure III.26. Le rayon d'incrément est ensuite utilisé pour déterminer le nombre de cercles de glissement générés entre le minimum et le maximum des cercles de rayons à chaque point de la grille.



**Figure III.26.** Exemple de détermination du nombre de cercles de glissement (Logiciel Slide 6.0).

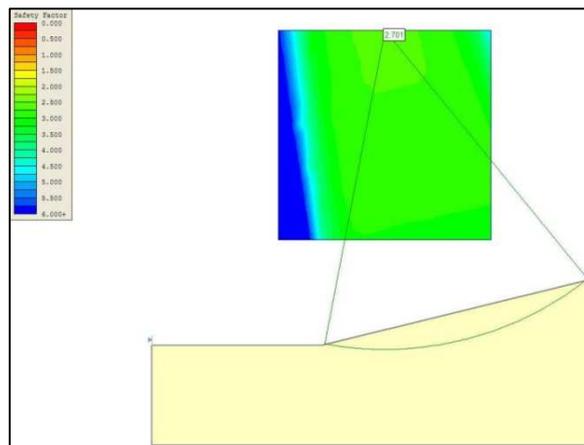
**1- Propriétés :** Les propriétés des matériaux sont introduites par l'utilisateur.



**Figure III.27.** Fenêtre de saisie des propriétés des matériaux (Logiciel Slide 6.0).

**2- Calcul et interprétation des résultats :** Slide affiche des recherches telles que :

- Une surface de glissement avec le facteur de sécurité le plus bas;
- Toutes les surfaces de glissement sont codées par couleur en fonction du facteur de sécurité qui varie en fonction de la méthode d'analyse choisie.



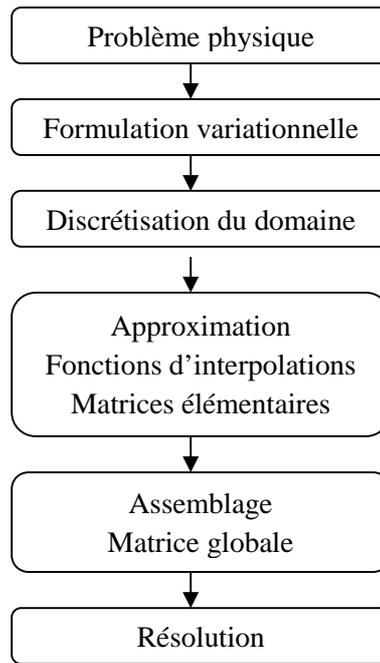
**Figure III.28.** Exemple d'interprétation des résultats (Logiciel Slide 6.0).

### III.5.3. Méthode des éléments finis (MEF):

La méthode des éléments finis permet de discrétiser le milieu continu en des éléments caractérisés par un comportement élasto-plastique et des propriétés physiques variables dans l'espace.

La MEF vise à donner une solution numérique approchée à un problème spécifique au moyen d'un modèle mathématique représentatif d'une réalité physique. La méthode des éléments finis permet ainsi de résoudre de manière discrète des équations aux dérivées partielles dont on cherche une solution approchée suffisamment fiable.

La résolution d'un problème physique, par la méthode des éléments finis, suit les étapes suivantes (Debabi, 2014) :

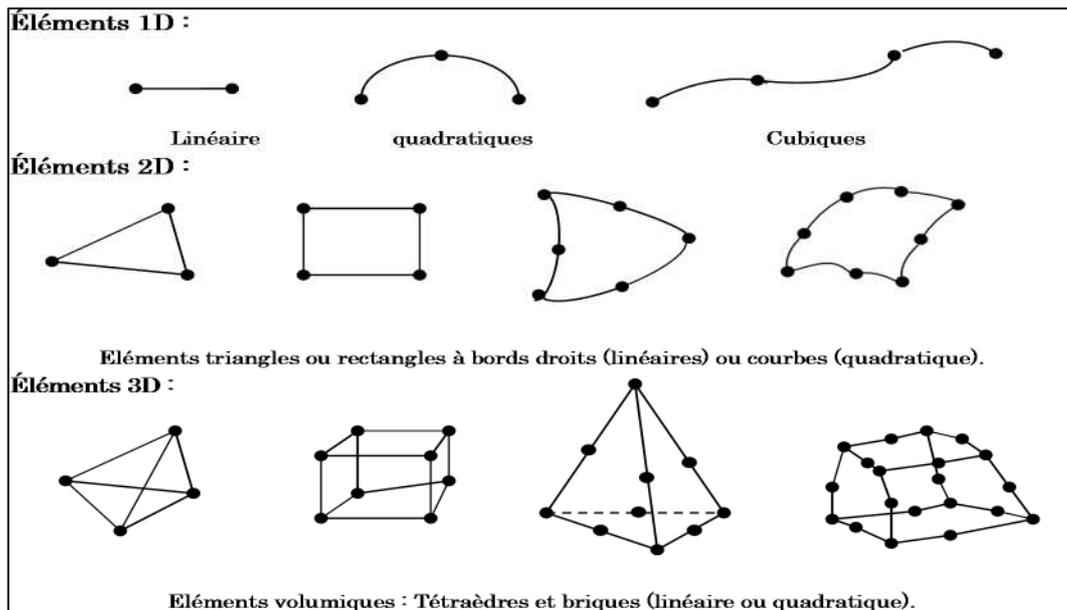


**Etape 1 : formulation variationnelle**

Formulation des conditions aux limites et des équations gouvernantes qui sont souvent des équations différentielles ou dérivées partielles.

**Etape 2 : Discrétisation du domaine**

Cette étape consiste à diviser le modèle en éléments finis, de formes géométriques simples : triangle, quadrilatère, tétraèdre,...etc. Cette division est appelée maillage et c'est au cours de cette étape que se fait la préparation des données géométriques (connectivités, coordonnées des nœuds et des éléments).



**Figure III.29.** Éléments géométriques.

**Etape 3 : Approximation et interpolation sur l'élément**

Dans chaque élément, la variable (le déplacement, la contrainte, la pression,...etc.) est approchée par une simple fonction linéaire, polynomiale ou autres. Le degré du polynôme d'interpolation est relié au nombre de nœuds de l'élément. C'est donc dans cette étape que se fait le calcul des matrices élémentaires.

**Etape 4 : Assemblage**

Cette phase consiste à construire les matrices de tout le domaine (matrice globale), à partir des matrices caractéristiques des différents éléments (matrices élémentaires), préalablement calculées dans l'étape précédente. En pratique dès qu'une matrice élémentaire est calculée, elle est assemblée à la matrice globale.

**Etape 5 : Résolution du système globale**

L'assemblage donne naissance à un système global linéaire ou non linéaire. Il définit, soit un problème d'équilibre (cas stationnaire ou statique), soit un problème de propagation (cas transitoire) dans lequel il faut déterminer les variations dans le temps des variables physiques et la propagation d'une valeur initiale.

Donc, en fait, la MEF est une technique multidisciplinaire qui fait appel :

- Aux sciences de l'ingénieur (lois gouvernants les phénomènes physiques telles les conservations de la masse, de la quantité de mouvement, de l'énergie,...etc.) ;
- Aux mathématiques appliquées (méthodes numériques) ;
- A l'informatique appliquée (exécution des calculs à l'aide de l'ordinateur).

Le calcul qui se base sur la MEF peut être mené avec tout programme général d'éléments finis ou avec les logiciels spécialisés dans la modélisation géotechnique tels que le Plaxis et Cesar Crisp.

**III.5.3.1. Présentation du logiciel Plaxis**

Plaxis est un programme d'éléments finis conçu pour réaliser des analyses de déformation et de stabilité pour différents types d'applications géotechniques. Les situations réelles peuvent être représentées par un modèle plan ou axisymétrique (Brinkgereve et Vermeer, 2003).

## a- Les options du code de calcul utilisées dans Plaxis

### 1- Input

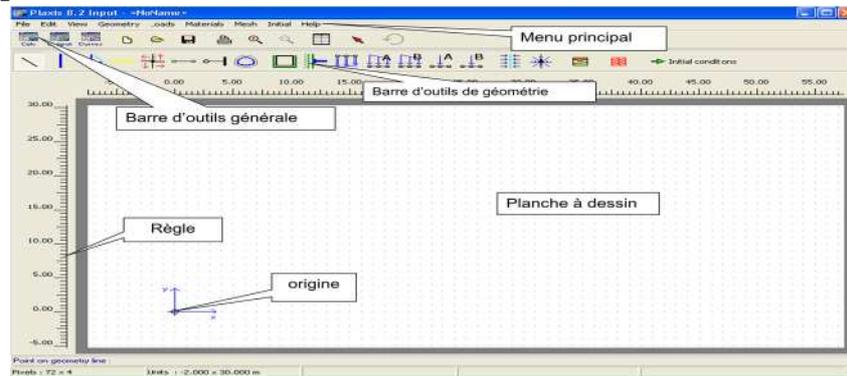


Figure III.30. Fenêtre d'outil Plaxis (Logiciel Plaxis 8.2).

Input est dit pré-processing, il consiste à faire :

- **Une définition graphique et géométrique du modèle** : définition des couches, des ouvrages, des phases de construction et chargements et des conditions aux limites. Elle s'appuie sur des procédures graphiques faciles à utiliser, ce qui permet une description détaillée et précise des conditions réelles à modéliser ;
- **Une génération automatique du maillage** : le maillage d'éléments finis est généré à partir du modèle géométrique, avec des options pour le raffiner.

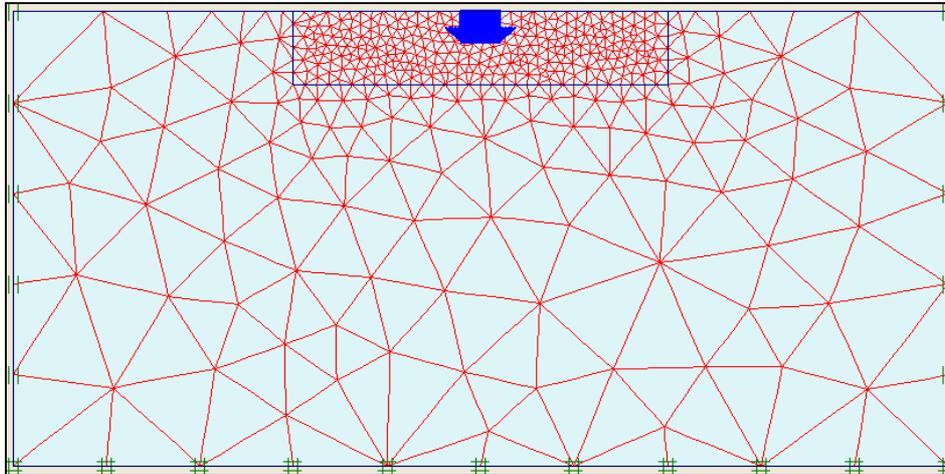
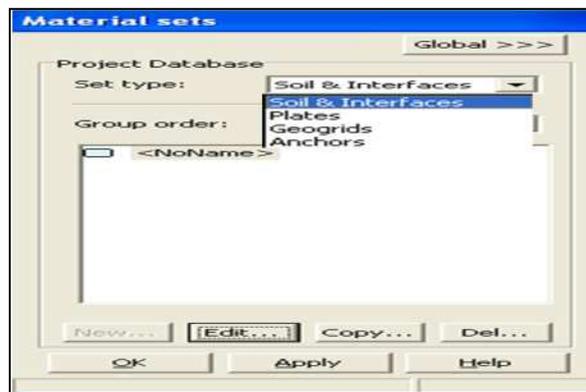


Figure III.31. Exemple de maillage, (Logiciel Plaxis 8.2).

- **Les conditions aux limites** : Ce sont des déplacements nuls imposés. Ils peuvent être appliqués aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle dans toutes les directions. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.
- **Un chargement** : deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles

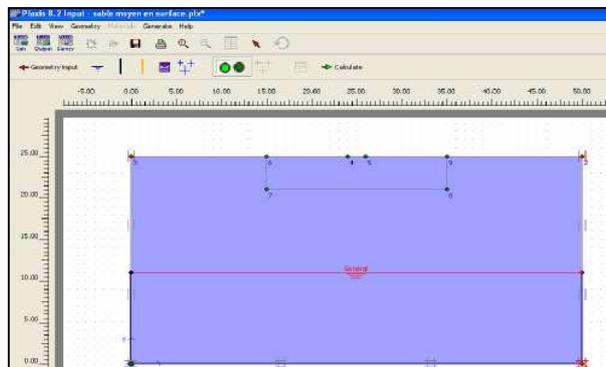
peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie. Les charges peuvent être réparties à n'importe quelle ligne de la géométrie sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

- **Introduire les propriétés des matériaux**



**Figure III.32.** Fenêtre de saisie des propriétés de matériaux, (Logiciel Plaxis 8.2).

- **Introduire le régime d'écoulement** : Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaisons de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions.



**Figure III.33.** Génération des conditions hydrogéologiques, (Logiciel Plaxis 8.2).

## 2- Calculations

Le programme de calcul conduit à des analyses en déformation menées soit par un calcul plastique soit par un calcul de consolidation ou un calcul en grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases peuvent être définies avant le lancement des calculs.

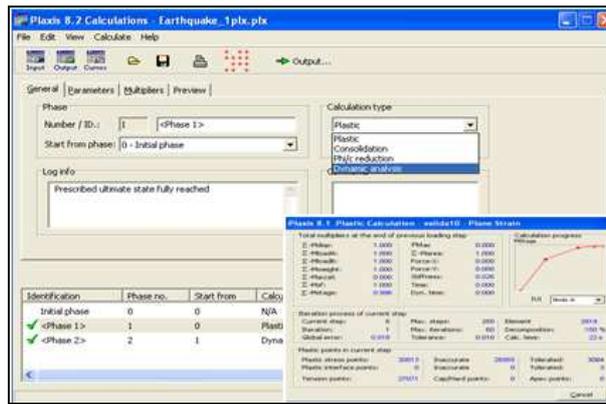


Figure III.34. Fenêtre de calcul, (Logiciel Plaxis 8.2).

### 3- Output

Le post processus «Plaxis» a des fonctions graphiques pour estimer les résultats des calculs, les valeurs précises des déplacements, les forces et les contraintes. Ils sont accessibles sur des tableaux de résultats du module output.

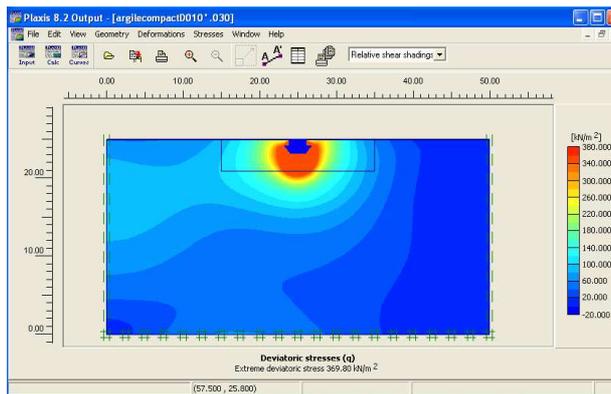


Figure III.35. Fenêtre out Put, (Logiciel Plaxis 8.2).

### 4- Curves

Sert à la construction des courbes de chargement-déplacement et des chemins de contrainte

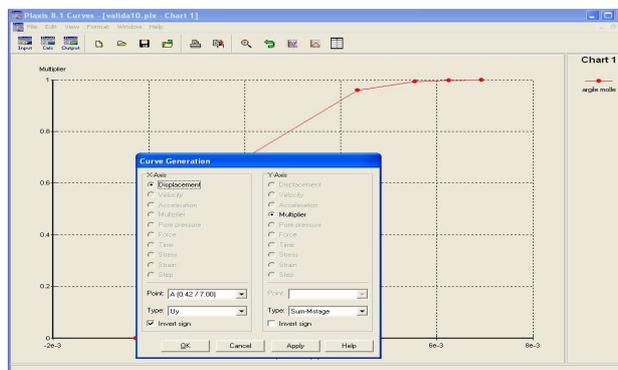


Figure III.36. Exemple d'une présentation graphique des résultats contrainte-déplacement, (Logiciel Plaxis 8.2).

### III.5.3.2. Les modèles de comportements utilisés dans Plaxis

Les propriétés d'un massif rocheux dépendent des propriétés de la roche constitutive (matrice), des propriétés des discontinuités (joints de stratification, diaclases et failles) et enfin de l'orientation et de la fréquence de ces discontinuités (Brinkgereve et Vermeer, 2003).

#### a- Modèle élastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hoek pour l'élasticité linéaire et isotrope. Il comporte deux paramètres de rigidité élastique : le module de Young E et le coefficient de poisson  $\nu$ . Ce modèle est utilisé principalement pour des structures rigides massives placées dans le sol. Il peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures en béton ou en métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

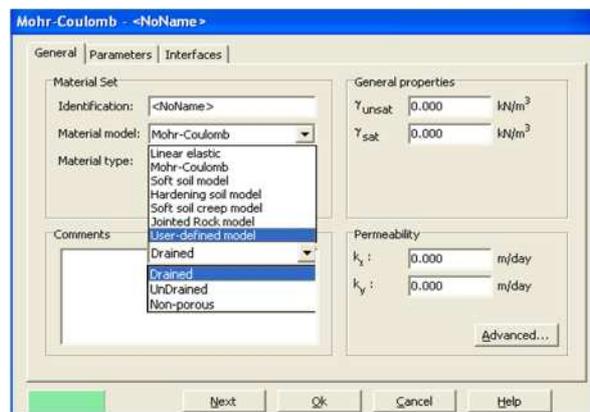


Figure III.37. Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire, (Logiciel Plaxis 8.2).

#### b- Modèle de Mohr–Coulomb

Ce modèle présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écrouissage. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs. Il comprend cinq paramètres mécaniques - E,  $\nu$  (paramètres d'élasticité),  $\psi$ , C et  $\varphi$  (paramètres géotechniques) -, déterminés par des essais de laboratoire et ils sont nécessaires pour les calculs de déformation ou de stabilité.

Dans le plan de Mohr–Coulomb, la droite intrinsèque est représentée par :

$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c$$

$\sigma_n$  et  $\tau$  : Sont respectivement les contraintes normales et tangentielles de cisaillement ;

C et  $\varphi$  ; Sont respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau.

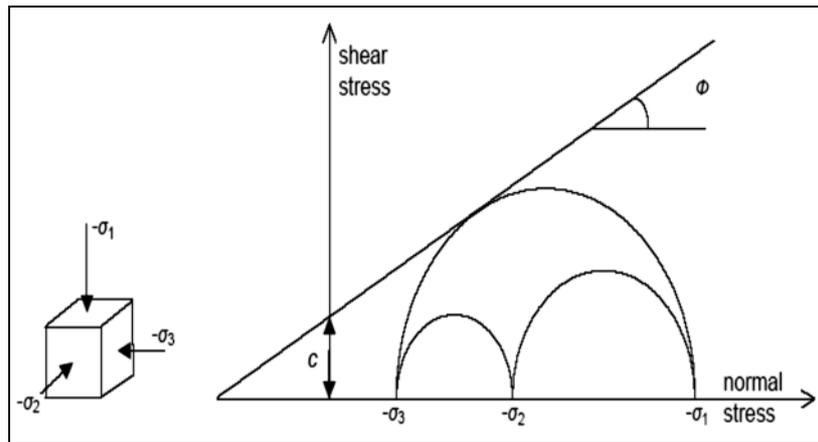


Figure III.38. Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.

### - Module de Young E

Le module de Young varie en fonction de la déformation et de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Ce dernier nécessite des essais spéciaux. Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture, (figure III.39).

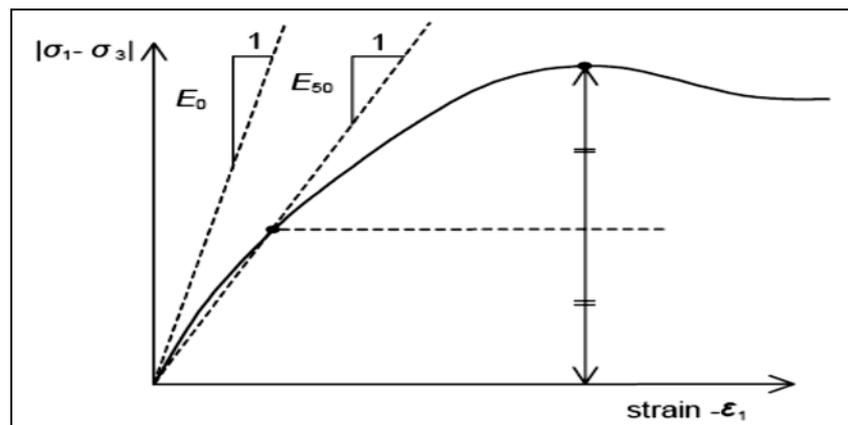


Figure III.39. Définition des modules  $E_0$  et de  $E_{50}$ .

### - Coefficient de Poisson ( $\nu$ )

Le comportement global d'un massif fracturé est fortement anisotrope. Toutefois l'anisotropie de la matrice rocheuse est relativement faible et négligeable par rapport à celle qui est induite par la présence des fractures. Pour cette raison, nous admettons que le comportement de la roche est isotrope et caractérisé par un module de Young E et un coefficient de poisson  $\nu$ .

Les valeurs du coefficient de Poisson se situent entre 0.2 et 0.4.

### - Angle de frottement ( $\varphi$ )

Plaxis ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne. Il peut être celui de frottement de pic ou celui de frottement du palier. On peut le déterminer à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure III.38).

### - La cohésion (C):

Les roches sont beaucoup plus cohésives que les sols, mais il existe d'importantes différences de la valeur de la cohésion entre les types de roches, par exemple entre un granite et la craie. Le degré d'altération de la roche est un facteur à prendre en compte.

La cohésion est également en fonction de la présence de discontinuités. En effet, ces dernières sont les points faibles d'une roche et en déterminent fortement la résistance au cisaillement. Ainsi, lorsque de la présence des discontinuités, la résistance au cisaillement d'une roche sera dépendante de la résistance au cisaillement des joints de ces discontinuités et non de celle de la matrice.

### - Angle de dilatance ( $\psi$ )

C'est le paramètre le moins courant. Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\Psi = \varphi - 30^\circ, \quad \text{pour } \varphi > 30^\circ ;$$

$$\Psi = 0^\circ, \quad \text{pour } \varphi < 30^\circ.$$

Le cas où  $\psi < 0^\circ$  correspond à des sables très lâches.

La valeur  $\psi = 0^\circ$  correspond à un matériau élastique parfaitement plastique ou il n'y a donc pas de dilatance lorsque le matériau atteint la plasticité, c'est souvent le cas pour les argiles ou pour les sables de densité faible ou moyenne sous contraintes assez fortes.

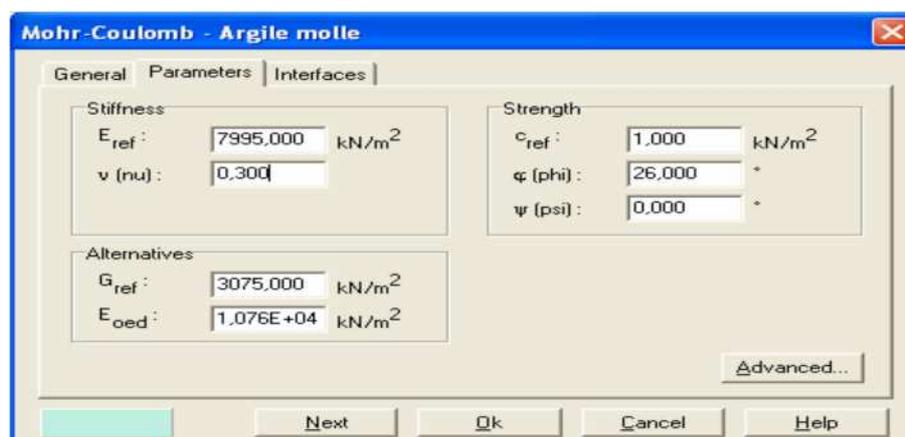


Figure III.40. Fenêtre des paramètres de Mohr-Coulomb (Logiciel Plaxis 8.2).

**c- Modèle pour les roches fracturées**

C'est un modèle élasto-plastique anisotrope pour lequel le cisaillement plastique peut se produire seulement dans un nombre limité de directions de cisaillement. Ce modèle peut être utilisé pour simuler le comportement des roches stratifiées ou fracturées.

**d- Modèle de sol avec écoulement**

C'est un modèle hyperbolique de type élasto-plastique formulé dans le cadre de la plasticité avec écoulement en cisaillement. De plus, ce modèle prend en compte l'écoulement en compression pour simuler le compactage irréversible d'un sol sous son premier chargement en compression. Ce modèle permet de simuler le comportement des sables, des graviers, mais aussi des sols plus mous comme les argiles et les limons.

**e- Modèle pour les sols mous**

Permet de simuler le comportement de sols mous comme les argiles normalement consolidées ou de la tourbe.

**f- Modèle pour les sols mous avec fluage**

C'est un modèle de viscoplasticité. Il permet de simuler le comportement des sols mous, comme les argiles ou les tourbes normalement consolidées, en fonction du temps.

**III.5.3.3. Calcul du coefficient de sécurité (Phi-c-réduction)**

Le processus Phi-C-Réduction constitue un type de calcul à part entière. Il s'effectue en réduisant les paramètres de résistance du massif, il doit être sélectionné lorsque l'utilisateur souhaite avoir un coefficient de sécurité globale pour une situation donnée.

**III.6. Moyens de contrôle et de surveillance de la stabilité**

L'observation constitue souvent une étape préparatoire visant à confirmer la réalité d'un risque à prendre en compte à l'échelle de temps habituelle. Elle n'implique donc pas de notion de périodicité régulière ou prédéfinie. Elle est dictée par les conditions particulières du site : données géologiques, état d'évolution, niveau d'activité probable, environnement, acuité du risque,...etc (Rouiller, 2006).

Le suivi ou le contrôle consiste en l'examen du site et le recueil de données qualitatives et quantitatives caractérisant son évolution.

Dans le cadre de la stabilité des pentes, les méthodes de surveillance se différencient par le domaine d'application, c'est-à-dire par les différentes grandeurs physiques que les techniques de mesure sont capables de relever et de surveiller, ainsi que par la gamme des instruments utilisés et la procédure spécifique. Quelques méthodes mettent en jeu plusieurs

types d'instruments avec un principe de fonctionnement similaire qui peuvent relever les grandeurs physiques dans des contextes différents (Rouiller, 2006).

Selon le projet coordonné par Rouiller en 2006, il existe actuellement plusieurs moyens et méthodes pour la surveillance des versants instables, on cite :

- 1- Les observations de surface (topographie) ;
- 2- Le contrôle de l'eau (piézomètres) ;
- 3- Les mesures de mouvements de terrains (Fissuromètres, inclinomètres, extensomètres) ;
- 4- Les moyens de traitement et de renforcement (drainage, câblage).

### **III.6.1. Les observations de surface**

Les observations de surface consistent à mesurer la position relative du point à considérer par rapport à un point stable ou au moins connu pris comme repère de référence. Le point et le repère de référence peuvent être mis en relation à distance sans union physique entre eux, par exemple en utilisant des instruments basés sur l'émission et la réception d'ondes de la fréquence appropriée ou bien mécaniquement.

#### **III.6.1.1. Topographie**

Dans son acception générale la topographie est la science qui étudie l'ensemble des méthodes, des procédés et des instrumentations techniques qui permettent de produire une représentation graphique du territoire dit « levés topographiques ».

Grâce à la méthode topographique, la détermination des déplacements superficiels est simple en général dans les opérations concrètes car elle s'effectue depuis le terrain naturel et elle permet d'avoir des indications sur l'existence de mouvements en cours dans le sous-sol.

Les mesures topographiques s'effectuent à un rythme mensuel et la fréquence de mesure augmente pour les zones en mouvement.

Aux instruments topographiques manuels traditionnels (niveaux, théodolites, stations totales), s'ajoutent aujourd'hui d'autres appareils qui exploitent les développements introduits récemment relativement à l'automatisation de la mesure des distancemètres (théodolite motorisé, système RMS), aux systèmes de positionnement satellitaire GPS (Global Positioning System) et à d'autres technologies innovantes (Laser Scanning, Radar ULB et SAR).

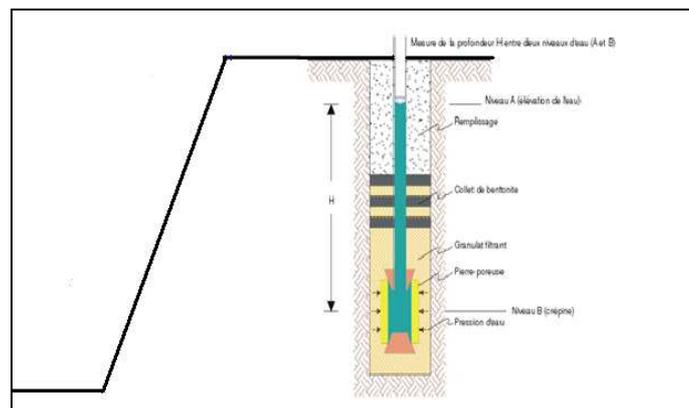


**Figure III.41.** Observation et mesure topographique, (keff Essnoun).

### III.6.1.2. Le contrôle de l'eau

Le contrôle de l'eau s'effectue à l'aide d'un ensemble de techniques de surveillance pour mesurer et analyser la tendance de la surface piézométrique dans le sous-sol avec des mesures de niveau et/ou de pression directement liées aux variations du volume d'eau dans les épaisseurs étudiées dans les forages spécialement instrumentés avec des piézomètres de divers types (à tube ouvert, Casagrande, pneumatiques, électriques).

Avec des mesures périodiques ou réalisées en continu avec des systèmes d'acquisition automatiques, il est possible d'évaluer l'évolution de la surface piézométrique dans le temps en utilisant la variation des paramètres météorologiques (hauteur des précipitations) et des autres grandeurs physiques (déformations superficielles et profondes, ...etc.).



**Figure III.42.** Piézomètre à tube ouvert.

### III.6.1.3. Les mesures de mouvements de terrains

Les mesures de mouvements de terrains s'effectuent à l'aide de techniques de surveillance pour mesurer et analyser l'ampleur des déformations de structures géologiques. La détermination des déformations tant superficielles que profondes permet d'avoir des indications sur l'existence de mouvements en cours dans le sous-sol.

Les types d'instruments utilisés appartiennent à deux grands groupes selon les types de déformations à mesurer.

**Tableau III.4.** Types d'instruments à utilisés selon les types de déformations à mesurer.

Types de déformation	Instruments utilisés pour la mesure des déformations
<b>Déformation superficielle</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Extensomètres à fil;</li> <li>- Fissuromètres;</li> <li>- Distomètres;</li> <li>- Distancemètres orientables.</li> </ul>
<b>Déformation profonde</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Extensomètres de forage;</li> <li>- Tassomètres;</li> <li>- Extensomètres incrémentiels (ISETH, INCREX) ;</li> <li>- Systèmes extensométriques - inclinométriques;</li> <li>- Systèmes multiparamétriques (DMS).</li> </ul>

#### a- Inclinomètres

Les inclinomètres permettent de relever les déplacements à l'intérieur des forages spécialement réalisés selon une direction normale à l'axe du trou. L'instrumentation inclinométrique est essentiellement constituée de quatre éléments :

- Le tube (guide), préalablement installé dans le terrain ou dans la roche, est muni de quatre évidements grâce auxquels la sonde peut glisser à l'intérieur;
- La sonde, à l'intérieur de laquelle un ou deux capteurs d'inclinaison sont logés;
- Le câble de liaison entre la sonde et la centrale de mesure;
- Les appareils de mesure.

Les lectures s'effectuent en calant dans le tube la sonde inclinométrique, à l'intérieur de laquelle est présent un système à pendule indiquant la déviation par rapport à la verticale. D'après les valeurs de la pente on peut ensuite remonter à la direction et à la valeur du déplacement horizontal. En disposant de mesures répétées dans le temps, il est possible d'évaluer le type de déplacement et de calculer sa vitesse. La précision et la fiabilité augmentent avec la diminution de l'intervalle de temps entre les différentes lectures effectuées.

Ces instruments peuvent être installés dans des forages orientés de manière différente par rapport au terrain naturel (du vertical au sub-horizontal) et équipés avec des capteurs amovibles ou fixes.

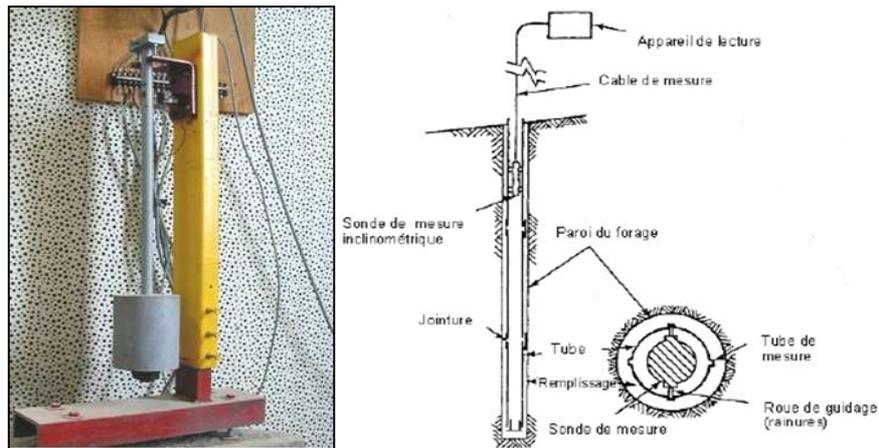


Figure III.43. Inclinomètre à pendule.

### III.7. Méthodes de confortement des glissements

Les méthodes utilisées pour stabiliser un versant en mouvement sont :

#### III.7.1. Les terrassements

Les conditions de stabilité étant directement liées à la pente du terrain, le terrassement reste le moyen d'action le plus naturel. On peut distinguer trois groupes de méthodes de stabilisation par terrassement :

- Les actions sur l'équilibre des masses : allègement en tête, remblai en pied ;
- Les actions sur la géométrie de la pente : purge et reprofilage ;
- Les substitutions partielles ou totales de la masse instable.

