



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier

Laboratoire de Génie Minier

Mémoire de Magister

en : Génie Minier

Option : Génie Minier

Présenté par :

SEMMACHE Mohamed Fouad

Ingénieur d'état en Génie Minier de l'ENP

Intitulé

Etude de stabilité des talus des gradins et des bords de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza (cas du quartier Zerga)

Soutenu publiquement le **13/06/16** devant le jury composé de :

Président :	M. SEBAI Amar	Professeur	ENP
Rapporteur :	M. BACHAR ASSED Mohamed Aguid	M.C.A	ENP
Examineurs :	M. BALI Abderrahim	Professeur	ENP
	M. OULDHAMOU Malek	M.C.A	ENP
	M. AKKAL Arezki	M.C.A	ENP

ENP 2016



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Minier

Laboratoire de Génie Minier

Mémoire de Magister

en : Génie Minier

Option : Génie Minier

Présenté par :

SEMMACHE Mohamed Fouad

Ingénieur d'état en Génie Minier de l'ENP

Intitulé

Etude de stabilité des talus des gradins et des bords de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza (cas du quartier Zerga)

Soutenu publiquement le **13/06/16** devant le jury composé de :

Président :	M. SEBAI Amar	Professeur	ENP
Rapporteur :	M. BACHAR ASSED Mohamed Aguid	M.C.A	ENP
Examineurs :	M. BALI Abderrahim	Professeur	ENP
	M. OULDHAMOU Malek	M.C.A	ENP
	M. AKKAL Arezki	M.C.A	ENP

ENP 2016

À mes parents
... À mes frères
... À mes sœurs
Je dédie affectueusement ma thèse.

Remerciements

Je tiens à remercier Dieu Le Clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et la volonté d'achever ce travail.

En premier lieu, j'aimerais profondément exprimer ma reconnaissance et mes sentiments les meilleurs à l'endroit de mon promoteur de thèse Dr. BACHAR ASSED Mohamed Aguid, pour m'avoir fait l'honneur de me permettre de travailler sous sa direction. Sa confiance, ses conseils, son expérience et son accompagnement permanent tout au long de ce cheminement ont permis à cette thèse de prendre forme et d'être concrétisée. Grand merci Monsieur de m'avoir soutenu et d'avoir corrigé mes erreurs. Je tiens également à remercier Dr OULD HAMOU Malek et lui exprimer ma gratitude pour tout ce qu'il a fait pour le bien des étudiants.

J'aimerais également remercier Pr SEBAI.A, Pr BALI.A, DR OULD HAMOU.M, DR AKKAL.A pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse et accordé du temps et beaucoup d'intérêts à mon travail sans contrepartie.

Aussi, nous tenons à remercier vivement l'ensemble des enseignants de notre Département Génie Minier et de l'école en général, et toutes les personnes ayant contribué au bon fonctionnement de l'Ecole Nationale polytechnique.

Merci à tous les membres de la famille MAMI qui m'ont ouvert leurs portes, qui m'ont fait confiance et aider à découvrir leur culture et leur région pendant ma période de séjour à l'Ouenza.

Un grand merci à M.Louabdja Zohir, M. Mahoui Faouzi et M.Dif Fateh de la mine de l'Ouenza d'être venue avec moi sur terrain, merci pour ses précieuses aides et ses qualités humaines. Je souhaite aussi adresser Mes vifs remerciements à l'ensemble du personnel de la mine.

J'aimerais adresser des remerciements tout aussi chaleureux à Mme Samira, à Bouras Hacem et toutes les personnes qu'on m'a aidé à la collecte des données de sondage du quartier Zerga. Merci à MEZAM.M.C pour les astuces techniques en Autocad et GEO-SLOPE qui m'ont permis de bien réaliser mes modèles géotechniques.

Je remercie de tout cœur mes amis pour leur soutien et leurs encouragements permanents; merci donc à Kakou, Saïd, Riyad, Oussama, Maï, Mouataz, Youcef et Nassim. Merci à tous les membres du groupe des sept pour les beaux moments que nous avons passés ensemble.

Un grand merci également à Mr Uwe DREWES ex. Gérant d'EGEGRAN. C'est lui qui m'a initié au monde de l'entreprise en me donnant la chance de faire partie de son équipe. Je le remercie pour ses précieux conseils, pour sa confiance en moi, pour sa compréhension et pour ses qualités humaines.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة الاستقرار لمنحدر زرقة المتواجد بمنجم الحديد بالونزة (و.تبسة) بعد الانهيار الذي حدث في سنة 2012. للقيام بذلك قمنا باستعمال برنامجين حسابيين يتناسبان مع مشاكل استقرار المنحدرات. لتقييم استقرار المنحدر على مستوى زرقة تم انشاء نموذجين جيوتقنيين وتم احتساب معامل الأمان وفق طريقة التوازن النهائي عن طريق البرنامج SLOPE/W وكذلك باستعمال طريقة العناصر المنتهية اعتمادا على برنامج PLAXIS.

نتائج حساب معامل الأمان تحت تأثير ثقل الطبقات الصخرية المكونة للمنحدر أثبتت ان منحدر زرقة في حالة استقرار. على عكس ذلك، المنحدر يمكن ان يصبح في حالة لا استقرار إذا تم حساب معامل الأمان تحت تأثير العوامل المحفزة مثل تواجد كتل إضافية في راس المنحدر، تحت تأثير الاهتزازات الناجمة عن الاعمال المنجمية او بسبب تواجد الماء داخل الطبقات المكونة للمنحدر. وأظهرت التطبيقات التي تم التطرق اليها في نموذجنا الأسباب التي يمكن ان تؤدي للانهيار على مستوى منحدر زرقة.

الكلمات المفتاحية: زرقة - استقرار المنحدرات - معامل الأمان - طريقة التوازن النهائي - طريقة العناصر المنتهية SLOPE/W - PLAXIS.

Abstract :

The aim of this work is to study of slope stability of zerga quarter of ouenza's mine (w.Tebessa) after the landslide that happened in 2012. For this purpose, we used two stability calculation softwares adequat to the problems of slipping. Two geotechnical models have been considered to evaluate the slope stability at zerga quarter. the safety factor have been calculated by the limit equilibrium methods using the software SLOPE/W, and by the finit elements method using the software PLAXIS.

The results of the safty factor calculation under the effect of the own weight of the slope have shown that we are facing a stable slope. On the other hand, under the effect of the triggering factors such as overloads upstream the slope, the effect of the seismicity due to the mine fire works and the presence of water in the massive composing the slope, this last could be driven into slipping. The applications carried out from the different approaches examined by our model have shown the principal causes that could lead to the collapsing of the slope.

Key words : Zerga- slope stability- safety factor- limit equilibrium method- finite element methods- SLOPE/W- PLAXIS

Résumé :

L'objectif de ce travail est d'étudier la stabilité des talus des gradins et des bords du quartier Zerga de la mine de l'Ouenza (W. Tébéssa) compte-tenu du glissement de terrain qui s'est produit en 2012. Pour se faire, nous avons utilisé deux logiciels de calcul de stabilité bien adaptés aux problèmes de glissement. Deux modèles géotechniques ont été considérés afin d'évaluer la stabilité des talus au niveau du quartier Zerga. Le facteur de sécurité a été calculé par les méthodes d'équilibre limite à l'aide de logiciel SLOPE/W, et par la méthode des éléments finis à travers le logiciel PLAXIS.

Les résultats de calcul du facteur de sécurité sous l'effet du poids propre des roches composants le talus témoignent de la stabilité de ce dernier. Par contre sous l'effet des facteurs déclencheurs tels que des surcharges en amont du talus, l'effet de la sismicité due aux travaux de tir de mine et la présence de l'eau dans le massif composant le talus, ce dernier pourrait être amené aux déformations importantes inadmissibles. Les applications effectuées à partir des différentes approches examinées dans notre modèle ont montré les principales causes sollicitant l'effondrement du talus.

Mots Clefs : Zerga - Stabilité des talus –facteur de sécurité – Méthode d'équilibre limite – méthode des éléments finis- SLOPE/W- PLAXIS

TABLE DES MATIERES

Résumé

Liste des figures

Liste des tables

Introduction Générale	14
Chapitre I : Conditions géologiques et minières de la mine de l'Ouenza	18
1. Introduction	18
2. Conditions Géologiques	18
2.1. Historique	18
2.2. Cadre géographique de Djebel Ouenza.....	19
2.3. Lithostratigraphie	20
2.3.1. Trias	20
2.3.2. Jurassique	21
2.3.3. Crétacé.....	21
2.3.4. L'Eocène.....	23
2.3.5. Miocène.....	23
2.3.6. Quaternaire	23
2.4. Cadre tectonique.....	25
2.4.1. Principales modalités de la tectonique	26
2.5. Hydrogéologie	28
2.5.1. Réseau hydrographique	28
2.6. Climat	29
2.6.1. Précipitation et température	29
2.6.2. Courbe pluvio-thermique	31
3. Conditions minières	31
3.1. Etat des réserves	32
3.2. Nature de substance extraite	34
3.3. Méthode d'exploitation	34
3.4. Travaux d'abattage.....	35
3.4.1. Foration	35
3.4.2. Tir.....	36
3.5. Chargement et transport.....	37
3.6. Traitement du minerai	37
3.7. Mise à terril	39
3.8. Etat actuelle de la mine.....	39
4. Conclusion.....	40

Chapitre II : Les propriétés physico-mécaniques des roches	42
1. Introduction	42
2. Les propriétés physiques des roches	42
2.1. Porosité et indice des vides	42
2.2. La masse volumique	43
2.3. La teneur en eau.....	43
2.4. Le degré de saturation	44
2.5. Coefficient d'absorption d'eau (Ab)	44
2.6. Densité.....	44
2.7. Dureté.....	44
2.8. Vitesse du son et indice de continuité	45
2.9. Le degré de fissuration des roches.....	46
2.10. Altération Ad	46
2.11. Module de Young et le coefficient de Poisson	47
2.12. Les limites d'Atterberg	48
2.12.1. Indices de plasticité et de Consistance.....	48
3. Les propriétés mécaniques des roches.....	49
3.1. Définition de la rupture.....	49
3.2. Critère de Mohr Coulomb	50
3.3. Comportement mécanique des roches.....	50
3.4. La cohésion et l'angle du frottement interne	51
3.4.1. La cohésion et l'angle du frottement interne du massif	52
3.4.2. La cohésion et l'angle de frottement interne en relation avec la résistance à la compression et à la traction.....	53
3.5. Résistance à la compression.....	53
3.6. Résistance à la traction	54
3.6.1. Traction directe	54
3.6.2. Traction indirecte	54
3.7. La résistance au cisaillement.....	55
3.7.1. Cisaillement directe.....	56
3.7.2. Cisaillement triaxiale	57
4. conclusion	59
Chapitre III : Généralités sur la stabilité des talus	61
1. Introduction	61
2. Classification des mouvements de terrain.....	61

2.1.	Les mouvements rapides et discontinus	61
2.1.1.	Les écroulements	61
2.1.2.	Les coulées	62
2.1.3.	Les effondrements.....	62
2.2.	Les mouvements lents et continus.....	63
2.2.1.	Le fluage	63
2.2.2.	Les affaissements	63
2.2.3.	Les glissements de terrain	64
3.	Calcul de la stabilité des talus	66
3.1.	Définition de facteur de sécurité.....	66
3.2.	Méthodes de calcul de la stabilité des talus	67
3.2.1.	Méthodes de calcul à la rupture	68
3.3.	Causes des instabilités des talus	77
3.3.1.	Prédispositions (causes indirectes)	77
3.3.2.	Facteurs préparatoires et déclenchants (causes directes).....	78
4.	Conclusion.....	79
Chapitre IV : Glissement local du quartier Zerga (mine de l'Ouenza)		81
1.	Introduction	81
2.	Aperçu sur la géologie local de Zerga	81
2.1.	Situation géographique du quartier Zerga	81
2.2.	Série calcaire de Koudiat ez Zerga.....	81
2.3.	La structure de Koudiat ez Zerga.....	82
2.4.	Place de Koudiat ez Zerga dans l'organisation d'ensemble	83
2.4.1.	Koudiat ez Zerga : portion d'une série d'un flanc normal du grand anticlinal	83
2.4.2.	Koudiat ez Zerga : portion d'une série plissée de l'antiforme Sud-Est	83
2.5.	Morphologie des corps minéralisés du quartier Zerga	86
3.	Historique des glissements dans le quartier Zerga.....	87
3.1.	Causes du glissement	87
3.1.1.	Facteurs Géologiques	87
3.1.2.	Facteurs techniques	88
3.2.	Recommandations visant la lutte contre les glissements au niveau de Zerga	88
4.	Reconnaissance du glissement de l'année 2012	88
5.	Détermination des propriétés physico-mécaniques des roches	93
5.1.	Introduction.....	93
5.2.	Détermination des propriétés physiques des roches.....	93

5.2.1.	Poids volumiques sec	93
5.2.2.	Porosité et l'indice des vides	94
5.2.3.	Teneur en eau et le degré de saturation	95
5.2.4.	Limite d'Atterberg	96
5.2.5.	Module de Young dynamique	97
5.3.	Détermination des propriétés mécaniques des roches	98
5.3.1.	Résistance à la compression.....	98
5.3.2.	Résistance à la traction.....	99
5.3.3.	Cohésion et angle de frottement interne des roches étudiées	99
5.3.4.	Cohésion et angle de frottement interne des roches dans le massif rocheux.....	100
6.	Conclusion.....	101
Chapitre V : Etude de la stabilité des talus du quartier Zerga sur la base des facteurs endogènes.....		
103		
1.	Introduction	103
2.	Aperçu sur les logiciels de modélisation.....	103
2.1.	Géo-Studio.....	103
2.1.1.	Les étapes d'analyse d'un problème de stabilité dans Slope/W.....	104
2.2.	Présentation du code de calcul Plaxis 2D (Version 8.2)	106
2.2.1.	Aperçu sur la barre d'outils générale de Plaxis	106
2.2.2.	Les sous-programmes de PLAXIS.....	107
2.2.3.	Modèles de comportement de Plaxis.....	107
2.2.4.	Démarche de modélisation avec PLAXIS	108
3.	Application sur le cas étudié	110
3.1.	Représentation des modèles géométriques retenus.....	110
3.2.	Modélisation par le sous-code SLOPE/W	112
3.2.1.	Facteur de sécurité et surface de rupture critique	113
3.2.2.	Interprétation des résultats obtenus par Slope/W	114
3.2.3.	Influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne sur le facteur de sécurité.116	
3.3.	Modélisation par le code de calcul PLAXIS.....	122
3.3.1.	Procédure et résultats de calculs	124
3.3.2.	Interprétation des résultats obtenus par PLAXIS	127
4.	Conclusion.....	128
Chapitre VI :Etude de la stabilité sur la base des facteurs couplés endogènes et exogènes		
131		
1.	Introduction	131
2.	Calcul du facteur de sécurité avec la prise en compte des éléments déclencheurs	131