##### III.7.1.1. Remblai de pied

Le chargement en pied d'un glissement est une technique souvent utilisée et généralement efficace. L'ouvrage, appelé également banquette, berme ou butée, agit par contrebalancement des forces motrices. Etant donnée son poids, l'ouvrage de butée ne doit pas déclencher d'autres glissements (Debabi, 2014).

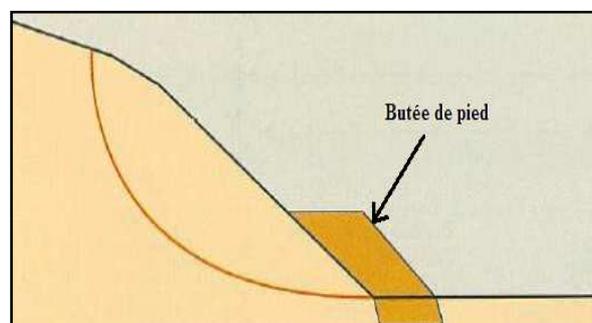


Figure III.44. La butée de pied (Debabi, 2014).

### III.7.1.2. Allègement en tête

L'allègement en tête de glissement consiste à terrasser dans la partie supérieure. Il en résulte une diminution du poids moteur et, par conséquent, une augmentation du coefficient de sécurité. La méthode de dimensionnement consiste en un calcul de stabilité le long de la surface de rupture déclarée en prenant en compte la modification de la géométrie en tête. On peut également substituer le matériau terrassé par un matériau léger (polystyrène, matériau à structure alvéolaire,...etc.) (Debabi, 2014).

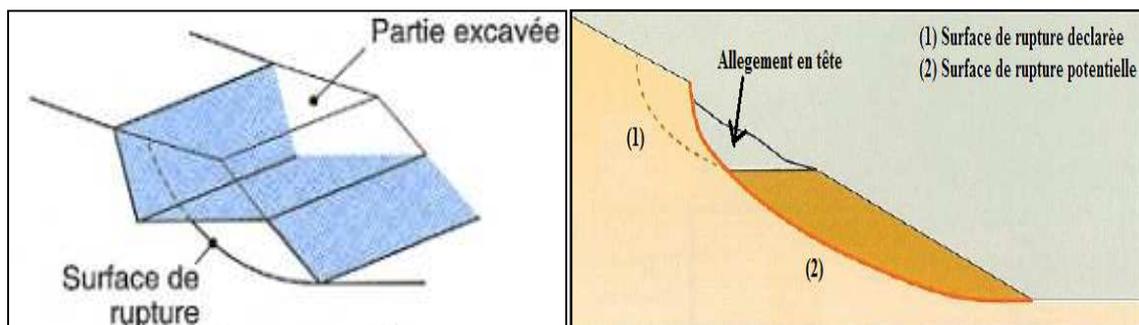


Figure III.45. Allègement en tête (Debabi, 2014).

### III.7.1.3. Reprofilage

Les conditions de stabilité d'un talus étant directement liées à sa pente, on peut assez simplement augmenter la sécurité par retalutage du terrain naturel (Debabi, 2014).

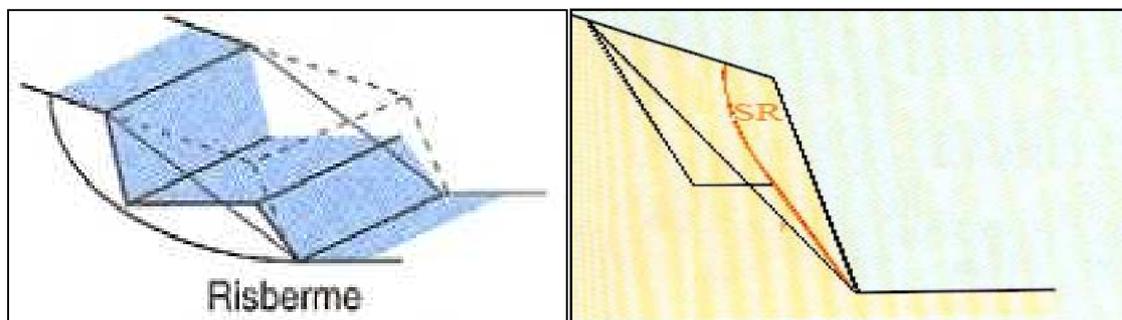


Figure III.46. Reprofilage (Debabi, 2014).

Dans ce sens, le procédé s'apparente à l'allègement en tête, il consiste en un adoucissement de la pente moyenne. Ce type de traitement est particulièrement bien adapté aux talus de déblais et il est de pratique courante. Notons que l'exécution du reprofilage à l'avantage d'améliorer la stabilité par rapport à une pente unique et de créer des voies d'accès pour l'entretien ou des travaux complémentaires. L'adoucissement de la pente est généralement mal adapté aux versants naturels instables car il met en jeu des volumes très importants (Debabi, 2014).

#### III.7.1.4. Purge

Les techniques de terrassement s'accompagnent fréquemment de purges du matériau déplacé par le glissement. Cette solution est généralement limitée aux glissements de taille modeste. On peut, dans certains cas, purger l'ensemble du matériau glissé à condition que la surface mise à nu soit stable (Debabi, 2014).

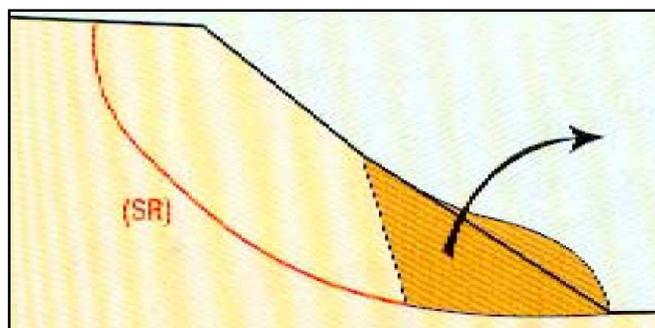


Figure III.47. La Purge, (Debabi, 2014).

#### III.7.2. Dispositifs de drainage

Dans la plupart des cas de glissement, l'eau joue un rôle moteur déterminant. Aussi utilise-t-on couramment les techniques de drainage qui ont pour but la réduction des pressions interstitielles au niveau de la surface de rupture. C'est donc en termes de diminution de pression interstitielle qu'il faut évaluer l'efficacité d'un dispositif de drainage. Les différentes techniques pouvant être mises en œuvre pour atteindre cet objectif relèvent de deux options fondamentales (Benaïssa, 2003) :

- Eviter l'alimentation en eau du site ;
- Expulser l'eau présente dans le massif instable.

De nombreux paramètres conditionnent l'efficacité d'un système de drainage, en particulier la nature et l'hétérogénéité des terrains, la géométrie des couches aquifères, la perméabilité, l'anisotropie, les alimentations et les exutoires. De ce fait, et compte tenu des difficultés de détermination de l'ensemble de ces éléments, le dimensionnement d'un système de drainage est fait en prenant un coefficient de sécurité plus élevé que celui pris pour d'autres techniques (terrassements, renforcements) parmi les méthodes utilisées à cet effet sont (Benaïssa, 2003) :

##### III.7.2.1. Collecte et canalisation des eaux de surface

L'objectif est de limiter les inaltérations dans le massif en mouvement. Les eaux peuvent provenir de zones de sources, d'un défaut d'étanchéité sur un réseau ou d'un bassin de stockage à l'amont ou plus simplement de l'impluvium et des eaux de ruissellement. En

effet, les eaux de surface ont tendance à s'infiltrer dans les fissures et à stagner dans les zones de faible pente et aggravent ainsi une instabilité amorcée. Aussi les ouvrages de collecte des eaux (fossés, caniveaux, cunettes) et l'étanchéité des fissures de surface, bien que ne constituant pas des ouvrages de drainage à proprement parlé, sont réalisés en première urgence dans de nombreux cas de glissements.

#### **III.7.2.2. Tranchées drainantes**

Les tranchées drainantes sont des ouvrages couramment utilisés pour rabattre le niveau de la nappe. Elles sont implantées sur le site de façon à venir recouper les filets d'eau (lignes de courant dans un horizon homogène, couche aquifère, venues d'eau ponctuelles,...etc.). Le choix de l'implantation (dans le sens de la plus grande pente ou dans un sens parallèle aux lignes de niveau ou encore en épis), de la profondeur et de l'espacement des tranchées dépend des résultats de l'étude hydrogéologique et conditionne l'efficacité du drainage.

### **III.8. Conclusion**

La spécificité du risque, que représentent les glissements d'un versant, est liée, entre autre, à la diversité des paramètres qui le définissent : la géologie, la géotechnique, la géométrie et l'hydrogéologie. Le risque pourra être de divers ordres (écroulement,...etc.).

L'évaluation de la stabilité d'un versant peut se faire par diverses méthodes afin de définir un facteur de sécurité pour apprécier la marge de sécurité du versant vis-à-vis de la rupture et d'identifier la zone instable. De plus des techniques de confortements des glissements sont très nombreuses, elles doivent être adaptées aux conditions du site.

# *Chapitre IV*

## *Description du site d'étude*

## CHAPITRE IV : Description du site d'étude

### IV.1. Introduction

Dans ce chapitre, nous développons deux axes sur la base des analyses documentaires et des données recueillies sur terrain. Le premier se base sur la connaissance de la situation géologique et hydrogéologique afin de déterminer toutes les structures qui peuvent influencer la stabilité de la zone en question. Le second axe concerne la méthode et les paramètres d'exploitation qui sont eux aussi des critères à considérer lors de l'évaluation de la stabilité.

Ces deux axes, nous permettent de faire une première appréciation de l'état actuel sur la zone d'étude.

### IV.2. Historique succinct de la recherche minière de Djebel Onk

Selon le rapport de l'EREM rédigé par Cieslinski et al., de 1985 à 1987 :

- Les phosphates Algériens ont été découverts à Boughari par Thomas Ph., en 1873.
- Dans la période (1907 -1908) Joleau à découvert le gisement de Djebel Onk. Des informations plus complètes ont été présentées par Dussert.
- En 1924, Dussert D., fournit des coupes lithologiques détaillées des gîtes de phosphate de la zone du Djebel Onk.
- En 1931 les phosphates de Djebel Onk font l'objet d'une première concession par la compagnie des phosphates de Constantine qui a été le principal producteur en Algérie. Par la suite, une filiale est fondée : Société du Djebel Onk (S.D.O) en 1936.
- En 1951 et 1952, Visse étudie pour la S.D.O, le gisement de phosphate du Djebel Djemi Djema dont il reprend avec beaucoup de détails la stratigraphie et évalue les réserves dans toute la zone du Djebel Onk.
- De 1961 à 1963, des essais de prospection radiométrique aéroportée sont effectués au-dessus du gisement de Djebel Onk.
- En 1963, les études géologique et minière précédant l'exploitation du gisement de Djemi Djema ont été réalisées par la société SERMI, pour la S.D.O. Parallèlement, la société française SOFREMINEs rédige un avant-projet d'exploitation du gisement de Kef Essnoun.
- En Février 1965, l'exploitation du gisement du Djemi Djema fut débutée.
- De 1971 à 1974, les travaux de recherche et de prospection sur les phosphates dans l'Est de l'Algérie ont été relancés par la SONAREM en s'appuyant d'abord sur un levé aéroradiométrique, puis par une campagne de prospection et d'évaluation du district minier

du Djebel Onk, afin de mettre en évidence des réserves complémentaires et de mieux caractériser les gisements connus.

- En 1986, le gisement de Kef Essnoun a été reconnu en détail par l'EREM grâce à 32 sondages carottés réalisés à la maille de 250 x 300 m et 22 tranchées réalisées dans les dressants.
- En Novembre 1989, l'entreprise FERPHOS fait connaître son cahier des charges pour des études de développement du complexe minier de Djebel Onk.
- En Avril 1992, signature du contrat entre l'entreprise FERPHOS et le consultant BRGM/SOFREMINES concernant le rassemblement des éléments techniques et économiques permettant d'arrêter un projet de développement de l'exploitation des gisements de phosphate de Djebel Onk.
- En 1993, BRGM a fourni un rapport d'expertise géologique de tous les gisements de Djebel Onk.

### **IV.3. Situation géographique**

#### **IV.3.1. Situation géographique régionale de Djebel Onk**

Djebel Onk se situe dans le Nord- Est de l'Algérie, dans l'extrémité orientale des monts de NEMENMCHA, derniers chaînons de l'Atlas Saharien. Il constitue la limite géographique naturelle entre les hauts plateaux Constantinois et le domaine Saharien. Les terrains sont semi-désertiques à faible population (Cieslinski et al., 1985, 1987 ; Prian , Cortiel, 1993).

Du point de vue administratif, la région appartient à la wilaya de Tébessa, éloignée d'environ 100Km au Sud et à 20km de la frontière Algéro-Tunisienne, reliée à Bir El Ater (Daïra) par une route goudronnée (RN 16).

Topographiquement, le massif de Djebel Onk forme un ensemble de calcaire de 20km de longueur qui culmine à 1198m (Djebel Tarfaya) ; les altitudes les plus basses au pied du Djebel Onk sont d'environ 635m. Les terrains sont entaillés par de nombreuses vallées d'oueds prenants source du flanc Nord du secteur et qui se rejoignent plus au Sud. En général, ces oueds sont secs à l'exception en périodes hivernales (Prian, Cortiel, 1993).

Ces coordonnées LAMBERT sont :

$$X= 981,500 \text{ ----- } 984,500$$

$$Y= 165,000 \text{ ----- } 170,000$$



**Figure IV.1.** Carte de situation géographique de Djebel-Onk (Gadri, 2015).

La région de Djebel Onk est subdivisée en 5 secteurs miniers :

- Gisement de Djemi Djema, (Sud du massif du Djebel Onk) ;
- Gisement de Kef Essnoun, (Sud du massif du Djebel Onk) ;
- Gisement de Djebel Onk Nord, (nord du centre minier de Djemi Djema) ;
- Gisement d'Oued Betita, (Sud-est du centre minier du Djemi Djema) ;
- Gisement de Bled El Hadba, (Sud-est de Djebel Onk).

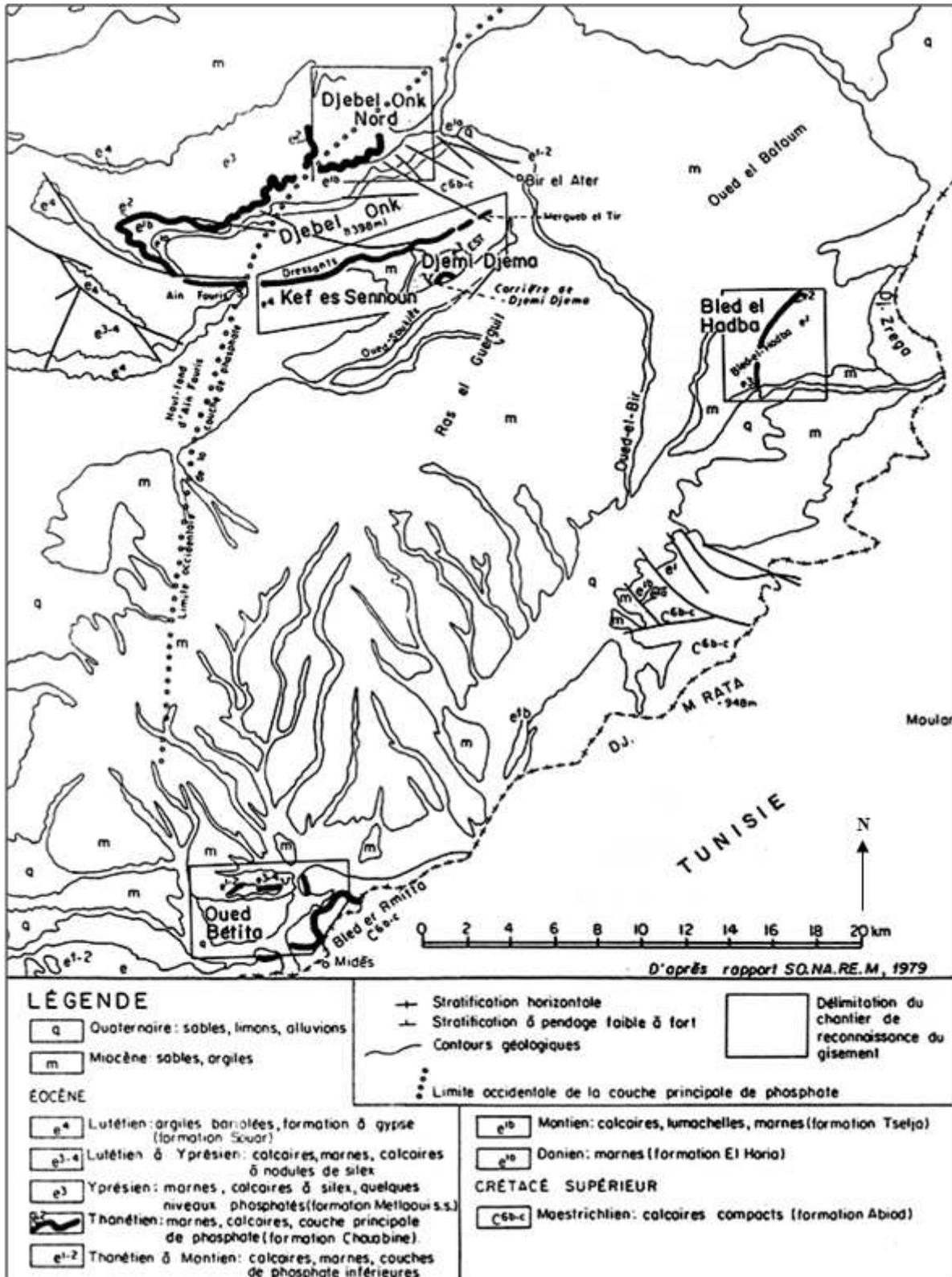


Figure IV.2. Carte de situation géographique des gisements de Djebel Onk (Prian et Cortial, 1993).

### IV.3.2. Situation géographique local de Kef Essnoun

Selon le rapport de l'EREM réalisé par Cieslinski et al., de 1985 à 1987, le gisement de Kef Essnoun est situé au Sud du massif du Djebel Onk à 4 km de la ville de Bir El Ater, le

siège administratif de la région (Daïra) est à 2 km à l'Ouest du gisement de Djemi Djema entre le Djebel Fouris et le Djebel Tarfaye. Sa superficie, circonscrite par les sondages de reconnaissance, est de 2.1Km<sup>2</sup>, soit 2.7Km de longueur sur 0.8Km de largeur.

Topographiquement, la zone du gisement, située au pied de Djebel Kef Essnoun, constitue un plateau descendant en pente douce vers le Sud-Ouest. Les cotes topographiques varient de 720m au Sud –Ouest à 810m au Nord-Est (dressant Nord).

Les coordonnées de ce gisement sont les suivantes :  $x = 951.500$  et  $y = 168.0$  à  $170.0$ .

#### **IV.4. Genèse de formation des phosphates**

La formation des gisements de phosphates n'est pas, jusqu'à présent tout à fait élucidée. Il y a diverses théories : les unes adoptent une origine organique, les autres une origine non organique, chacune a ses partisans.

Certains chercheurs émettent l'hypothèse que les eaux de fond sont alimentées en phosphore principalement libéré lors des processus de putréfaction des organismes (hypothèse biogénétique). D'autres sont d'avis que les organismes ne constituent pas la source de phosphate, celui-ci est transporté par les cours d'eau du continent à l'océan. Il existe encore une théorie d'origine volcanique du phosphore le rattachant aux phases du volcanisme sous-marin (Cieslinski et al., de 1985 à 1987).

L'une des hypothèses la plus adaptée est celle de Kazakov, 1930. Celle-ci est basée sur les résultats de la campagne océanographique. Ces travaux ont montré que la teneur en P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> de l'eau de mer augmente avec la profondeur. Le minimum se trouve dans la zone de photosynthèse où le phosphore est consommé, tandis que le maximum se trouve vers des profondeurs de l'ordre de 500 m.

On distingue, selon cette théorie, les étapes suivantes de formation des phosphates :

- 1- Le phosphore précipite chimiquement sur les bords du plateau continental après y avoir été amené par des courants froids ascendants, (figure IV.3) ;
- 2- Avec l'échauffement des eaux, il y'a augmentation du pH et diminution de la pression partielle en CO<sub>2</sub>. Cette diminution amène à la précipitation du CaCO<sub>3</sub>, puis les phosphates.

Donc, la sédimentation chimique des phosphates ne peut se produire ni dans les régions profondes, là où la pression du CO<sub>2</sub> est trop élevée, ni dans la zone de photosynthèse où le phosphore est consommé. C'est donc entre 50 et 500 m environ que précipitera le phosphate.

Cette théorie a été amendée par Visse (1952). Selon cet auteur, le milieu de genèse semble distinct du milieu d'accumulation. On peut rencontrer deux types de gisements :

- 1- Des gisements de plate-forme continentale dont le minerai est caractérisé par une couleur claire, une structure noduleuse ou pseudo-oolithique, une fréquente association avec la glauconie et de nombreux éléments détritiques quartzeux. Ce type de gisement semble lié aux transgressions marines.
- 2- Des gisements de bordure de géosynclinal fournissent des minerais de couleur sombre, à structure pseudo-oolithique avec une exo-gangue généralement argileuse et des formations siliceuses importantes. Ce type de gisements serait plutôt régressif.

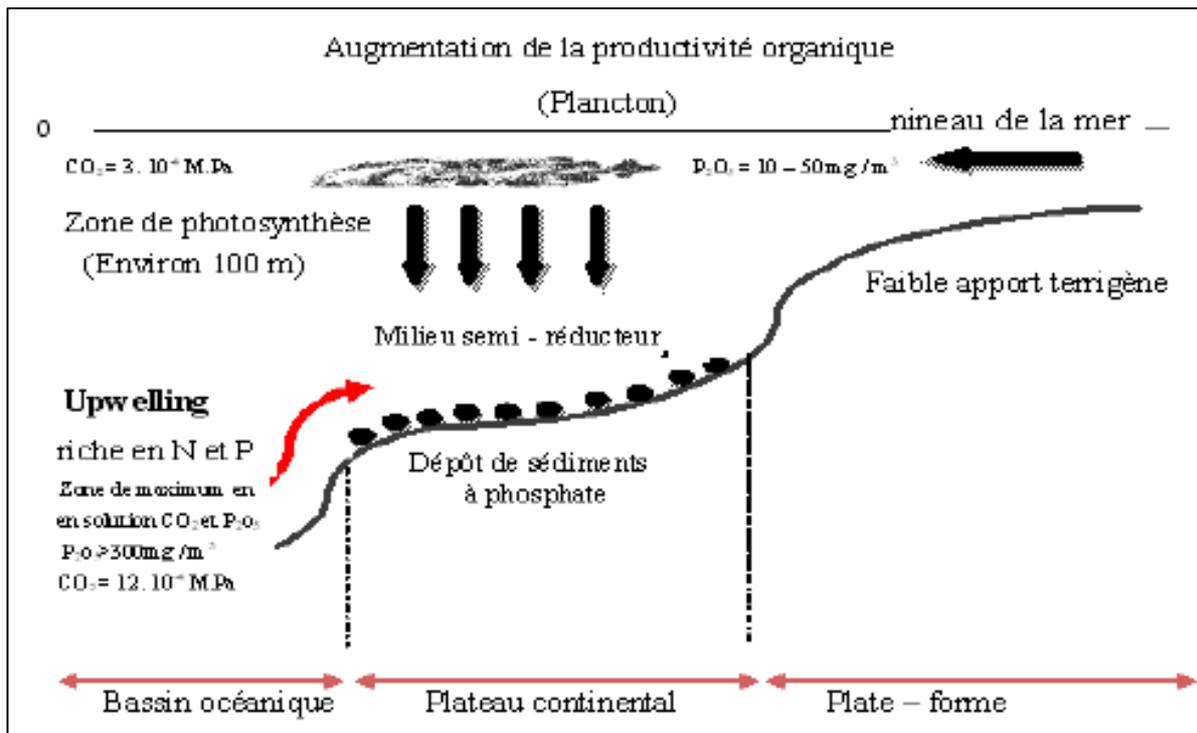


Figure IV.3. Schéma de phosphato-genèse, (Kazakov, 1930).

## IV.5. Contexte géologique

### IV.5.1. Contexte géologique régional de Djebel Onk

Les phosphates de Djebel Onk, comme ceux situés au Nord de Tébessa (Djebel Kouif et Djebel Dir) qui ont leurs équivalents du coté Tunisien, sont liés aux dépôts marins du Tertiaire (Paléocène et Eocène).

#### IV.5.1.1. Stratigraphie

La stratigraphie de la région de Djebel Onk a été établie par Visse (1952). La série sédimentaire affleurante est exprimée par une succession stratigraphique allant du Crétacé Supérieur (Maestrichtien) à l'Eocène moyen (Lutétien). Cette série est recouverte en discordance par une épaisse série sablo-argileuse continentale d'âge Miocène, puis par du Quaternaire (alluvions et éboulis).

Les affleurements s'observent de bas en haut de la façon suivante :

#### a- Crétacé

Ce sont les sédiments les plus anciens au cœur de l'anticlinal du Djebel Onk tectoniquement très accidentés. Seuls les dépôts du Maestrichtien y affleurent et qui sont représentés par des calcaires à très peu d'intercalations de marnes allant de 5 à 10m, par endroits, on y rencontre des silex. Ils représentent à leur partie supérieure une surface rubéfiée facilement repérable dans la topographie.

#### b- Paléogène

Le Paléogène est représenté par des sédiments marins du Paléocène et de l'Eocène, il atteint une épaisseur de 350m. Ces sédiments sont représentés par des calcaires, des marnes, des phosphates et des évaporites. Les variations lithologiques et les restes des organismes permettent d'en faire les subdivisions stratigraphiques suivantes :

#### ➤ Danien

Le Danien atteint une épaisseur de 100 m. Il se subdivise en deux séries distinctes : le Danien supérieur et le Danien inférieur.

- **Danien inférieur** : il est représenté par des argiles marneuses schisteuses, de couleur grise foncée à brun vert, intercalées par des marnes dures et irrégulières. La série est traversée par des filaments de gypses de différentes orientations. Son épaisseur est de l'ordre de 30 à 40 m.

- **Danien supérieur** : il est formé par des calcaires durs blancs très fins souvent à cassure conchoïdale avec des intercalations de marnes tendres, argileuses et schisteuses. Au sommet, une présence d'un banc très caractéristique de 1 à 2 m d'épaisseur, formé de calcaire beige à lumachelle à grands cristaux de calcite bien formés, légèrement teintés d'orange par les oxydes de fer surmontés par des marnes blanches sous forme de plaquettes. C'est dans cet étage qu'apparaissent les premiers minces niveaux (de 10 à 30 cm) de marne phosphatée.

➤ **Montien**

Cet étage de l'ère tertiaire est marqué par la présence d'une série de calcaire, calcaires détritiques et calcaires à lumachelle avec des intercalations de marne et de dolomie. Ces formations géologiques se caractérisent par une absence ou une faible quantité de silex.

➤ **Thanétien**

Cet étage est le porteur de la minéralisation. Il est visible sur le flanc Sud de l'anticlinal du Djebel Onk avec une épaisseur de 72 m. Il se subdivise en deux sous étages :

- **Thanétien inférieur** : il est caractérisé par des schistes de couleur grise foncée à noire et des marnes irrégulièrement intercalées de calcaire. A la base, on trouve des conglomérats à gastéropodes, des minces passées phosphatées et une série d'intercalation de marnes à faunes caractéristiques riche en matière organique. Dans la partie supérieure on constate des intercalations phosphatées atteignant jusqu'à 2 m d'épaisseur très riches en matière organique surmontées par des calcaires et des marnes à gros gastéropodes. La puissance varie de 30 à 40 m.
- **Thanétien supérieur** : il débute par un niveau dolomitique à gastéropodes sous –jacent à une couche phosphatée de 30 m d'épaisseur en moyenne à Djebel Onk et à Bled El Hadba et qui diminue jusqu'à la disparition vers le Nord. La limite entre le Thanétien et l'Yprésien est obtenue seulement par le changement du faciès phosphaté à celui de calcaire marneux. Son épaisseur varie de 0 à 50 m.

c- **Eocène** :

➤ **Yprésien** :

Au-dessus des phosphates du Thanetien Supérieur vient une série de roches carbonatées, on distingue :

- **Yprésien inférieur** : Il est représenté par des conglomérats marquant la limite avec le Thanétien et sous – jacent une couche à alternance de calcaire, marne, dolomie et de la

couche phosphatée. On note la présence de couches minces de silex dans les calcaires. L'épaisseur moyenne de cette période est de 30 m au maximum.

- **Yprésien supérieur** : Il est constitué par l'alternance de calcaires, calcaires dolomitiques et marnes. De plus on y rencontre rarement de minces intercalations de roches phosphatées. Sa puissance est d'environ 40 mètres. L'ensemble atteint une puissance maximale d'environ 60 à 70 m.

#### ➤ **Lutétien**

Les formations de cet étage recouvrent en concordance les séries Yprésiennes, on distingue :

- **Lutétien inférieur** : il est marqué par un changement de faciès. Les calcaires disparaissent et sont remplacés par des marnes blanches tendres à géodes de quartz et à silex. Il se caractérise par la présence de nombreux débris organiques.
- **Lutétien supérieur** : il est caractérisé par un faciès évaporitique sous forme de gypses, de marnes blanches et d'intercalations argileuses. Son épaisseur atteint au maximum 100 mètres. L'ensemble atteint parfois 160 mètres. Ce faciès termine le cycle de la sédimentation marine Tertiaire inférieure (Paléocène).

#### **d- Néocène**

Il est caractérisé par un faciès terrigènes (continentaux), sablo-argileux, d'une puissance atteignant les 600 m.

- **Miocène** : Il est formé essentiellement par des sédiments représentés par des roches terrigènes (conglomérats, grès, sables, argiles) et des schistes argilo-gréseux.

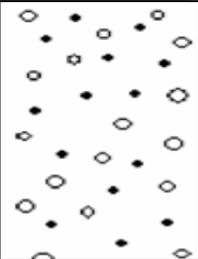
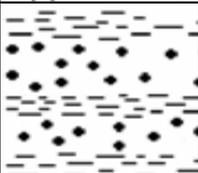
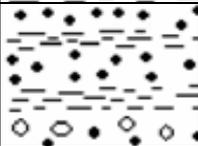
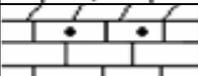
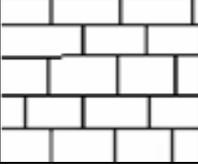
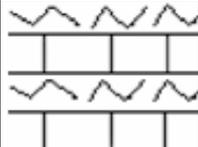
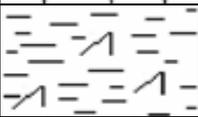
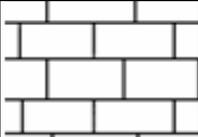
Les roches miocènes ont été datées (Fomin W., 1978) grâce à la découverte de quelques rares fossiles, tels que *Helix Tissiti Saj* et de fragments de *Mastodon Angustidens*. Le Miocène est subdivisé en trois étages :

- **Miocène inférieur** : il débute par des conglomérats et des sables à gros grains, présentant une épaisseur d'une dizaine de centimètres à quelques mètres, et surmontés par des sables blancs à grains moyens et fins avec intercalation d'argiles brunes ou grises beiges. Sa puissance dépasse les 200 m.
- **Miocène moyen** : il est constitué d'argiles brunes à structure schisteuse. La puissance est d'environ 100 m.

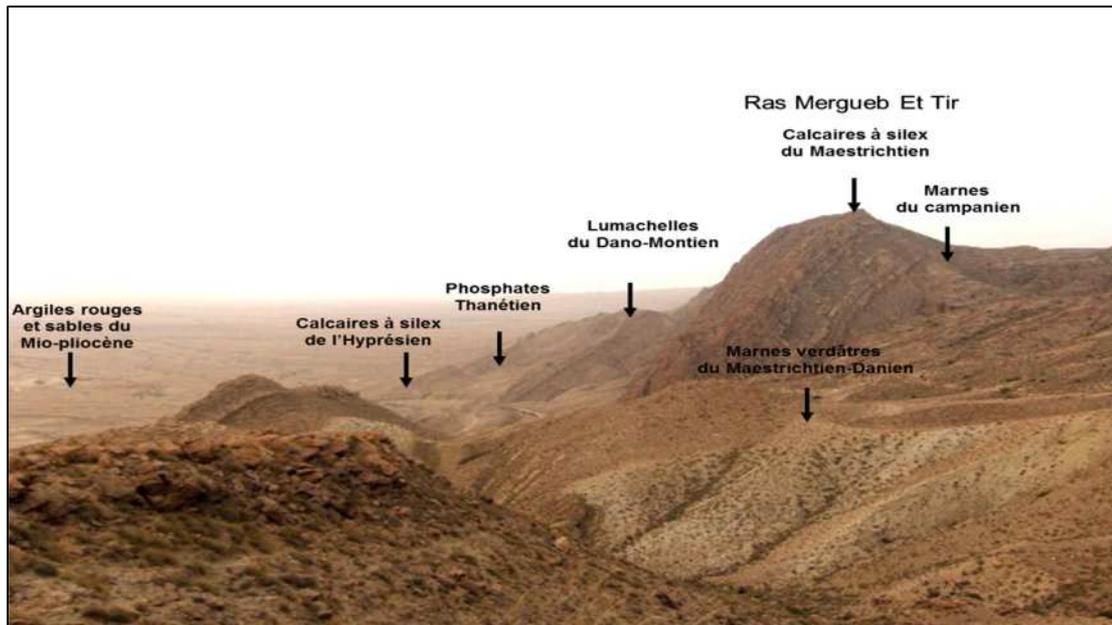
- **Miocène supérieur** : on constate la présence de sables et de grès à banc de graviers et de galets. Le matériel est très grossier nettement stratifié ; l'épaisseur de ces dépôts dépasse 100 m.

**e- Quaternaire**

Les formations Quaternaires couvrent de vastes surfaces dans la région. Elles sont essentiellement représentées par des éboulis, de dépôts sableux éoliens, fluviaux et des dépôts alluviaux.

QUATERNAIRE			Eboulis et formations alluvionnaires sableuses
MIOCENE	SUP (350m)		Sables, grès à grains grossiers
	MOY (250m)		Argiles, schistes argileux de couleur marron, bronze avec intercalation de sables blancs
	INF (100m)		Sables fins blanches avec des couches de grès et argiles
LUTETIEN	SUP (100m)		Gypses avec interlits de marnes (évaporites)
	INF (40m)		Calcaires et dolomies avec géodes de quartz
YPRESIEN (70m)	SUP		Calcaires et dolomies avec silex
	INF		Calcaires avec lentilles de silex et calcaire phosphaté
THANETIEN (80m)	SUP		Phosphates pseudoolithiques, coprolithiques, gris et noirs
	INF		Marnes sombres schistifiées
MONTIEN (100m)			Minéralisation en Baryto-Céladonite Calcaires avec bancs à Ostrea
DANIEN	SUP (80m)		Alternance de calcaires et de marnes claires
	INF (35m)		Argiles noires avec fibre de gypse
MAESTRICHTIEN SUPERIEUR (200 m)			Calcaires, calcaires noduleux de couleur blanche

**Figure IV.4.** Colonne stratigraphique de la région de Djebel Onk (Algérie orientale)  
(Cieslinski et al., 1985,1987 )



**Figure IV.5.** Les différents faciès lithologiques affleurant, (prise le 29\03\2014 à Djebel Onk).

#### IV.5.1.2. Tectonique

Ranchin (1963), a déduit que la région de Djebel Onk appartient à l'extrémité orientale de l'Atlas Saharien. La série supérieure éocène, du bassin de Djebel Onk – Gafsa – Mélaoui, est structurée en une suite d'anticlinaux et synclinaux dissymétriques, généralement faillés dans leurs flancs, d'axe le plus souvent SW-NE, et décrochés par des accidents transverses N 120° à N 140° E.

Les anticlinaux de Djebel Onk, Djebel Djemi-Djema et Oued Bétita sont localisés à la bordure de la flexure Sud-Atlasique qui correspond à une zone d'affleurement entre le domaine Atlasique mobile et la plate-forme Saharienne stable. Ils appartiennent à la branche Nord de la flexure Sud Atlasique de direction E-W.

L'anticlinal de djebel Onk prolonge des monts de Nememcha jusqu'à l'Est en périclinal sous les formations du Miocène d'une direction E-NE. Cet anticlinal est asymétrique au flanc méridional avec un pendage de 80° et un flanc septentrional de 10°.

#### a- Phases tectoniques responsables de cette structuration :

Trois phases tectoniques d'ampleur très inégales ont marqué leurs empreintes sur la région de Djebel Onk :

##### ➤ Tectonique Paléocène – Eocène (syndimentaire)

Une phase compressive NW-SE contemporaine à la sédimentation Paléocène, s'exprime par des ondulations et des failles syndimentaires. Cette tectonique précoce, induit des lacunes

de sédimentation dans la série Paléocène – Eocène et conduit à l'édification des dispositifs paléogéographiques en hauts-fonds et sillons qui vont contrôler la sédimentation des phosphates. Ces déformations précoces peuvent être liées à la montée diapirique des évaporites triasiques, notamment au Paléocène – Eocène.

#### ➤ Tectonique post – Eocène moyen et anté – Miocène

Contemporaine à l'émersion de la série au Lutétien supérieur, la phase majeure des plissements des Aurès et des déformations distensives transverses (N120° à N150°) induisant un début de destruction de la série crétacé supérieure à éocène en petits horsts et grabens, allongés suivant la direction N170°E qui vont être affectés par la pénélplanation et l'érosion différentielle anté – Miocène. Ces plissements sont, en majorité, antérieurs aux dépôts des sables Miocènes. C'est à la faveur de cette phase tectonique qu'apparaît l'anticlinal de Djebel Onk.

#### ➤ Tectonique tardi – Miocène, post – Burdigalienne à Pliocène – Pléistocène

C'est la phase majeure du plissement de l'Atlas Tunisien. Les plissements de la série Crétacé supérieur, Paléocène, Eocène et Miocène, en grandes structures antiformes et synformes, jouent en horsts et grabens dans les structures antérieures. Ils forment vers le Sud et sur le flanc inverse des mégaplis de Djebel Onk et Djemi Djema (comportement en dressant). Cette tectogenèse est responsable de la structure actuelle de la région de Djebel Onk.

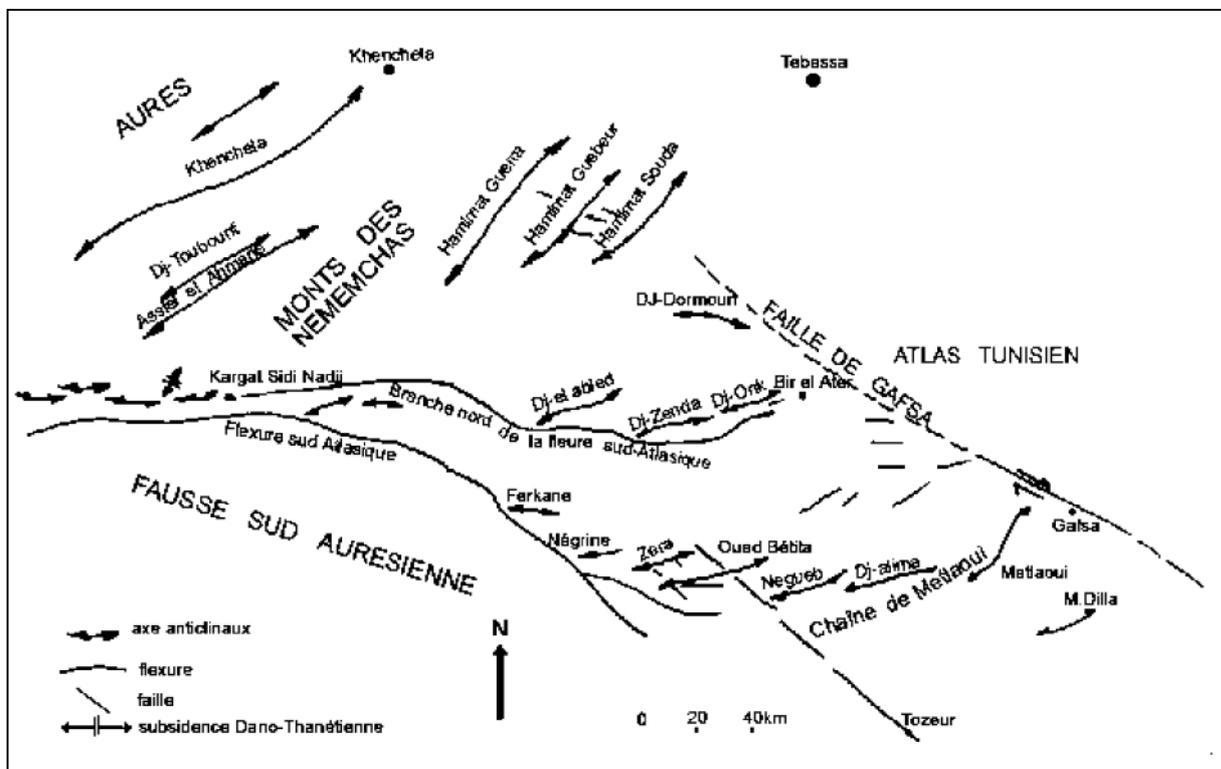


Figure IV.6. Carte structurale de la région de Djebel Onk à l'intérieur du bassin de Gafsa–Métlaoui–Dj. Onk (Aissaoui, 1984).

### **IV.5.1.3. Paléogéographie :**

La région de Djebel Onk appartient à la partie occidentale du bassin de Gafsa – Mélaoui – Djebel Onk. Il se différencie cependant par une subsidence plus marquée, ce qui explique le tonnage énorme de phosphate accumulé. Ce sillon, occupé par une mer épicontinentale peu profonde, était situé entre l'île ou dôme de Kassarine au Nord, le môle de Djeffera au Sud et haut-fond de Djebel Fouris à l'Ouest (Prian et Cortiel, 1993).

La région a connu, au cours de l'histoire géologique, plusieurs étapes de développement bien marquées dans les sédiments (Prian et Cortiel, 1993) :

#### **a- Période de sédimentation marine :**

Cette période de sédimentation débute à la fin du développement du bassin géosynclinal couvrant l'Afrique du Nord et allant du Maestrichtien à l'Eocène supérieur.

Le Maestrichtien se caractérise par une subsidence lente et une sédimentation calme. A la limite entre le Maestrichtien et le Danien, on note un changement de faciès précurseur de mouvements orogéniques mettant fin au cycle de sédimentation géosynclinal. La profondeur du bassin diminue alors d'une manière brusque, ce qui reflète dans les roches par une sédimentation argilo – carbonatée qui dure pendant tout le Danien.

Le Montien est une période de lente subsidence et de sédimentation assez calme. La mer est alors peu profonde, en masse s'y déposent les bancs d'huîtres, caractéristiques pour les eaux peu profondes.

Au Thanétien inférieur, la profondeur du bassin a de nouveau diminué. On a alors un apport important de substance argileuse et des sédiments argilo – marneux qui indiquent une fermeture progressive du domaine de sédimentation et une tendance régressive de régime marin. Par contre le Thanétien supérieur est caractérisé par un apport considérable de sédimentation phosphatée témoignant d'une réouverture du domaine sédimentaire et du retour des influences transgressives.

A la fin de la sédimentation phosphatée principale, une phase régressive se produit à nouveau. Elle est matérialisée par des remaniements de phosphate, puis localement par un horizon conglomératique à galets de dolomie formé en milieu marin sans indice de l'émersion.

La présence de dolomie est l'indice d'une saturation de l'eau de mer proche des conditions qui permettent le dépôt des faciès à évaporites. Elle souligne le caractère régressif de ces faciès phosphatés. Cette phase régressive est suivie régionalement par transgression Yprésienne (calcaire à silex) qui déborde largement les limites des formations précédentes. Au Lutétien, une lente diminution de la profondeur du bassin, ce qui a conduit à la formation des hauts fonds et de lagunes et au dépôt d'évaporites.

Les variations d'épaisseurs ainsi que l'homogénéité de la couche phosphatée elle-même traduisant cette paléogéographie diversifiée. Ainsi, la couche de phosphate, calée entre les marnes noires du mur et les dolomies du toit, est la plus épaisse au niveau des gisements de Djemi – Djema (30 m) et de Kef Essnoun (proche de 50 m) qui caractérise le sillon subsident.

#### **b- Période de sédimentation continentale**

A partir du Lutétien supérieur, les terrains s'émergent. L'Oligocène n'a pas laissé de trace du fait de l'érosion anté-miocène. Alors que le Miocène-Paléocène fut une période d'intense sédimentation continentale marquée par les sables, les argiles et les conglomérats. Tandis que le Quaternaire se caractérise par les produits d'érosion qui se déposent sur les flancs et les vallées. Ce sont les colluvions, les alluvions et les éboulis de pente. Des traces d'une glaciation au Pléistocène de courte durée très nette sont bien conservées à Djebel Onk.

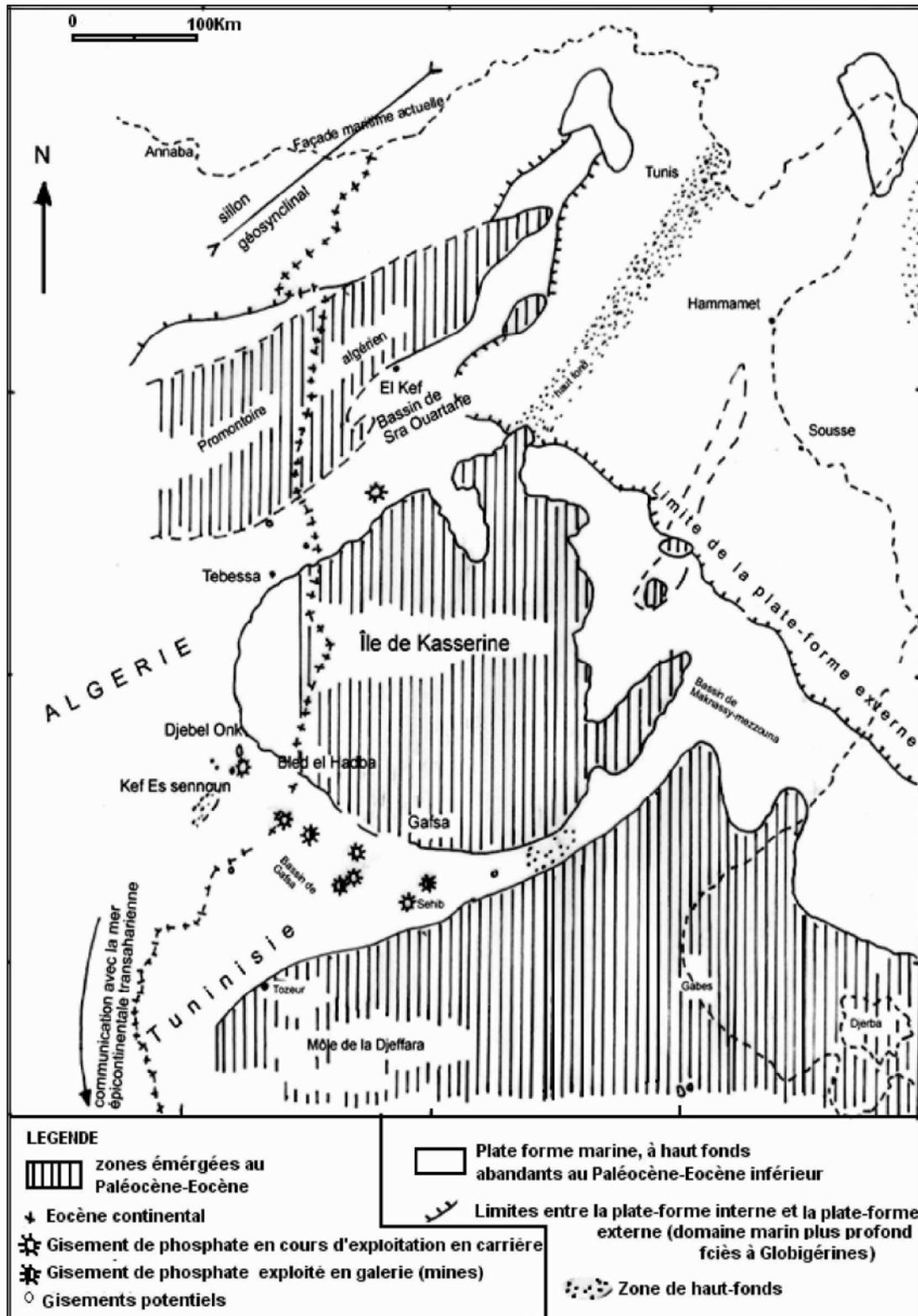


Figure IV.7. Situation paléogéographique des gisements de phosphates de la région du Djebel Onk à l'intérieur du bassin phosphate de Gafsa, Mélaoui et Dj. Onk (Prian et Cortiel, 1993).

#### **IV.5.2. Contexte géologique local de Kef Essnoun :**

La géologie du gisement de Kef Essnoun a été résumée par Cielensky et al., de 1985 à 1987. Kef Essnoun est situé dans le prolongement de la retombée méridionale de la flexure antiforme du Djebel Onk dont la structuration majeure est due à la tectonique post-Miocène.

La géologie du gisement de Kef Essnoun est relativement simple. Les réserves géologiques totales de Kef Essnoun ont été estimées à 317 millions tonnes de minerai à 26.53% P<sub>2</sub>O<sub>5</sub> et 2.61% MgO dont 168 millions tonnes de réserves prouvées, 50 Mt de réserves probables (zone de rupture de pente, au Sud de la table) et 99 Mt possibles dans les parties les plus profondes du gisement.

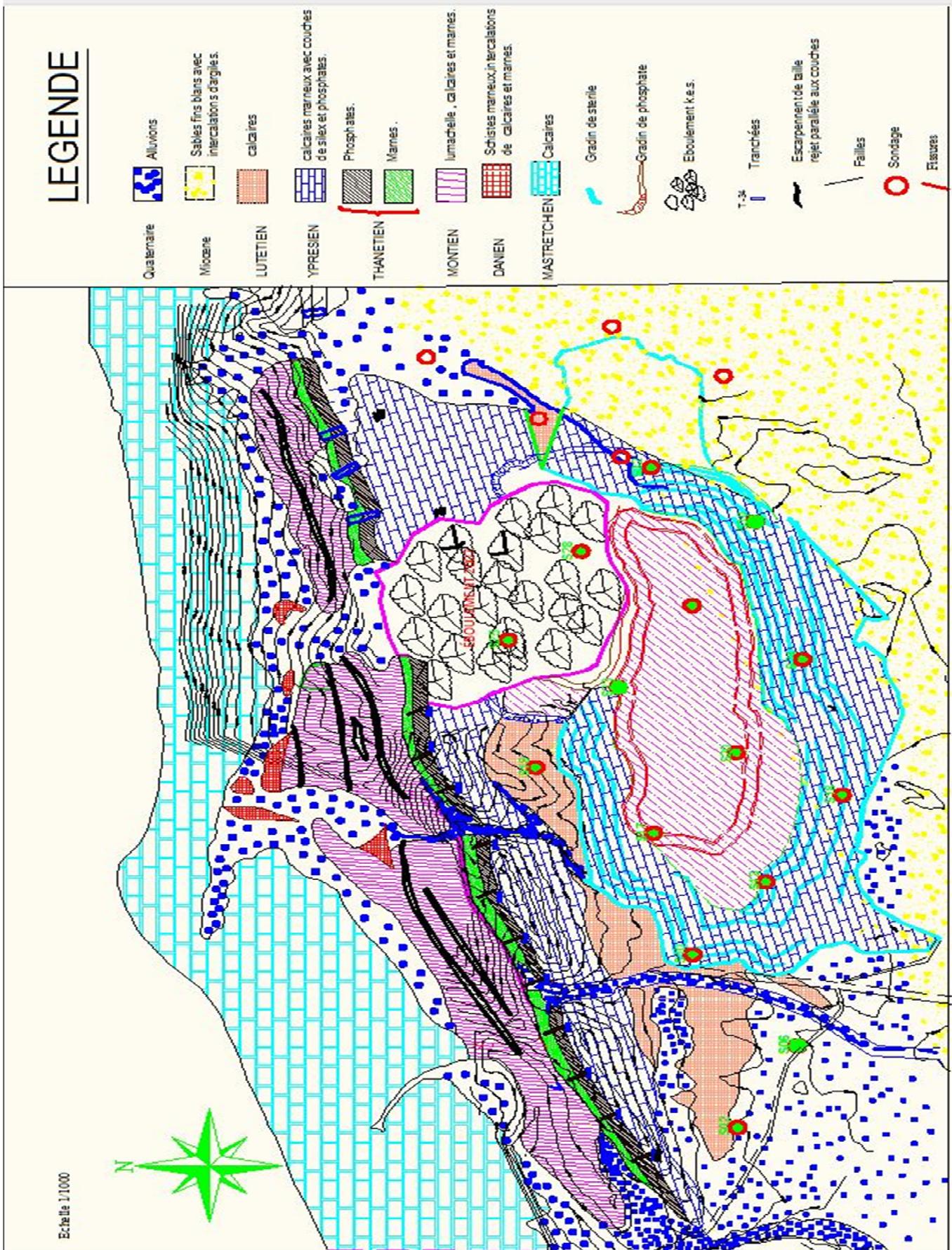


Figure IV .8. Carte géologique de Kef Essnoun, (SOMIPHOS).

#### **IV.5.2.1. Stratigraphie**

Toute la succession lithologique de Djebel Onk est rencontrée à Kef Essnoun mais s'indifférencie, cependant, par une épaisseur verticale plus importante du faisceau phosphaté (jusqu'à 53 m dans certains sondages).

Le gisement de Kef Essnoun est constitué de bas en haut par la succession lithologique suivante (Cielensky et al., 1985, 1987) :

- Des formations du Thanétien inférieur (le mur du faisceau phosphaté) sont représentées par des marnes feuilletées, sombres dans lesquelles s'intercalent localement, dans la partie inférieure, deux niveaux de phosphates dolomitiques d'épaisseur infra métrique ;
- Le faisceau phosphaté, appartenant au Thanétien supérieur est constitué par une couche unique de phosphate sans intercalation stérile ;
- Au toit du faisceau phosphaté, apparaît la série calcaro-dolomitique à silex de l'Yprésien, au-dessus de laquelle se déposent localement les calcaires Lutétien, puis les sables du Miocène et en dernier les dépôts récents du Quaternaire constitués essentiellement d'alluvions. L'épaisseur totale du recouvrement stérile varie de 40 m au nord à 198 m au sud.

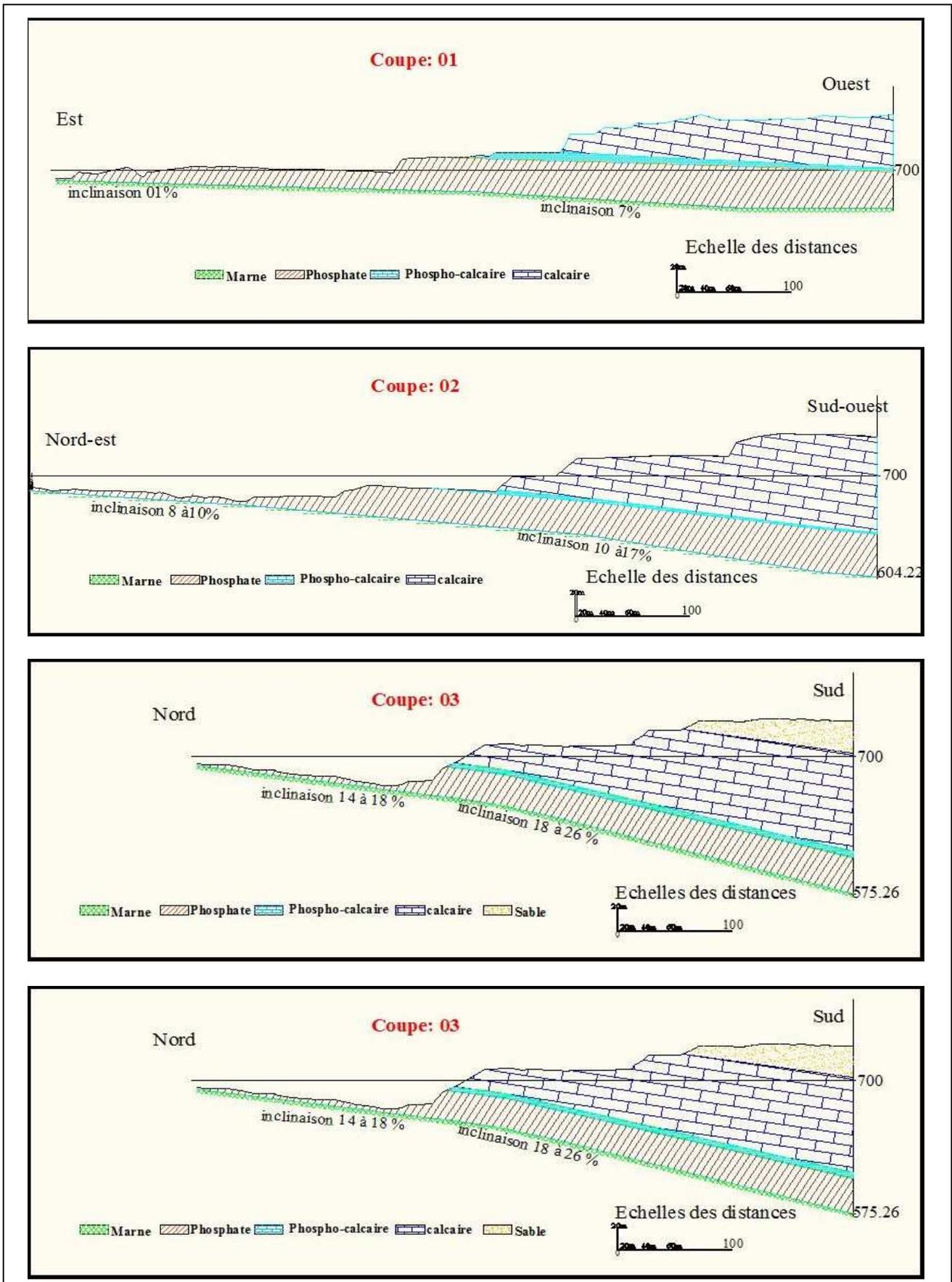
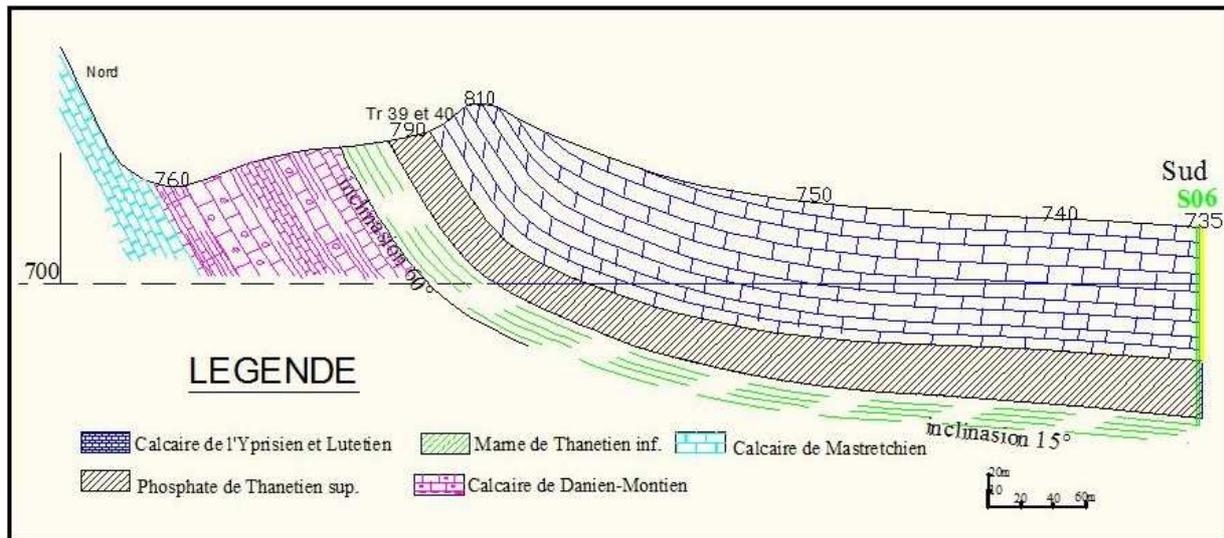


Figure IV.9. Coupes géologiques à travers le gisement de Kef Essnoun, (Annexe 01).



**Figure IV.10.** Coupe géologique du gisement de Kef Essnoun dans la partie des dressants, (Annexe 01).

#### IV.5.2.2. Tectonique :

La tectonique de Kef Essnoun a été décrite par Cieslinski et al., (1985,1987), Prian et Cortiel, (1993) :

Le gisement de Kef Essnoun est caractérisé par une structure simple, qui se présente sous forme d'une table monoclinale à pendage régulier, sous un angle de 5 à 10° vers le Sud.

Au sud de la table, on aperçoit une zone de rupture de pente où le pendage des couches atteint 20°. Une série de trois failles majeures de direction NNO-SSE traversent le gisement mais n'engendrent pas de déformations majeures sur la géométrie de la couche phosphatée.

Par contre, dans la zone des dressants de Kef Essnoun, allongée N 75° E, la tectonique souple et cassante a entraîné un changement brusque du pendage de la couche phosphatée affleurante où l'angle de pendage est sub-vertical ou fortement incliné vers le Sud-est ou le Nord-ouest.

Ces dressants, représentés par les formations du Paléocène (Danien, Montien et Thanétien) et de l'Eocène inférieur (Yprésien) correspondant à la zone de flexure faille du flanc inverse de l'anticlinal de Djebel Onk.

Au Nord-est des dressants, la série est renversée et la couche de phosphate plonge suivant un angle de 30° à 60° vers le Nord-ouest.

Par contre dans la partie centrale des dressants, la couche de phosphate est en série normale et plonge vers le sud.



Figure IV.11. Série d'anticlinaux de Kef Essnoun, (photo prise le 31/03/2015).

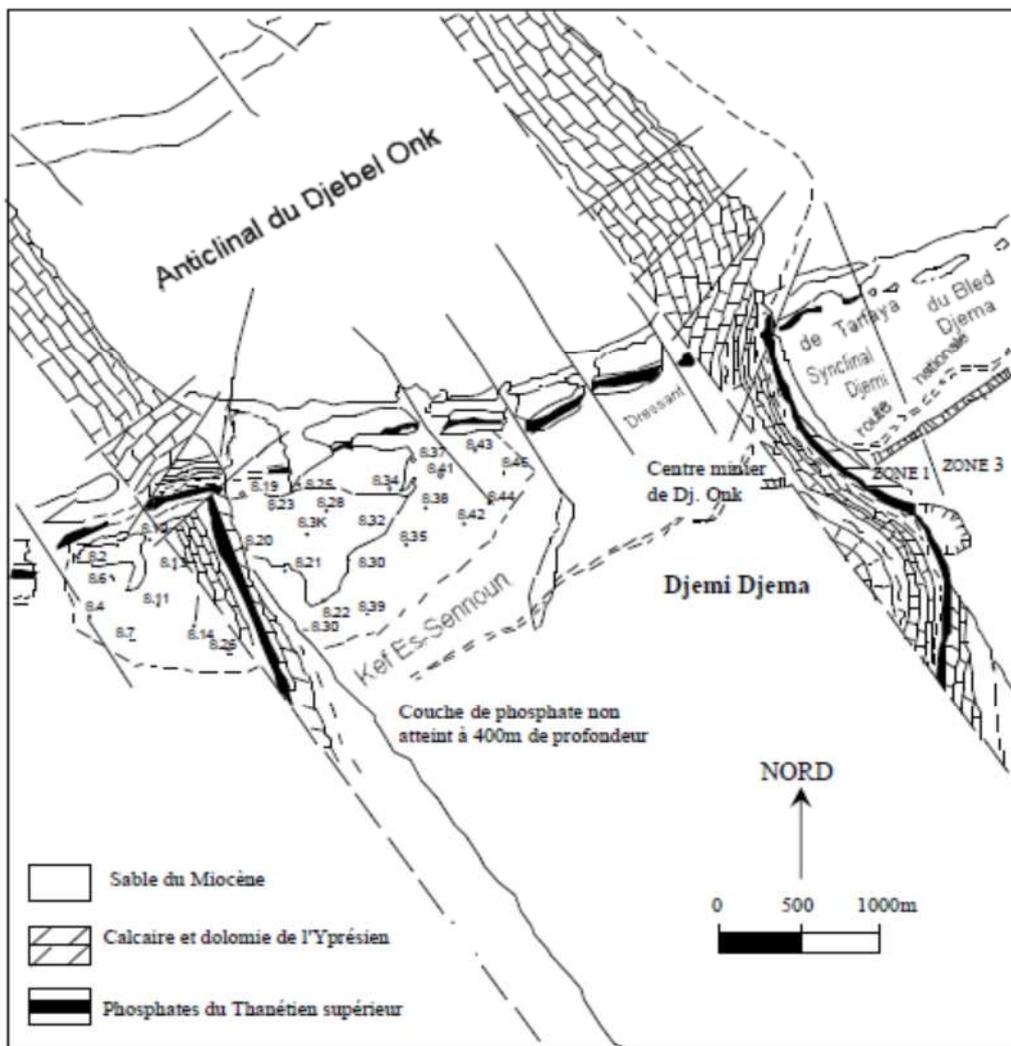


Figure IV.12. Structure de la couche de phosphate dans la zone de Kef Essnoun et localisation des sondages carottés (Prian et Cortiel, 1993)

### IV.5.2.3. Lithologie du faisceau phosphaté

Le faisceau phosphaté a été subdivisé par de nombreux auteurs en fonction de la composition chimique, lithologie et des conditions d'exploitation, en plusieurs couches (Prian et Cortiel 1993).

Prian et Cortiel en 1993 ont subdivisé le faisceau phosphaté en trois couches constituées, de bas en haut, par les alternances marnes-phosphates-dolomies du mur notée IIM, la couche productive notée I et la dolomie phosphatée sommitale notée minerai IIT :

- **Le minerai du mur (IIM) :** Cette couche est constituée de niveaux phosphatés qui s'intercalent dans des marnes. Son épaisseur varie de 0 à 4.3m. Elle est constituée par des marnes feuilletées sombres du Thanétien. Deux minces niveaux de phosphates d'épaisseur infra métrique qui s'intercalent dans la partie supérieure des marnes. Le passage à la couche productive sous-jacente peut être marqué par un banc de dolomie grise (40cm). Chimiquement, cette couche présente des faibles teneurs en  $P_2O_5$  (13 à 15%) et de fortes teneurs en MgO (8 à 10%).
- **La couche principale de phosphates (minerai I) :** La couche productive de phospharénites est la principale couche qui constitue le faisceau phosphaté. Son épaisseur varie entre 22m dans la partie Nord-Est du gisement et de 46m au Sud-Ouest du gisement. Elle englobe les minerais argilo-siliceux, argilo-carbonatés et carbonatés dolomitiques. Cette assise est constituée par une couche de phosphate sombre gris-noire. La partie inférieure est généralement plus fine que la partie supérieure et peut, en outre, renfermer des lamines bitumineuses. Les phosphates de la couche productive titrent de 24 à 27% en  $P_2O_5$  et de 2 à 3% en MgO.
- **La dolomie phosphatée sommitale (minerai IIT) :** Elle correspond au minerai dolmitique. Son épaisseur varie de 0 à 11 m. Les faciès peuvent être assez riches en grains de phosphate ou au contraire très pauvres. Les éléments phosphatés comprennent des grains sub-sphériques, de gros débris osseux, des dents, ainsi que de gros coprolithes. Ces derniers sont parfois silicifiés. La dolomie phosphatée est séparée de la couche principale par un niveau lumachellique phosphaté à huitres de 50 cm d'épaisseur et séparée des calcaires dolomitiques marneux à silex du toit par un mince horizon (50 cm) de marne verdâtre dolomitique finement laminé constituant un repère lithologique. Chimiquement, l'assise de dolomie phosphatée se caractérise par des faibles teneurs en  $P_2O_5$  (10 et 21%) pour une moyenne de 17,19% et des fortes teneurs en MgO (6% à 11%) pour une moyenne de 7,90%. Les teneurs en  $SiO_2$  varient de 1 à 6% et qui sont dues à la présence de coprolithes entièrement silicifiées.