2.1.	Calcul du facteur de sécurité sous l'effet de surcharges.....	131
2.2.	Facteur de sécurité sous l'effet de la sismicité	134
2.2.1.	Effet de tir de mine sur la stabilité des talus.....	134
2.2.2.	Analyse de la stabilité pseudo-statique	134
2.2.3.	Calcul du Facteur de sécurité	135
2.3.	Influence de la présence de l'eau sur la stabilité du talus	136
2.3.1.	Modélisation du talus avec eau dans SLOPE/W	137
2.4.	Analyse des effets combinés de nappe, de surcharges et de la sismicité.....	139
3.	Synthèse de modélisation de la stabilité du talus de Zerga sous l'effet des éléments déclencheurs	140
4.	Conclusion.....	141
	Conclusion générale et perspectives	144
	Références bibliographique	147
	Annexe I : Essais de laboratoire	152
	Annexe II : surfaces de rupture obtenues par SLOPE/W (en fonction de C et Phi).....	153
	Annexe III : autres résultats de simulation avec Plaxis	155
	Annexe IV : surfaces de rupture sous l'effet des éléments déclencheurs.....	156

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Carte de situation géographie et géologique de Djebel Ouenza (d'après WILDI 1984, ARMINES 1979 et IFP 1971)	20
Figure I-2 :Colonne stratigraphique synthétique des monts du Mellègue(d'après: Dubourdiou 1956, 1959 ; David 1956 ; Madre 1969 ; Fleury 1969 ; Thibieroz et Madre 1976 ; Chikhi, 1980 ; Otmanine 1987, Bouzenoune 1993 et Vila et al, 2000)	24
Figure I-3 : Carte géologique du massif de l'Ouenza (d'après G. DUBOURDIEU, 1956)	25
Figure I-4 : Diapir de l'Ouenza ceinturé par des séries crétacées qui dessinent au Sud-Ouest la fermeture périclinale du massif de l'Ouenza au Nord-Est celle de Djebel Ladjebel (d'après A. BOUZENOUNE, 1993)	27
Figure I-5 : Les moyennes mensuelles des températures exprimées en (°C) de la station de Tébessa (1969-2007)	30
Figure I-6 : Les moyennes mensuelles des précipitations exprimées en (mm) de la station de Tébessa (1969-2007)	30
Figure I-7 : Diagramme Ombrothermique de la station de Tébessa (1969-2007)	31
Figure I-8 : Disposition des gites métallifères de la mine de l'Ouenza (photo de Google Earth, Altitude 3.06 Km, 2015)	32
Figure I-9 : Mode de chargement d'un trou de mine	36
Figure I-10 : Schéma représentatif des opérations au niveau de complexe minier de l'Ouenza (DED).....	39
Figure II-1 : Prise en compte du volume d'un grain dans le calcul de la MVA et de la MVR (Maillot. R, 2001).....	43
Figure II-2 : Indice de continuité et degré de fissuration (technique de l'ingénieur, C352)....	45
Figure II-3 : Diagramme contrainte-déformation (domaine élastique et domaine plastique)	47
Figure II-4 : Etats de consistance d'un sol [38]	48
Figure II-5 : Rupture d'un sol (à gauche) et les contraintes provoquant la rupture (à droite	49
Figure II-6 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ , σ) [44].....	50
Figure II-7 : Principales phases du comportement d'une roche au cours de l'application d'une contrainte de compression [44]	51
Figure II-8 : Schéma de la Compression uni axiale.....	53
Figure II-9 : Essai de traction directe	54
Figure II-10 : Schéma de la Traction indirecte	55
Figure II-11 : Essai brésilien.....	55
Figure II-12 Cisaillement direct à la boîte de Casagrande	56
Figure II-13 : Détermination de C et ϕ	56
Figure II-14 : Courbe intrinsèque de sol non consolidé non drainé	57
Figure II-15 : Courbe intrinsèque de sol consolidé non drainé.....	57
Figure II-16 : Courbe intrinsèque de sol consolidé drainé	57
Figure II-17 : Appareil triaxial.....	58
Figure II-18 : Détermination de la droite intrinsèque d'un sol	58
Figure II-19 : Essai triaxial non consolidé - non drainé	59
Figure II-20 : Essai triaxial consolidé – non drainé.....	59
Figure II-21 : Essai triaxial consolidé-drainé	59
Figure III-1 : Eroulement.....	62

Figure III-2 : Coulées boueuses	62
Figure III-3 : Effondrement.....	62
Figure III-4 : Phénomène de fluage.....	63
Figure III-5 : Affaissement	63
Figure III-6 : Glissement rotationnel simple	65
Figure III-7 : Glissement plane	65
Figure III-8 : Glissement rotationnel complexe	65
Figure III-9 : Surface de rupture.....	66
Figure III-10 : Exemple d'une rupture circulaire	70
Figure III-11 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (MASEKANYA J.P, 2008)	72
Figure III-12 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (MASEKANYA J.P, 2008)	73
Figure III-13 : Coordonnées de la surface du glissement.....	75
Figure III-14 : Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan du glissement (DUNCAN et WRIGHT, 2005)	76
Figure IV-1 : Carte de situation de Koudiat ez Zerga dans la région de l'Ouenza (Extrait de la carte topographique de l'Ouenza au 1/50 000).....	81
Figure IV-2 : Coupes interprétatives de l'évolution des pendages dans la direction NE-SW : Deux hypothèses pour l'interprétation (Bouzenoune, 1993) (légèrement modifier)	84
Figure IV-3 : Coupe lithostratigraphique et subdivision des calcaires aptiens minéralisés du quartier de Koudiat ez Zerga (d'après A. BOUZENOUNE, 1993).....	85
Figure IV-4 : Carte géologique schématique du quartier Zerga (1/1000) (DED, 12/11).....	86
Figure IV-5 : Délimitation des zones glissées (photo Google Earth, Altitude 1,3 Km).....	89
Figure IV-6 : Délimitation de la zone du glissement N°01	90
Figure IV-7 : Vue partielle de la zone N°01	90
Figure IV-8 : Délimitation de la zone du glissement N°02	91
Figure IV-9 : Vue partielle de la zone N°02	91
Figure IV-10 :Délimitation des zones sur la carte géologique schématique du quartier Zerga	92
Figure V-1 : Etapes d'analyse d'un problème de stabilité dans Slope/W.....	105
Figure V-2 : Etapes de résolution et d'affichage d'un problème de stabilité dans Slope/W.	106
Figure V-3 : Barre d'outils général de Plaxis V 8.2	107
Figure V-4 : Plan topographique du quartier Zerga (1/1000) avec la représentation des coupes pour les deux zones	111
Figure V-5 : Modèle géométrique retenu pour la zone 01.....	112
Figure V-6 : Modèle géométrique retenu pour la zone 02.....	112
Figure V-7 : surface du glissement critique de la Zone 01(Fs minimum)	114
Figure V-8 : surface du glissement critique de la Zone 02(Fs minimum)	114
Figure V-9 : Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs(Zone 1, marne jaune).....	117
Figure V-10 : Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (zone 1, marne grise)	117
Figure V-11 : Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs(zone 01, Couche de fer).....	118

Figure V-12: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (zone 01, calcaire)	119
Figure V-13: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, marne jaune).....	119
Figure V-14: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, marne grise).....	120
Figure V-15: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, minerai de fer)	121
Figure V-16: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, calcaire).....	121
Figure V-17: Génération du maillage du modèle Plaxis de la zone 01	123
Figure V-18: Génération du maillage du modèle Plaxis de la zone 02	124
Figure V-19: Maillage déformé du modèle Plaxis de la zone 01.....	125
Figure V-20: Incrément des déplacements après calcul du facteur de sécurité (zone 01) ...	126
Figure V-21: Maillage déformé du modèle Plaxis de la zone 02.....	126
Figure V-22: Incrément des déplacements après calcul du facteur de sécurité (zone 02) ...	127
Figure V-23: Evolution des facteurs de sécurité en fonction des étapes de calcul (zone 01 et 02).....	127
Figure VI-1: Estimation de la surface d'appui à l'aide de Google Earth(a), représentation de la surcharge dans le modèle (b) et présentation d'une partie de produit stocké en amont du talus (c)	132
Figure VI-2: Influence de chargement en tête du talus sur le Facteur de sécurité	133
Figure VI-3: Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques	135
Figure VI-4: Facteur de sécurité en fonction de K_h (a), et représentation de K_h critique de la méthode de Fellenius.....	136
Figure VI-5: positions de nappe envisagées pour le modèle de la zone 02 dans SLOPE/W..	137
Figure VI-6: Exemple général de calcul de pression interstitielle d'eau u_w à partir de ligne piézométrique	137
Figure VI-7: Evolution des facteurs de sécurité en fonction des hauteurs de nappe envisagées	138
Figure VI-8: Facteurs de sécurité en fonction des hauteurs de nappe avec effets combinés de surcharge et sismicité.....	139

LISTE DES TABLES

Tableau I-1 : Température et précipitation moyennes mensuelles et annuelles exprimées en (mm) de la station de Tébesa (1969-2007), (W. Khoualdia et al, 2014)	29
Tableau I-2 : État récapitulatif des Réserves Exploitablees actualisées au 30/12/13 (plan d'exploitation BP, 2014)	33
Tableau I-3 : État récapitulatif des réserves géologiques actualisées au 31/12/2013 (FERPHOS, 2014)	34
Tableau I-4 : Paramètres d'exploitation de la mine de l'Ouenza (Chain.R, 2006).....	35
Tableau I-5 : Chiffres prévisionnels de productions des sondeuses (selon BP fait par le bureau méthode, Ouenza, 2015).....	35
Tableau I-6 : Les paramètres techniques d'abattage (plan de tir, 08/2015).....	36
Tableau I-7 : Chiffres prévisionnels de productions des engins de chargement et de transport (selon BP fait par le bureau de méthode, Ouenza, 2015).....	37
Tableau I-8 : Chiffres prévisionnels de production des concasseurs (selon BP fait par le bureau de méthode, Ouenza, 2015)	38
Tableau I-9 : Disposition des stocks non concassé aux alentours de la mine (DED, 2012)	38
Tableau II-1 : Echelle de dureté de Mohs [54].....	45
Tableau II-2 :Classification des discontinuités en fonction de l'indice de fissuration (B.R.G.M).	46
Tableau II-3 : Stade d'altération des roches en fonction de l'indice d'altération Ad [51]	47
Tableau II-4 : Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité I_p [38]	48
Tableau II-5 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance [38]	49
Tableau II-6 : Coefficient « a » en fonction de la cohésion C	52
Tableau II-7 : Classification des roches en fonction de la résistance à la compression	54
Tableau II-8 : Classification des roches en fonction de la résistance à la traction	55
Tableau III-1 : Classification selon l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement et selon la profondeur de la surface de glissement.....	65
Tableau III-2 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité (LAMBE , 1973)	66
Tableau III-3 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité.....	67
Tableau III-4 : Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité.....	67
Tableau III-5 Récapitulation de quelques méthodes des tranches	77
Tableau III-6 : processus d'infiltration de l'eau dans le sol	78
Tableau IV-1 : Poids volumique des roches caractéristiques du quartier Zerga	94
Tableau IV-2 : Valeurs de la porosité et de l'indice des vides pour les quatre roches.....	95
Tableau IV-3 : Valeurs de la teneur en eau et de degré de saturation pour les quatre roches	96
Tableau IV-4 : Limites d'Atterberg pour les marnes jaunes et les marnes grises	96
Tableau IV-5 : Valeurs obtenues pour le module de Young dynamique pour les quatre roches	97

Tableau IV-6 : Valeurs de la résistance à la compression pour les roches étudiées	98
Tableau IV-7 : Valeurs de la résistance à la Traction pour les roches étudiées	99
Tableau IV-8 : Valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches étudiées	100
Tableau IV-9 : Cohésion et angle de frottement interne des roches dans le massif rocheux	101
Tableau V-1 : Paramètres géotechniques introduits dans SLOPE/W pour la modélisation..	113
Tableau V-2 : facteurs de sécurité minima pour les différentes méthodes.....	113
Tableau V-3 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; marne jaune)	116
Tableau V-4 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; marne grise)	117
Tableau V-5 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; minerais de fer).....	118
Tableau V-6 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; calcaire)	118
Tableau V-7 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, marne jaune)	119
Tableau V-8 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, marne grise)	120
Tableau V-9 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, minerais de fer).....	120
Tableau V-10 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, calcaire)	121
Tableau V-11 : Paramètres de modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb	123
Tableau VI-1 : Valeurs de Fs en fonction de surcharges appliquées en amont du talus.....	133
Tableau VI-2 : facteurs de sécurité sous l'effet de la sismicité	135
Tableau VI-3 : Facteurs de sécurité en fonction de la position de la nappe	138
Tableau VI-4 : Facteurs de sécurité avec la prise en compte de la nappe, surcharge et de la sismicité.....	139
Tableau VI-5 : valeurs des facteurs de sécurité des différentes approches analysées	141

Introduction générale

Les talus des gradins des mines à ciel ouvert et des carrières résultant des activités d'extraction minières constituent des paramètres importants des ouvrages miniers. La conception optimale de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, tout en permettant à ce que les opérateurs miniers et les investisseurs s'attendent à ce que les pentes soient stables ou que les instabilités soient gérables pour la durée de vie de la mine [30].

Les exploitations minières à ciel ouvert s'effectue en générale par tranche horizontale donnant un profil en escalier (gradins). Ce mode d'exploitation conduit à la réalisation de fosses de dimensions considérables et des profondeurs notables.

Les éléments importants de la mine à ciel ouvert, tel que les gradins et les bords dont les hauteurs et les angles d'inclinaison de leurs talus en exploitation ou en liquidation sont déterminés d'après les contraintes imposés par le système d'exploitation et les engins employés.

Ainsi il y apparait des problèmes de stabilité des gradins des talus excavés, soit pour des gradins isolés ou pour l'ensemble des gradins.

Les problèmes de stabilité des talus des gradins et des bords qui peuvent se poser dans une mine à ciel ouvert sont dus essentiellement à des causes géologiques, hydrogéologiques et de technologie d'exploitation.

L'importance de la production, qui tout en assurant la sécurité des personnes, des matérielles et des réserves au niveau de la mine, conduit l'ingénieur des mines à faire appel à des techniques approuvées d'études et de surveillance de la stabilité des flancs de mines et carrières à ciel ouvert ; parmi lesquelles on peut citer la géotechnique minière [7].

La géotechnique minière étant l'ensemble des applications des connaissances concernant les propriétés des roches et des ensembles géologiques, notamment en vue de l'exécution des travaux minières, tel que : les tranchés, les gradins les excavations et l'exploitation proprement dite etc....

La conception des talus de mines à ciel ouvert est déterminée aux divers stades de la planification de l'exploitation de la mine : stade d'évaluation, stade de projection, de la construction, de l'exploitation et de la fermeture de la mine. La méthodologie d'étude et de conception des talus des gradins et des bords de la carrière ou la mine à ciel ouvert exige :

- Une bonne connaissance des données géologiques et géomécanique du massif c-à-d la lithologie, les conditions tectoniques, les propriétés physiques et mécaniques des roches, la fracturation du massif, la situation hydrogéologique, etc....
- L'identification de l'historique et les modes de rupture susceptibles de se produire ou déjà produits ;
- La dernière phase d'étude concerne le calcul et l'appréciation de la stabilité : il s'agit de méthodes de calcul du facteur de sécurité F_s . En cas d'instabilité, des solutions et amélioration doivent être apportées aux talus des gradins à l'aide de moyens efficaces. Dans le deuxième cas la surveillance et l'auscultation des talus de mines doivent être poursuivies.