## IV.6. Aperçu hydrogéologique

De point de vue hydrologique, selon l'Agence Nationale des Ressources Hydrauliques (ANRH), le gisement de Kef Essnoun se situe dans le grand bassin versant de Chott Melhrir, dont la superficie est de l'ordre de 68751 Km<sup>2</sup> et où il y existe plusieurs stations hydrométriques.

### IV.6.1. Les eaux de surfaces

Les eaux superficielles de la région de Kef Essnoun, qui font partie des eaux sahariennes, marquent leur présence uniquement durant la période pluviale par des petits oueds (Tarfaya, Abiod, El Bir, Regou,...etc.) qui traverse le gisement en coulant du Nord vers le Sud.

L'étude de la carte du réseau hydrographique nous permet de confirmer, à l'exception de quelques oueds qui prennent leur naissance dans les régions avoisinantes du Nord, que les sources de tous les oueds proviennent du dressant.

Le débit et la vitesse d'écoulement ne deviennent importants qu'après le confluent de tous les oueds dans la partie Sud-ouest de la région au niveau de l'oued EI-Abiod car ce dernier draine les eaux vers le Sud jusqu'à la décharge finale Chott Melhrir (Cieslinski et al., 1985,1987).

### IV.6.2. Les eaux souterraines

L'étude hydrogéologique de la région de Bir El Ater a mis en évidence les formations aquifères suivantes (Cieslinski et al., 1985,1987):

- Les alluvions du quaternaire ;
- Les sables du miocène ;
- Les calcaires marneux gypsifères du Lutétien ;
- Les calcaires à silex de l'Yprésien ;
- Les calcaires du Dano-montien ;
- Les calcaires compacts fissurés du Mæstrichtien.

L'alimentation de ces aquifères s'effectue par l'infiltration des précipitations atmosphériques et le drainage des aquifères voisines. Leur importance hydrique est faible dans l'ensemble.

A proximité de Djebel Onk dans la zone de Kef Essnoun, ces formations sont privées d'eau et ne présentent pas d'aquifères.

En 1986, L'E.R.E.M a réalisé 32 sondages carottés de profondeur allant de 76 m à 250 m et aucun sondage n'a signalé la présence d'eau.

### IV.6.3. Facteurs climatiques :

L'observation des données hydrométriques, sur une période de 22 ans (1986-2008), indique que la région de Kef Essnoun est caractérisée par un régime continental avec des variations saisonnières très importantes. Les mois de juin, juillet et août sont les mois les plus chauds avec une température moyenne maximale de 25,94°C et les mois les plus froids sont décembre, janvier et février avec une moyenne de température minimale de 6,22°C. D'où la zone est considérée comme une zone subaride à aride (CERAD, 2008).

La période de sécheresse s'étale sur toute l'année. La pluviométrie moyenne annuelle est de l'ordre de 88 mm/an. L'évapotranspiration est de l'ordre de 87 mm/an ce qui représente 100% des précipitations (CERAD, 2008).

Tous ces résultats expliquent que le réseau hydrographique de la région est généralement à sec et ne se remplit que durant la période pluviale (CERAD, 2008).

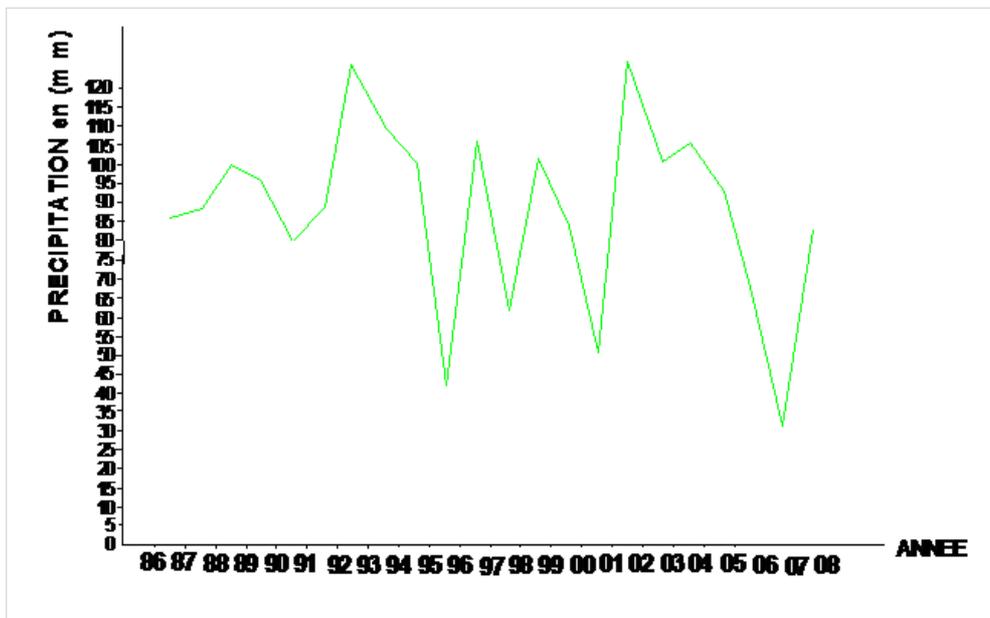
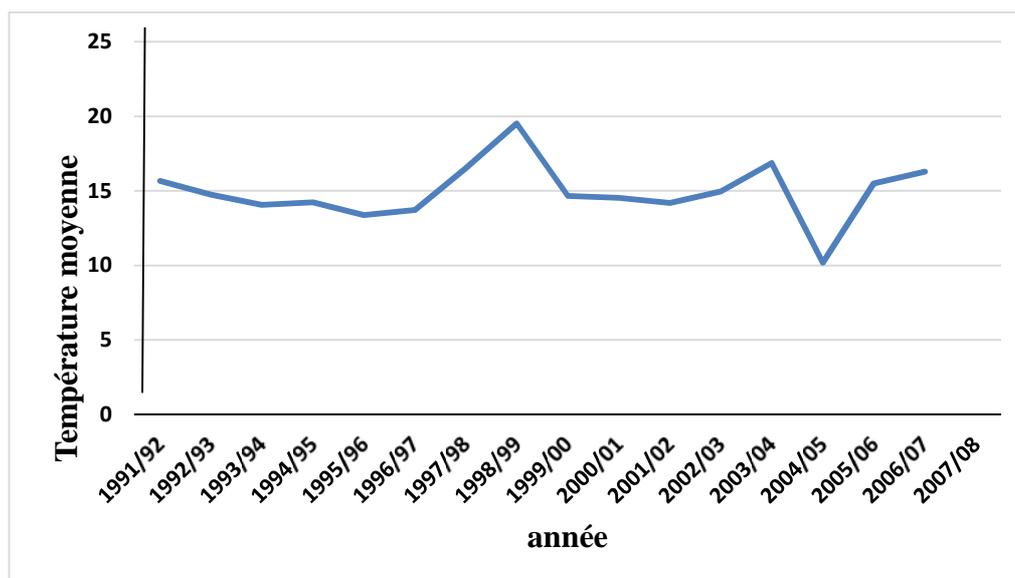


Figure IV.13. Répartition interannuelles des précipitations durant 1988 à 2008, (Station Thlidjen, région de Bir Alater, Tebessa).



**Figure IV.14.** Températures moyennes annuelles durant 1991 à 2008, (Station Safsaf El Ouessa de Oum Ali, Tebessa).

## IV.7. Aperçu sur l'exploitation du gisement de Kef Essnoun

Le gisement de phosphate de Kef Essnoun est un important gisement. Sa proximité vis-à-vis des installations de traitements actuelles, la qualité de son minerai, ses réserves en catégorie industrielles et ses paramètres techniques d'ouverture lui confèrent un caractère prioritaire et stratégique quant à l'exploitation et le traitement de son minerai.

### IV.7.1. Caractéristiques géomorphologiques de Kef Essenoun

Les caractéristiques géomorphologiques ont été déterminées par CERAD et qui se résument en :

- Présence d'une tectonique importante au Nord (zone des dressants) ;
- Bonne qualité du minerai (une moyenne de 26,53 % de  $P_2O_5$  et pauvre en MgO dont la teneur moyenne est de 2,61%);
- Sa simplicité du point de vue exploitation (profondeur moins de 100 m, forte puissance de 25 à 35 m) ;
- Accès facile vers les autres parties (extension et avancement).

Après un important glissement de terrain, localisé dans le flanc Nord-est de la carrière de Kef Essnoun au niveau de l'interface phosphate marne, en 2007, des mesures de sécurité et une autre méthode d'exploitation ont été adoptées.

Ce qui concerne les mesures de sécurité sont :

- Aménagement d'un stot de sécurité le long des gradins de la partie Sud –Ouest de la plate-forme, pour mettre les mineurs à l'abri d'un mouvement d'ensemble du versant ;
- Mettre en place des inclinomètres afin de poursuivre la surveillance du versant Nord.

Ce qui concerne la méthode d'exploitation, elle est orientée vers les parties Ouest et Sud- Ouest de la plate-forme actuelle.

#### **IV.7.2. Méthodes et paramètres d'exploitation**

La mine de kef Essnoun est une mine à ciel ouvert constituée de plusieurs gradins en forme d'une fosse. Le facteur de recouvrement est de un pour deux, c'est-à-dire que pour chaque gradin de minerai abattu, il faut abattre deux gradins de stériles. Pour cela, on trouve les gradins de stériles dans la périphérie et les gradins de minerais dans le centre de la fosse.

##### **IV.7.2.1. Les principaux paramètres du système d'exploitation**

###### **a- Hauteur des gradins ( $H_g$ )**

Se détermine en prenant en considération les facteurs suivants :

- Sécurité du travail ;
- Production de la carrière ;
- Rendement efficace des équipement miniers.

Selon le critère de dureté des phosphates qui est de 5 et 6 et des calcaires qui est de 6 et 7 la hauteur des gradins se calculent selon la formule suivante (Covalenco et al, 1992) :

$$H_g \leq 1.5 H^c_{\max}, (m) \quad (IV.1)$$

$H^c_{\max}$  : hauteur de creusement maximale de l'excavateur.

Dans le cas de la mine de Kef Essnoun, le choix de la hauteur du gradin était basé essentiellement sur :

- la qualité du minéral utile ;
- la sécurité du travail.

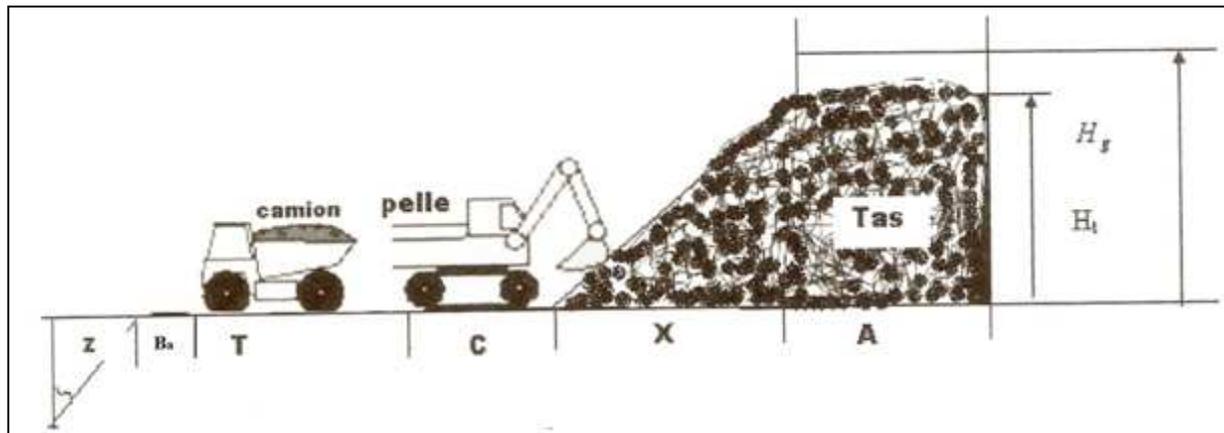
Suite à une analyse de ces critères, il s'est avéré qu'une hauteur de 15m répond aux exigences de l'usine de traitement tout en assurant la sécurité.

- Calcaire :  $H_g = 15$  m
- Phosphate :  $H_g = 15$  m

###### **b- Largeur de la plate-forme de travail ( $L_{pt}$ )**

Elle a pour but la disposition des équipements miniers, lorsque les roches sont dures, la largeur minimale est égale (Covalenco et al, 1992) :

$$L_{pt} = A + X + C + T + B_a + Z, (m) \quad (IV.2)$$



**Figure IV.15.** Les différents paramètres d'une plate forme de travail

**A** : largeur d'enlèvement (m)

$$A = w + b \cdot (n - 1) \quad (\text{IV.3})$$

**w** : ligne de moindre résistance (m)

**b** : distance entre deux rangées (m)

**n** : nombre de rangées.

**X** : largeur du tas des roches abattues en dehors de l'enlèvement (m)

$$X = A [(2 \cdot K_f \cdot H_g / H_t) - 1] \quad (\text{IV.4})$$

**K<sub>f</sub>** : coefficient de foisonnement,

**H<sub>t</sub>** : hauteur du tas abattu [m],

$$H_t = (0.5 - 0.9) \cdot H_g \quad (\text{IV.5})$$

**C** : distance de sécurité entre le tas et la chaussée de transport (m)

**T** : largeur de la chaussée de transport (m)

$$\text{Pour 1 voie : } T = a + 2b \quad (\text{IV.6})$$

$$\text{Pour 2 voies : } T = 2a + 2b + C_1 \quad (\text{IV.7})$$

**a** : largeur du camion ;

**b** : l'accotement :

$$b = (0.7 - 1.7), \text{ on prend } b = 1 \text{ m.}$$

**C<sub>1</sub>** : distance enter de camion ;

$$C_1 = 1 \text{ m}$$

**B<sub>a</sub>** : largeur de la bande auxiliaire destinée pour l'emplacement des engins ;

$$B_a = 0.4 \text{ à } 1 \text{ m ; on prend } B_a = 1 \text{ m}$$

**Z** : prisme d'éboulement (m)

$$Z = H_g * (ctg \gamma - ctg \alpha) \quad (IV.8)$$

$\alpha$  : Angle du talus après éboulement ;

$\gamma$  : Angle du talus avant éboulement ;

La détermination de  $\alpha$  se fait d'après les propriétés des roches, voir le tableau ci – dessous :

**Tableau IV.1.** Détermination de  $\alpha$  en fonction de la dureté des roches (Covalenco et al, 1992).

Degré de dureté des roches	Coefficient de dureté	Angle moyen des talus des gradins, °
Extra dure	17 – 20	86- 87
Très dure	13- 16	85
Dure	8-12	84
Mi-dure	5-7	79 - 82
Moyen	3-4	60- 76
Peu tendre	1,5 – 2,0	40- 55
Tendre	0.8- 1,0	25- 40

Donc selon le tableau :

- Calcaires :  $\alpha = 75^\circ$

- Phosphate :  $\alpha = 75^\circ$

**Tableau IV.2.** Les paramètres de la plate-forme de travail de la mine de Kef Essnoun.

	Paramètres	Phosphates	Calcaire
largeur d'enlèvement.	<b>W</b>	5	5
	<b>b</b>	\	\
	<b>n</b>	1	1
		<b>A= 5m</b>	<b>A=5m</b>
largeur du tas des roches abattues.	<b>K<sub>f</sub></b>	1,6	1,4
	<b>H<sub>t</sub></b>	10,5	10,5
		<b>X= 18m</b>	<b>X= 15m</b>
distance de sécurité entre le tas et la chaussée de transport		<b>C = 2m</b>	<b>C = 2m</b>
largeur de la chaussée de transport	<b>a</b>	4,5	4,5
	<b>b</b>	1	1
	<b>C<sub>1</sub></b>	1	1
		<b>T= 11m</b>	<b>T= 11m</b>
largeur de la bande auxiliaire		<b>B<sub>a</sub>=1 m</b>	<b>B<sub>a</sub>=1 m</b>
prisme d'éboulement	$\alpha$	<b>75°</b>	<b>75°</b>
	$\gamma$	<b>85°</b>	<b>85°</b>
		<b>Z = 3</b>	<b>Z =3m</b>
Largeur de la plate-forme		<b>L<sub>pt</sub> = 40m</b>	<b>L<sub>pt</sub> = 37m</b>

**c- Angle du bord de la mine ( $\beta$ )**

$$\tan \beta = \frac{\sum H_g}{\sum L_{pt} + \sum H_g \cotan \alpha} \quad (\text{IV. 9})$$

$\beta = 22^\circ$ , déterminé à partir du plan topographique de la carrière de Kef Essnoun. (Annexe 01).

**IV.8. Conclusion**

Le gisement de Kef Essnoun est situé sur le flanc méridional de l'anticlinal de Djebel Onk. Il est caractérisé par un faciès phosphaté d'une épaisseur atteignant les 50m et un recouvrement de stérile constitué généralement par une série calcaire-dolomitique à silex de l'Yprésien et surmonté localement par les calcaires de Lutétien puis par les sables du Miocène et les alluvions du Quaternaire. Son épaisseur totale varie de 40 m à 198 m. De plus, la région est caractérisée par un réseau hydrographique généralement sec.

Le choix des paramètres d'exploitation de la mine de Kef Essnoun dépend généralement des caractéristiques des terrains et de la sécurité du travail.

L'étude de ses caractéristiques concernant les conditions géologiques, hydrogéologiques et les paramètres d'exploitation ont permis d'obtenir une image aussi complète que possible sur les caractéristiques des massifs rocheux traversés afin d'évaluer leurs stabilité.

*Chapitre V*  
*Caractérisation du*  
*flanc Nord de Kef*  
*Essnoun*

## CHAPITRE V : Caractérisation du flanc Nord de Kef Essnoun

### V.1. Introduction

Dans ce chapitre et dans l'optique de l'étude de stabilité du versant Nord de Kef Essnoun, on a procédé, en premier lieu, à donner un aperçu sur l'ancien glissement qui a affecté l'ancienne fosse et qui peut être la cause probable de la fissuration et de l'instabilité du site d'étude.

Ensuite, on va présenter les modes de contrôle et surveillance adoptés par l'entreprise, suite à cette fissuration, dans l'objectif d'étudier les mouvements et les plans de glissement potentiels.

Finalement, nous présentons l'application des systèmes de classification empiriques (ou géomécaniques) de notre site, à la suite des investigations géologiques et géotechniques in situ, qui représentent un atout pour la connaissance précise du massif et l'établissement de son influence sur les résultats de l'étude de sa stabilité.

### V.2. Aperçu général sur l'ancien glissement

Suite au grand glissement de terrain qui s'y est produit le 08 Septembre 2007 dans le flanc Nord-Est de la carrière, une masse importante de roches s'est détachée du massif comblant presque entièrement la fosse (volume estimé à 6 000 000 m<sup>3</sup>).

Suivant la coupe géologique et la position du plan de glissement au niveau du joint de stratification (interface marne phosphate), le glissement est classé comme un glissement plan.

Les rapports d'expertises sur ce glissement ont abouti, au fait que, les causes probables de ce aléa sont imputées à certains facteurs géologiques et d'exploitation (Philippe et Seriani, 2007).

#### V.2.1. Facteurs géologiques

- Présence d'une interface phosphates/marnes ;
- Présence d'un redressement quasi-vertical de la couche des marnes qui a permis à la masse de se détacher suivant un véritable plan incliné ;
- Le caractère fortement tectonisé du massif.

#### V.2.2. Facteurs d'exploitation

- Front très redressé, quasi vertical d'après la figure sur une hauteur de 70m ;
- Réduction des dimensions de la berme ;

- Présence au pied du front d'une couche marneuse, qui a joué un rôle primordial dans le glissement de l'ensemble ;
- L'effet cumulé des tirs à l'explosif sur la plateforme.



**Figure V.1.** Photos montrant la carrière de Kef Essnoun avant et après glissement.

Après ce glissement, l'exploitation a été réorientée vers la partie Ouest et Sud- Ouest. Cependant, une fissuration a été observée, en Février 2013, à environ 250m en amont de la plateforme, laissant penser à une amorce d'un nouveau glissement potentiel. Les fissures observées sont localisées le long des affleurements des marnes situées stratigraphiquement sous le niveau des phosphates exploités. Ces fissures sont orientées N30° à N70°.

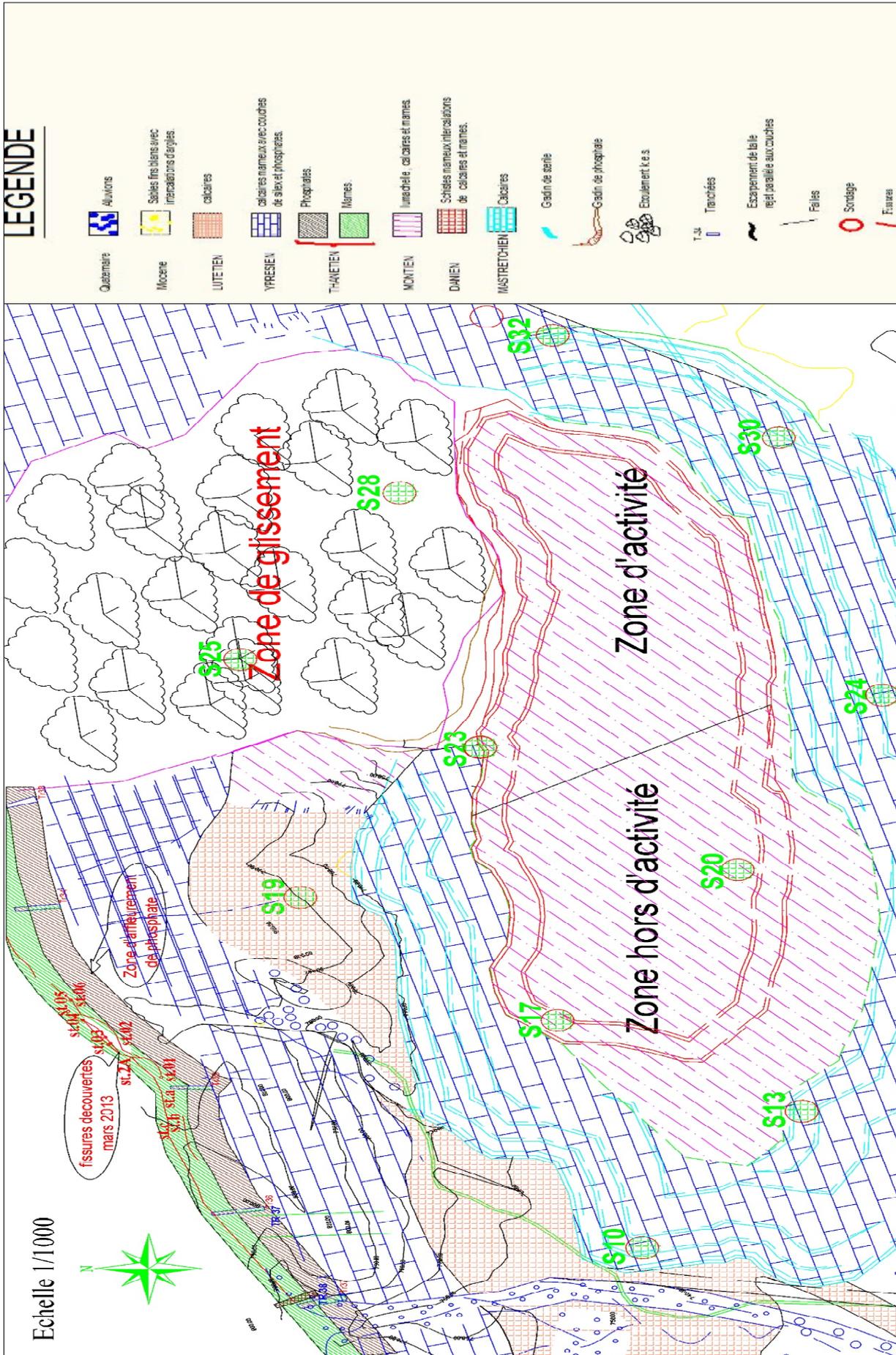


Figure V. 2. Plan cartographique montrant la position des fissures de Kef Essnoun.

A la demande de SOMIPHOS, le Laboratoire des Travaux Publics de l'Est (L.T.P.E), a installé quatre inclinomètres dans le versant Nord afin de mieux étudier les mouvements et les plans de glissement potentiels.

Les mesures inclinométriques effectuées sur les quatre sondages IC01, IC02, IC03 et IC04 (Annexes 02) ont montré un déplacement significatif du massif et ont confirmé que les plans de glissement sont situés dans la structure marneuse se trouvant dans le mur des couches de phosphate.

De plus, un système de surveillance a été aménagé au niveau des fissures qui consiste à cimenté deux tiges en métal entre les parois des fissures et de les reliées par un fil, puis de faire une lecture de sa longueur qui augmente en fonction du déplacement. Ces mesures ont confirmé l'existence d'un déplacement important (Annexe 03). D'après l'analyse de ses mesures on constate que le déplacement en moyenne varie de 0,3 cm jusqu'à 22,5 cm.



**Figure V.3.** Evolution des fissures.

#### **V.4. Levé de fracturation**

Le levé de fracturation a pour but l'analyse de la stabilité du massif. Il est réalisé sur l'ensemble des discontinuités rencontrées sur le terrain (les diaclases, les failles, les joints de stratification, de schistosité,...etc.), dont l'origine peut être tectonique, stratigraphique ou peuvent également résulter d'effets arrières de tirs. Il permet de déterminer leurs caractéristiques et de définir les paramètres nécessaires à une évaluation de la stabilité.

Les levés systématiques de discontinuités ont été exécutés sur le flanc Nord de la mine de Kef Essnoun à l'aide de cinq stations de mesures.



**Figure V.4.** Localisation des stations de mesure sur le flanc Nord de Kef Essnoun.

Les caractéristiques relevées sur le terrain sont :

- 1- Le type de roche (les principaux types de roches observées dans les affleurements) ;
- 2- Le degré d'altération de la roche selon le tableau (V.1) ;
- 3- Les caractéristiques de la stratification rocheuse (massive, stratification irrégulière, stratification régulière et ondulation) ;
- 4- La résistance de la roche estimée en utilisant le tableau (V.2) ;
- 5- Les orientations des discontinuités qui permettent un premier classement en familles de discontinuités. Et en fonction de leurs continuité et de leurs connectivité elles définissent également des blocs dans le massif qui vont gouverner l'anisotropie du massif (comportement mécanique, hydraulique,...etc.) ;
- 6- Les informations de trace et d'espacement qui vont permettre la caractérisation plus précise des familles ;

**Tableau V.1.** L'altération des roches selon le critère de Hoek et Brown (1995).

<b>Degré</b>	<b>Terme</b>	<b>Description</b>
<b>I</b>	Fraîche	Aucun signe d'altération du matériau rocheux. Légère décoloration au niveau des principales surfaces de discontinuités.
<b>II</b>	Légèrement altérée	La décoloration indique une altération du matériau rocheux et une discontinuité de sa surface. L'ensemble du matériau rocheux peut être décoloré par l'altération et donc être un peu plus fragile que la normale.
<b>III</b>	Modérément altérée	Moins de la moitié du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraîche ou décolorée en continu ou en boules.
<b>IV</b>	Très altérée	Plus de la moitié du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. Présence de roche fraîche ou décolorée de façon discontinue ou en boules.
<b>V</b>	Complètement altérée	L'ensemble du matériau rocheux s'est décomposé et/ou désagrégé en sol résiduel. La structure initiale de la masse demeure en grande partie intacte.
<b>VI</b>	Sol résiduel	L'ensemble du matériau rocheux s'est transformé en sol résiduel. La structure de la masse est détruite. On observe un important changement de volume, mais le sol n'est pas essentiellement formé sur des matériaux transportés.

**Tableau V.2.** Les résistances des roches selon le critère de Hoek et Brown (1995).

Degré(MPa)	Terme	Critère d'évaluation	Exemples
R6 > 250	Extrêmement résistante	Le marteau de géologue ne fait qu'ébrécher l'échantillon	Basalte, gneiss, granite, quartzite, basalte.
R5 =100 - 250	Très résistante	L'échantillon doit recevoir de nombreux coups de marteau de géologue avant de se fracturer	Amphibolite, grès, gabbro, granodiorite, calcaire, marbre, rhyolite, tuf.
R4 = 50 - 100	Résistante	L'échantillon doit recevoir plus d'un coup de marteau de géologue avant de se fracturer	Calcaire, marbre, phyllite, grès, schiste.
R3 = 25 - 50	Moyennement résistante	L'échantillon ne peut être éraflé ou pelé avec un canif, mais peut être fracturé d'un seul coup de marteau de géologue	Argilite, charbon, schiste métamorphique, schiste sédimentaire, grès fin
R2 = 5 - 25	friable	L'échantillon ne peut être que difficilement écaillé avec un canif ; réalisation d'une marque superficielle en le frappant d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue	Craie, halite, potasse
R1= 1 - 5	Très friable	L'échantillon s'effrite s'il est frappé d'un coup sec avec la pointe d'un marteau de géologue ; il peut être écaillé à l'aide d'un canif	Roche extrêmement altérée/dégradée
R0 = 0.25 - 1	Extrêmement friable	L'échantillon se marque sous la pression de l'ongle	Salbande rigide

Les levés effectués sont récapitulés en (Annexe 04).

Nous avons fusionné les données des différents levés de fissuration pour chacun des deux faciès de phosphate et calcaire. Les données sont ensuite introduites dans un logiciel basé sur la projection stéréographique permettant de synthétiser et représenter les orientations des discontinuités sur le site étudié. Ce qui nous a permis d'avoir une idée générale sur la fracturation dans notre site d'étude.

### V.5. Représentation stéréographique

#### V.5.1. Faciès de phosphate:

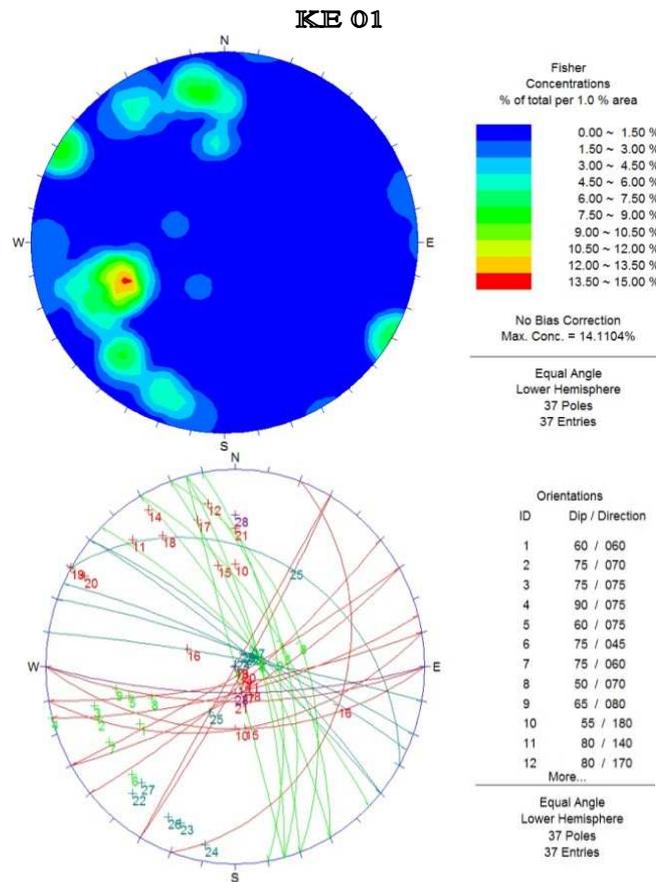


Figure V.5. Représentations stéréographiques des discontinuités du faciès de phosphate.

V.5.1. Faciès de calcaire :

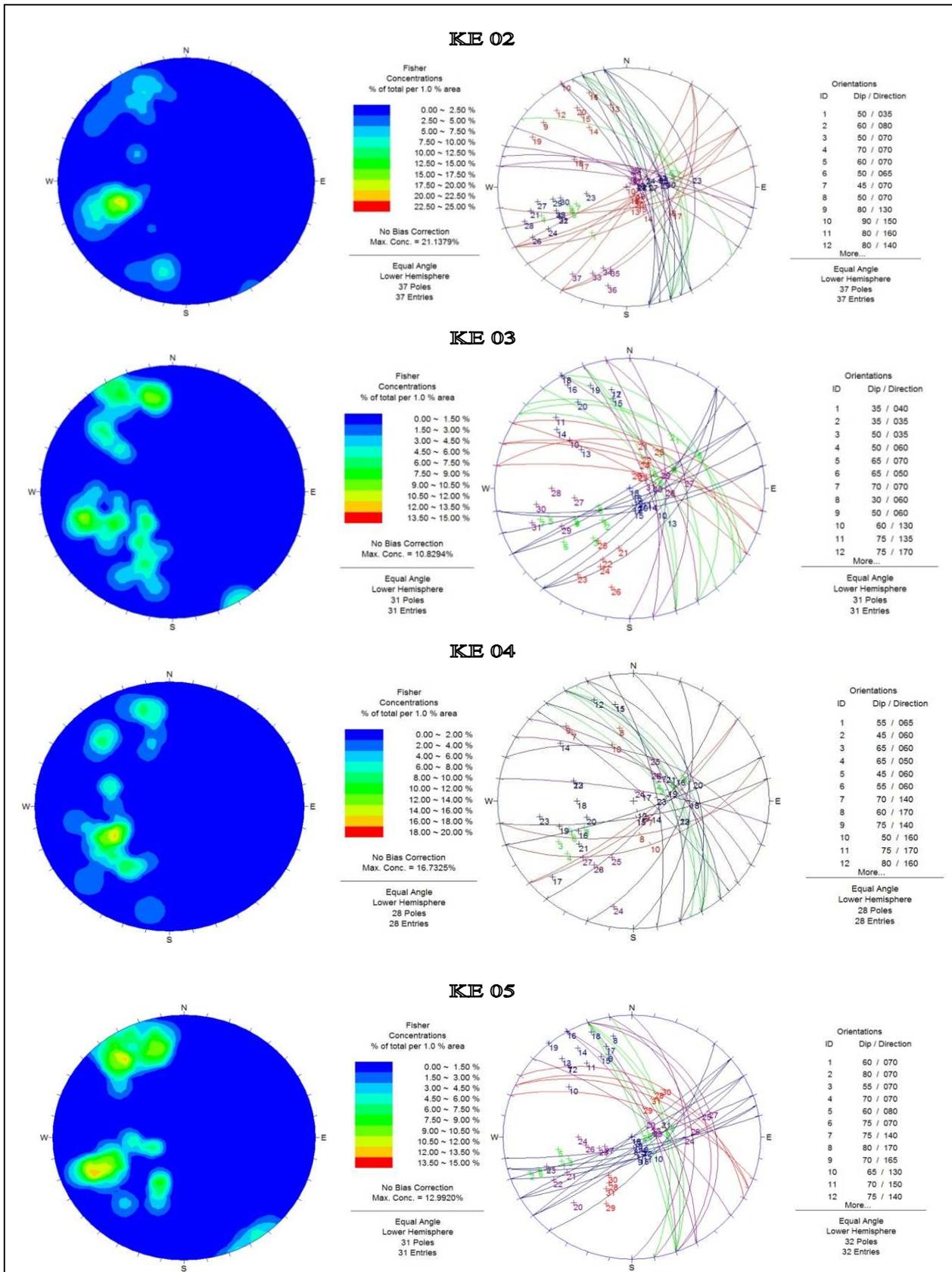


Figure VI.6. Représentations stéréographiques.

Les diagrammes stéréographiques des différentes discontinuités dans le faciès calcaire montrent une répartition relativement hétérogène des pôles et des plans de discontinuités.

L'étude des discontinuités, ainsi que les données récoltées au niveau des affleurements améliorera l'interprétation et la compréhension de la structure et des conditions géotechniques du massif rocheux.

## V.6. Classification du massif Nord de Kef Essnoun

Il est important de connaître précisément le massif, afin d'établir son influence sur les résultats de l'étude de sa stabilité.

### V.6.1. Classification RQD

A l'aide des sondages d'exploration, qui sont considérés comme un moyen de prélèvement d'échantillons à des profondeurs plus ou moins importantes, dans le but de la reconnaissance géologique des terrains ou bien l'identification de leurs nature géotechnique (Etat de fracturation, RQD, caractérisation mécanique,...etc.).

L'interprétation d'un sondage carotté nécessite la connaissance de sa position, sa direction et son pendage.

Les sondages sélectionnés pour le calcul des paramètres géotechniques sont présentés dans le tableau (V.2). Ces derniers traversent les formations géologiques principales.

**Tableau V.3.** Caractéristiques des sondages.

<b>Sondage</b>	<b>Pendage (°)</b>	<b>Profondeur (m)</b>
<b>KE N°06</b>	90	155.6
<b>KE N°10</b>	90	134
<b>KE N°19</b>	90	112

Les valeurs du RQD pour les sondages N° 10 et 19 ont été calculées par le service géologique de l'entreprise, sauf que pour le sondage N° 06, il a été calculé par nous même (Annexe 05).

Les résultats des RQD obtenus pour les différents sondages et faciès sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.4.** RQD des différents sondages.

Sondage	Couches	RQD (%)	Qualité de la roche
N° 06	Calcaire Yprésien-Lutétien	75	Moyenne
	Calcaire phosphaté	60	Moyenne
	Phosphate	79	Bonne
	Marnes	50	Médiocre
	Calcaire Danien-Montien	81	Bonne
N° 10	Calcaire Yprésien-Lutétien	72	Moyenne
	Calcaire phosphaté	63	Moyenne
	Phosphate	76	Bonne
	Marnes	48	Médiocre
	Calcaire Danien-Montien	85	Bonne
N° 19	Calcaire Yprésien-Lutétien	70	Moyenne
	Calcaire phosphaté	61	Moyenne
	Phosphate	78	Bonne
	Marnes	45	Médiocre
	Calcaire Danien-Montien	83	Bonne

**Tableau V.5.** RQD des différents faciès.

Faciès	RQD (%)	Qualité de la roche
Calcaire (Yprésien-Lutétien)	72	Moyenne
Calcaire phosphaté	61	Moyenne
Phosphate	78	Bonne
Marnes	48	Médiocre
Calcaire (Danien-Montien)	83	Bonne

### Synthèse et conclusion

D'après l'analyse du paramètre RQD, on constate que le massif est formé principalement par cinq faciès (Calcaire Yprésien-Lutétien, calcaire phosphaté, phosphate, marne et calcaire Danien-Montien) dont la qualité varie de médiocre à bonne.

#### V.6.2. Classification RMR

En utilisant les observations des différentes formations rocheuses rencontrées sur terrain et les résultats obtenus par les analyses de laboratoire, on a attribué une note à chacun des paramètres dont se base la classification du RMR.

Le RMR a été estimé pour les différents faciès constituant le massif rocheux dans sa globalité de la manière suivante :

**Tableau V.6.** Classification RMR du faciès calcaire Yprésien-Lutétien.

<b>Faciès</b>		<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>				
<b>Paramètre</b>	<b>R<sub>c</sub>(MPa)</b>	<b>RQD (%)</b>	<b>Nature des joints</b>	<b>Espacement des joints (m)</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>
<b>Mesure</b>	60	72	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non altérées	0,6-2 m	Complètement sec	<b>75</b>
<b>Valeurs extrêmes de la classification</b>	50-100	50-75				
<b>Note</b>	<b>7</b>	<b>13</b>	<b>25</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	

**Tableau V.7.** Classification RMR du faciès calcaire phosphaté.

<b>Faciès</b>		<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>				
<b>Paramètre</b>	<b>R<sub>c</sub>(MPa)</b>	<b>RQD (%)</b>	<b>Nature des joints</b>	<b>Espacement des joints (m)</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>
<b>Mesure</b>	30	61	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non altérées	0,6-2 m	Complètement sec	<b>72</b>
<b>Valeurs extrêmes de la classification</b>	25-50	50-75				
<b>Note</b>	<b>4</b>	<b>13</b>	<b>25</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	

**Tableau V.8.** Classification RMR du faciès phosphate

<b>Faciès</b>	<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>R<sub>c</sub>(MPa)</b>	<b>RQD (%)</b>	<b>Nature des joints</b>	<b>Espacement des joints (m)</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>RMR<sub>de</sub> base</b>
<b>Mesure</b>	22	78	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non altérées	0,6 - 2 m	Complètement sec	<b>74</b>
<b>Valeurs extrêmes de la classification</b>	5-25	75-90				
<b>Note</b>	<b>2</b>	<b>17</b>	<b>25</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	

**Tableau V.9.** Classification RMR du faciès marne.

<b>Faciès</b>	<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>R<sub>c</sub>(MPa)</b>	<b>RQD (%)</b>	<b>Nature des joints</b>	<b>Espacement des joints (m)</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>RMR<sub>de</sub> base</b>
<b>Mesure</b>	10	48	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe altérées	0,6 - 2 m	Complètement sec	<b>60</b>
<b>Valeurs extrêmes de la classification</b>	5-25	25-50				
<b>Note</b>	<b>2</b>	<b>8</b>	<b>20</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	

**Tableau V.10.** Classification RMR du faciès calcaire Danien-Montien.

<b>Faciès</b>	<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>R<sub>c</sub>(MPa)</b>	<b>RQD (%)</b>	<b>Nature des joints</b>	<b>Espacement des joints (m)</b>	<b>Hydrogéologie</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>
<b>Mesure</b>	40	83	Surfaces légèrement rugueuses Epaisseur <1 mm Epointe non altérées	0,6 - 2 m	Complètement sec	<b>76</b>
<b>Valeurs extrêmes de la classification</b>	25-50	75-90				
<b>Note</b>	<b>4</b>	<b>17</b>	<b>25</b>	<b>15</b>	<b>15</b>	

**Tableau V.11.** Classification RMR du massif rocheux de Kef Essnoun.

<b>Faciès</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>Classe du massif rocheux</b>	<b>Description du massif rocheux</b>
<b>calcaire Yprésien-Lutétien.</b>	75	II	Bon rocher
<b>calcaire phosphaté</b>	72	II	Bon rocher
<b>phosphate</b>	74	II	Bon rocher
<b>marne</b>	60	III	Rocher moyen
<b>calcaire Danien-Montien</b>	76	II	Bon rocher

### Synthèse et conclusion

D'après les résultats du RMR<sub>de base</sub>, on déduit que les faciès des calcaires Yprésien-Lutétien, des calcaires phosphatés, des phosphates et des calcaires Danien-Montien ont une bonne qualité et résistent mieux. En revanche, le faciès des marnes est de qualité moyenne.

### V.6.3. Classification GSI

Des investigations menées sur le site ont permis d'estimer la valeur de GSI en se basant sur le critère de Hoek et Brown qui s'appuie sur une observation directe de la structure du massif rocheux.

D'après les résultats de la campagne d'observation menée dans le site d'étude (Annexes 06), le GSI est présenté, pour les différents faciès, dans les tableaux ci-dessous :

**Tableau V.12.** Classification GSI du massif rocheux de Kef Essnoun

<b>Faciès</b>	<b>GSI</b>	<b>Qualité du massif rocheux</b>
<b>calcaire Yprésien-Lutétien</b>	70	Bonne
<b>calcaire phosphaté</b>	70	Bonne
<b>phosphate</b>	70	Bonne
<b>marne</b>	15	Très mauvaise
<b>calcaire Danien-Montien</b>	70	Bonne

### V.7. Classification SMR

**Tableau V.13.** SMR du faciès de calcaires Yprésien-Lutétien.

<b>Faciès</b>	<b>Calcaire Yprésien-Lutétien</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>F<sub>4</sub></b>	<b>SMR</b>
<b>Note</b>	75	0,7	1	-25	-8	<b>50</b>

**Tableau V.14.** Classification SMR du faciès calcaire phosphaté.

<b>Faciès</b>	<b>calcaire phosphaté</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>F<sub>4</sub></b>	<b>SMR</b>
<b>Note</b>	72	0,7	1	-25	-8	<b>47</b>

**Tableau V.15.** Classification SMR du faciès de phosphate.

<b>Faciès</b>	<b>phosphate</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>F<sub>4</sub></b>	<b>SMR</b>
<b>Note</b>	74	0,7	1	-25	-8	<b>49</b>

**Tableau V.16.** Classification SMR du faciès de marne.

<b>Faciès</b>	<b>marne</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>F<sub>4</sub></b>	<b>SMR</b>
<b>Note</b>	60	0,7	1	-25	-8	<b>35</b>

**Tableau V.17.** Classification SMR du faciès de calcaire Danien-Montien.

<b>Faciès</b>	<b>marne</b>					
<b>Paramètre</b>	<b>RMR<sub>de base</sub></b>	<b>F<sub>1</sub></b>	<b>F<sub>2</sub></b>	<b>F<sub>3</sub></b>	<b>F<sub>4</sub></b>	<b>SMR</b>
<b>Note</b>	76	0,7	1	-25	-8	<b>51</b>

**Tableau V.18.** Classification SMR des différents faciès.

<b>Faciès</b>	<b>calcaire Yprésien- Lutétien</b>	<b>calcaire phosphaté</b>	<b>phosphate</b>	<b>marne</b>	<b>calcaire Danien- Montien</b>
<b>SMR</b>	50	47	49	35	51
<b>Classe</b>	II	II	II	III	II
	Bien	Bien	Bien	Moyen	Bien
<b>Description</b>	<b>Description</b> : rupture possible ; <b>Stabilité</b> : instable ; <b>Rupture</b> : rupture possible au niveau de la couche des marnes ; <b>Méthode de confortement</b> : reprofilage.				

## V.7. Conclusion

Les systèmes de surveillance ont mis en évidence des mouvements réels de la pente.

La caractérisation nous a permis de faire les constatations suivantes :

✓ L'étude stéréographique du massif rocheux de Kef Essnoun a montré que ce massif est formé par des réseaux de discontinuités avec présence de discontinuités diffuses.

✓ Les valeurs du RQD (Rock Quality Designation), varient entre 48% et 83% en fonction des faciès constituant le massif, estimant que la qualité est médiocre pour les marnes Thanétien inférieur, moyenne pour les calcaires Yprésien-Lutétien et les calcaires phosphatés et bonne pour les phosphates et les calcaires Danien-Montien.

✓ La méthode de classification RMR (Rock Mass Rating) classe le massif comme étant celui formé de roches de qualité moyenne pour les marnes du Thanétien inférieur à bonne pour les calcaires Yprésien-Lutétien, calcaires phosphatés, phosphates et calcaires Danien-Montien)

✓ La classification GSI a montré que la qualité du massif varie de très mauvaise pour les marnes à bonne pour les autres faciès.

✓ La méthode de SMR (Slope Mass Rating) a confirmé les constatations des autres classifications concernant la qualité du massif et l'existence d'une instabilité.

✓ Selon le SMR, la méthode de confortement adéquate à notre cas d'étude est le reprofilage étant donné que le problème traité ne consiste pas en la présence d'eau pour l'aménagement d'un système de drainage.

Pour ce qui concerne les boulons d'ancrage, ils peuvent être utilisés en attendant le reprofilage vu leur utilisation limitée dans le domaine minier à cause de l'avancement dans les travaux l'exploitation et les effets de tir.

# *Chapitre VI*

*Etude de stabilité du  
flanc Nord de Kef  
Essnoun*

## **CHAPITRE VI : Etude de stabilité du flanc Nord de Kef Essnoun**

### **VI.1. Introduction**

Dans ce chapitre, on va étudier la stabilité actuelle du flanc Nord de Kef Essnoun et prévoir un éventuel risque d'instabilité représenté par un facteur de sécurité déterminé par deux méthodes différentes : méthodes d'équilibre limite (Slide) ainsi que la méthode des éléments finis (Plaxis 2D).

Dans notre étude on a adopté une approche prudente impliquant l'utilisation de paramètres prudents pour la masse rocheuse. On a appliqué une retro analyse afin d'approcher les caractéristiques physico-mécaniques les plus probables de la couche marneuse, faciès générateur du mouvement.

### **VI.2. Les caractéristiques physico-mécaniques**

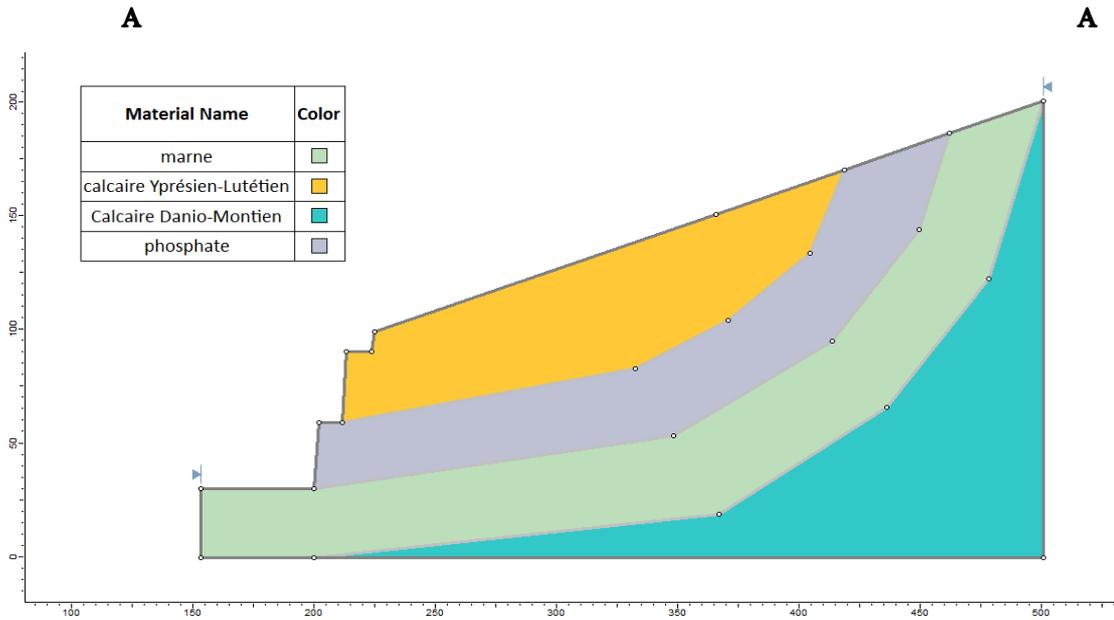
L'analyse quantitative de la stabilité conduit en premier lieu à déterminer les paramètres physico-mécaniques relatifs à la roche intacte du massif. Dans notre cas d'étude, les paramètres utilisés ont été relevés à la base des données disponibles et communiquées par l'entreprise. Ils proviennent des essais antérieurs effectués au niveau d'un laboratoire suivant la norme de l'AFNOR Eurocode 07 (XP P 94-010).

Les propriétés physico-mécaniques du flanc Nord de Kef Essnoun sont présentées dans le tableau ci-dessous :

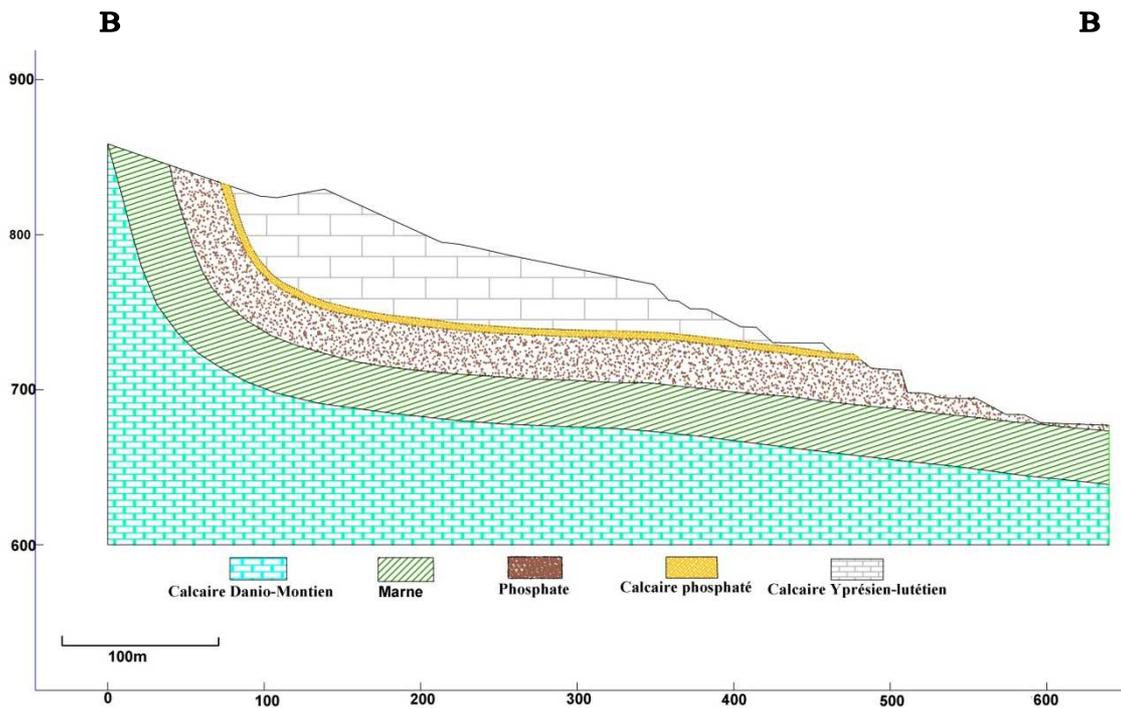
**Tableau VI.1.** Les propriétés physico-mécaniques des différents faciès du flanc Nord de Kef Essnoun.

Propriétés	Unités de mesure	Formations rocheuses				
		Calcaire Yprésien-Lutétien	Calcaire phosphaté	Phosphate	Marnes	Calcaire Danio-Montien
<b>La résistance à la compression uniaxiale de la roche intacte</b>	MPa	60	/	25	8	40
<b>Masse volumique insaturée (<math>\rho_{\text{unsat}}</math>)</b>	KN/m <sup>3</sup>	27	26	21	23	27
<b>Masse volumique saturée (<math>\rho_{\text{sat}}</math>)</b>	KN/m <sup>3</sup>	27,46	26,5	24,81	24	27,46
<b>Cohésion (C)</b>	KN/m <sup>2</sup>	5400	2300	2300	160	3600
<b>Angle de frottement interne (<math>\varphi</math>)</b>	°	37	37	37	16	37
<b>Dilatance (<math>\Psi</math>)</b>	°	7	7	7	0	7
<b>Module de Young E</b>	KN/m <sup>2</sup>	27000	24000	24000	1000	27000
<b>Coefficient de poisson (<math>\nu</math>)</b>	/	0,250	0,28	0,28	0,25	0,25

Pour pouvoir réaliser la modélisation selon les logiciels choisis, des coupes A-A et B-B ont été réalisées le long du flanc Nord de Kef Essnoun afin d'avoir les profils, avec les épaisseurs des différents faciès, (profil B-B, Annexes 07).



**Figure VI.1.** Profil du flanc Nord de Kef Essnoun avant glissement de 2007, profil A-A, (Slide 6.0).



**Figure VI.2.** Profil du site d'étude, profil B-B, (Annexes 08).

### VI.3. La Retro-analyse

Selon les observations menées sur le site, on a déduit que l'éventuel glissement affecte la couche de marnes, ce qui a été confirmée par notre classification empirique. Vu le manque de données concernant ce faciès de notre site d'étude, on a opté pour une Retro-analyse de

l'ancien glissement dont les conditions géologiques sont comparables à celles du lieu d'étude actuel, afin de déterminer les caractéristiques géotechniques les plus probables.

Celle-ci consiste à remonter à la valeur de la cohésion et à l'angle de frottement interne des marnes, compatibles pour le glissement de terrain de 2007, avec un facteur de sécurité critique (F=1).

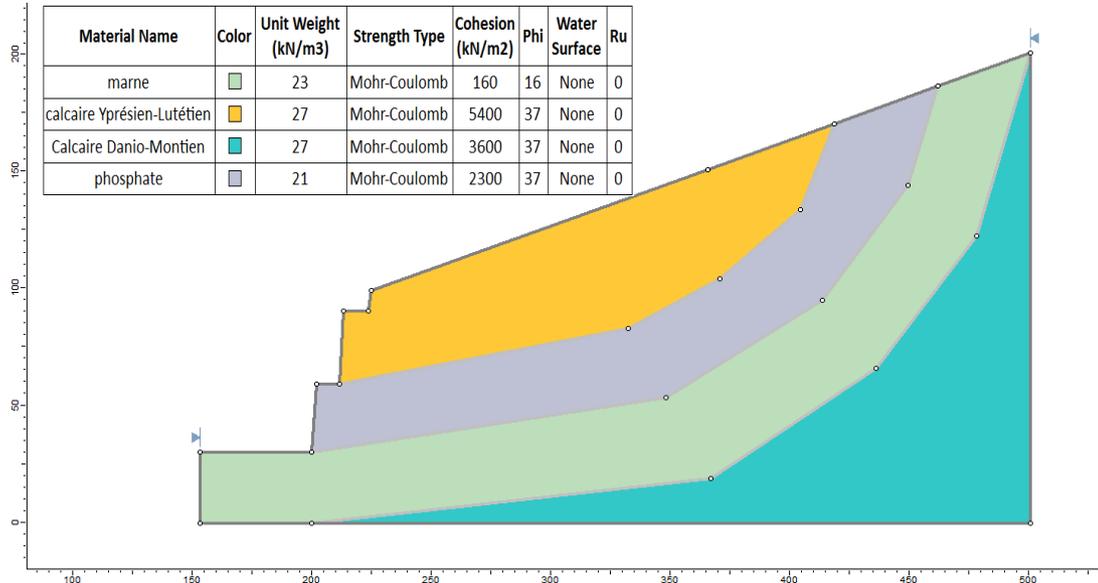


Figure VI.3. Profil du site de glissement de 2007, profil A-A, (Slide 6.0).

On a opté pour une modélisation avec une surface de glissement non circulaire.

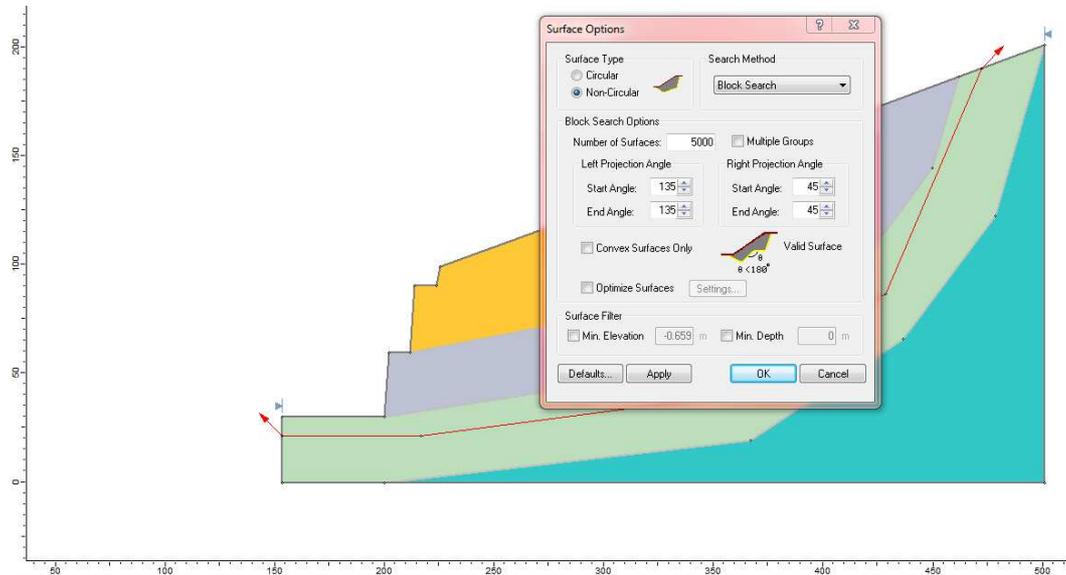


Figure VI.4. Choix du type de la surface circulaire, profil A-A, (Slide 6.0).

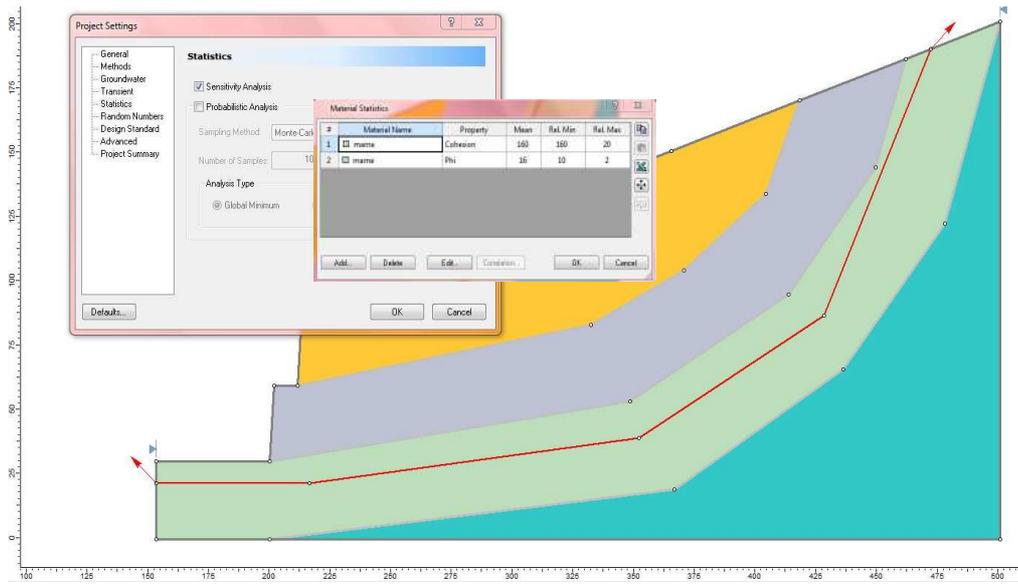


Figure VI.5. La rétro-analyse, profil A-A, (Slide 6.0).

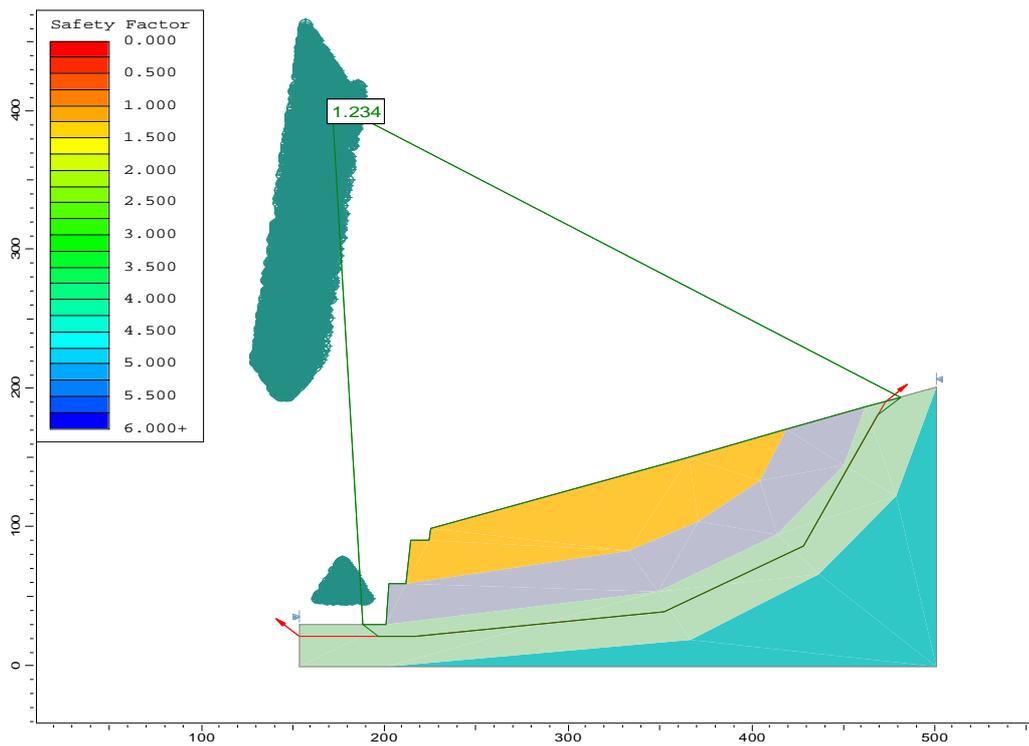
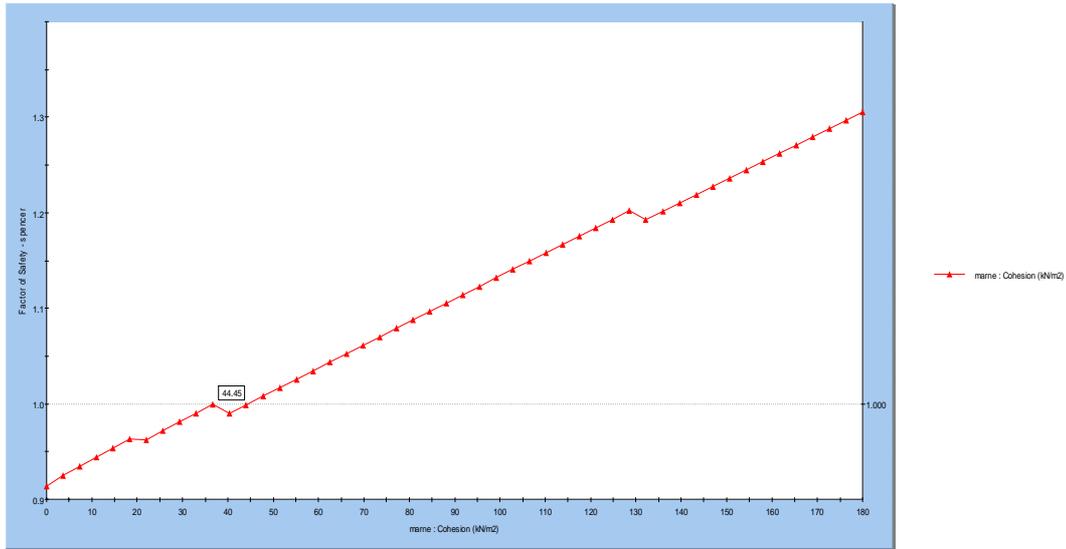
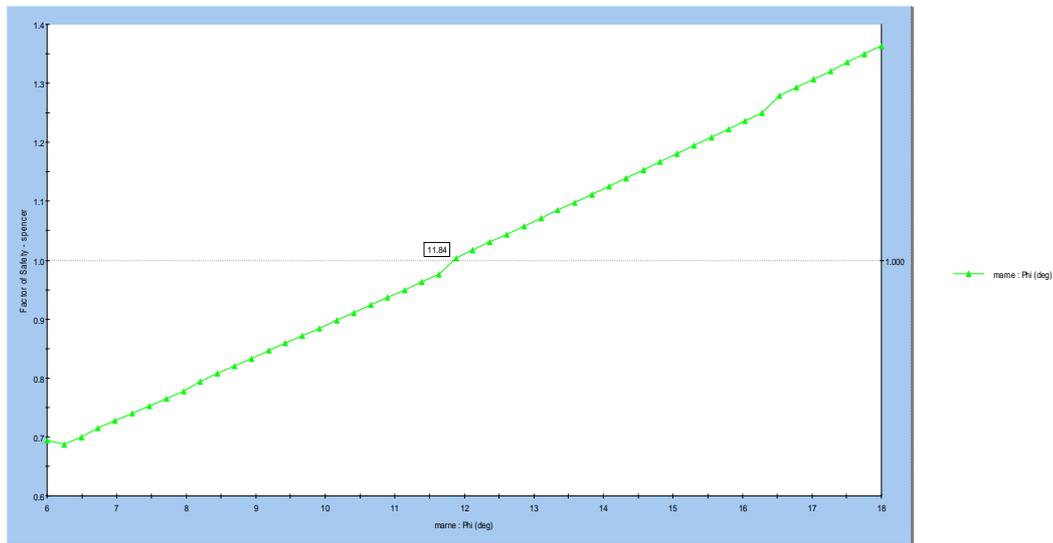


Figure VI.6. La surface de glissement et la valeur de  $F_s$ , profil A-A, (Slide).