Un exemple de calcul de la stabilité des talus de mine a été pris ; c'est le cas de la mine de fer de l'Ouenza qui se trouve à 50 km au Nord de la ville de Tébessa et à 15 km de la frontière algéro-tunisienne.

La mine de l'Ouenza présente un problème d'instabilité des gradins dans son quartier Zerga. Depuis plusieurs années se poursuivent des glissements successifs au niveau de ce quartier dont le dernier en date s'est produit en 2012 en mettant ce chantier hors d'exploitation, jusqu'à la résolution de problème. Malgré les études en partie théorique réalisées sur la mine de l'Ouenza, le problème du glissement persiste, et ce qui nous a conduit à formuler notre sujet sous le thème : Etude de stabilité des talus des gradins et des bords de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza (cas du quartier Zerga). Pour traiter le sujet nous avons structuré le travail de la manière suivante :

✎ Le **premier chapitre** est une description du contexte géologiques et des conditions minières de la mine de l'Ouenza, il permet d'aborder les différents paramètres d'exploitation du gisement de fer depuis son extraction jusqu'à son expédition au complexe sidérurgique d'el Hadjar.

✎ Le **second chapitre** est consacré en une description des différents paramètres physiques et mécaniques des roches et leurs procédures de détermination en laboratoire.

✎ Le **troisième chapitre** permet d'aborder l'instabilité des talus dans son volet théorique, ainsi que les différentes méthodes de calcul qui peuvent être utilisées dans l'analyse de la stabilité des talus en détail (principes et théories de calcul), et l'évaluation du coefficient de sécurité.

✎ Le **quatrième chapitre** est consacré à la présentation du site d'étude (caractéristique du quartier Zerga) et un aperçu sur les études antérieures sur les glissements dans ce quartier, ainsi que la présentation des résultats d'essais de laboratoire exécuté sur des échantillons prélevés dans le site en question.

✎ Le **cinquième chapitre** est consacré à l'étude de la stabilité des talus du quartier Zerga sur la base des facteurs endogènes après leur récente rupture qui date de l'année 2012, On commence par la présentation des logiciels utilisés pour réaliser cette étude, ainsi que les

résultats de calcul pour notre cas, en se servant des données disponibles nécessaires à la réalisation de cette étude.

- ✎ Le **Sixième chapitre** sera consacré à l'étude de stabilité des talus du quartier Zerga sur la base des facteurs couplés endogènes et exogènes.
- ✎ Et en termine par une conclusion générale et des perspectives pour notre étude

*Chapitre 1 : Conditions
géologiques et minières de
la mine de l'Ouenza*

Chapitre I : Conditions géologiques et minières de la mine de l'Ouenza

1. Introduction

Afin de mieux connaître la géologie du gisement ainsi que les conditions minières qui caractérisent le complexe minier de l'Ouenza, un stage pratique a été effectué à la mine de fer de l'Ouenza. Il a permis de récolter quelques informations sur la géologie et sur les conditions minières du site en question. De ce fait, ce chapitre fait l'objet d'une présentation succincte des conditions géologiques (localisation, lithostratigraphie, tectonique, etc.) et minières (méthode d'exploitation, état des réserves, etc.).

2. Conditions Géologiques

2.1. Historique

Les premiers travaux miniers avaient lieu dans la région de l'Ouenza à l'époque romaine où l'exploitation du Cuivre au niveau des Quartiers Douamis et Hallatif, comme l'atteste les vestiges encore existants sous formes de puits et de galeries. Cette activité minière se base sur l'exploitation du cuivre pendant les quatre premiers siècles de notre ère.

Aucune donnée originale n'a été signalée sur l'exploitation de minerais de fer pendant la période romaine ou médiévale (Aoudjehane, 1983 ; A. Maamar, 1984).

Ce n'est que vers 1875 que le gisement de fer de l'Ouenza entre dans l'histoire minière moderne de l'Algérie, en passant par les étapes suivantes [24]:

- En 1875, l'ingénieur des mines J. Tissot signale l'importance des affleurements des minéralisations de fer de l'Ouenza ;
- En 1878, le premier permis de recherche de fer dans la région de l'Ouenza accordé au prospecteur F. R. Pascal ;
- En 1895, les travaux de recherche minière ont été entamés sur l'ensemble de la région de l'Ouenza ;
- En 1901, le prospecteur F. R. Pascal obtient la concession de Djebel Ouenza, ce qui lui permettant de fonder une société d'exploitation ;
- En 1913, la constitution de la société de l'Ouenza a entamé les travaux préparatoires pour l'exploitation du gisement de fer de l'Ouenza ;
- En 1921, c'est le début de la mise en exploitation du gisement de fer de l'Ouenza ;
- En 1927, la société de l'Ouenza obtient la concession de la mine de Boukhadra ;
- En 1930, c'est le début de la mise en exploitation du gisement de fer de Boukhadra, avec la mise en service de la voie ferrée qui relie Boukhadra-Ain Chenia (Ouenza)-Oued Kebarit ;
- En 1939, électrification de la voie ferrée ;
- En 1949, la grosse mécanisation de l'exploitation minière de l'Ouenza ;

- En 1966, la nationalisation des sociétés minières en Algérie et la mise sous contrôle de l'activité minière de l'Ouenza par la SONAREM (société nationale de recherche et d'exploitation minière) ;
- En 1967, c'était le début d'aménagement des installations du SKIP pour un déblocage du minerai en provenance de la partie amont du gisement ;
- En 1983, restructuration de la SONAREM et création de l'EN FERPHOS (Entreprise Nationale du Fer et du Phosphate) ;
- En 1990, l'autonomie de l'entreprise publique EN FERPHOS ;
- En 2001, un premier contrat de partenariat avec une firme étrangère fût signé. Il s'agit d'une entreprise Indienne ISPAT. Ce partenariat s'est développé en 2006 avec l'accaparement des actions d'Arcelor par le groupe Mittal Steel détenteur de l'entreprise indienne ISPAT. Une OPA qui donna naissance au groupe ArcelorMittal détenteur de 70% des actions de la mine de l'Ouenza contre 30% uniquement pour FERPHOS.
- En Octobre 2013, l'état Algérien a repris le contrôle de la mine en achetant 21% des actions d'ArcelorMittal dans la mine de l'Ouenza pour devenir majoritaire à hauteur de 51% et 49% pour ArcelorMittal.

En fin, actuellement le gisement de fer de l'Ouenza constitue la principale source d'approvisionnement en minerai de fer du complexe sidérurgique d'El Hadjar situé à la wilaya d'Annaba où leur transformation conduit à l'élaboration de la fonte et l'acier répondant aux exigences de l'industrie sidérurgique moderne.

2.2. Cadre géographique de Djebel Ouenza

La région de Djebel Ouenza est située au Nord-Est de l'Algérie. Il se trouve à 160 km au Sud de la ville d'Annaba, à 50 km au Nord de la ville de Tébessa et à 15 km de la frontière algéro-tunisienne, sur la route nationale n°82 qui relie Tébessa à Souk-Ahras. Le massif de Djebel Ouenza est situé dans la région des monts de Mellègue, qui fait partie du diapirisme triasique de l'Atlas Saharien oriental, formé dans son ensemble par une structure anticlinale orienté Sud-Ouest Nord-Est. Cette structure est formée par les sédiments du Mésozoïque du Tertiaire et du Quaternaire (figure I.1).

Le gisement ferrifère de l'Ouenza repose sur le flanc nord d'un massif montagneux qui culmine à 1288 m au niveau du pic, il est d'environ de 12km de longueur sur 5km de largeur. Les amas métallifères se présentent sous la forme de mamelons grossièrement elliptiques. Ils comprennent successivement du nord-est au sud-ouest : le Koudiat Douamis, Koudiat Hallatif, la région des conglomérats, le quartier Sainte-barbe, le gisement de Chagoura (Nord, Sud, Pic) et le Koudiat ez Zerga. Le minerai affleure sur des longueurs atteignant parfois 250 mètres et des hauteurs de 45 mètres, réalisant les conditions types pour l'exploitation à ciel ouvert (CHAIN. R, 2006).

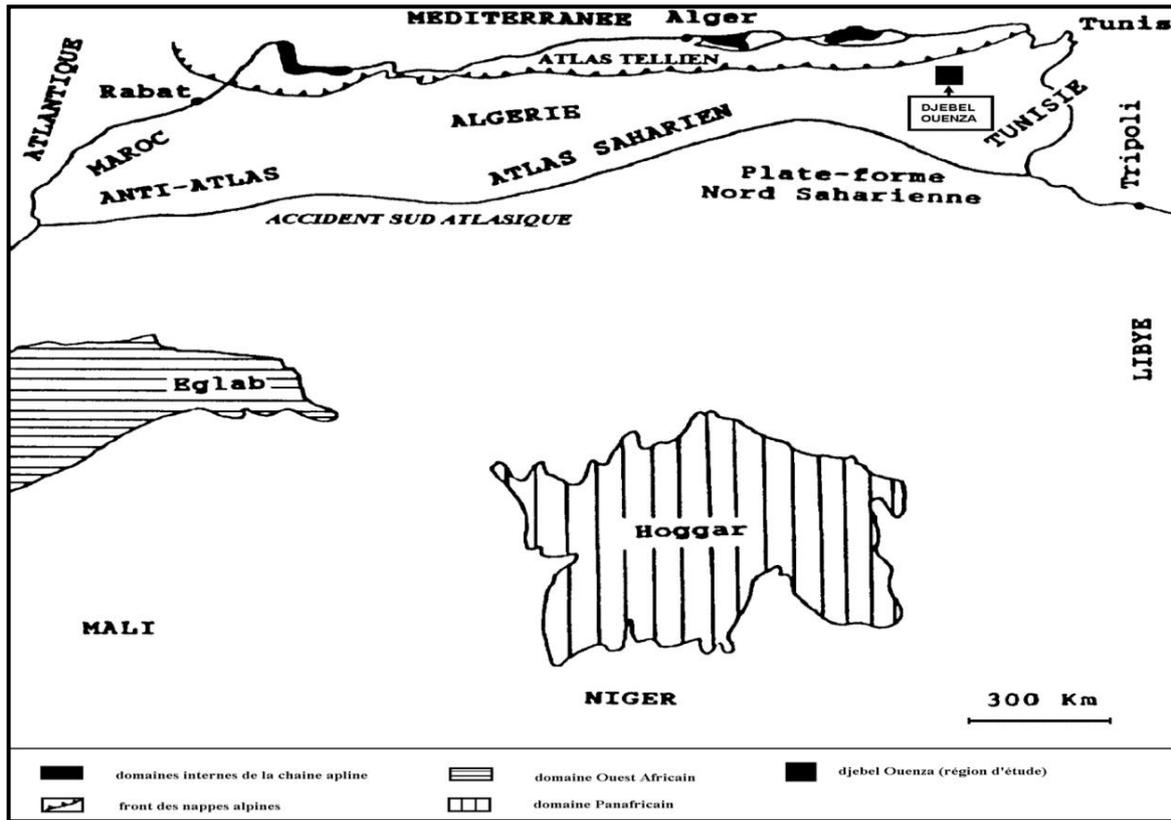


Figure I-1 : Carte de situation géographique et géologique de Djebel Ouenza (d'après WILDI 1984, ARMINES 1979 et IFP 1971)

2.3. Lithostratigraphie

L'échelle stratigraphique de la région de Djebel Ouenza a été établie par G. DUBOURDIEU (1956). En se basant sur des travaux anciens, nous nous contenterons de donner un bref résumé sur la lithostratigraphie rencontrées dans les différents étages géologiques de cette partie des monts de Mellègue. Cette région est caractérisée par les formations datées du Trias. Jurassique, Crétacé, Éocène, Miocène et Quaternaire.

2.3.1. Trias

Dans la région des monts de Mellègue les formations les plus anciennes rencontrées à l'affleurement appartiennent au Trias. Il s'agit essentiellement des marnes bariolées à gypse qui renferment également des dolomies et calcaires dolomitiques, à fins lits microquartziques ainsi que des grès rouges. Les formations triasiques ont été remontées en surface grâce à des phénomènes diapiriques prenant une extension remarquable au Nord-Est du Djebel Ouenza où on peut les suivre sur près de Vingt Kilomètre. Dans ce Trias diapirique, il n'est pas possible d'établir de succession lithologique valable au sein des affleurements toujours disloqués et chaotiques. En certains endroits de la région, quelques éléments de roches éruptives de types « Ophite » se trouvent emballés dans les masses marno-gypseuses des structures diapiriques.

2.3.2. Jurassique

Les dépôts du Jurassique n'ont pas été observés jusqu'à présent dans la région de l'Ouenza. Toute fois Dubourdiou(1956) a signalé dans le « Socle » de la série carbonatée de l'Ouenza (secteur Conglomérat) la présence d'une brèche gypsifère sédimentaire renfermant de gros débris de calcaires dolomitiques avec des fossiles radiolaire que l'on peut dater du Jurassique ou au Crétacé inférieur.

2.3.3. Crétacé

2.3.3.1. Crétacé inférieur

Le Crétacé inférieur est représenté par les étages suivants :

2.3.3.1.1. Barrémien

Il affleure dans l'anticlinal de Sidi Embareka au Nord-Est de Djebel Ouenza (Dubourdiou, 1956). Il est constitué de marnes grises et jaunes non fossilifères, intercalés par des calcaires argileux, noduleux. Sa puissance est de 200m en moyenne (Dubourdiou ; 1956).

2.3.3.1.2. Aptien

Il affleure sur des vastes surfaces, et de ce fait il devient le plus remarquable dans la région. Les dépôts de l'Aptien sont distribués surtout dans les bandes soulignées par les diapirs, dans le noyau des anticlinaux, et dans d'autres horsts de la région. Ils sont étudiés en détail par rapport à leur rôle de milieu encaissant pour la mise en place de minéralisations polymétallique et ferrifère.

L'étude lithostratigraphique de l'Aptien effectuée dans le massif de l'Ouenza a montré la succession suivante :

- Aptien marneux

Il est remarquable par la dominance des marnes verdâtres qui se forment des pseudo-bancs. Elles représentent les termes les plus anciens de l'Aptien (Masse et Thieuloy, 1979) d'âge Aptien inférieur à moyen. Ces marnes alternent avec des calcaires gréseux ou des grès sur une vingtaine de mètres. Les grès sont à ciment sparitique et à oxydation partielle. L'ensemble est surmonté par des bancs de calcaires d'une épaisseur moyenne de 30m ;

- Aptien calcaire

Il surmonte l'Aptien marneux, renfermant le plus souvent des Miliolles, des Rudistes, des Orbitholines et des Lamellibranches (Chikhi-Aouimeur, 1980). Ces niveaux sont caractérisés par l'abondance du quartz automorphe, avec une épaisseur qui varie entre 108m et 172m. Ces calcaires sont considérés comme un métalotect lithologique puisqu'ils encaissent l'essentiel de la minéralisation ferrifère et/ou polymétallique (Dubourdiou, 1956; Bouzenoune, 1993);

- Zone de Clansayes

Il affleure dans divers anticlinaux de la région étudiée, il s'agit des marnes grises, jaunes à Ammonites avec des calcaires gréseux (Dubourdiou, 1956). Sa puissance est de 100 à 200m. La formation aptienne présente une épaisseur totale qui varie de 250 à 600m (Dubourdiou, 1956).