**Figure VI.7.** Variation de la cohésion en fonction du  $F_s$ , (Slide).



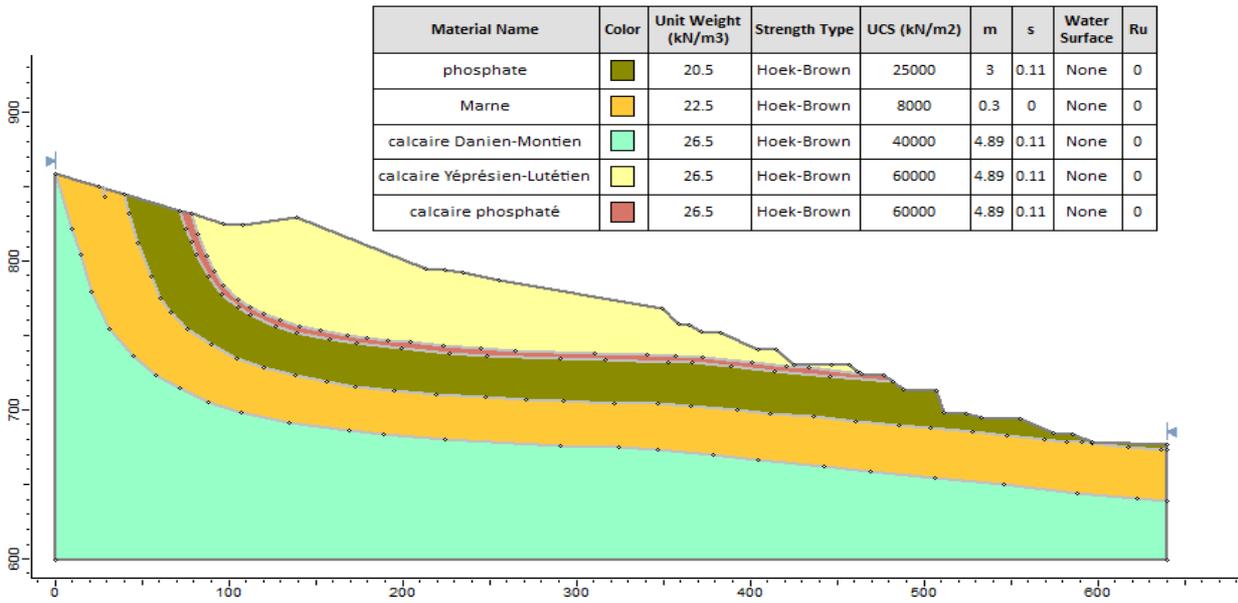
**Figure VI.8.** Variation de l'angle de frottement en fonction du  $F_s$ , (Slide).

Selon l'analyse des graphes (Annexe 09) montrant la variation du  $F_s$  en fonction de la cohésion et l'angle de frottement interne du faciès des marnes on constate que pour une valeur d'un facteur de sécurité critique ( $F_s=1$ ) :  $C=44$  KPa et  $\varphi =12^\circ$ .

#### VI.4. Etude de stabilité du site

L'étape suivante consiste à étudier la stabilité par deux méthodes différentes : méthode d'équilibre limite (Slide) ainsi que la méthode des éléments finis par la technique phi-c réduction (Plaxis 8.2), en utilisant les paramètres du plan de glissement qui ont été calculés a posteriori à partir de la Retro-analyse.

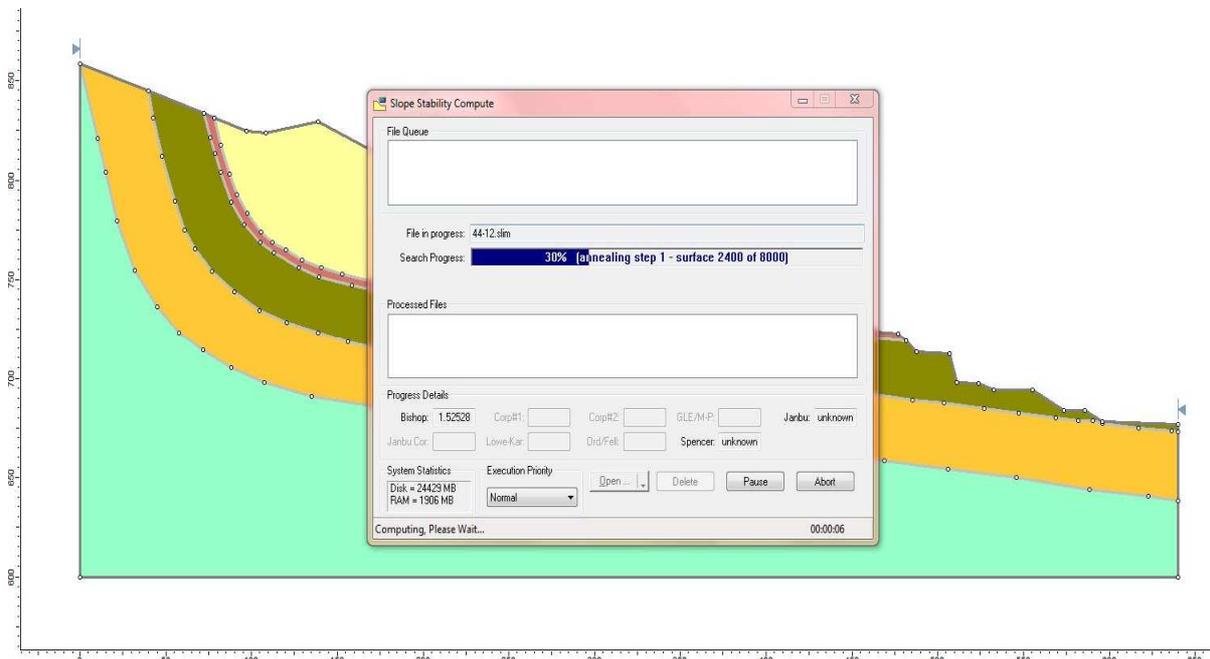
**VI.4.1. Etude de stabilité par Slide 6.0**



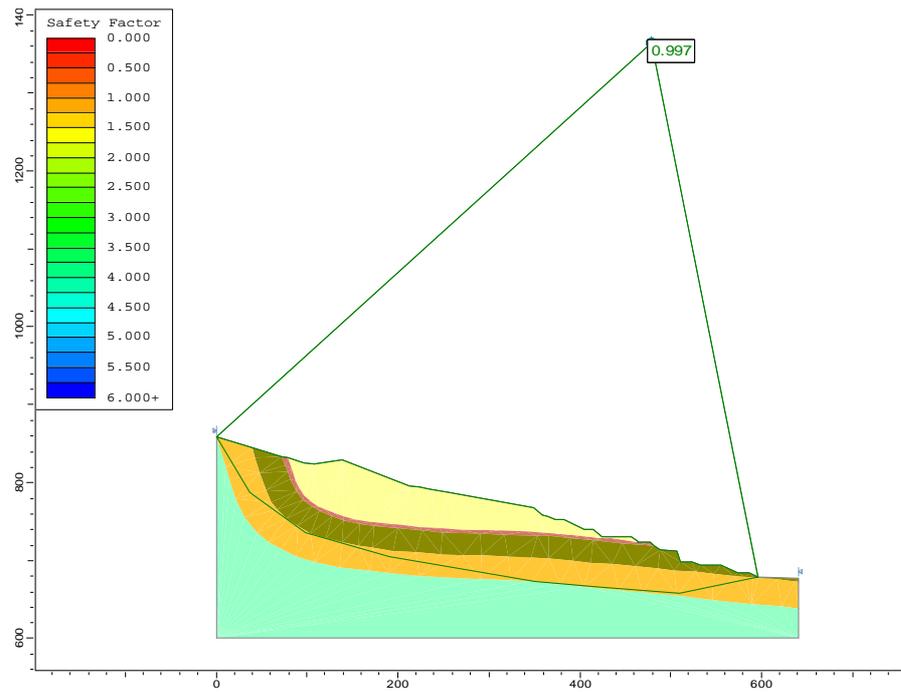
**Figure VI.9.** Profil B-B, (Slide 6.0), Annexe 4 et 5.

**VI.4.1.1. Phase de calcul**

On a choisi trois méthodes de calcul : Spencer, Bishop et Junbu.



**Figure VI.10.** Phase de calcul du Fs, profil B-B, (Slide 6.0).



**Figure VI.11.** La surface de glissement et la valeur de  $F_s$ , profil B-B, (Slide).

Les valeurs du  $F_s$  calculées selon les trois méthodes citées auparavant représentées dans le tableau suivant :

Méthodes	Spencer	Bishop	Junbu
Valeur du $F_s$	0,998	0,97	0,93

Afin de comparer les résultats obtenus par Slide, on a choisi la méthode des éléments finis (Plaxis 8.2).

### VI.4.2. Etude de stabilité par Plaxis 8.2

#### VI.4.2.1. Modèle et génération du maillage

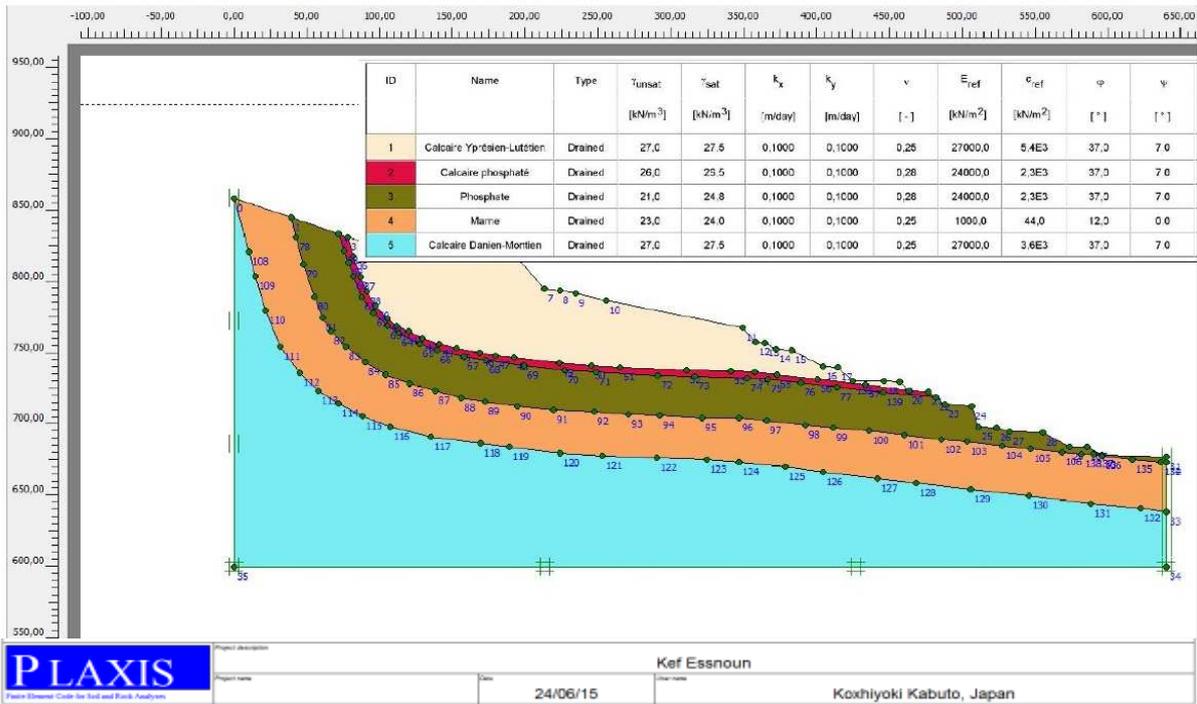


Figure VI.12. Modèle en 2D.

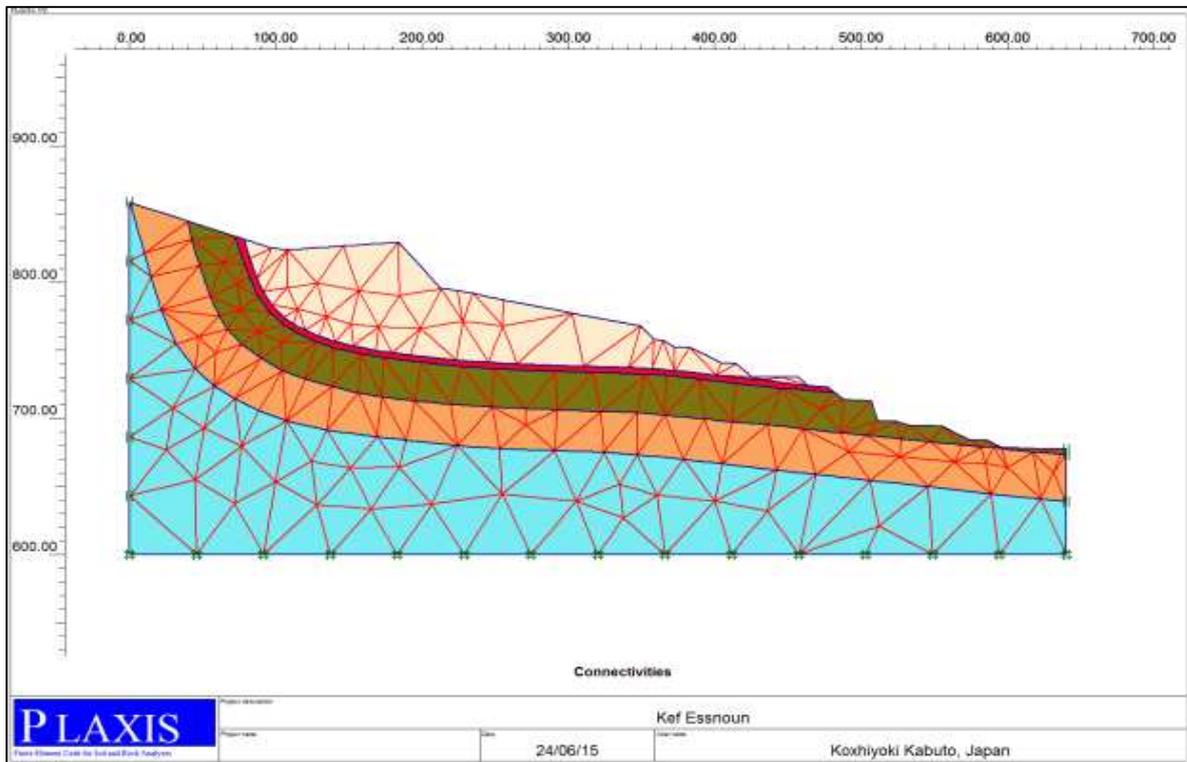


Figure VI.13. Génération du maillage.

Le modèle du maillage est constitué de 354 éléments triangulaires à 15 nœuds, 4949 nœuds.

VI.4.2.2. Les conditions initiales

a- Pressions interstitielles

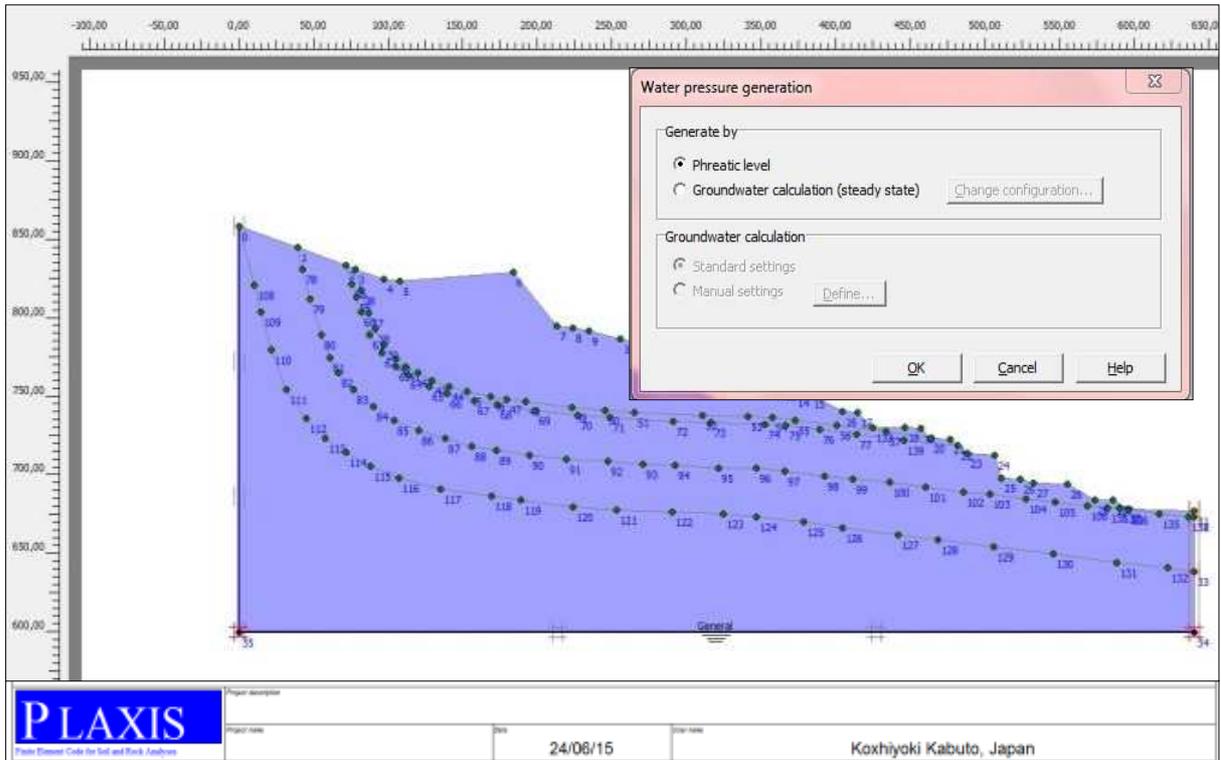


Figure VI.14. Indication du niveau de la nappe phréatique, profil B-B.

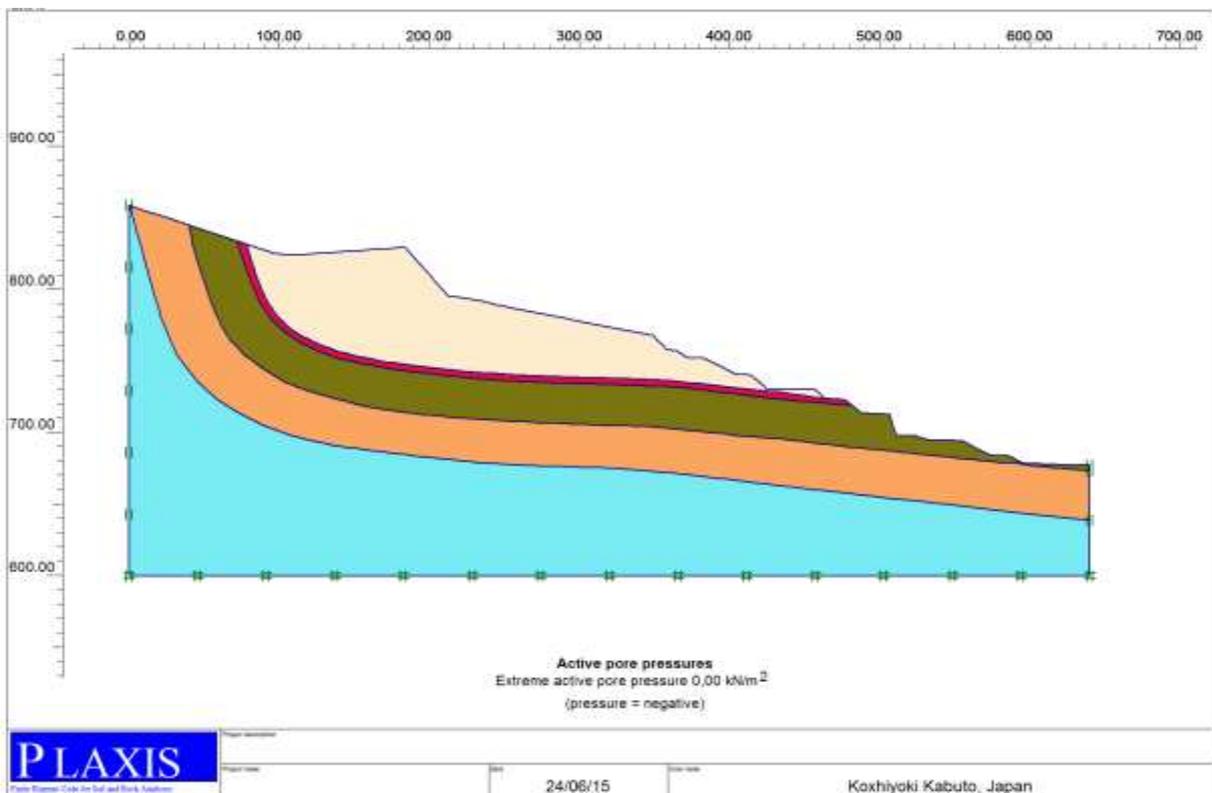


Figure VI.15. Les pressions interstitielles, profil B-B.

L'eau n'a pas d'influence sur les ouvrages de la mine de Kef Essnoun parce que le niveau hydrostatique est en dessous de la zone d'exploitation.

**b- les contraintes effectives**

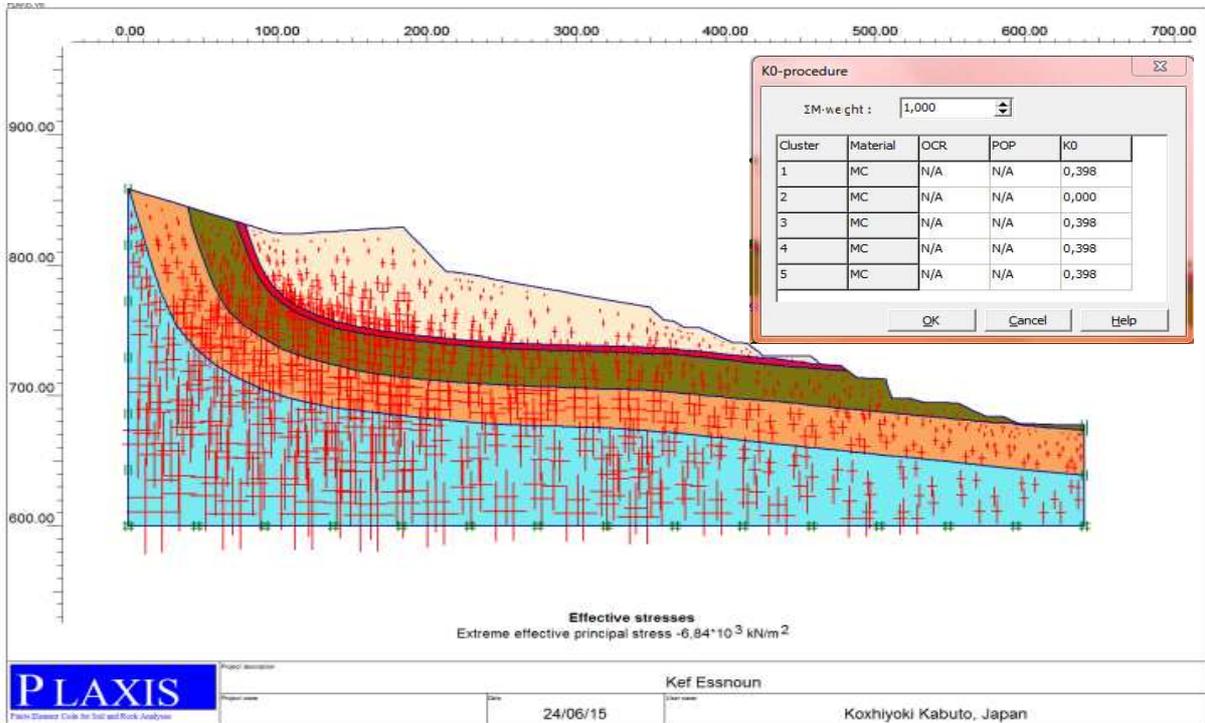


Figure VI.16. Les contraintes effectives, profil B-B.

**VI.4.2.3. Les phases du calcul**

Le modèle est bidimensionnel (2D), le calcul du  $F_s$  est déterminé par la loi de Phi-C-réduction

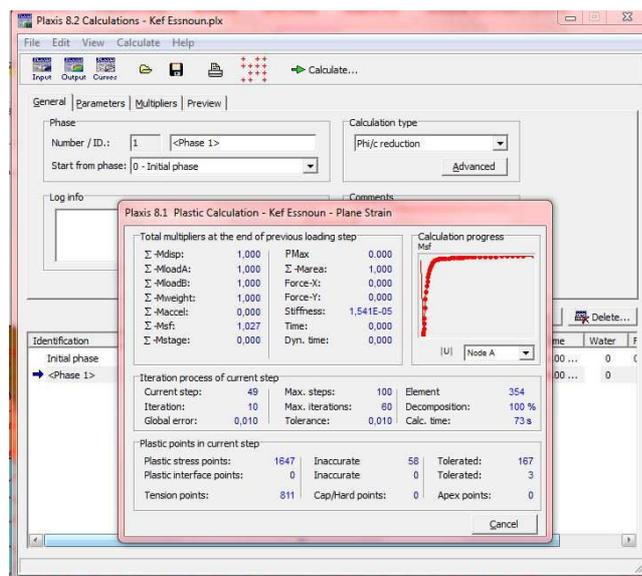


Figure VI.17. Processus du calcul.

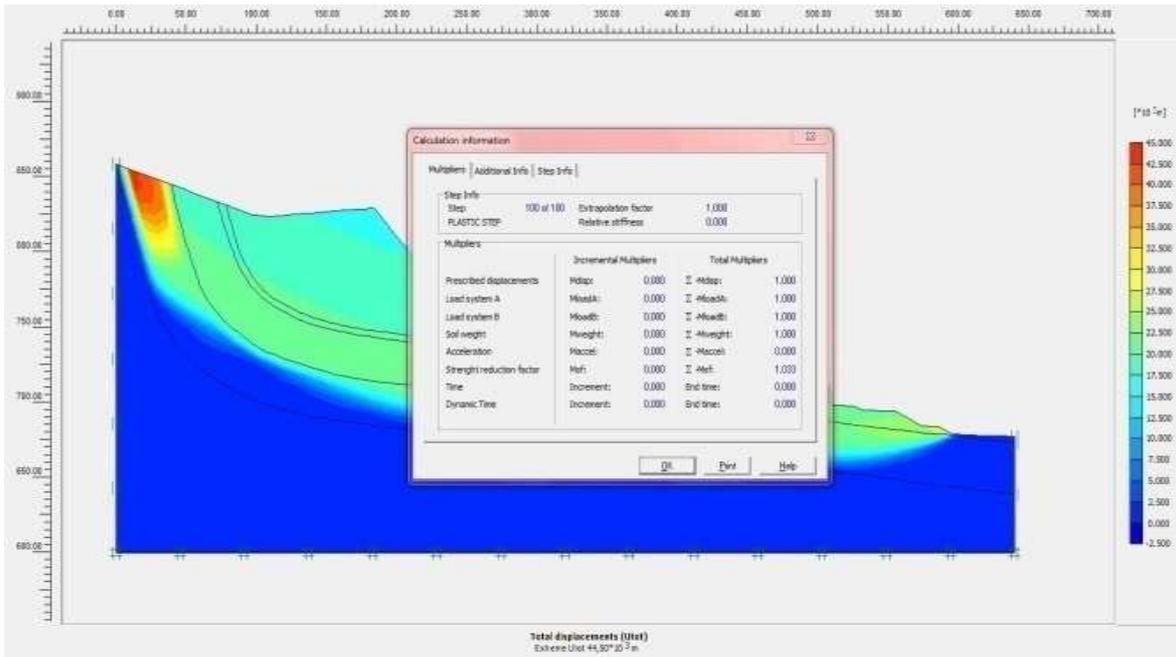


Figure VI.18. Le facteur de sécurité.

#### VI.4.2.4. Les résultats

Les résultats du calcul sont comme suit :

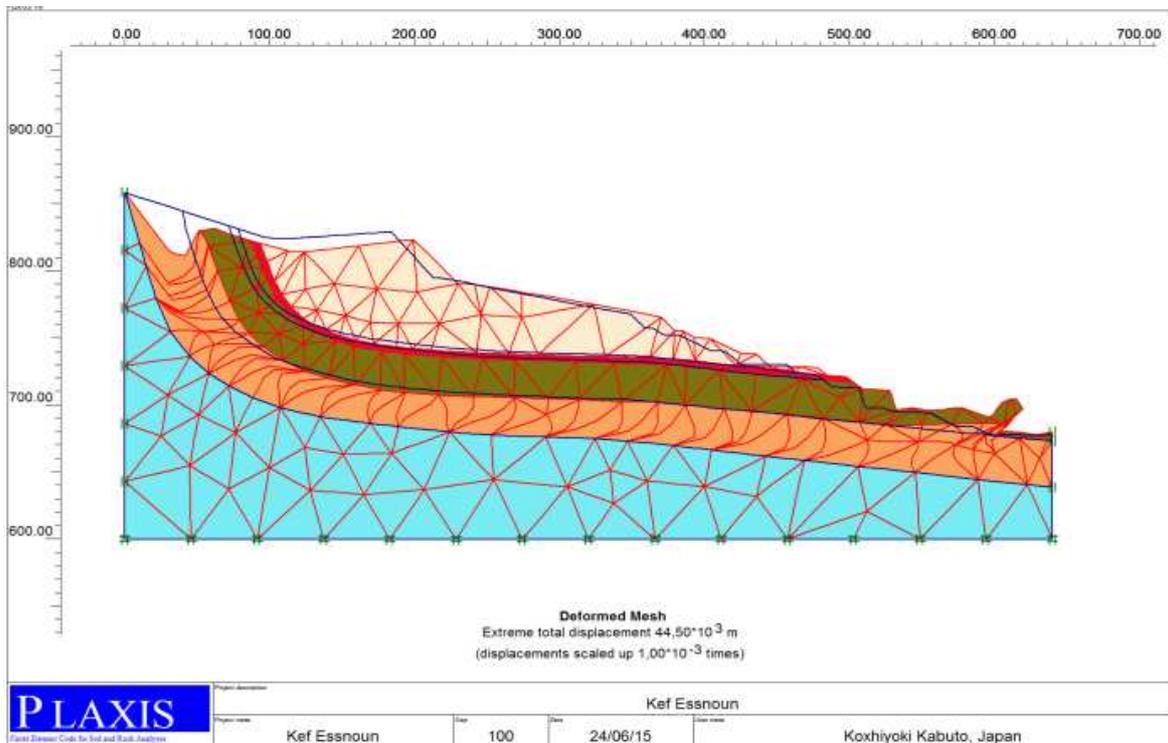


Figure VI.19. Les déplacements totaux.

Après les calculs on a obtenu :

- $F_s = 1,033$  ;
- Le déplacement total :  $44,50 \cdot 10^3$ .

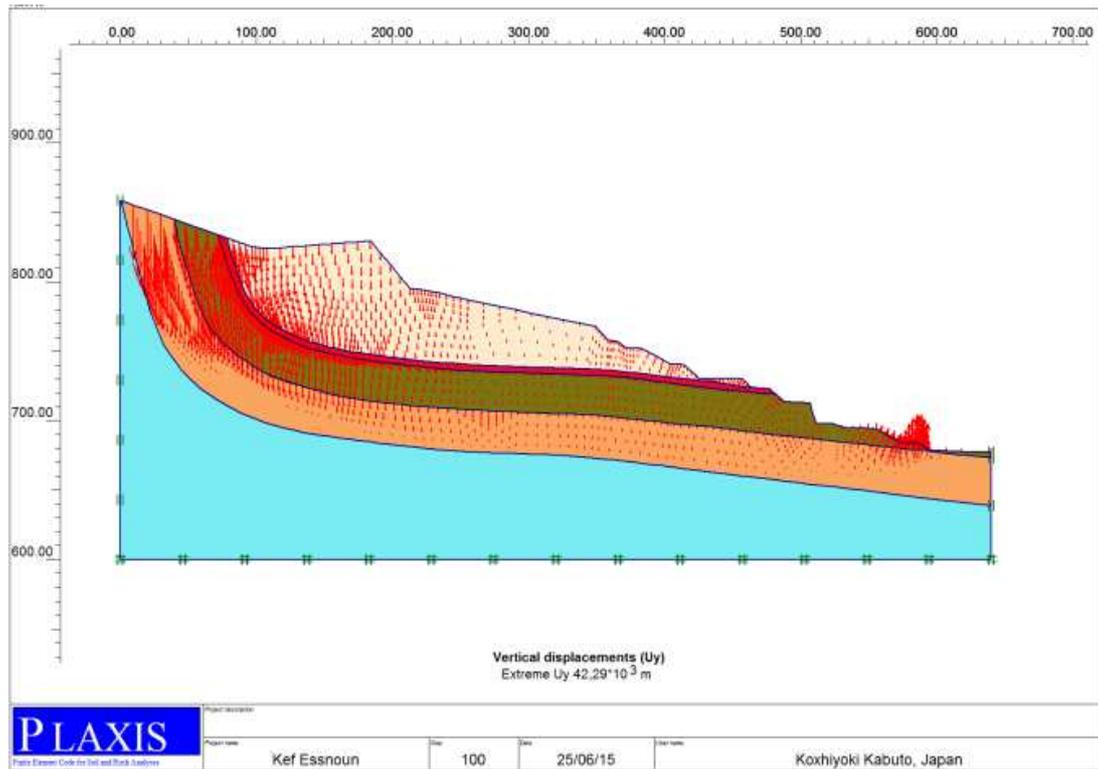


Figure VI.20. Déplacements verticaux.

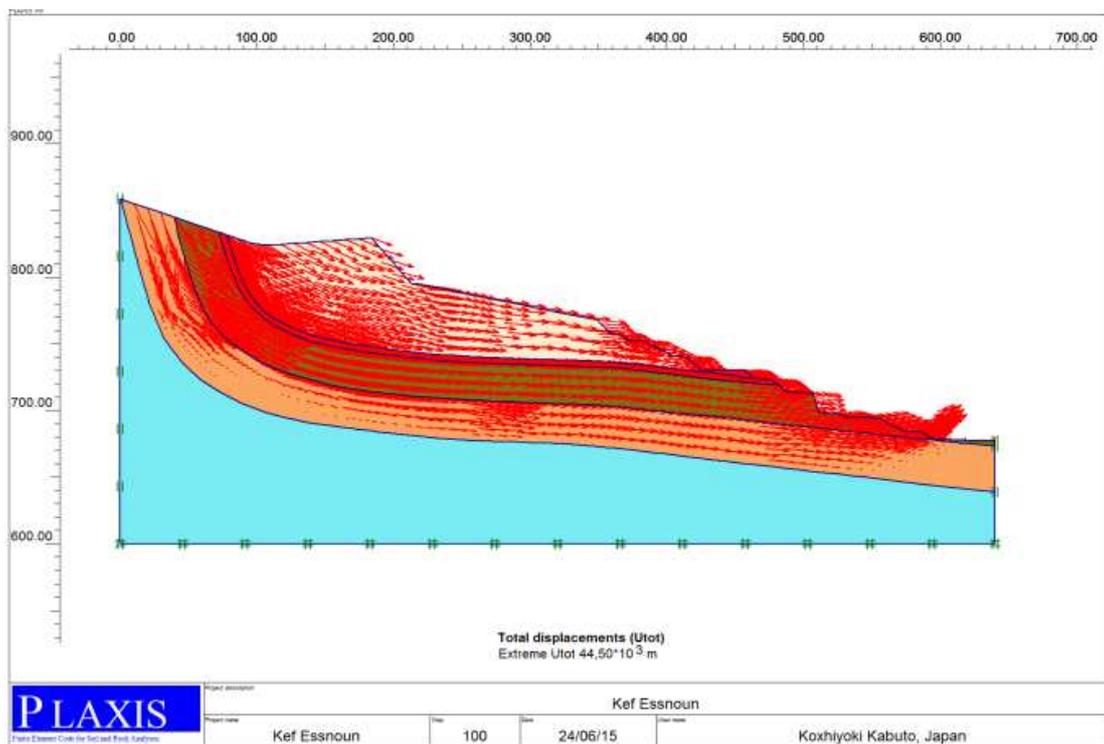


Figure VI.21. Déplacements horizontaux.

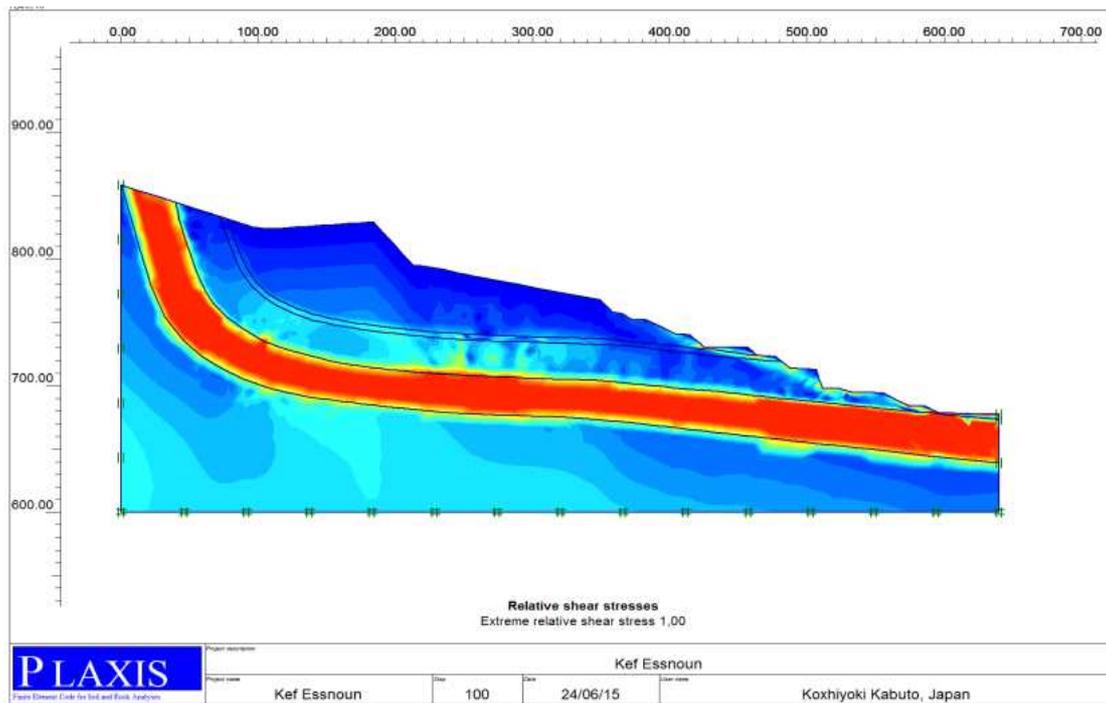


Figure VI.22. Zone génératrice du mouvement.

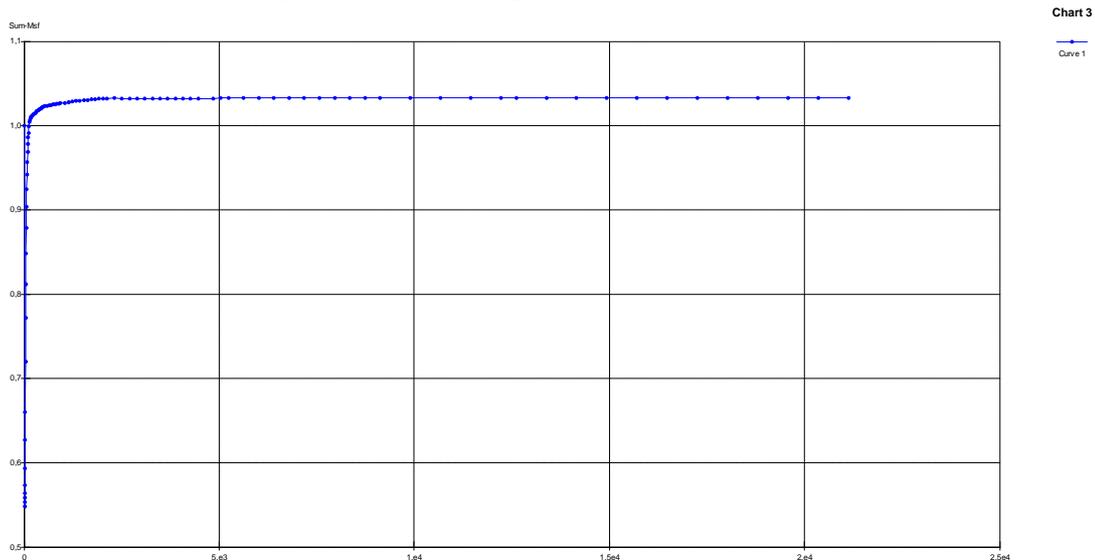


Figure VI.23. Evaluation du  $F_s$  au cours du processus, (Plaxis 8.2).

La récapitulation des valeurs du coefficient de sécurité pour les méthodes d'équilibre limite (Slide) et les éléments finis (Plaxis), sont résumés sur le tableau suivant :

Logiciels	Slide	Plaxis
$F_s$	0,998	1,033

Les résultats obtenus montrent ce qui suit :

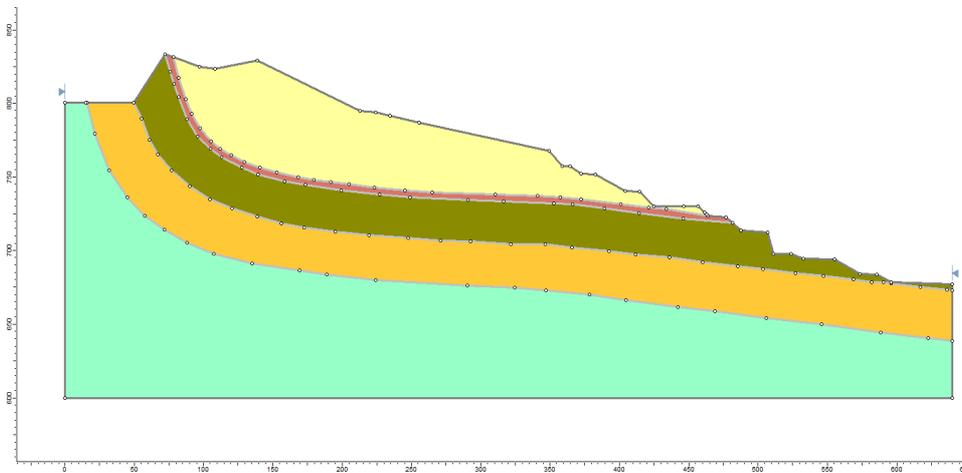
Selon les résultats obtenus du facteur de sécurité, par la méthode d'équilibre limite (Slide), on constate que le flanc Nord de Kef Essnoun est instable et que la ligne de rupture se

localise plus exactement au niveau de l'interface Phosphate marnes. Ces résultats ont été confirmés par Plaxis 8.2 qui a indiqué la zone de marnes comme étant la zone de glissement.

### VI.5. Proposition d'une méthode de confortement

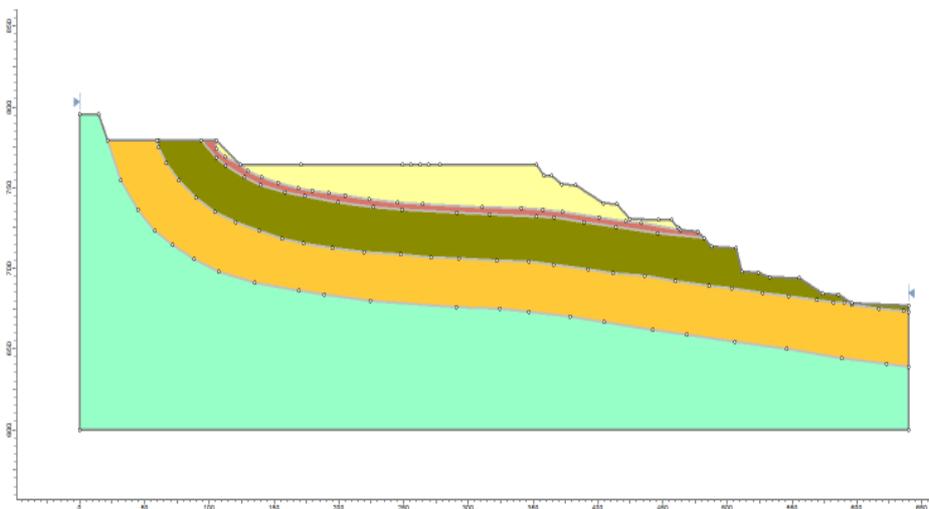
Selon les résultats d'analyses précédemment effectuées, la méthode de confortement adéquate pour stabiliser notre site d'étude est le reprofilage. Celui-ci a été déterminé à base des résultats obtenus par la classification du SMR en se référant au diagramme (figure II.4). Elle consiste à :

- la diminution de la crête jusqu'à un niveau permettant ainsi d'éliminer l'effet du redressement des couches ;



**Figure VI.24.** Diminution de la crête, (Slide 6.0).

- création des gradins de hauteur ( $H_g = 15\text{m}$ ) permettant d'augmenter la stabilité avec la création et élargissement des plateformes ;



**Figure VI.25.** Création des gradins et élargissement des plateformes, (Slide 6.0).

- reprofilage des gradins et des plateformes créés auparavant.

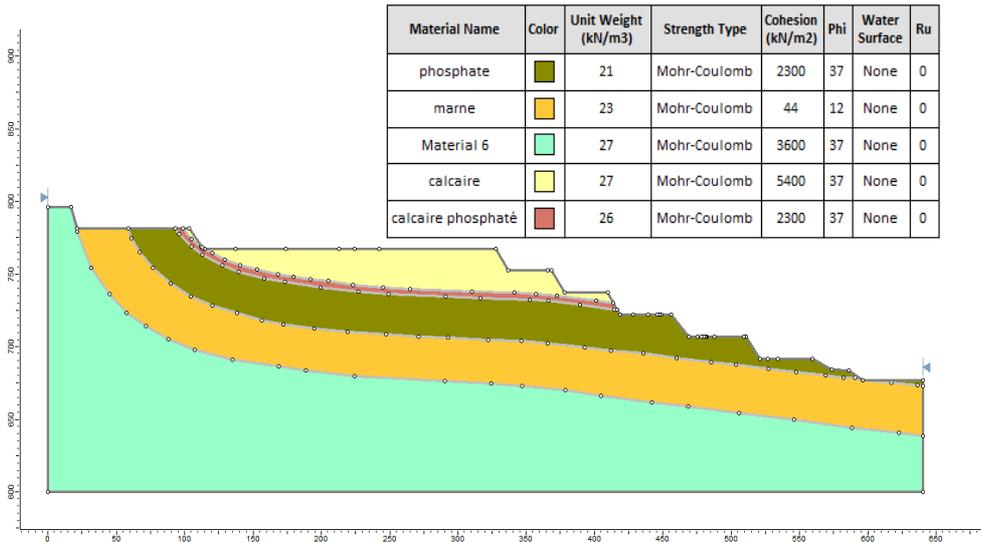


Figure VI.26. Reprofilage des gradins et des plateformes, (Slide 6.0).

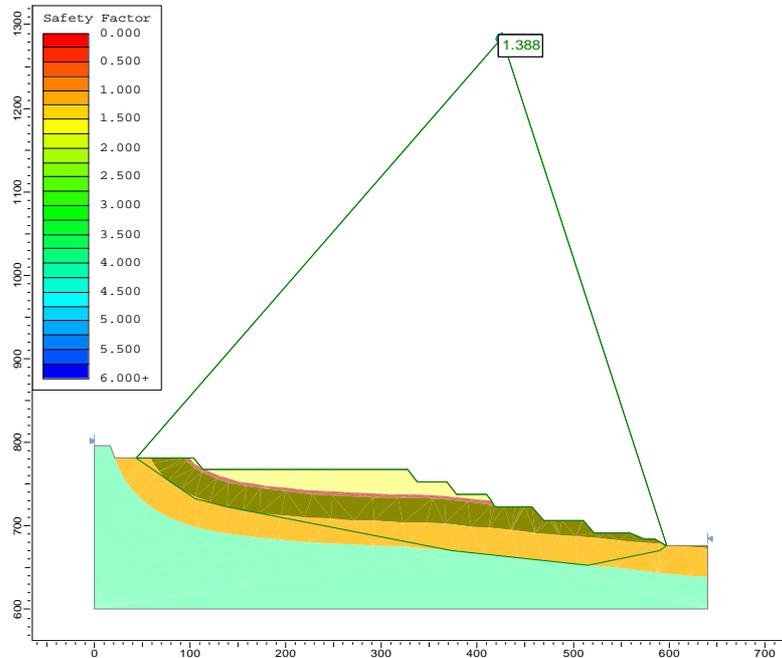


Figure VI.27. La surface de glissement et le facteur de sécurité, (Slide 6.0)

Selon le résultat obtenu, on constate que le reprofilage permet d'augmenter la stabilité avec un  $F_s$  de l'ordre de 1,39.

## VI.6. Conclusion

La Retro-analyse du site de glissement nous a permis d'avoir les caractéristiques mécaniques de la couche marneuse qui constitue le maillon faible de notre massif et qui ont été estimées : pour un état critique ( $F=1$ ), avec 44 KPa pour la cohésion ( $C$ ) et  $12^\circ$  pour l'angle de frottement interne ( $\varphi$ ).

L'étude établie par les deux méthodes, nous a indiqué que la zone la plus fragile est bien l'interface marne ce qui influe sur la valeur du facteur de sécurité estimé à 1 pour la méthode d'équilibre limite (Slide) et à 1,033 pour la méthode des éléments finis (Plaxis 8.2). Ceci a permis de vérifier les résultats de la classification semi-empirique et de constater un déplacement important. En outre, la stabilité des pentes est fortement influencée par le pendage des strates.

La méthode de confortement choisie a permis d'augmenter le coefficient de sécurité et donc d'assurer la stabilité du site.

# *Conclusion générale*

## Conclusion générale

L'objectif général de notre travail est l'étude de stabilité du flanc Nord de la mine à ciel ouvert de Kef Essnoun à Tebessa. Celle-ci a été effectuée, sur la base de l'ancien glissement, en réalisant différentes étapes : un levé de fracturation, une caractérisation du massif rocheux, une analyse et une évaluation des zones instables.

Cette démarche nous a permis de tirer les constatations suivantes :

Les propriétés géométriques et l'orientation des discontinuités localisées, le long des fronts levés, ont été synthétisées par des représentations stéréographiques qui montrent l'existence de deux familles de discontinuités : principales et mineures.

Les classifications semi-empiriques, établies à base des observations sur terrain menées par l'entreprise et nous même, que se soit RQD, RMR et le SMR, on déduit que la qualité du massif varie en fonction des différents faciès de bonne pour les calcaires Yprésien-Lutétien, les calcaires phosphatés, les phosphates et les calcaires Danien-Montien à moyenne pour les marnes. Donc le faciès moteur du potentiel glissement est celui des marnes. La méthode de confortement proposée par celle-ci est le reprofilage.

D'après les résultats de la classification, on constate que l'interface marneuse constitue la cause probable d'une instabilité du massif en raison de sa mauvaise qualité.

Afin de confirmer ou d'infirmer les résultats obtenus par la classification semi-empirique, on a opté pour deux méthodes analytiques : méthode d'équilibre limite (Slide 6.0) et méthode des éléments finis (Plaxis 8.2) par la détermination d'un coefficient de sécurité ( $F_s$ ) qui évalue l'état de stabilité du massif.

En l'absence de reconnaissances d'essais géotechniques permettant d'évaluer les caractéristiques mécaniques du massif, on a effectué une retro-analyse de l'ancien glissement afin de déterminer les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement de la couche marneuse pour un état critique ( $F_s = 1$ ), vu que les conditions géologiques du site de glissement et celui de notre étude sont comparables. Cette démarche a permis d'obtenir une cohésion de l'ordre de 44 KN/m<sup>2</sup> et un angle de frottement interne de 12°.

L'analyse de la stabilité de la paroi nord de Kef Essnoun, à travers le calcul d'un facteur de sécurité, s'est appuyée sur les résultats obtenus par la retro-analyse au moyen de deux logiciels : Slide et Plaxis. Les résultats tirés de ces applications sont :

- L'analyse par le logiciel Slide montre que le flanc Nord de Kef Essnoun est instable et que la ligne de rupture se localise plus exactement au niveau de l'interface phosphate / marnes. Cela s'est traduit par un facteur de sécurité inférieur à 1.

- L'analyse par le logiciel Plaxis a confirmé, d'une part, les résultats obtenus par la méthode déterministe avec un facteur de sécurité de l'ordre de 1,033 et d'autre part, il nous a permis de constater que le déplacement (déformation) de la paroi nord de Kef Essnoun est important.

D'après les résultats des méthodes semi-empiriques et analytiques, il a été prouvé que le flanc nord de Kef Essnoun est instable en raison de la présence de plans de glissement potentiel dans la couche des marnes, suggérant ainsi un reprofilage de la paroi comme méthode de confortement et qui paraît fiable selon les résultats obtenus.

En perspective, nous recommandons :

- La caractérisation des joints rocheux pour les différents faciès ;
- La caractérisation de tous les paramètres mécaniques des roches par des essais géotechniques (Module de Young (E), Coefficient de poisson ( $\nu$ ), Cohésion (C) et l'angle de frottement interne ( $\varphi$ )).

# *Bibliographie*

## Bibliographie

Abdelouahed T., [1992], "Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts", Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées en géologie de l'ingénieur, p. 5.

Abramson L.W. et al, [2001], "Slope stability and stabilization Methods", 2<sup>nd</sup> edition, John Wiley & Sons.

Aissaoui D., [1984], "Les structures liées à l'accident sud-atlasique entre Biskra et le Djebel Manndra, Algérie. Evolution géométrique et cinématique", Thèse 3<sup>ème</sup> cycle, Strasbourg.

Antoine P., [1992], "Les problèmes posés par l'instabilité des versants de grandes ampleur - aspects géologiques -", Bull Ass, Int. Géol, Ing, p.1.

Baton N. R. et Choubey V., [1977], "The shear strength of rock joints in theory and practice", edition Rock Mech, p. 50-54.

Barton N et al., [1974], "Engineering classification of Rock Masses for the Design", support. Rock Mechanics, Vol 6, p.189-206.

Benaissa A., [2003], "Glissements de terrain : Calcul de stabilité", Edition office des publications universitaires, 2<sup>ème</sup> édition, Alger, 2003.

Bieniawski Z.T., [1989], "Engineering rock mass classifications a complete manual for engineers and geologists in mining, civil and petroleum engineering", New-York, Wiley-Interscience, p. 52-56, 58, 59, 73-81.

Brinkgereve R.B.J et Vermeer P.A., [2003], "PLAXIS version 8, material model manual ", DELFT University of Technology Pays-Bas, p. 45-60.

Calembert L et al., [1978], "Géologie de l'Ingénieur et Mécanique des Roches", Annales des Travaux Publics de Belgique, p.28.

Campy M. et Macaire J.J., [2003], "Géologie de la surface", editiondunod.

Chalhoub M., [2006], "Apports des méthodes d'homogénéisation numériques a la classification des massifs rocheux fracturées". Thèse de doctorat, Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, spécialité géologie de l'ingénieur, p. 39-45.

CERAD (Centre de recherche et développement appliquée), [2000], "Plan d'exploitation du gisement de phosphate de Kef Essnoun, Djebel El Onk", p. 33-45, inédit.

CERD (centre de recherche et de développement Service hydrogéologique), [2008], “Travaux hydrique de la région de Djebel el Onk“, Ferphos Tebessa, 30 p, inédit.

Cieslinski S. et al., [1985,1987], “Travaux de prospection et d’évaluation des phosphates de la région de Bir El Ater“, EREM, p. 3-10, 14-26, 39-44, 62, 63, 73-84, inédit.

COLLIN F. et al., [2010], “Stabilité des parois rocheuses“, Journée Technique, administration des ponts et chaussés de Luxembourg, p. 71.

Covalenco N. et al, [1992], “ Exploitation des carrières“, office des publications universitaire Ben Aknoun (Alger).

Deere, D. U., [1988], “The Rock Quality Designation (RQD) index in practice“, In Rock classification systems for engineering purposes, edition Kirkaldie L., Philadelphia p 91-101.

Duffaut P., [2003], “Manuel de mécanique des roches“, tome 2, Comité français de mécanique des roches, collection science de la terre et de l’environnement, p. 32-37.

Faure R.M., [2000], “L’évolution des méthodes de calcul en stabilité des pentes partie I méthodes à la rupture“, Revue Française de Géotechnique.

Hammah R. et al., [2004], “Stability analysis of rock slopes using the finite element method“, edition Schubert, p. 20-27.

Hoek E. et Brown E.T., [1995], “Practical estimates of rock mass strength”. Int Rock Mech Min Sci, volume 34, p. 1165–1170.

Hoek E. et Bray J.W., [1977], “Rock slope engineering“, edition Institution of Minery and Metallurgy, p. 5.

Hudson J. A., [1993], “Comprehensive rock engineering - principles, practice and Projects -“, Rock Testing and Site Characterization, oxford – Pergamon Press - , Vol 3, p. 553-555.

Kazakov A.V., [1930], “Phosphorite ores of the Soviet Union. Proc. Res. Inst. Fertilizers and Insectofungisides“, Vol. 68.

MACIEJA., [Avril 2012], “Modification des classifications mécaniques pour les massifs rocheux schisteux“, Thèse de maitrise des sciences appliquées de l’université de MONTRÉAL, spécialité de génie minéral, p. 7-15.

MELBOUCI B., [2009], “Méthodes de calcul de stabilité des fondations, des talus et des ouvrages de soutènement“, Edition Elamel, Algérie, p. 48-56.

Moret L., [1945]. "Les écroulements de terrains en montagnes". Edition de la Revue des Alpes, Grenoble, p. 12

Palmstrom A., [1995], "A rock mass characterisation system for rock engineering purposes", Thèse de post de doctorat de l'université Oslo Norvège, p.15.

Palmstrom A et al., [2001], "The reliability of rock mass classification used in underground excavation and support design", Geo-Eng, University of Melbourne, p. 35.

Prian, G. P. et Cortiel Ph., [1993] - Etude de développement du gisement de phosphate de Djebel Onk (Algérie). Rapport d'expertise géologique, B.R.G.M. France, p. 11-29, 133-149, 169-173, inédit.

Ranchin G., [1963], "Etude géologique et minière du gisement de Djebel el onk". Rapport S.E.R.M.I., Paris.

Romana M., [1985], "A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating" in Comprehensive Rock Engineering, edition Oxford, Pergamon Press, p. 575-580.

Roiller J.D., [2006], "Inventaire des méthodes et Système d'instrumentation", colloque au centre des congrès de St Vincent (Vallée d'Aoste), p. 21, 23-25, 32, 44.

Schroeder Ch., [2010], "Etude de stabilité des parois rocheuses", Revue de société Belge de géologie de l'ingénieur et de mécanique des roches (SBGIMR), p. 15-18, 21-29, 34.

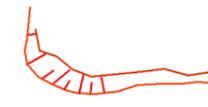
Sonmez H. et Ulusay R., [1999], "Modifications to the Geological Strength Index (GSI) and their applicability to stability of slopes", Int. Rock Mech. Min. Sci, volume 36, 757-760.

Visse L.D., [1952], "Genèse des gîtes phosphatés du Sud-Est Algéro-Tunisien, XIX Congrès géol. inters. Alger

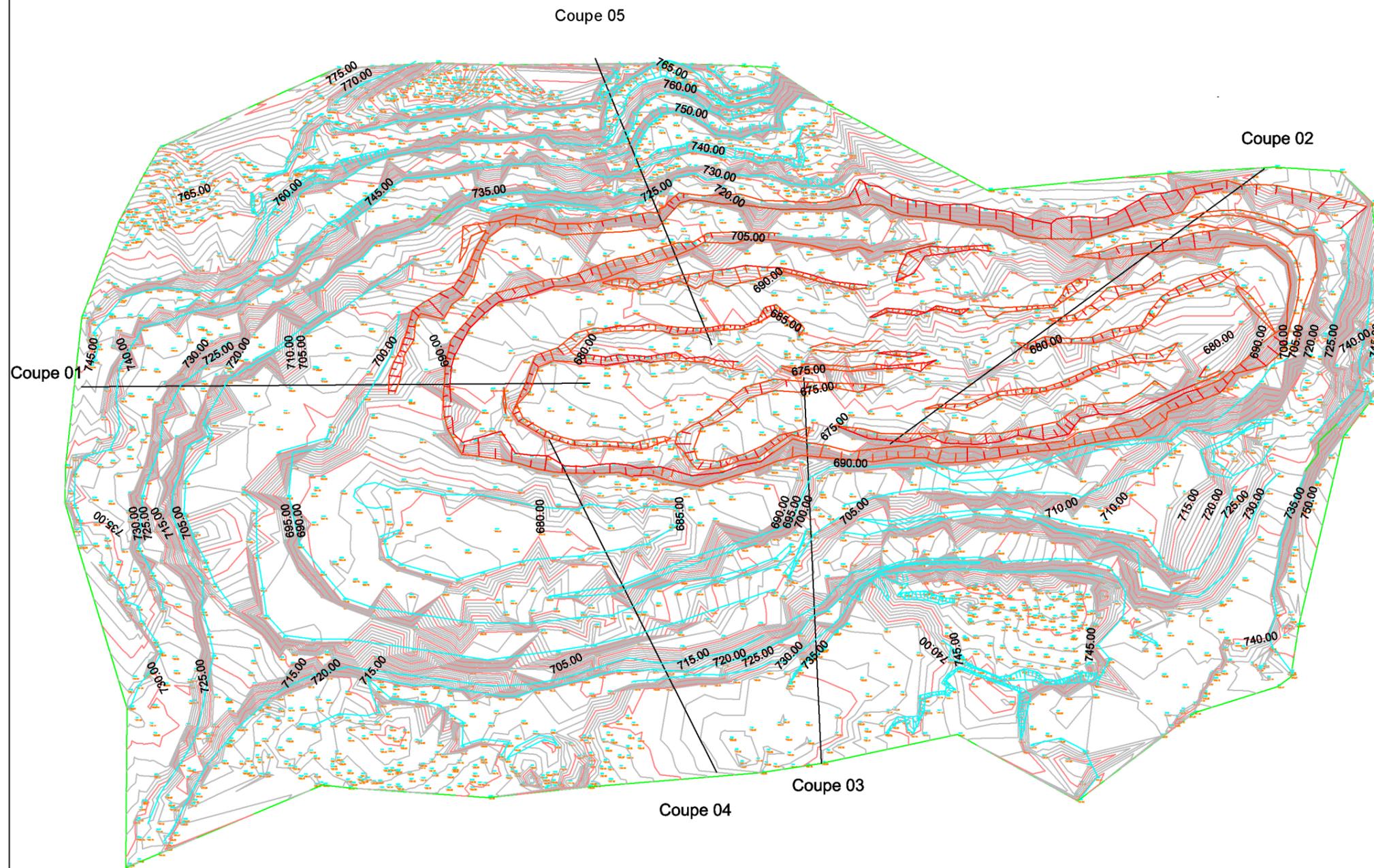
Zhao J., [2008], "Propriétés des discontinuités", part 3, cours de mécanique des roches, l'école polytechnique fédérale de Lausanne. p. 4-9, 17-22, 28, 41.