2.3.3.1.3. Albien

L'Albien est marqué par une faune riche en Ammonites. Durant l'Albien supérieur, la couverture albo-aptienne est percée par le Trias, entraînant le redressement des couches et la complexité des structures (plis évasés, plis en champignon, etc..) , généralement scellées par le Vraconien (Othmanine, 1987 et Bouzenoune, 1993).

L'Albien se caractérise par des marnes argileuses dans la partie inférieure, des calcaires argileux dans la partie moyenne et des marnes noires dans la partie supérieure. Dubourdiou, (1956) a étudié plusieurs massifs de la région de l'Ouenza. Il a démontré que les calcaires aptiens sont surmontés par des marnes datées de l'Albien inférieur par des Ammonites. La puissance des dépôts albiens est d'environ 400 – 500 m.

2.3.3.1.4. Vraconien (Albien terminal)

Il est généralement transgressif sur le Trias à l'Ouenza (Thibieroz et Madre, 1976) et sur l'Aptien au Djebel Slata (Smati, 1986) et au Djebel Hmeimet (Othmamine,1987). Il est composé totalement de marno- calcaires gris, bleus, séparant des petits bancs de calcaires et vers le bas des marno- calcaires très gréseux de 500m d'épaisseur.

2.3.3.2. Crétacé supérieur

Le Crétacé supérieur comprend les étages suivants :

2.3.3.2.1. Cénomaniens

Il est constitué de marnes argileuses verdâtres, caractérisées par des intercalations de la calcite fibreuse.

Dubourdiou. (1959) a distingué la présence de deux assises : L'assise inférieure qui est formée par des marnes jaunes avec des marno-calcaires blancs feuilletés, et l'assise supérieure constituée des calcaires argileux, gris blancs avec quelques niveaux de calcaires gris noirs. La puissance du Cénomaniens est de 600 à 900 m.

2.3.3.2.2. Turonien

Les formations du Turonien n'affleurent qu'à Koura Ouenza aux environs de l'Ouenza. Elles constituent les flancs des grands anticlinaux et synclinaux. Elles sont présentées par des calcaires marneux en plaquettes gris- foncé à noir, et à la base, avec de la matière organique et de rares concentrations pyritiques et marcacitiques. Ces calcaires caractérisent stratigraphiquement le Cénomaniens supérieur et le Turonien inférieur. Le Turonien supérieur

est caractérisé par le développement des faciès marno-calcaires. La puissance totale du Turonien est de 150 à 250 m.

2.3.3.2.3. Coniacien

L'épaisseur des dépôts de cet étage vari de 270 à 280 m de marnes gris-bleu avec quelques intercalations marno-calcaires blanches qui contiennent des fragments de tests d'inocérames.

2.3.3.2.4. Santonien

Il est constitué de marnes de couleur gris-bleu, alternant avec de petits bancs de calcaires marneux blanc-ocres, un peu crayeux, qui contiennent des inocérames et des ammonites. Deux ou trois lentilles calcaires qui apparaissent dans le Santonien à l'Ouest du plateau d'El Guessât, représentent un faciès calcaire de ce niveau.

2.3.3.2.5. Campanien

Le Campanien de la région de l'Ouenza est représenté par des marnes argileuses de couleur gris foncée, des calcaires blancs a intercalation de petits bancs de marnes gris claires, avec une puissance moyenne d'environ 500 à 600 m.

2.3.4.L'Eocène

L'Eocène inférieur et moyen sont représentés par des calcaires à silex et des calcaires à Nummulites, près des périmètres des Monts de Mellègue, avec une puissance de 200 m.

2.3.5.Miocène

Le Miocène inférieur et moyen présentent des dépôts qui reposent transgressivement sur les formations d'âge albien-sénonien et même sur le Trias. Il s'agit d'une accumulation de marnes et de grès. A leur base, les formations miocènes comportent des conglomérats contenant des éléments de calcaires variés, de silex gris, des galets ferrugineux et des éléments empruntés au Trias, témoignant d'une activité diapirique (Bouzenoune, 1993), avec une épaisseur moyenne de 150m (Dubourdieu, 1956).

2.3.6.Quaternaire

Il est caractérisé par des dépôts qui se répartissent dans les parties basses des reliefs et couvrent des surfaces importantes. Il renferme des croûtes de calcaires, limons, éboulis, cailloutis et poudingues avec une épaisseur de 10 à 30 m dans les fossés (Dubourdieu ; 1956).

		Lithologie	Epaisseur (m)	Description lithologique	
CENOZOIQUE	Quaternaire		⑥ 10-30	Dépôts clastiques d'origine continentale.	
	Néogène	Miocène		⑤ 10-150	Conglomérats à grains variés avec un ciment carbonaté, grès quartzeux et calcaire sableux avec intercalations d'argilites.
				200	Calcaires marneux à silex et intercalations de phosphates par endroits dans le mur.
	PALÉOZOIQUE	Eocène		250-300	Calcaires gris clairs, calcaires crayeux et marnes argileuses avec intercalation d'argilites dans la partie supérieure.
				500-600	Marnes argileuses gris-foncées et des calcaires blancs dans la partie moyenne et supérieure.
				500-600	Marnes argileuses grises et grises bleuâtres.
				④ 180-250	Calcaires en bancs, partiellement marneux à teinte noire et gris-foncée.
				③ 900-1000	Marnes gris-verdâtres et grises dans la partie supérieure, avec intercalations de calcaires marneux.
				② 500-600	Marnes et marnes-argileuses avec intercalations de calcaires argileux et argilites.
				480-600	Marnes grises et gris-foncées, noires dans la partie supérieure avec de minces intercalations de calcaires argileux.
			100-200	Marnes grises, gris-jaunes partiellement avec des intercalations de calcaires.	
			① 300-600	1- Faciès clastique, marnes argileuses avec intercalations de marnes sableuses et grès calcaires. 2- Faciès carbonaté, calcaires organo-détritiques, bioclastes, ooclastes et interclastes.	
			< 250	Calcaires et dolomies, argilites et argiles dans la partie supérieure (Grès à Mesloulia).	
Jurassique		?			
Trias		< 700	Formations marno-gypsifères bariolées avec peu d'intercalations de grès à grains fins, dolomies et calcaires marno-dolomitique.		

Figure I-2 : Colonne stratigraphique synthétique des monts du Mellègue (d'après : Dubourdiou 1956, 1959 ; David 1956 ; Madre 1969 ; Fleury 1969 ; Thibieroz et Madre 1976 ; Chikhi, 1980 ; Otmanine 1987, Bouzenoune 1993 et Vila et al, 2000)

2.4.1. Principales modalités de la tectonique

2.4.1.1. La subsidence

Après le Trias, les terrains les plus anciens reconnus dans la région de l'Ouenza sont datés du Barrémien. Depuis et jusqu'à la fin des temps crétacés l'accumulation sédimentaire a atteint une puissance totale de 4000 à 5000 m environ alors que les estimations bathymétriques ne dépassent jamais quelques centaines de mètres (G. DUBOURDIEU, 1956).

Sur le plan régional, le taux de subsidence a varié dans le temps et dans l'espace, la sédimentation a été perturbée au moins dès l'Aptien et à diverses reprises par la création de hauts fonds sur lesquels s'est déposée une sédimentation carbonatée subrécifale. Ces hauts-fonds ont semble-t-il été induits par l'activité diapirique des formations triasiques qui a pu être initiée, pour certains auteurs, par le jeu des accidents du socle (MASSE et CHIKHIAOUIEUR, 1982). Cette condition ne semble cependant pas être nécessaire pour le déclenchement du processus (TALBOT et al., 1987).

2.4.1.2. Le diapirisme

Les diapirs représentent l'une des principales caractéristiques de l'Atlas saharien oriental. A l'affleurement ils sont allongés sur une bande de 80 km environ, de direction NE-SW. Le diapirisme est contrôlé par le fluage et l'ascension (Perthuisot, 1988).

▪ Le fluage

L'écoulement fluide des évaporites est d'autant plus important que la température soit élevée, il est pratiquement réalisé aux alentours de 300° C pour le sel gemme et à des températures plus basses pour les sels potassiques ou les sulfates hydratés.

▪ L'ascension

Elle est assurée par la densité, il s'agit d'une migration verticale du matériel plastique jusqu'à une altitude qui dépend du rapport des densités. Cette migration ne peut se faire sauf si la densité du matériel plastique est inférieure à la densité globale de la couverture, on appelle ce phénomène « Halocinèse ».

En Algérie, la série triasique n'est connue que partiellement en surface. Des roches du Trias affleurent à la faveur d'extrusions soit, sous forme de masses chaotiques où dominant le gypse, les argiles et les dolomies, soit organisées en unités stratifiées localisées plutôt sur les plans des structures.

Les chlorures, signalés dans le salifère principal du Nord-Est saharien (Busson et Cornet, 1989), sont présents dans la région du Mellègue dans la partie enracinée du diapir de l'Ouenza. Les pointements triasiques, très nombreux dans la région, sont localisés dans la partie Nord-Est de l'Ouenza, (Dubourdieu, 1964 et Madre, 1969) et Sud-Ouest de Boukhadra et au cœur de Djebel Mesloul.

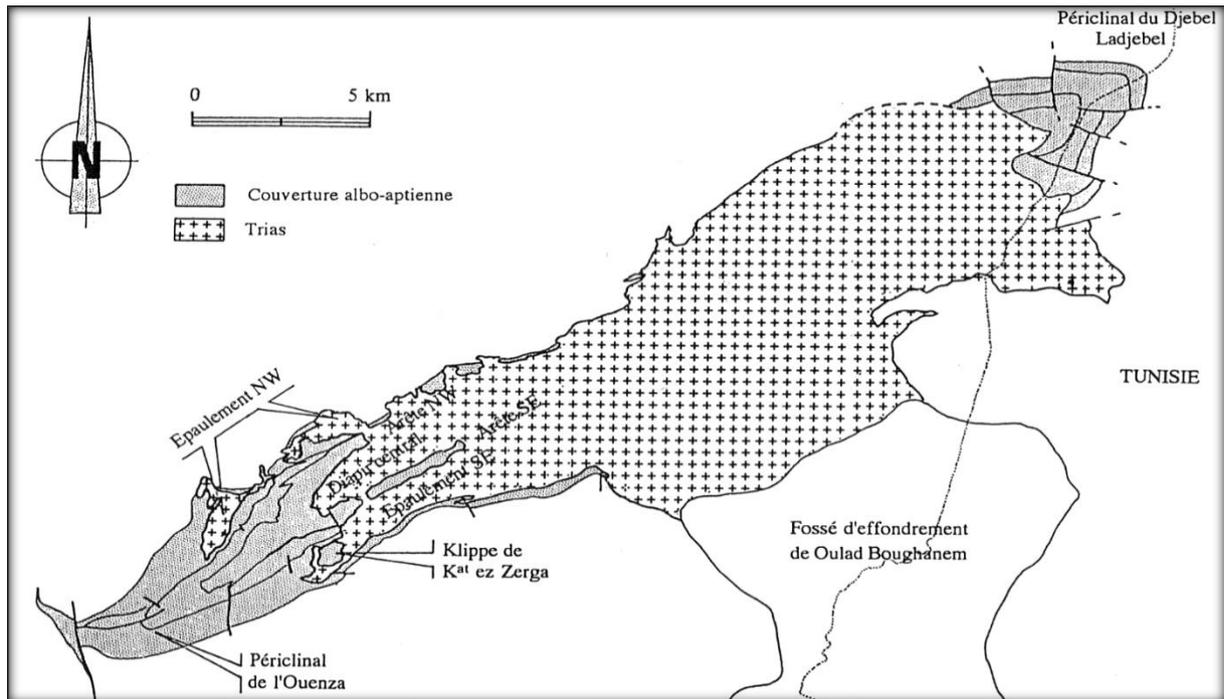


Figure I-4 : Diapir de l'Ouenza ceinturé par des séries crétacées qui dessinent au Sud-Ouest la fermeture périclinale du massif de l'Ouenza au Nord-Est celle de Djebel Ladjebel (d'après A. BOUZENOUNE, 1993)

2.4.1.3. Les plissements

L'ensemble des formations sédimentaires a été plissé suivant une direction NE-SW. Ces plis anticlinaux souvent percés dans leurs charnières par le Trias-diapirique. Ils sont généralement relayés par des vastes structures synclinales. D'après (Dubourdieu, 1956), la série du Mellègue a été plissée au cours du Paléogène (Eocène supérieur-Oligocène).

2.4.1.4. La tectonique cassante

En dehors des accidents de faible ampleur et de directions diverses, les structures anticlinales sont recoupées par deux systèmes de failles :

- Le premier système est constitué par des failles principales ou bien ce qu'on appelle les failles majeures orientées, en principe, subparallèlement aux axes des anticlinaux sous l'effet du plissement. Les couches tendres se plissent et les couches dures se cassent au niveau des pendages des roches qui sont subverticaux à inverses. Ce système est orienté suivant deux directions tectoniques majeures : Nord-Est (30°-60°) et Nord-Ouest (280°-320°).
- Les failles du deuxième ordre, sont caractérisées par des rejets importants et des pendages de l'ordre de 60° de direction Est-Ouest. Elles sont presque perpendiculaires aux failles principales, et parfois, elles les regroupent, ce qui favorise des concentrations métallifères.

2.4.1.5. Fossés d'effondrements

Les confins algéro-tunisiens, sont représentés par des fossés d'effondrements de direction NW-SE et E-W, qui sont bordés par des accidents majeurs, et qui sont formés par des dépôts plio-quaternaires avec une puissance de 170m dans le fossé de Tebessa-Morsott (Dubourdieu et al., 1950) et environ 300 m dans celui de Kasserine (Zouari, 1984).

Durozoy, (1950) ; Castany, (1951 et 1954) ; Dubourdieu, (1956); David, (1956); Kazi Tani (1986); Othmanine (1987), ont considéré ces fossés d'effondrements comme étant le résultat d'une intense activité tectonique distensive post-miocène inférieur. Alors que les premières manifestations sont enregistrées au Crétacé et l'effondrement majeur a eu lieu au Pliocène, selon Bismuth, (1973); Chihi, (1984); Chihi et al., (1984 et 1991); Ben Ayad et al., (1991).

2.5. Hydrogéologie

Les études hydrogéologiques entreprises par la direction de l'hydraulique de la wilaya de Tébesa ne révèlent aucune nappe aquifère en eau potable exploitable dans la région minière susceptible d'être influencée ou affectée par les travaux d'exploitation.

Néanmoins, il y a lieu de signaler l'existence d'un point d'eau au niveau du quartier conglomérat (coté 555) n'ayant pas fait l'objet d'une prospection hydrogéologique pour la connaissance de son extension et de son importance.

Par ailleurs, on note l'existence d'une source d'eau potable après traitement chimique à Souda, dotée d'une station de pompage qui alimente actuellement la mine de l'Ouenza pour l'arrosage des pistes.

De façon générale, Le comportement hydrogéologique des terrains existants à Ouenza se résume comme suit :

Les terrains triasiques contenant du gypse et du sel, du fait de leur hétérogénéité, sont perméables. Les eaux qui y circulent deviennent saumâtres et ne peuvent convenir qu'à l'utilisation industrielle (Dubordieu.G, 1956).

Les calcaires s'ils sont fissurés permettent l'infiltration des eaux et même leur circulation. Les marnes qui forment malheureusement la plus grande surface affleurant dans la région sont imperméables et toute les eaux de pluie ruissellent ou s'évaporent. Les intercalations calcaires peu épaisses ne permettent pas le captage que d'une quantité infime d'eau. Les terrains quaternaires toujours peu épais n'ont de ce fait aucune importance hydrogéologique. En général toutes les roches de la mine sont fracturées et l'eau de pluie qui y tombe s'infiltré à travers les fissures.

2.5.1. Réseau hydrographique

En dehors de la source thermale de Hammam sidi Yahia située à 11,5 Km à vol d'oiseau au Sud-Ouest de la mine de Ouenza, de quelques suintements à la base des grès miocène et des

quelques rares sources localisées dans les oueds, les points d'eau naturels dans la région de Ouenza sont très rares.

Toutefois, du côté Est, dans la plaine du Douar El Meridj, on aperçoit l'existence de quelques puits isolés dont l'eau est salée.

Le réseau hydrographique est représenté principalement par le Oued Mellègue au Nord et Oued Kseub au Sud-Est, distants respectivement de 3,5 Km et 6,5 Km à vol d'oiseau de la mine.

Hormis les cours cités ci-dessus, la région de l'Ouenza est parsemée d'un enchevêtrement de ravins suivant une direction préférentielle Nord-Ouest Sud-Est qui se déversent durant les périodes pluviales dans les oueds, Mellègue pour le versant Nord-Ouest et oued El Kseub pour le versant Sud-Est.

2.6. Climat

L'influence des facteurs climatiques sur les formations géologiques semble très importante, ces facteurs ont un impact d'une façon ou d'une autre, directement ou indirectement sur le relief en modifiant les caractéristiques physiques et chimiques des roches et du sol, cela prouve que la climatologie possède une stricte liaison avec la géotechnique.

2.6.1. Précipitation et température

Les données sur la température et la précipitation qu'on dispose, sont des valeurs moyennes mensuelles et annuelles, mesurées à la station de Tébessa sur une période allant de 1969 à 2007.

Remarque : à cause du manque des données et d'informations dans la station météorologique de l'Ouenza, nous avons exploité les données climatiques de la station de Tébessa.

Tableau I-1 : Température et précipitation moyennes mensuelles et annuelles exprimées en (mm) de la station de Tébessa (1969-2007), (W. Khoualdia et al, 2014)

Mois	Précipitation	Température
Janvier	30.30	6.44
Février	25.33	7.59
Mars	40.90	11.31
Avril	35.07	14.57
Mai	37.70	19.48
Juin	27.75	23,97
Juillet	13.44	27.31
Août	23.70	26.62
Septembre	37.62	21.95
Octobre	30.64	18.27
Novembre	30.21	10.43
Décembre	28.39	6.90

Le climat de Tébessa est caractérisé par un hiver froid et un été chaud durant une période de 38 ans on constate que la température moyenne peut atteindre un maximum de 27.31°C au mois de juillet et son minimum au mois de janvier avec une moyenne de 6.44°C.

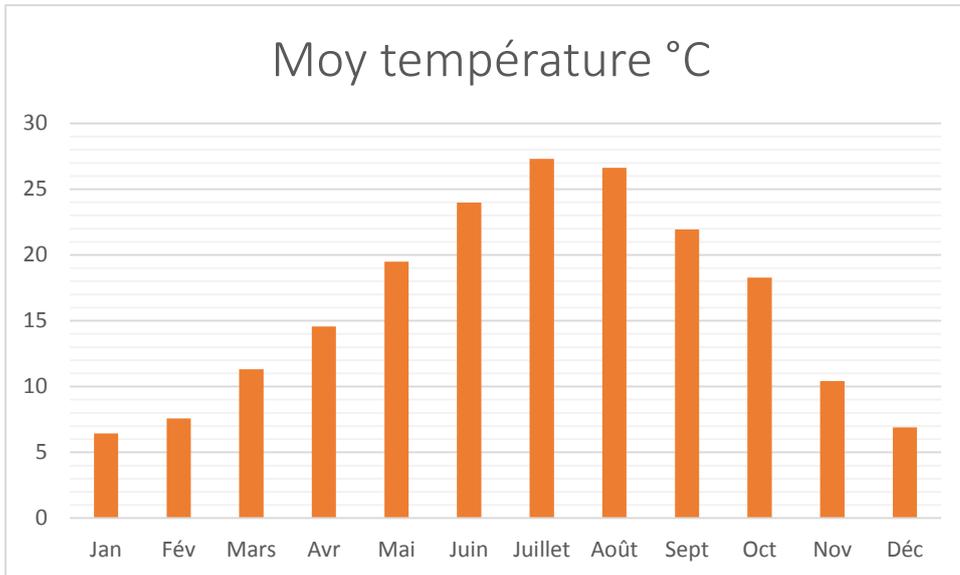


Figure I-5: Les moyennes mensuelles des températures exprimées en (°C) de la station de Tébessa (1969-2007)

Ce qui concerne les précipitations, le maximum est enregistré au mois de mars (40.90 mm) par contre le minimum est enregistré au mois de juillet (13.44 mm). En général la région d'étude a une moyenne de précipitations annuelle de l'ordre de 361.05 mm.

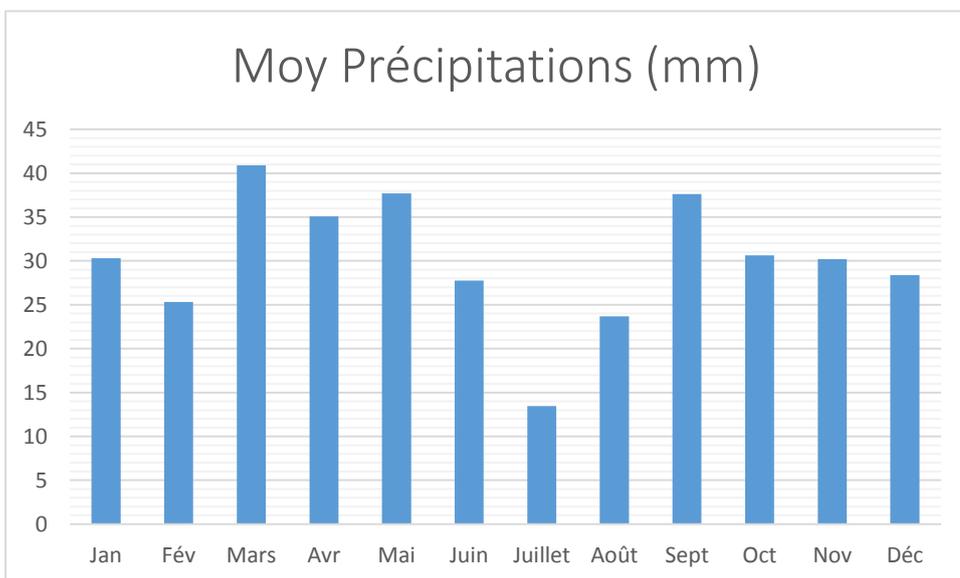


Figure I-6 : Les moyennes mensuelles des précipitations exprimées en (mm) de la station de Tébessa (1969-2007)

Comme conclusion, on peut dire que le site en sujet se trouve dans une région soumise à un climat continental semi-aride caractérisé par deux périodes : Une période froide et humide qui s'étend de l'automne à l'hiver alors que la deuxième sèche et chaude et s'étend du printemps à l'été.

2.6.2. Courbe pluvio-thermique

Bagnouls et Gausson (1953) considèrent qu'un mois est sec quand le total des précipitations exprimées en mm est égal ou inférieur au double de la température (T) exprimé en degré Celsius (P inférieur ou égale à $2T$). Quand la courbe des précipitations passe au-dessous de celle des températures, la période s'étendant entre les abscisses des points d'intersection des deux courbes correspond à la durée de la saison sèche, son intensité et traduite par la surface du graphe comprise entre les deux courbes pendant cette période. Les données de tableau I.1 pour la station de Tébessa ont été utilisées pour la construction de ce diagramme (figure I.7).

Le climat de la région se caractérise par deux périodes :

- Période sèche qui dure du mois de Mai jusqu'au mois de Septembre.
- Période humide qui commence du mois d'Octobre jusqu'au mois Avril. Durant cette période nous aurons une pluviométrie qui pourra participer à la recharge des nappes sous forme d'infiltration et alimenter les cours.

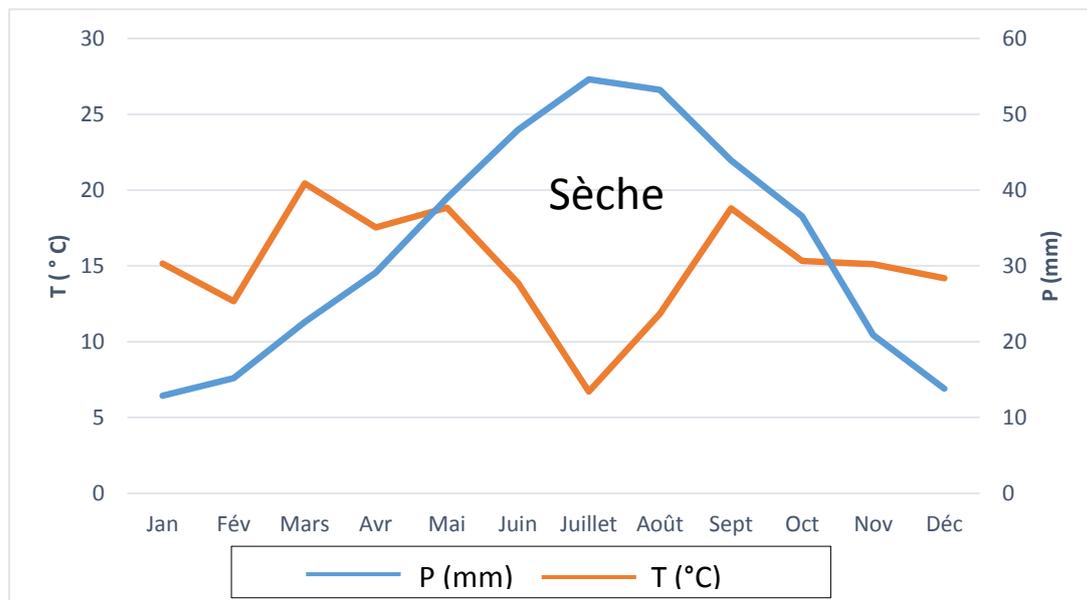


Figure I-7 : Diagramme Ombrothermique de la station de Tébessa (1969-2007)

3. Conditions minières

Suite à la structure et la nature des roches, Le complexe minier de l'Ouenza est caractérisé par de nombreux gisements ferrugineux représentés par Chagoura-Sud et Pic, Chagoura-Nord, Sainte-Barbe(Ilot), Conglomérat, Hallatif, Douamis et Zerga (Figure I.8).

Actuellement l'exploitation porte sur les gisements Chagoura-Sud et Chagoura-Nord. Pour les quartiers restants, il y a quelques-uns qui sont en phase d'épuisement, et des autres qui nécessitent un volume considérable de travaux d'aménagements et de développements (pistes d'accès, plateforme de réception, décharge...etc.) ou ils ont des problèmes techniques qui empêchent leur exploitation c'est le cas pour le quartier Zerga. Ce quartier est à l'arrêt vu

le problème de l'instabilité des gradins qui constitue un obstacle majeur à son exploitation. Ce phénomène peut nuire à la sécurité des mineurs et des engins tout en ensevelissant les réserves. Alors, il est mis hors d'exploitation, jusqu'à résolution de ce problème.

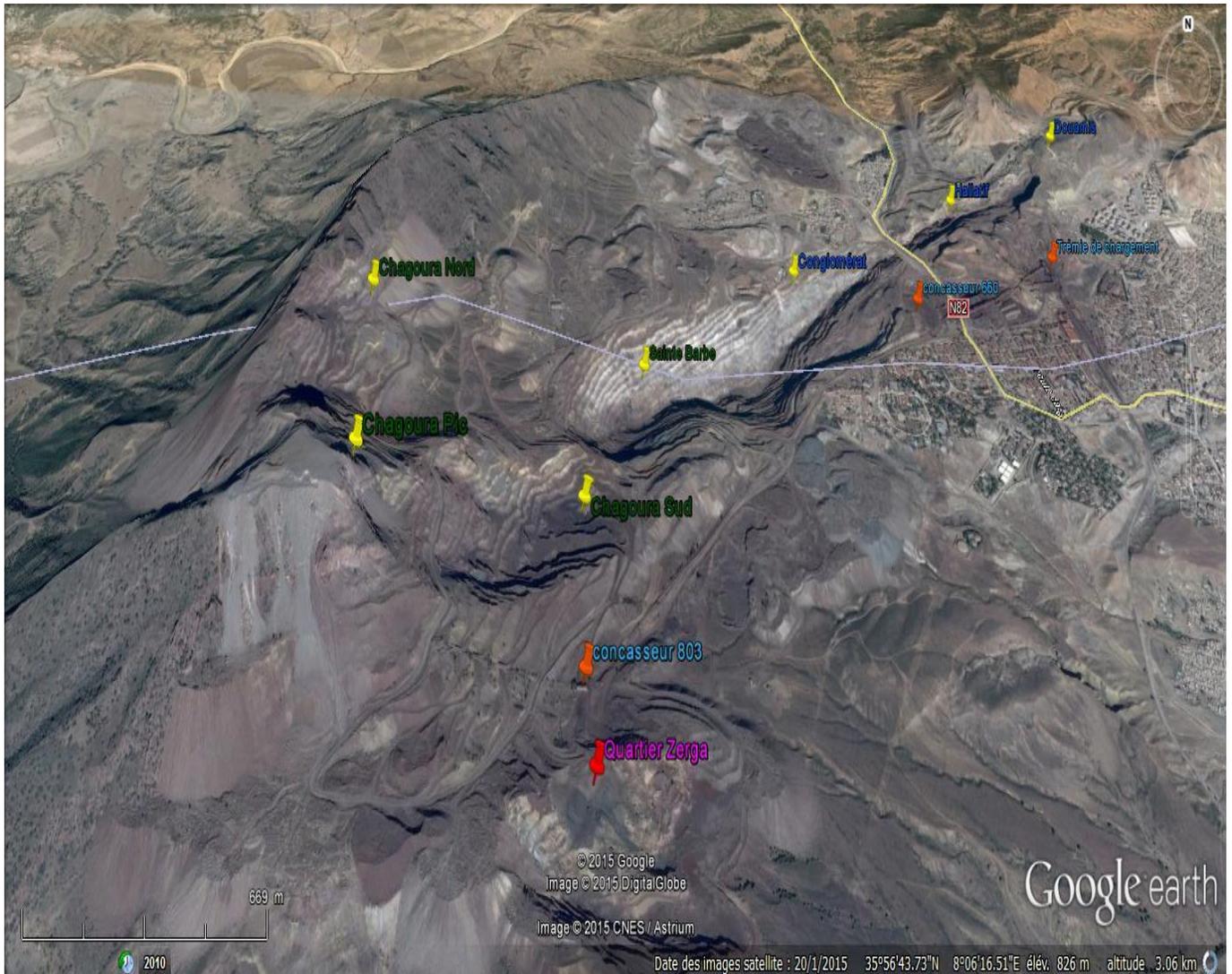


Figure I-8 : Disposition des gites métallifères de la mine de l'Ouenza (photo de Google Earth, Altitude 3.06 Km, 2015)

3.1. Etat des réserves

En générale, les réserves des corps minéralisés des quartiers ayant été explorés par des travaux miniers (galeries et recoupes) et par des sondages verticaux, inclinés et horizontaux exécutés soit à partir de la surface soit à partir des galeries sur de différents niveaux.