# *Annexes*

Annexe 01: Carte cartographique de Kef Essnoun avec les coupes réalisées

 Gradin de phosphate

 Gradin de stérile



FERPHOS   SOCIETE DES MINES DE PHOSPHATE SOMIPHOS
Gisement Phosphate Kef Essnoun
date : 25-05-2015
Echelle: 1/1000
Coupe 01-02-03-04-05-06
Boucif Rima Tamourt Meriem

**Annexe 02:** les mesures inclinométriques (IC01, IC02, IC03 et IC04)

Dates des lectures	Sondages IC01	Sondages IC01	Dates de lectures	Sondages IC03	Sondages IC04
24/02/2014	<b>Direction A :</b> pas de déplacement significatif <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif	<b>Direction A :</b> pas de déplacement significatif <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif	16/07/2014	<b>Direction A :</b> pas de déplacement significatif <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif	<b>Direction A :</b> pas de déplacement significatif <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif
11/03/2014	<b>Direction A :</b> présence de valeurs significative à environ 55m de profondeur. Le déplacement est de 11.59 mm Suivant cette direction <b>Direction B :</b> pas de déplacements significatifs	<b>Direction A :</b> présence de valeurs significatives à environ 33m de profondeur. Le déplacement est de 2.56 mm suivent cette direction <b>Direction B :</b> présence de valeurs significatives à environ 33m de profondeur. Le déplacement est de 4.03 mm suivant cette direction	06/08/2014	<b>Direction A :</b> Présence de deux valeurs significatives à environ 17.5 m avec un déplacement de 10.53 mm et 72.5 m de profondeur avec un déplacement de 3.17 mm <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif	<b>Direction A :</b> Présence de valeurs significatives à environ 62 m de profondeur. le déplacement est de 11.47 mm <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif
21/04/2014	<b>Direction A :</b> présence de deux valeurs significatives à environ 47.00 m avec un déplacement de 2.35 mm et 55.5m de profondeur avec un déplacement de 40.10 mm <b>Direction B :</b> présence de deux valeurs significatives a environ 47.00	<b>Direction A :</b> présence de valeurs significatives a environ 33 m de profondeur. Le déplacement est de 4.76 mm suivant cette direction <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif	20/08/2014	<b>Direction A :</b> présence de deux valeurs significatives à environ 17.50 m avec un déplacement de 11.20 mm et 72.5 m de profondeur avec un déplacement de 5.06 mm <b>Direction B :</b> pas de déplacement	<b>Direction A :</b> présence de valeurs significatives a environ 62 m de profondeur. Le déplacement est de 16.47 mm suivant cette direction <b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif

	avec un déplacement de 1.06mm et 55.5m de profondeur avec un déplacement de 32.87mm			significatif	
06/05/2014	<p><b>Direction A :</b> présence de deux valeurs significatives à environ 47.00 m avec un déplacement de 2.68mm et 55.5m de profondeur avec un déplacement 46.45mm.</p> <p><b>Direction B :</b> présence de deux valeurs significatives à environ 47.00m avec un déplacement de 1.55mm et 55.5m de profondeur avec un déplacement de 39.30mm</p>	<p><b>Direction A :</b> présence de valeurs significatives à environ 33m de profondeur. Le déplacement est de 5.43mm suivant cette direction.</p> <p><b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif</p>	10/09/2014	<p><b>Direction A :</b> présence de deux valeurs significatives à environ 17.50 m avec un déplacement de 11.20 mm et 72.5 m de profondeur avec un déplacement 5.06 mm.</p> <p><b>Direction B :</b> pas de déplacement significatif</p>	<b>Pas de lecture</b>

**Annexe 03:** Les mesures et suivie des fissures de la carrière de Kef Essnoun coté Nord-Ouest.

Zone	N° de station de mesure de l'ouverture de la fissure	Date de la mesure	Distance entre les repères (cm)	observation
Nord-Ouest de Kef Essnoun	01	10/04/2013	44.8	4.7
		15/04/2014	48.1	
		23/02/2015	49.5	
	02	10/04/2013	64.2	-
		15/04/2014	effondré	
		23/02/2015	effondré	
	03	10/04/2013	38.9	-0.9
		15/04/2014	38.7	
		23/02/2015	38	
	04	10/04/2013	57.3	22.5
		15/04/2014	69.8	
		23/02/2015	79.8	
	05	10/04/2013	54.5	19.4
		15/04/2014	66	
		23/02/2015	73.9	
	06	10/04/2013	43.4	7.5
		15/04/2014	47.7	
		23/02/2015	50.9	
	A	07/04/2014	70.6	-0.7
		25/08/2014	70.9	
		23/02/2015	69.9	
B	07/04/2014	56	0.3	
	25/08/2014	56.1		
	23/02/2015	56.3		
C	07/04/2014	73.9	0.6	
	25/08/2014	74.3		
	23/02/2015	74.5		
2A	07/04/2014	69.3	3.3	
	25/08/2014	70.7		
	23/02/2015	72.6		

## Annexe 04 : Observation et caractérisation des discontinuités.

## Annexe 04.A : Station KE01.

Levé de fracturation:				zone de Kef Essnoun Nord	
Location/ID	KE01	x: 404908	y: 3840963	z: 767	Editor: T.B Date: 29/03/15

Rock type		Bedding :	
	Clay		Massive
	Sand		Irregular
	Claystone	X	Regular
	Sandstone		Undulating
	Limestone	Strength (R0-R6) :	
	Dolomite	R 02	
X	phosphorite	Weathering (I-IV)	
	Marl	IV	
	Other (specify)		

	Type	Dip Dir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	B			10	d	planaire	Rugueuse	10-12	
D2	f			1					
D3	f			1					
D4	f			1					
D5	B								

D 1	D 2	D 3	D 4	D 5
60E/60S	180/55E	90/85W	40E/80E	180E/75S
70E/75W	140E/80W	60E/70S	20E/80E	
75E/75S	170E/80W	80E/50S	10E/85E	
75E/90	120E/90	65E/60E	30E/30E	
75E/60S	150E/85E	75E/60S	25E/80W	
45E/75S	170E/55S	60E/50S	40E/75W	
60E/75S	170E/80W	70E/60S		
70E/50N	110E/30N	60E/60S		
80E/65S	165E/75W			
	150E/75E			
	120E/90			
	120E/85S			
	180E/70S			

On note

Le type : j = diaclase, b = plan de stratification, f = plan de faille.

## Annexe 04.B : Station KE02.

Levé de fracturation:			zone de Kef Essnoun Nord		
Location/ID	X: 405144	Y: 3841013	Z: 832	Editor: T. B	Date: 30/03/15

Rock type		Bedding :	
	Clay	X	Massive
	Sand		Irregular
	Claystone		Regular
	Sandstone		Undulating
X	Limestone	Strength (R0-R6) :	
	Dolomite	R 04	
	phosphorite	Weathering (I-IV)	
	Marl	IV	
	Other (specify)		

	Type	Dip Dir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	b			1	C	Enduite	Rugueuse	10-12	
D2	j								
D3	j								
D4	d								
D5									

D1	D2	D3	D4	D5
35 E / 80 S	130 E / 80 E	75 E / 75 N	20 E / 75 E	
50 E / 60 S	150 E / 80	65 E / 60 S	15 E / 70 N	
70 E / 50 S	160 E / 80 E	80 E / 35 N	10 E / 70 W	
70 E / 70 S	140 E / 80 W	60 E / 70 N	10 E / 70 W	
70 E / 70 S	170 E / 70 W	70 E / 60 S	10 E / 80 W	
70 E / 60 S	150 E / 60 E	60 E / 80 N	30 E / 80 W	
65 E / 50 S	150 E / 70 W	80 E / 70 S		
70 E / 45 S	160 E / 80 W	70 E / 80 S		
70 E / 50 S	120 E / 45 N	80 E / 60 S		
	120 E / 50 W	80 E / 55 N		
	120 E / 80 N	65 E / 60 N		
	150 E / 75 W	70 E / 60 N		

On note

Le type : j = diaclase, b = plan de stratification, f = plan de faille.

## Annexe 04.C : Station KE03.

Levé de fracturation:				zone de Kef Essnoun Nord	
Location/ID	X: 405381	Y: 3841059	Z: 815	Editor: T. B	Date: 31/03/15

Rock type		Bedding :	
<input type="checkbox"/>	Clay	<input checked="" type="checkbox"/>	Massive
<input type="checkbox"/>	Sand	<input type="checkbox"/>	Irregular
<input type="checkbox"/>	Claystone	<input type="checkbox"/>	Regular
<input type="checkbox"/>	Sandstone	<input type="checkbox"/>	Undulating
<input checked="" type="checkbox"/>	Limestone	Strength (R0-R6) :	
<input type="checkbox"/>	Dolomite	R 05	
<input type="checkbox"/>	phosphorite	Weathering (I-IV)	
<input type="checkbox"/>	Marl	IV	
<input type="checkbox"/>	Other (specify)		

	Type	Dip Dir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	b			0.1	d	coubée	Rugueuse	10-12	
D2	j								
D3	f								
D4	f								
D5									

D 1	D 2	D 3	D 4	D 5
40E/35S	130E/60N	10E/50E	80E/45N	
35E/35S	135E/75N	20E/60E	90/60S	
35E/50S	170E/75W	30E/75S	60E/60N	
60E/50S	130E/50E	20E/65W	80E/70S	
70E/65S	130E/70E	30E/50N	70E/75S	
50E/65S	170E/70N	10E/75E		
70E/70S	150E/85E			
60E/30S	170E/75E			
60E/50S	150E/90			
	160E/80E			
	150E/75W			

On note

Le type : j = diaclase, b = plan de stratification, f = plan de faille.

## Annexe 04.D : Station KE04.

Levé de fracturation:				zone de Kef Essnoun Nord	
Location/ID KE04	x: 405400	y: 3741189	z: 829	Editor: T. B	Date: 01/04/15

Rock type		Bedding :	
<input type="checkbox"/>	Clay	<input checked="" type="checkbox"/>	Massive
<input type="checkbox"/>	Sand	<input type="checkbox"/>	Irregular
<input type="checkbox"/>	Claystone	<input type="checkbox"/>	Regular
<input type="checkbox"/>	Sandstone	<input type="checkbox"/>	Undulating
<input checked="" type="checkbox"/>	Limestone	Strength (R0-R6) :	
<input type="checkbox"/>	Dolomite	R 05	
<input type="checkbox"/>	phosphorite	Weathering (I-IV)	
<input type="checkbox"/>	Marl	IV	
<input type="checkbox"/>	Other (specify)		

	Type	Dip Dir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	B			3	d	Courbée	Rugueuse	10-12	
D2	j								
D3	j								
D4	j								
D5									

D1	D2	D3	D4	D5
65 E / 55 S	140 E / 170 E	60 E / 50 S	10 E / 180 W	
60 E / 45 S	170 E / 60 E	45 E / 180 S	20 E / 150 E	
60 E / 65 S	140 E / 75 E	90 E / 45 E	30 E / 160 S	
50 E / 65 S	160 E / 50 E	70 E / 160 S	40 E / 160 E	
60 E / 45 S	170 E / 75 E	70 E / 140 W	30 E / 160 W	
60 E / 55 S	160 E / 80 E	50 E / 155 S		
	110 E / 50 S	110 E / 50 S		
	130 E / 70 N	80 E / 170 S		
	170 E / 75 W			

On note

Le type : j = diaclase, b = plan de stratification, f = plan de faille.

## Annexe 04.E : Station KE05.

Levé de fracturation:				zone de Kef Essnoun Nord	
Location/ID KE05	x: 405523	y: 384137	z: 852	Editor: T. B	Date: 02/04/15

Rock type	
	Clay
	Sand
	Claystone
	Sandstone
X	Limestone
	Dolomite
	phosphorite
	Marl
	Other (specify)

Bedding :	
X	Massive
	Irregular
	Regular
	Undulating
Strength (R0-R6) :	
R03	
Weathering (I-IV)	
IV	

	Type	Dip Dir [°]	Dip [°]	Spacing [m]	Persistence [m]	Shape	Roughness	JRC	Filling (Type, Width)
D1	b			10	b	Planaire	L.R	10-16	
D2	j								
D3	j								
D4	j								
D5									

D1	D2	D3	D4	D5
70 E / 60 S	140 E / 75 E 170 E / 80 E	40 E / 70 W	25 E / 45 W	
70 E / 80 W	165 E / 70 W 130 E / 85 N	60 E / 60 N	20 E / 60 S	
70 E / 55 S	150 E / 70 E	60 E / 70 N	30 E / 40 W	
70 E / 70 S	140 E / 75 E 140 E / 80 E	70 E / 70 N	25 E / 50 S	
80 E / 60 S	150 E / 80 E 160 E / 70 W	80 E / 45 N		
70 E / 75 S	150 E / 90 185 E / 75 E 160 E / 85 E 140 E / 90	70 E / 30 N 80 E / 40 N 70 E / 25 N		

On note

Le type : j = diaclase, b = plan de stratification, f = plan de faille.

**Annexe 05** : Calcul du RQD pour le sondage N°06.

Profondeur (m)	Types de roches	Epaisseur (m)	RQD (%)	Qualité des roches
0-2	alluvions	1	\	\
		1	\	
2-4	alluvions	1.2	\	\
	calcaire	0.8		
04-07	phosphate	1	\	\
		1	\	\
		1	\	\
07-08	Phosphate et marne	1	\	\
08-11	Phosphate et marne	1	\	\
		1	\	\
		1	\	\
11-14	marne	1	11	Très médiocre
		1	12	Très médiocre
		1	24	Très médiocre
14à16	marne	1	14	Très médiocre
	Calcaire	1	64	Moyenne
16-19	Calcaire	1	55	Moyenne
		1	55	Moyenne
		1	43	Médiocre
19-22	Calcaire	1	68	Moyenne
		1	56	Moyenne
		1	91	Excellente
22-25	calcaire	1	81	Bonne
		1	100	Excellente
		1	62	Moyenne
25-28	calcaire	1	57	Moyenne
		1	72	Moyenne
		1	56	Moyenne
28-28.7	calcaire	0,7	23	Très médiocre
28.7-31.7	Calcaire	1	84	Bonne
		1	89	Bonne
		1	85	Bonne
31.7-34.7	Calcaire	1	91	Excellente
		1	79	Bonne
		1	74	Moyenne
34.7-37.7	Calcaire	1	74	Moyenne
		1	80	Bonne
		1	100	Excellente
37.7-40.7	Calcaire	1	100	Excellente

		1	90	Excellente
		1	76	Bonne
40.7-43.7	Calcaire	1	73	Moyenne
		1	82	Bonne
		1	88	Bonne
43.7-46.7	Calcaire	1	100	Excellente
		1	90	Excellente
		1	64	Moyenne
46.7-49.7	calcaire	1	42	Médiocre
		1	58	Moyenne
		1	62	Moyenne
49.7-52.7	calcaire	1	69	Moyenne
		1	72	Moyenne
		1	80	Bonne
52.7-55.7	calcaire	1	100	Excellente
		1	93	Excellente
		1	94	Excellente
55.7-58.7	calcaire	1	93	Excellente
		1	92	Excellente
		1	91	Excellente
58.7-61.7	calcaire	1	77	Bonne
		1	91	Excellente
		1	53	Moyenne
61.7-64.7	calcaire	1	43	Médiocre
		1	92	Excellente
		1	72	Moyenne
64.7-67.7	Calcaire	1	52	Moyenne
		1	51	Moyenne
		1	47	Médiocre
67,7-70,7	Calcaire	1	71	Moyenne
		1	54	Moyenne
		1	60	Moyenne
70.7-73.7	Calcaire	1	87	Bonne
		1	100	Excellente
		1	91	Excellente
73.7-76.7	Calcaire Phosphaté	1	29	Excellente
		1	52	Bonne
		1	40	Moyenne
76.7-79.7	Calcaire Phosphaté	1	66	Moyenne
		1	84	Bonne
		1	91	Excellente
79.7-82.7	Phosphate	1	68	Moyenne
		1	100	Excellente
		1	77	Bonne
82.7-85.	Phosphate	1	82	Bonne
		1	82	Bonne
		1	96	Excellente
85.7-88.7	Phosphate	1	77	Bonne

		1	77	Bonne
		1	53	Moyenne
88.7-91.7	Phosphate	1	77	Bonne
		1	86	Bonne
		1	92	Excellente
91.7-94.7	Phosphate	1	100	Excellente
		1	68	Moyenne
		1	73	Moyenne
94.7-97.7	Phosphate	1	72	Moyenne
		1	68	Moyenne
		1	85	Bonne
97.7-100.7	Phosphate	1	33	Médiocre
		1	63	Moyenne
		1	74	Moyenne
100.7-103.7	Phosphate	1	86	Bonne
		1	80	Bonne
		1	84	Bonne
103.7-106.7	Phosphate	1	91	Excellente
		1	100	Excellente
		1	83	Bonne
106.7-109.7	Phosphate	1	69	Moyenne
		1	100	Excellente
		1	77	Bonne
109.7-112.7	Phosphate	1	68	Moyenne
		1	83	Bonne
		1	64	Moyenne
112.7-115.7	Phosphate	1	91	Excellente
		1	72	Moyenne
		1	85	Bonne
115.7-118.7	Marne	1	90	Excellente
		1	72	Moyenne
		1	69	Moyenne
118.7-121.7	Marne	1	62	Moyenne
		1	86	Bonne
		1	67	Moyenne
121.7-124.7	Marne + phosphate	1	48	Médiocre
		1	48	Médiocre
		1	83	Bonne
124.7-127.7	Marne noire	1	70	Moyenne
		1	48	Médiocre
		1	80	Bonne
127.7-130.7	marne	1	59	Moyenne
		1	56	Moyenne
		1	94	Excellente
130.7-133.7	Marne + calcaire	1	83	Bonne
		1	58	Moyenne
		1	54	Moyenne
133.7-136.7	Marne noire	1	23	Très

				médiocre
		1	62	Moyenne
		1	28	Médiocre
136.7-139.7	Marne noire	1	24	Très médiocre
		1	26	Médiocre
		1	18	Très médiocre
139.7-142.7	Marne noire	1	25	Médiocre
		1	12	Très médiocre
		1	26	Médiocre
142.7-145.7	Marne noire	1	0	Très médiocre
		1	28	Médiocre
		1	28	Médiocre
145.7-148.7	Calcaire	1	69	Moyenne
		1	100	Excellente
		1	90	Excellente
148.7-151.7	Calcaire + marne	1	100	Excellente
		1	100	Excellente
		1	76	Bonne
151.7-154.7	Calcaire + marne	1	31	Médiocre
		1	69	Moyenne
		1	93	Excellente
154.7-155.7	Calcaire	1	80	Bonne

## Annexe 06 : caractérisation du massif suivant le GSI.

## Annexe 06.A : Faciès Calcaire.

<p><b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b></p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p><b>CONDITIONS DE SURFACE</b></p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>				
STRUCTURE	QUALITÉ DÉCROISSANTE 					
 <p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	<p><b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</b></p> 	80	70			
 <p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>		60	50			
 <p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>		40	30			
 <p><b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>		20	10			

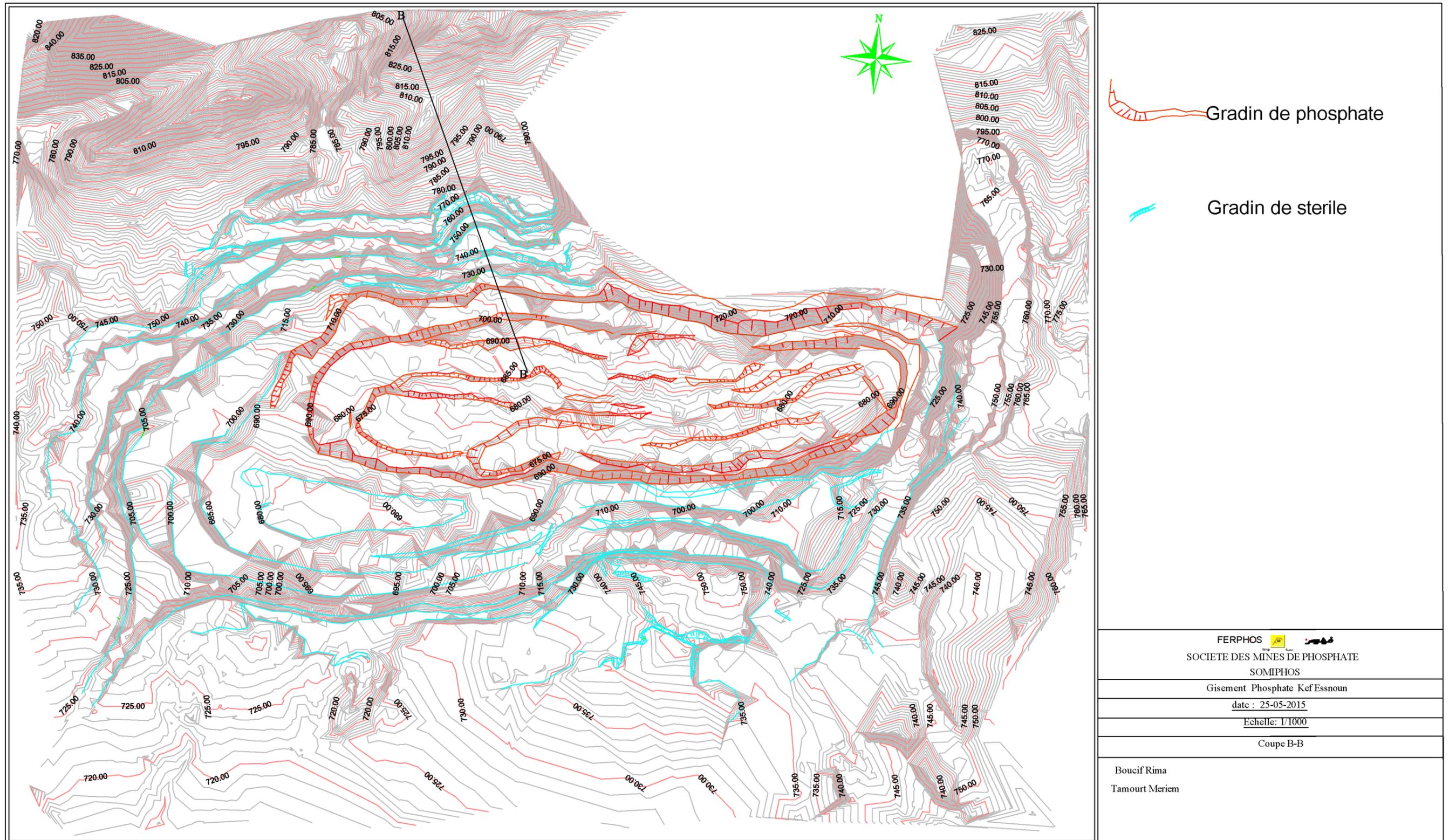
## Annexe06. B : Faciès Phosphate.

<p><b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b></p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p><b>CONDITIONS DE SURFACE</b></p> <p>TRES BONNES Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p>BONNES Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p>MOYENNES Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p>PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p>TRES PAUVRES Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>				
STRUCTURE		QUALITÉ DÉCROISSANTE 				
	<p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	80	70			
	<p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	60	50			
	<p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec pliures et/ou failles</p>	40		30		
	<p><b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>			20	10	
		AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT 				

## Annexe 06.C : Faciès marne.

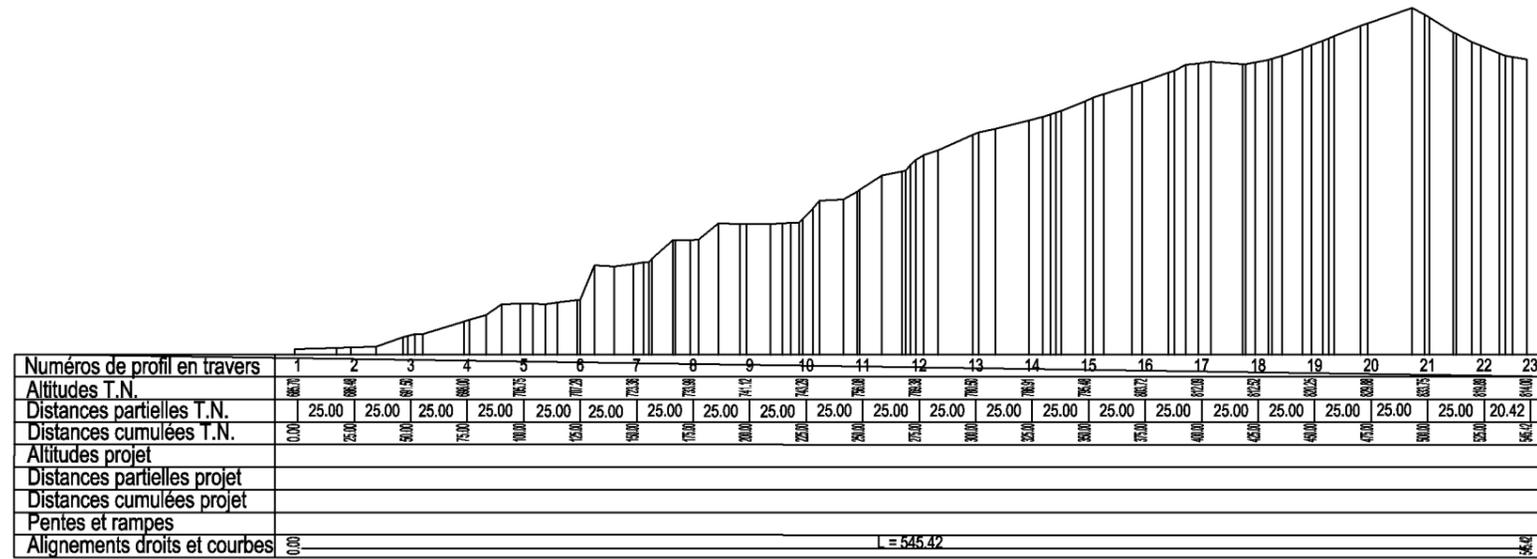
<p><b>CARACTERISTIQUES DE LA MASSE ROCHEUSE POUR L'ESTIMATION DE LA RESISTANCE</b></p> <p>A partir de l'apparence de la roche, choisir la catégorie qui donne, selon vous, la meilleure description des conditions moyennes de structure in situ. [...] Le critère de Hoek-Brown devrait uniquement être appliqué à des masses rocheuses dont la taille des blocs individuels est petite devant celle de l'excavation.</p>		<p><b>CONDITIONS DE SURFACE</b></p> <p><b>TRES BONNES</b> Surfaces fraîches, non-altérées, très rugueuses</p> <p><b>BONNES</b> Surfaces couleur de fer, rugueuses et légèrement altérées</p> <p><b>MOYENNES</b> Surfaces lisses, altérées ou moyennement altérées</p> <p><b>PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage compact de fragments anguleux</p> <p><b>TRES PAUVRES</b> Surfaces aux contours lisses, fortement altérées avec enduit ou remplissage d'argile plastique</p>				
STRUCTURE	QUALITÉ DÉCROISSANTE 					
 <p><b>FRACTURÉE</b> – masse rocheuse non perturbée, très bien assemblée, constituée de blocs cubiques formés par trois familles de discontinuités orthogonales</p>	80	70				
 <p><b>TRÈS FRACTURÉE</b> – masse rocheuse partiellement perturbée, bien assemblée, constituée de blocs anguleux à plusieurs facettes formés par au moins quatre familles de discontinuités orthogonales</p>	60	50				
 <p><b>FRACTURÉE/DESTRUCTURÉE</b> – blocs anguleux formés par plusieurs familles de discontinuités entrecoupées, avec plures et/ou failles</p>	40		30			
 <p><b>DÉSINTÉGRÉE</b> – masse rocheuse fortement broyée, mal assemblée, avec un mélange de blocs rocheux anguleux et arrondis</p>			20	10		
<p><b>AGENCEMENT DES BLOCS ROCHEUX DÉCROISSANT</b> </p>						

Annexe 07 : Localisation du profil choisis pour l'analyse de stabilité du site d'étude



**Annexe 08 : Les profils réalisées à travers la mine de Kef Essnoun**

**Annexe 08.A: Profil en travers, la coupe B-B, Kef Essnoun.**



FERPHOS    
 SOCIETE DES MINES DE PHOSPHATE  
 SOMIPHOS  
 Gisement Phosphate Kef Essnoun

---

date : 25-05-2015

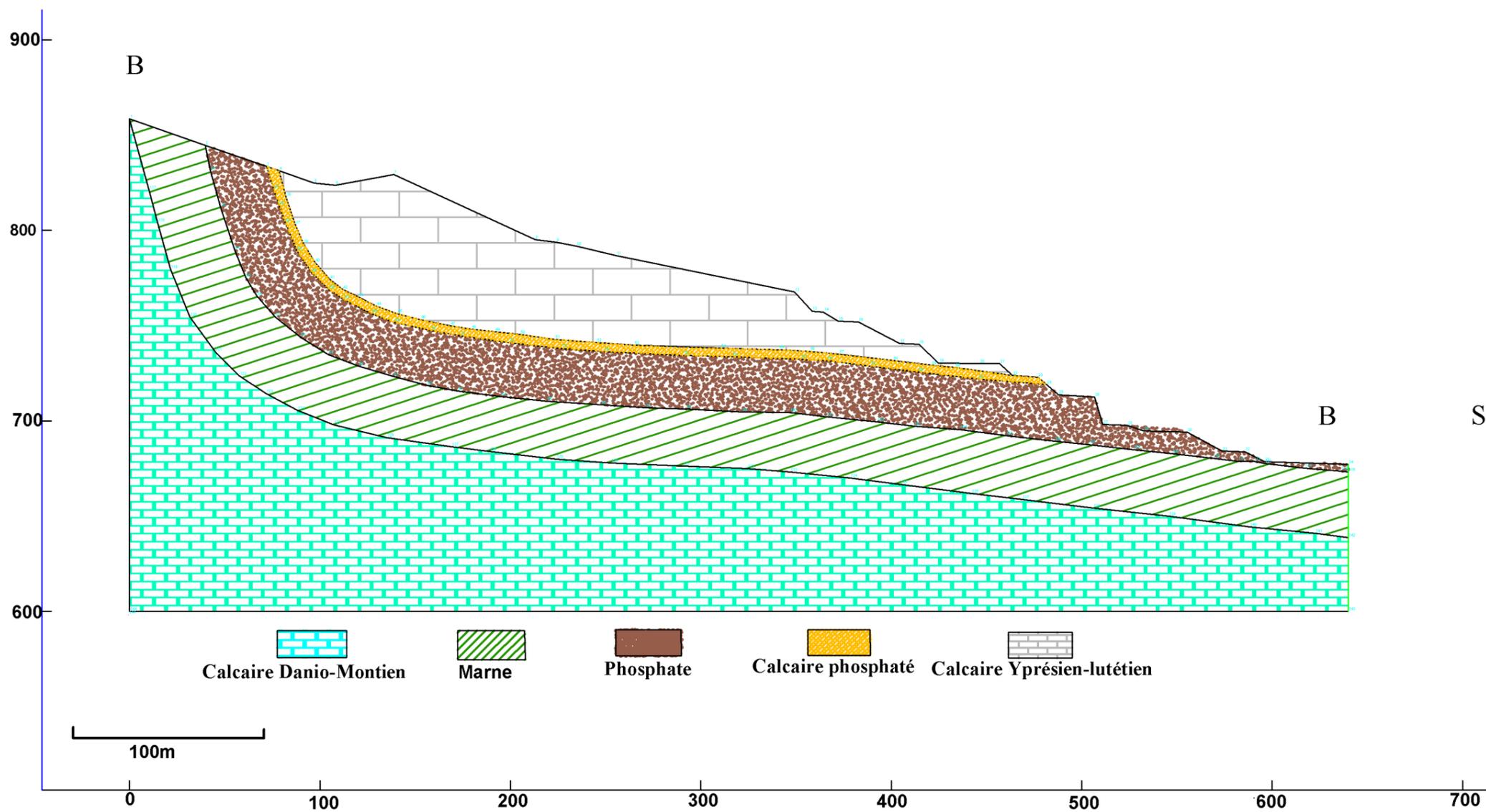
---

Profil en long n° B-B  
 Echelle horizontale : 1/1000  
 Echelle verticale : 1/1000  
 Plan de comparaison : 683

---

Boucif Rima  
 Tamourt Meriem

**Annexe 08.B : La coupe B-B à travers le plan cartographique de Kef Essnoun**



**FERPHOS**    
 Group  
**SOCIETE DES MINES DE PHOSPHATE**  
**SOMIPHOS**  
 Gisement Phosphate Kef Essnoun  
 date : 25-05-2015  
 Echelle: 1/1000  
 Coupe B-B  
 Boucif Rima  
 Tamourt Meriem

**Annexe 09** : Résultats de la rétro-analyse de l'ancien glissement 2007.

**Annexe 09.A** : Variation de la cohésion en fonction du facteur de sécurité.

Marne : Cohesion (KN/m <sup>2</sup> )	Factor of Safety - spencer
0	0,913764
3,67347	0,924844
7,34694	0,934444
11,0204	0,943975
14,6939	0,953445
18,3673	0,962859
22,0408	0,962717
25,7143	0,971919
29,3878	0,981084
33,0612	0,990215
36,7347	0,999316
40,4082	0,990168
44,0816	0,999104
47,7551	1,00803
51,4286	1,01693
55,102	1,02583
58,7755	1,03471
62,449	1,04358
66,1224	1,05244
69,7959	1,06129
73,4694	1,07013
77,1429	1,07897
80,8163	1,08779
84,4898	1,09661
88,1633	1,10543
91,8367	1,11424
95,5102	1,12304
99,1837	1,13183
102,857	1,14063
106,531	1,14949
110,204	1,15823
113,878	1,16704
117,551	1,17569
121,224	1,18453
124,898	1,1933
128,571	1,20207
132,245	1,19318
135,918	1,20183
139,592	1,21048
143,265	1,21913
146,939	1,22778
150,612	1,23642
154,286	1,24507
157,959	1,25371
161,633	1,26236

165,306	1,271
168,98	1,27965
172,653	1,28829
176,327	1,29693
180	1,30558

**Annexe 09.B :** Variation de l'angle de frottement interne en fonction du facteur de sécurité.

Marne : Phi [°]	Factor of Safety - spencer
6	0,694013
6,2449	0,687931
6,4898	0,700332
6,73469	0,71484
6,97959	0,727433
7,22449	0,740198
7,46939	0,752813
7,71429	0,765449
7,95918	0,778106
8,20408	0,794633
8,44898	0,807496
8,69388	0,820379
8,93878	0,833282
9,18367	0,846207
9,42857	0,859183
9,67347	0,872145
9,91837	0,884791
10,1633	0,897775
10,4082	0,91078
10,6531	0,923809
10,898	0,936861
11,1429	0,949937
11,3878	0,963037
11,6327	0,976161
11,8776	1,00395
12,1224	1,01736
12,3673	1,0308
12,6122	1,04426
12,8571	1,05775
13,102	1,07127
13,3469	1,08482
13,5918	1,09839
13,8367	1,11202
14,0816	1,12589
14,3265	1,13929
14,5714	1,15331

---

14,8163	1,16705
15,0612	1,18081
15,3061	1,19461
15,551	1,20844
15,7959	1,2223
16,0408	1,23619
16,2857	1,25013
16,5306	1,27893
16,7755	1,29312
17,0204	1,30734
17,2653	1,3216
17,5102	1,33589
17,7551	1,35023
18	1,3646

## **Résumé**

La présente étude a pour objectif d'étudier la stabilité du flanc Nord de la mine de Kef Essnoun -Tebessa-. D'abord, une caractérisation géomécanique du massif a été établie pour mettre en évidence l'instabilité au niveau de la couche marneuse. Ensuite, à cause de l'indisponibilité de données géotechniques de qualité, une Retro-analyse par le retour d'expérience (glissement de 2007) a été optée pour déterminer les données géotechniques manquantes concernant la couche qui a induit la rupture. Enfin, une analyse de la stabilité par deux méthodes analytiques (méthodes des éléments finis et méthode d'équilibre limite), en utilisant les valeurs obtenus par la rétro-analyse, a confirmé l'état d'instabilité du massif.

**Mots-Clefs :** Glissement, caractérisation géomécanique, Retro-analyse, analyse de la stabilité, éléments finis, équilibre limite.

## **Abstract**

The present study aims to initially study the stability of the Northern side of the mine of Kef Essnoun - Tebessa -. Geomechanical characterization of the solid mass was drawn up to highlight the instability at the level of the marly layer. Then, because of the unavailability of data geotechnics of quality, Retro-analyzes by the experience feedback (slip of 2007) was chosen to determine the data missing geotechnics concerning the layer which induced the rupture. Lastly, an analysis of stability by two analytical methods (finite element methods and method of balance imitates), by using the values obtained by retro-analyzes, confirmed the state of instability of the solid mass.

**Keyword:** Slip, geomechanical characterization, Retro-analyze, analyzes stability, finite elements and ultimate equilibrium.