Les corps explorés suivant des mailles de 50x25m ou 25 x12m sont classés dans la catégorie B. Les blocs de réserves prospectés par une maille plus large 50X50m, sont arrangés dans la catégorie C1. Quant aux corps délimités par des sondages uniques où l'information géologique et insuffisante est les parties extrapolées de C1, sont classés dans la catégorie C2.

Le calcul des teneurs moyennes par corps et par catégories a été fait par des méthodes différentes selon le cas pour chaque quartier :

- la méthode de la moyenne pondérée : Une pondération par rapport à la longueur de l'intervalle minéralisé, puis par rapport à la surface limitée par les sondages sur les coupes. En fin par rapport au volume inclus entre deux coupes voisines.
- La méthode des coupes verticales transversales : Le calcul du volume de minerai inclus entre deux coupes a été effectué par l'application de formules géométriques adéquates.

Les tableaux suivants présentent les réserves exploitables et les réserves géologiques des différents quartiers au niveau de mine de l'Ouenza. Ces réserves sont arrêtées le fin de l'année 2013.

Tableau I-2 : État récapitulatif des Réserves Exploitables actualisées au 31/12/13 (plan d'exploitation BP, 2014)

Quartier	Réserves (T)	Fe (%)	Stérile	Taux de découverte
Chagoura Pic	6 637 049	53,5	26 482 796,30	3,99
Chagoura Sud	3 743 695	48,1	9 016 139,50	2,41
Chagoura Nord	10 153 035	49,7	21 889 435	2,16
St-Barbe	4 680 303	48,44	19 378 488	4,14
Conglomérat	376 686	46,6	1 779 731	4,72
Douamis	8 425 289	53,9	42 070 918	4,99
Zerga	2 350 266	42,7	2 862 127	1,22
Total	36 366 323	----	123 479 635	----

Les ressources minérales situées à l'intérieur de l'enveloppe de la fosse finale sont considérées comme prospect raisonnable d'extraction économique et de ce fait elles sont reportées comme étant des « Réserves Exploitables ». Les ressources minérales situées à l'intérieur et en dehors de l'enveloppe de la fosse finale sont reportées comme étant des « Réserves Géologiques ».

Tableau I-3 : État récapitulatif des réserves géologiques actualisées au 31/12/2013 (FERPHOS, 2014)

Quartier	Catégorie B	Fe %	Catégorie C1	Fe %	Catégorie C2	Fe %	Total	Fe %
Chagoura Sud	18 307 021,5	50	1 810 584,5	49	/	/	20 117 606	49,9
Chagoura Pic								
Chagoura Nord	414 213,6	50,7	13 254 835,2	49	7 041 631,2	48,6	20 710 680	48,9
Sainte Barbe	1 290 081,8	47,8	6 837 433,5	47,3	4 773 302,6	48,6	12 900 818	47,8
Conglomérat	1 863 500	48,2	4 147 790	47	/	/	6 011 290	47,4
Hallatif	345 172	49,4	3 747 581	51,3	838 275	50,1	4 931 028	51
Douamis	6 230 101,9	53	50 973 56,1	53	/	/	11 327 458	53
Zerga	1 758 051	43,9	639 292	42,7	799 114	40,5	3 196 457	42,7
Total	30 208 141,8	----	35 534 872,3	-----	13 452 322,8	-----	79 195 377	-----

3.2. Nature de substance extraite

Le minerai de fer exploité à la mine de l'Ouenza est constitué principalement par de minerais oxydés hematito-limonitiques et de sidérites primaires (FeCO_3). L'hématite (Fe_2O_3) qui se forme par oxydation de la sidérose constitue principalement le minerai de fer exploité dans la mine. La totalité de minerais extrait de la mine de l'Ouenza est consommée par le complexe sidérurgique d'el Hadjar dans la wilaya d'Annaba. Cette mine et celle de Boukhadra constituent l'unique source d'approvisionnement du complexe en minerai de fer. La teneur moyenne de 50 % de Fe a été convenue entre le fournisseur du minerai et le consommateur (complexe d'el Hadjar). A cause d'hétérogénéité dans la composition chimique du minerai d'un quartier à l'autre dans le même gisement, la mine a été contrainte de livrer un minerai homogénéisé.

Les différents quartiers de la mine fournissent en effet des minerais de composition hétérogène. En plus de cette disparité qualitative du minerai, ces différents gîtes se distinguent aussi par la quantité de réserves en minerai qu'ils renferment. Sur la base de la teneur en fer, ces réserves ont été regroupées en trois catégories (FERPHOS, 1991) :

- un minerai moyennement riche dont la teneur en fer est supérieur à 50 %. Il est essentiellement localisé dans les quartiers de Chagoura Sud, Douamis, Sainte Barbe, Conglomérats et Hallatif ;
- un minerai pauvre dont la teneur en fer est comprise entre 40 et 50 % localisé dans les quartiers de Zerga et Chagoura Nord ;
- un minerai très pauvre dont la teneur en fer est inférieur à 40 %. Ce minerai se trouve surtout à Koudiat es Souda et dans la partie Sud de Sainte Barbe.

3.3. Méthode d'exploitation

Le mode d'exploitation appliqué dans les différents quartiers de la mine de l'Ouenza est par creusage avec un seul bord exploitable, le contour de la mine n'étant pas fermé. L'exploitation de tels gisements, disposés sur un flanc de coteau de pente 35°, se fait de haut en bas. L'extraction du minerai est réalisée par gradin de 12 à 15 m (rarement 18 m). La dimension

d'angle du talus varie de 70 à 80° et une largeur des bermes de 7 à 12 m. Selon le projet d'exploitation, la fosse finale aura une profondeur de 620 m, l'angle du bord de la mine sera de 32° (Chain 2006).

Vu les propriétés mécaniques des roches et le type de matériels utilisé pour le chargement du tas des roches abattues, la hauteur moyenne des gradins est fixée à environ 15 m. Les paramètres d'exploitations sont représentés sur le Tableau I.4 :

Tableau I-4 : Paramètres d'exploitation de la mine de l'Ouenza (Chain. R, 2006)

Paramètres Quartiers	Hauteur des gradins	Nombre de gradins	Inclinaison des talus (en degrés)	Largeur des bermes, m
Zerga	12-18	18	70-80	8-12
Pic	10-15	9	70-80	6
Chagoura Sud	15	22	70-75	8
Chagoua Nord	10-15	12	75-80	8-12
6 Mai	12	22	70-80	6-12

3.4. Travaux d'abattage

L'abatage représente un paramètre très important lors de l'exploitation, il est réalisé par les travaux de forage et de tir. Le cycle d'abatage comprend les opérations suivantes :

- Choix de l'emplacement des trous dans le chantier
- Foration des trous
- Chargement des trous par l'explosif
- Tir

3.4.1. Foration

Après le choix de l'emplacement de la partie de la plateforme à abattre selon un plan de forage et de tir élaboré par les responsables des quartiers, la foration des trous de mine se fait à l'aide des sondeuses de types Ingersoll Rand 10 (monté sur pneu), Atlas Copco ROC L8. Le diamètre des trous de foration est de 166 mm.

Tableau I-5 : Chiffres prévisionnels de productions des sondeuses (selon BP fait par le bureau méthode, Ouenza, 2015)

Machine	Production (m/h)	Heurs effectifs/an	Rendement (%)	Production Annuelle(m)
Ingersoll Rand 10	18	5104	38.86	35 705
Atlas Copco ROC L8	18	5104	33.5	30 777
Total	36	10 208	----	66 479

3.4.2. Tir

L'exploitation du minerai et du stérile se fait par des tirs d'abattage, dont le but est de fragmenter la masse rocheuse afin de permettre son évacuation. En moyenne, il y a huit tirs par mois, ce qui permet d'atteindre la production journalière du minerai et du stérile.

Dans la mine de l'Ouenza, il y a deux types d'explosifs qui sont utilisées en combinaison dans le même trou de mine :

- Anfomyl : contenant dans des sacs
- Marmanite : contenant dans des cartouches

Après que les trous sont chargés jusqu'à une longueur de charge bien déterminée, il reste environ de 4 à 5.5 m pour le bourrage. Les roches pulvérulentes dégagées lors de l'opération de forage sont utilisées comme matériau de bourrage. En dernier étape, les trous de mines de chaque volées sont reliés les uns aux autres par des cordons détonant. Le tir est déclenché électriquement à l'aide d'un explodeur de marque Schaffler 816. L'abattage se réalise en une seule étape avec une quantité de charge explosive moyenne de l'ordre de 1,5 tonnes. Le volume moyen de la volée est de 4500 m³. Si le tir donne de gros blocs, difficiles à charger, transporter ou concasser, alors un débitage secondaire sera entrepris. Cette situation se produit en général dans les calcaires où le massif est fracturé et la roche est saine. Les paramètres du tir utilisés dans la mine de l'Ouenza sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-6 : Les paramètres techniques d'abattage (plan de tir, 08/2015)

Les paramètres	Unité	Mesures
Hauteur de gradin (Hg)	m	15
Profondeur de trou (Pt)	M	17
Longueur de Sur Foration (Lsf)	m	2
Ligne de moindre résistance (W)	m	5-6
Angle du talus	Degré	75
Distance entre trou (E)	m	4-5
Nombre de rangées	u	1
consommation spécifique	Kg/m ³	0,5
la charge explosif /trou	Kg	175

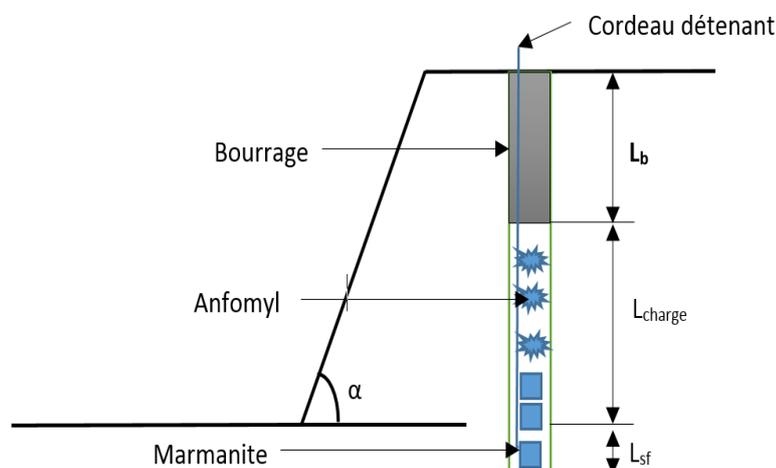


Figure I-9 : Mode de chargement d'un trou de mine

Remarque : Les valeurs de ces paramètres ont été récupérées d'un plan de tir primaire exécuté sur les quartiers Chagoura nord et Sud. Ce plan a été réalisé dans le mois d'Aout de l'année 2015 par le service d'abattage de la mine de l'Ouenza.

3.5. Chargement et transport

Dans la mine de l'Ouenza, ils utilisent des excavateurs d'une capacité de production estimé à 350T/h et des chargeurs de capacité de production qui peut attendre 250 T/H comme moyen de chargement de tout venant dans les camions de transport. Les moyens de transport qui existent actuellement au niveau de la mine sont :

- le transport par camion qui est appliqué dans tous les quartiers de la mine, ces camions ils ont une capacité de charge qui varie entre 55 et 65 tonnes ;
- transport par convoyeur a bande, qui est un moyen très important dans le complexe de l'Ouenza. Et qui assure le cheminement de produit fini à la sortie de concasseur jusqu'à les trémies de chargements au niveau de la gare.

Le minerai est conduit vers le concasseur qui peut traiter des blocs de dimensions inférieures à un (01) mètre.

Tableau I-7 : Chiffres prévisionnels de productions des engins de chargement et de transport (selon BP fait par le bureau de méthode, Ouenza, 2015)

Engin	Opération	production(T/H)	Heurs effectifs/an	Rendement (%)	Production Annuelle
pelle Komatsu PC1100	Chargement Dumper	350	8 040	34,5	970 830
pelle Komatsu PC1250			7 776	34,5	938 952
Total	----	700	15 816	----	1 909 782
chargeuse Cat 988F	Alimentation Conasseur	250	8 520	39,06	831 978
chargeuse Cat 988H			8 040	44,1	886 410
Total	----	500	16 560	----	1 718 388
Dumper Cat 773D 55t	Transport de produit extrait	100	7 776	30,36	236 079
Dumper Cat 773E 55t			7 776	44,85	348 754
Dumper Cat 773E 55t			7 800	44,85	349 830
Dumper Cat 773F 65t		120	7 776	50,37	470 013
Dumper Cat 773F 65t			8 040	44,85	432 713
Total	----	540	39 168	----	1 837 388

3.6. Traitement du minerai

Une fois le minerai extrait à partir des chantiers il est soumis directement au traitement mécanique qui consiste on la réduction des dimensions des blocs afin d'obtenir une granulométrie qui répond aux exigences des moyens de transport. Dans la mine de l'Ouenza il existe deux stations de concassage :

- La première station est située au niveau 803 m équipé par un concasseur à mâchoires, actuellement elle est alimentée par les camions venant des quartiers Chagoura Sud et

Chagoura Nord. Le déchargement se fait dans une trémie de réception de capacité de 450 t.

- La deuxième station de concassage est située au niveau 660 m près de la gare d'expédition. Cette station est équipée par un concasseur à cône, en général elle est réservée pour les quartiers situés aux alentours et parfois elle est alimentée par le produit venant des autres quartiers lorsque le concasseur 830 tombe en panne. Le déchargement se fait dans une trémie de réception de capacité qui varie de 160 à 200 tonnes.

Tableau I-8 : Chiffres prévisionnels de production des concasseurs (selon BP fait par le bureau de méthode, Ouenza, 2015)

Machine	Production (T/H)	Heurs effectifs /an	Rendement (%)	Production Annuelle
concasseur RL- 660	500	5344	35,28	942 682
concasseur RL- 803	500	5360	38,08	1 020 544
Total	1 000	10 704	----	1 963 226

Aux alentours de la mine il y a des stocks en minerai (Triage), ils se diffèrent en qualité et en quantité l'un de l'autre. Ces stocks sont constitués de blocs de minerai et de stériles calcaires ou d'autres roches lithologiques différentes. Les dimensions de ces derniers varient de quelques centimètres jusqu'à un mètre. Leurs dispositions par rapport aux deux concasseurs (803 et 660) est donnée dans le tableau I.9.

Tableau I-9 : Disposition des stocks non concassé aux alentours de la mine (DED, 2012)

Stocks	Distance en mètres		Quantité (tonnes)	Qualité (% Fe)
	Concasseur 660	Concasseur 803		
Stock 900	4275	1300	225 240	35
882 Zerga	3525	800	5 120	38
770 Zerga	2675	850	52 836	39.1
800 6Mai	2600	4425	3 520	46
760 Station Bull	1650	3450	2 620	46
660 Douamis	1175	2995	37 250	44
Stock 803	2425	250	30 000	48
733 llot	2300	1000	200 000	38
670 Bouadma	1125	2950	193 414	38

Les concasseurs sont reliés aux trémies de chargements par des convoyeurs à bande (figure I.10) sur une distance maximale de 3000 m. Les blocs de minerai envoyés au concasseur ont une taille nettement inférieure à la limite demandée pour le concasseur, car il y a un triage au niveau du chantier. Les blocs hors gabarits sont mis de côté pour subir un débitage secondaire.

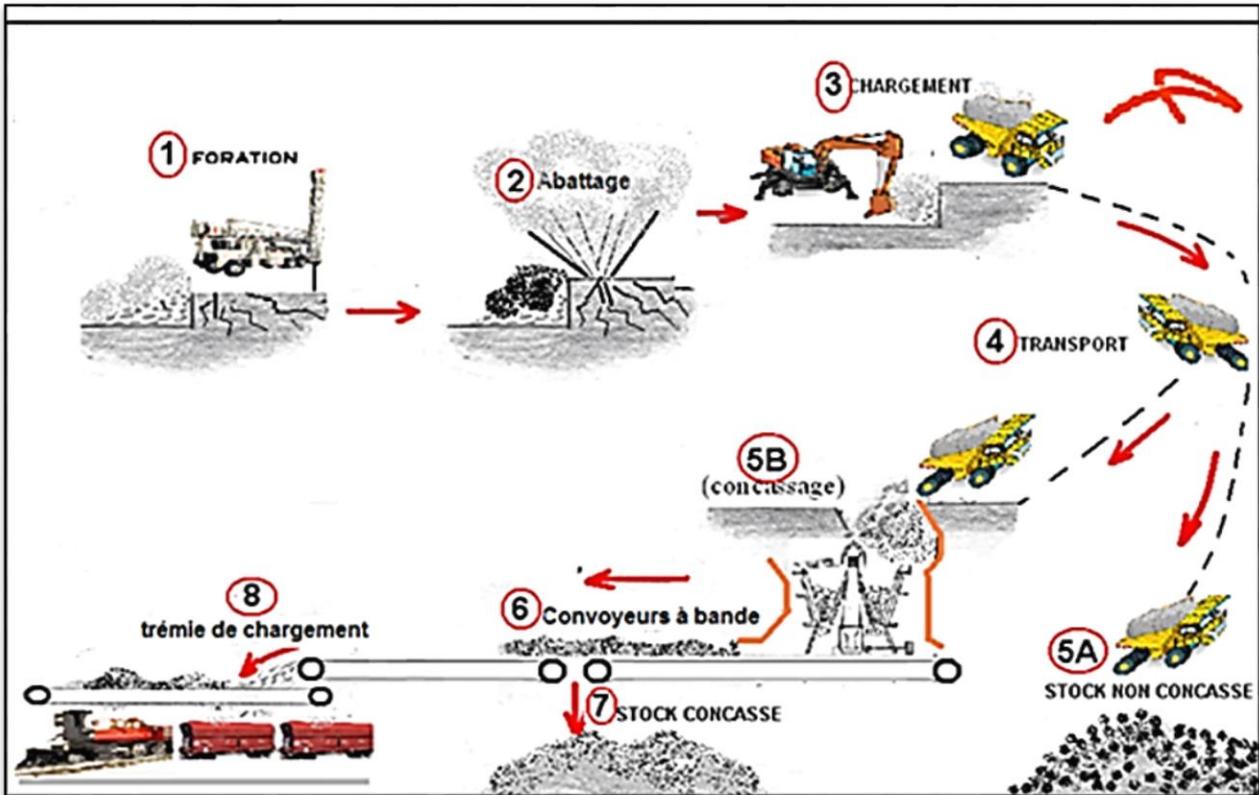


Figure I-10 : Schéma représentatif des opérations au niveau de complexe minier de l'Ouenza (DED)

3.7. Mise à terril

Le mise a terril consiste à déposer les stériles sur un terrain à proximité de la carrière. Les terrils doivent avoir une capacité suffisante, un terrain commode est situé en dehors de terrain productif mais pas très éloigné du champ minier. Les terrils peuvent être intérieurs ou extérieurs.

Dans le cas de la mine de l'Ouenza le terril est extérieur. D'une façon générale les endroits choisi pour le dépôt sont les ravins, les dépressions et les flancs de montagnes, le transport des roches stériles(en générale le calcaire et par fois les marnes) est effectué par camion.

3.8. Etat actuelle de la mine

Le programme d'exploitation est fondé sur une production de 1,8 à 2 millions t/an avec un taux de découverte moyen de 3,38. La courbe de production des sites a sensiblement chuté durant ces dernières années du fait des pannes de matériel et des équipements d'extraction surtout, dont certains sont immobilisés depuis longtemps. D'après le Bureau d'étude et de développement (DED) au niveau de la mine Les chiffres de production dans ces derniers temps montrent une cadence juste moyenne avec laquelle travaille la mine par rapport aux objectifs fixés :

- Minerai extrait : 59 %
- Stérile : 32 %
- Minerai Concassé : 53 %
- Expédition : 72 %

L'analyse de la situation actuelle de la mine et de celle qui a prévalu pendant les années écoulées ; nous renseigne sur un déficit énorme en matière de découverte. Or il est admis que l'évolution harmonieuse des carrières doit tenir compte, et sur le même pied d'égalité du minerai et de la découverte ; bien plus et compte tenu des impératifs de l'exploitation du minerai et le maintien de la demande sur ce dernier, les besoins des quartiers en matière de découverte se sont vu augmentés. Avec cette situation là ; l'extraction du minerai va connaître plus de difficultés à travers les quartiers. Cette non-conformité dans l'exploitation est due :

- Au manque de moyens matériels et de sa vétusté, qui ont fait que le peu existant est Dédié exclusivement à la production du minerai au détriment du stérile.
- À la contrainte du respect des engagements pris envers le client Arcelor Métal Annaba (la satisfaction du client passe en premier par rapport au développement).

Cette stratégie a engendré un retard considérable dans le développement du stérile, une déformation des gradins (jumelage) de la carrière ce qui rend leur exploitation ultérieure de plus en plus compliquée, et aussi un blocage des réserves exploitables (cas du Chagoura Pic-Sud).

4. Conclusion

La mise en exploitation du gisement de fer de l'Ouenza date de l'année 1921. Ce gisement constitue la principale source d'approvisionnement en minerai de fer du complexe sidérurgique d'El Hadjar. Du point de vue stratigraphique, il est caractérisé par les formations datées du Trias. Jurassique, Crétacé, Éocène, Miocène et Quaternaire. Ce gisement est constitué des gîtes qui fournissent en effet des minerais de composition hétérogène. En plus de cette disparité qualitative du minerai, ces différents gîtes se distinguent aussi par la quantité de réserves en minerai qu'ils renferment. Le mode d'exploitation appliqué dans les différents quartiers de la mine est par fonçage avec un seul bord exploitable. L'extraction du minerai est réalisée par gradin de 12 à 15 m. Dans ces derniers temps la mine a connu des retards considérables dans les travaux de développement et d'extraction du minerai et du stérile. D'une part, ces retards sont dus au manque de moyens matériels et de sa vétusté. Et d'autre part, des problèmes techniques dans les chantiers de production dont le plus important le dernier glissement de terrain qui est manifesté dans le quartier Zerga et qui fera l'objet de notre thème de recherche.

*Chapitre 2 : les propriétés
physico-mécaniques des roches*

Chapitre II : Les propriétés physico-mécaniques des roches

1. Introduction

La reconnaissance des massifs rocheux permet d'appréhender les problèmes qui peuvent se poser lors de l'étude d'un projet de construction ou lors de l'expertise de sinistres. Les propriétés physico-mécaniques des roches sont une source capitale dans la compréhension de comportement des massifs rocheux dont la complexité est avérée. Ces dernières ont une grande influence sur la stabilité des terrains.

Parmi les propriétés physiques, les plus importantes sont : la masse volumique, la porosité, densité et la dureté...etc.

Parmi Les propriétés mécaniques : la résistance à la compression, la résistance à la traction et la résistance au cisaillement...etc.

2. Les propriétés physiques des roches

2.1. Porosité et indice des vides

Dans les roches la matière minérale forme un squelette solide qui ne remplit pas tout l'espace, et dont le complément est appelé vide. La forme des vides, leur taille, leur répartition, leurs liaisons ou au contraire l'isolement de certains, influent sur le comportement mécanique des roches. La porosité n est, par définition le rapport du volume des vides V_v de la roche au volume total V_t . La détermination de la porosité se donne par la formule suivante :

$$n = \frac{V_v}{V_t} \times 100$$

La porosité varie de quelque % à plus de 40 % dans les roches sédimentaires, elle est plus faible, dans les roches magmatiques, souvent inférieure à 1 %. Selon la porosité, les roches sont classées en :

- Roches de faible porosité : $0 < p < 5 \%$.
- Roches de porosité moyenne : $5 < p < 10 \%$.
- Roches de porosité élevée : $10 < p < 20 \%$.
- Roches de grande porosité : $p > 20 \%$.

L'indice des vides (e), il est défini comme le rapport du volume des vides contenus dans un échantillon donné ramené au volume des grains solides de l'échantillon.

$$e = \frac{V_v}{v_s} = \frac{n}{1-n}$$

La porosité et l'indice des vides définissent la proportion de vide contenue dans le sol considéré.

2.2. La masse volumique

On appelle masse volumique d'un matériau la masse de l'unité de volume de la roche (g/cm^3). On définit, Suivant l'état du matériau, ρ_s la masse volumique absolue ou masse volumique du solide, ρ_h la masse volumique naturelle, ρ_d la masse volumique sèche ou réel et ρ_{sat} la masse volumique saturée (après saturation de la roche).

$$\rho_s = \frac{M_s}{V_s}; \rho_d = \frac{M_s}{V_t}; \rho_h = \frac{M_h}{V_t}; \rho_{\text{sat}} = \frac{M_{\text{sat}}}{V_t};$$

Avec :

- M_s : la masse du matériau sec ; g.
- V_s : le volume des grains après broyage ; cm^3 .
- V_t : le volume de l'échantillon ; cm^3 .
- M_h : la masse naturelle ; g.
- M_{Sat} : la masse de l'échantillon saturée ; g.

ρ_d varie en fonction de la porosité de la roche, par contre ρ_s ne dépend que de la minéralogie.

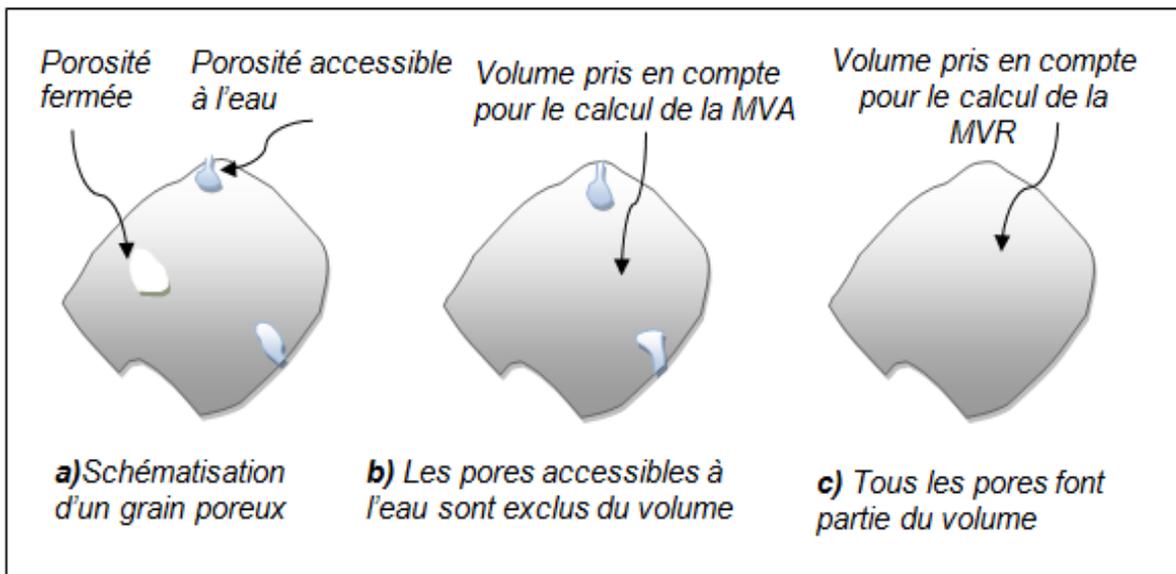


Figure II-1 : Prise en compte du volume d'un grain dans le calcul de la MVA et de la MVR (Maillot.R, 2001)

Où :

MVA : masse volumique absolu

MVR : masse volumique réel ou sèche

2.3. La teneur en eau

C'est le rapport de la masse d'eau M_w , à la masse du solide sec.

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_t - M_s}{M_s}$$

Où :

M_w est la masse d'eau.

M_t est la masse totale de l'échantillon.

M_s est la masse sèche des grains solides.

2.4. Le degré de saturation

Le degré de saturation, noté S_r indique dans quelle proportion les vides sont remplis par l'eau. Il est défini comme le rapport du volume de l'eau contenue dans l'échantillon au volume des vides. Le degré de saturation peut varier de 0 % (sol sec) à 100% (sol saturé)

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad ; \quad \begin{array}{l} V_w : \text{volume de l'eau dans l'échantillon, cm}^3. \\ V_v : \text{volume des vides, cm}^3. \end{array}$$

2.5. Coefficient d'absorption d'eau (Ab)

C'est le rapport de la différence entre la masse de l'échantillon immergé dans l'eau pendant 24 heures à 20°C et sa masse sèche, à la masse sèche de l'échantillon.

$$A_b = \frac{M_a - M_s}{M_s}$$

Où :

M_a : masse de l'échantillon immergé dans l'eau pendant 24 h.

M_s : masse sèche de l'échantillon.

2.6. Densité

On entend par la densité (poids spécifique) d'un minéral le rapport entre son poids et celui du même volume d'eau ; une détermination précise de la densité exige des instruments spéciaux, on peut cependant l'estimer très approximativement en soupesant l'échantillon. On distingue deux types de densité :

✚ **Densité absolue** : est le rapport de la masse absolue d'une unité de volume du matériau à température donnée à la masse du même volume d'eau distillée à la même température.

✚ **La densité apparente** : à l'état compacté ou non compacté sera obtenue en établissant le rapport de la masse apparente d'une unité de volume du matériau à température donnée à la masse d'une même quantité d'eau distillée à même température.

2.7. Dureté

La dureté est un paramètre permettant de caractériser les matériaux. Il existe plusieurs manières de déterminer la dureté d'un matériau dont certaines font l'objet de norme précise. La notion de dureté (1822) provient du minéralogiste allemand Friedrich Mohs qui recherchait

un paramètre pour définir les minéraux. Il propose une échelle de 10 classes de dureté relative basée sur la résistance à la rayure par rapport à des matériaux donnés, du talc (très tendre) au diamant (très dur).

La caractéristique de dureté s'obtient par la mesure de la largeur d'une rayure faite sur la surface rectifiée d'un bloc de pierre. La valeur obtenue est en relation avec la difficulté de taille et l'usure des instruments. Ceci présente l'avantage de pouvoir mettre en relation les valeurs de dureté avec celles se rapportant à des caractéristiques physiques et mécaniques.

Tableau II-1 : Echelle de dureté de Mohs [54]

Dureté	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Minéraux de Référence	Talc	Gypse	Calcite	Fluorite	Apatite	Orthose	Quartz	Topaze	Corindon	Diamant

2.8. Vitesse du son et indice de continuité

La vitesse de propagation des ondes longitudinales (V_L) est calculée à partir de la mesure du temps de propagation des ondes à travers une éprouvette. Cette quantité est sensible à la porosité et surtout à la microfissuration de la roche : la vitesse du son d'un granite sain (6 000 m/s environ) chute à moins de 3 000 m/s dans un granite très altéré. Le calcul de l'indice de continuité I_c , rapport de la vitesse mesurée à la vitesse théorique (moyenne pondérée des vitesses des minéraux constitutifs), permet ainsi d'appréhender la qualité de la roche. À l'aide de la porosité n , on peut aussi quantifier le degré de fissuration en calculant l'indice D_f (figure II.2) :

$$D_f = 100 - 1,5 n - I_c ; \quad n \text{ et } I_c \text{ étant exprimés en \% .}$$

En mesurant la vitesse dans différentes directions, on peut aussi apprécier l'anisotropie d'une roche. On définit l'indice d'anisotropie par :

$$I_A = \frac{V_{lmax}}{V_{lmin}}$$

Un matériau est représenté par sa porosité en abscisse et son indice de continuité en ordonnée. Le graphique permet d'évaluer le degré de fissuration.

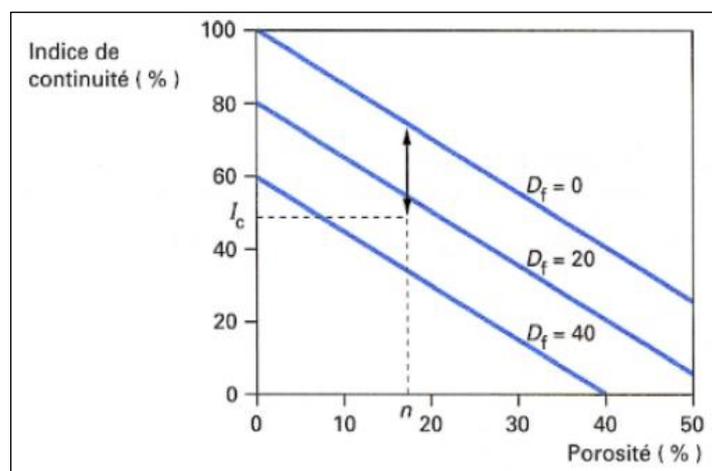


Figure II-2 : Indice de continuité et degré de fissuration [22]

2.9. Le degré de fissuration des roches

Les fissures sont la clef du comportement des roches et des massifs rocheux. On peut les définir comme des vides plats dont le rapport de l'épaisseur à la longueur est de l'ordre de 10^{-3} . La présence des fissures a une importance considérable (à l'échelle décimétrique ou métrique pour les cassures des massifs rocheux, à l'échelle kilométrique pour les grandes discontinuités géologiques, comme les failles) sur toutes les propriétés physiques ou mécaniques des roches ou des massifs rocheux. L'élasticité et la compressibilité non linéaires, la perméabilité, la conduction de la chaleur, la vitesse de propagation des ondes sonores, leur anisotropie et leurs variations en fonction des contraintes (qui écrasent les vides des fissures et rétablissent la continuité de la matière) sont essentiellement liées à la présence des fissures et à leur orientation. Le rôle de la fissuration est essentiel dans la rupture des roches et des massifs rocheux. La rupture d'une roche se produit après l'allongement des fissures sous charge par leur coalescence.

La fissuration du massif rocheux influe sur les propriétés géomécaniques du massif et sur la stabilité des talus. C'est le facteur le plus important qui caractérise les roches et les sols. Elle permet de choisir la méthode d'exploitation, de résoudre le problème de la stabilité des bords de la carrière. L'indice de fissuration (ID) est égal à la distance moyenne entre les fissures :

$$ID = \frac{L}{n}$$

Où ;

L : longueur de la partie étudiée du massif (en m).

n : nombre de fissures sur la partie mesurée.

Selon BRGM (Guide de prospection des matériaux de carrière), les roches sont classées suivant les valeurs de l'indice de discontinuité comme suit :

Tableau II-2 : Classification des discontinuités en fonction de l'indice de fissuration(B.R.G.M)

Classe	Intervalle moyen entre discontinuités ID (cm)	densité de discontinuité
ID 1	> 200	Très faible
ID 2	60 à 200	Faible
ID 3	20 à 60	Moyenne
ID 4	6 à 20	Forte
ID 5	< 6	Très Forte

2.10. Altération Ad

On appelle altération les modifications des propriétés physico-chimiques des minéraux, et donc des roches, par les agents atmosphériques, par les eaux souterrains et les eaux thermales (altération hydrothermale). Elle dépend en particulier du climat, de la température des eaux, de la nature des roches et de leur degré de fracturation. Elle a généralement pour effet de rendre les roches moins cohérentes ce qui facilite leur désintégration. Il est défini ainsi :

$$Ad = \frac{Fn - Fo}{Fn - Fa}$$

Où **F** est la valeur du paramètre : teneur moyenne d'un composant (gypse, fer, etc.) ou propriété quelconque de la roche (masse volumique, porosité, résistance à la compression, etc). Les indices **n**, **o** et **a** sont respectivement relatifs à la roche non altérée, la roche étudiée et la roche complètement altérée. En fonction de cet indice, on peut définir quatre stades d'altération :

Tableau II-3 : Stade d'altération des roches en fonction de l'indice d'altération Ad [51]

Ad	<0.3	0.3 - 0.7	0.7– 0.9	>0.9
Stade d'altération	Roches peu altérées	Roches moyennement altérées	Roches altérées	Roches très altérées

2.11. Module de Young et le coefficient de Poisson

Le physicien britannique Thomas Young (1773-1829) avait remarqué que le rapport entre la contrainte de traction appliquée à un éprouvette et la déformation qui en résulte (un allongement relatif) est constant, tant que cette déformation reste petite et que la limite d'élasticité du matériau n'est pas atteinte. Cette déformation élastique est réversible. Si la contrainte est annulée, l'éprouvette revient instantanément à sa forme initiale. Cette déformation élastique est suivie d'une déformation irréversible (permanente) appelée déformation plastique, qui se traduit sur le diagramme par une courbe qui se termine au moment de la rupture de l'éprouvette. Le module d'élasticité **E** (ou module de YOUNG) est donné par la pente du domaine élastique du diagramme contrainte-déformation : $E = \sigma / \epsilon$

Où :

- σ est la contrainte (en unité de pression).
- **E** est le module de Young.
- ϵ est l'allongement relatif, ou déformation (adimensionnel).

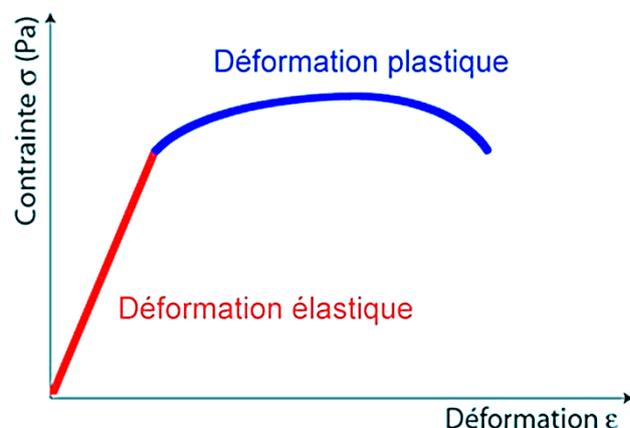


Figure II-3 : Diagramme contrainte-déformation (domaine élastique et domaine plastique)

o Le coefficient de poisson

Mis en évidence (analytiquement) par Siméon Denis Poisson, le coefficient de Poisson permet de caractériser la contraction de la matière perpendiculairement à la direction de l'effort appliqué :

$$\nu = \text{contrainte transversale unitaire} / \text{allongement axiale unitaire}$$

Le coefficient de Poisson ν fait partie des constantes élastiques. Il est compris entre -1 et 0,5. Ce coefficient est lié au Module de Young (**E**) par la relation : $E = 2G(1 + \nu)$, relation qui est valable dans le domaine plastique seulement.

G : module de cisaillement

2.12. Les limites d'Atterberg

Les limites d'ATTERBERG sont déterminées uniquement pour les éléments fins d'un sol (fraction passant au tamis de 0,4 mm), car ce sont les seuls éléments sur lesquels l'eau agit en modifiant la consistance du sol. L'essai consiste donc à faire varier la teneur en eau de cette fraction de sol et en observer sa consistance.

Selon la valeur de la teneur en eau, les propriétés mécaniques d'un sol fin évoluent depuis celles d'un solide (teneur en eau faible) jusqu'à celle d'un liquide (teneur en eau élevée). Entre ces deux états, pour les valeurs moyennes de la teneur en eau, le sol présente des propriétés plastiques. On définit d'une manière arbitraire une limite de liquidité (W_L) qui sépare l'état plastique de l'état liquide et une limite de plasticité (W_P) qui sépare l'état plastique de l'état semi-solide. Ces limites sont désignées sous le nom de limites d'ATTERBERG.

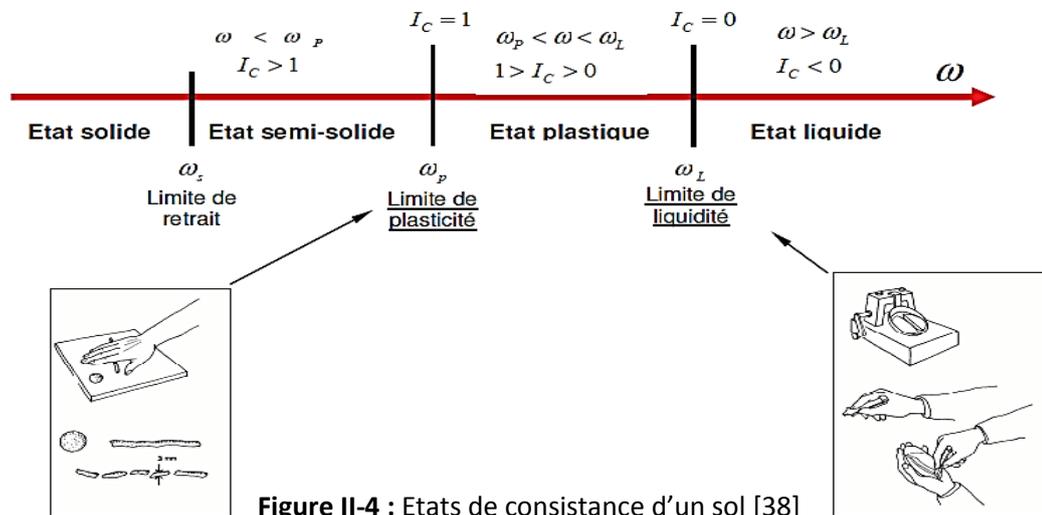


Figure II-4 : Etats de consistance d'un sol [38]

2.12.1. Indices de plasticité et de Consistance

- L'indice de plasticité I_p

L'indice de plasticité I_p représente la différence entre la limite de liquidité et la limite de plasticité. Il mesure l'étendue du domaine de plasticité du sol. Il s'exprime donc par la relation :

$$I_p = W_L - W_P$$

L'indice de plasticité caractérise la largeur de la zone où le sol étudié a un comportement plastique.

Tableau II-4 : Classification de l'argilité d'un sol selon l'indice de plasticité I_p [38]

Indice de plasticité I_p	Etat du sol
0-5	Non plastique
5-15	Peu plastique
15-40	Plastique
>40	Très plastique

Un sol, dont l'indice I_p est grand, est très sensible aux conditions atmosphériques, car plus I_p est grand plus le gonflement par humidification de la terre et son retrait par dessiccation seront importants. I_p précise donc aussi les risques de déformation du matériau.

○ **Indice de consistance I_c**

La comparaison de la teneur en eau naturelle W d'un sol et des limites d'Atterberg permet de se faire une idée de l'état d'une argile qu'on peut caractériser par son indice de consistance. Il représente, la teneur en eau relative par rapport aux limites de liquidité et de plasticité ; il s'exprime par la relation suivante :

$$I_c = \frac{W_L - W}{W_L - W_p} = \frac{W_L - W}{I_p}$$

Tableau II-5 : Etat du sol en fonction de l'indice de consistance [38]

Indice de consistance I_c	Etat du sol
$I_c > 1$	Solide
$0 < I_c < 1$	Plastique
$I_c < 0$	Liquide

L'indice de consistance croît en même temps que la consistance du sol. Pour un sol très mou, I_c est voisin de zéro, par contre il est supérieur à 1 pour un sol raide.

3. Les propriétés mécaniques des roches

3.1. Définition de la rupture

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan.

La contrainte appliquée qui peut causer la rupture doit être déterminée et elle est située sur un plan critique donné (cercle de Mohr).

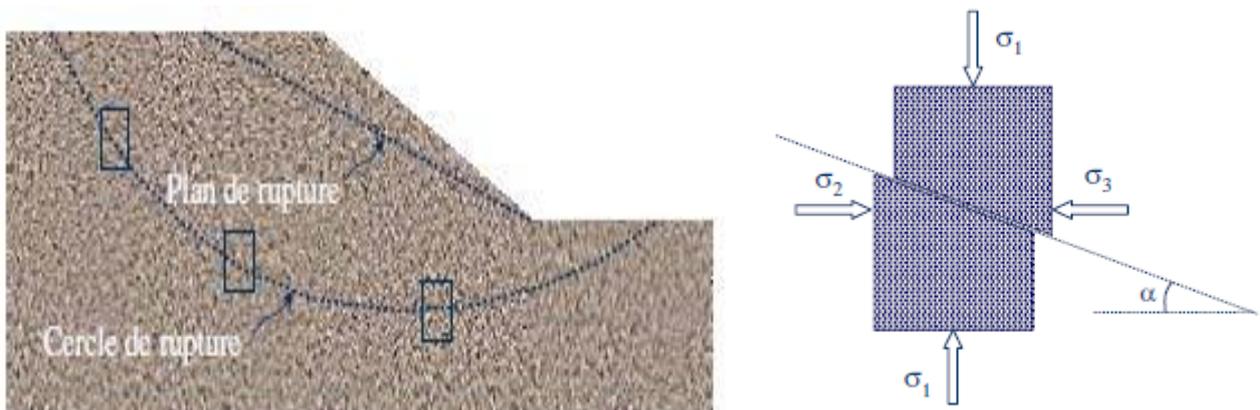


Figure II-5 : Rupture d'un sol (à gauche) et les contraintes provoquant la rupture (à droite) [4]

3.2. Critère de Mohr Coulomb

Le cercle de Mohr est une représentation graphique des états de contrainte à deux dimensions, proposée par l'ingénieur allemand Christian Otto Mohr en 1882. Pour des échantillons d'une même roche, on fait varier expérimentalement σ_1 et σ_3 ; on note les valeurs provoquant la rupture et l'angle de rupture correspondant. La représentation graphique dite du Cercle de Mohr situe le domaine de la rupture par rapport aux valeurs des contraintes σ_1 , σ_3 et à la contrainte tangentielle τ exercée sur le plan de rupture. Par convention, on prend des valeurs négatives de σ_3 dans le cas de la traction. Le cercle de Mohr permet donc de prévoir la résistance à la rupture d'un matériau, les conditions limites de la rupture et l'angle de rupture correspondant pour des valeurs données de σ_1 , σ_3 et τ .

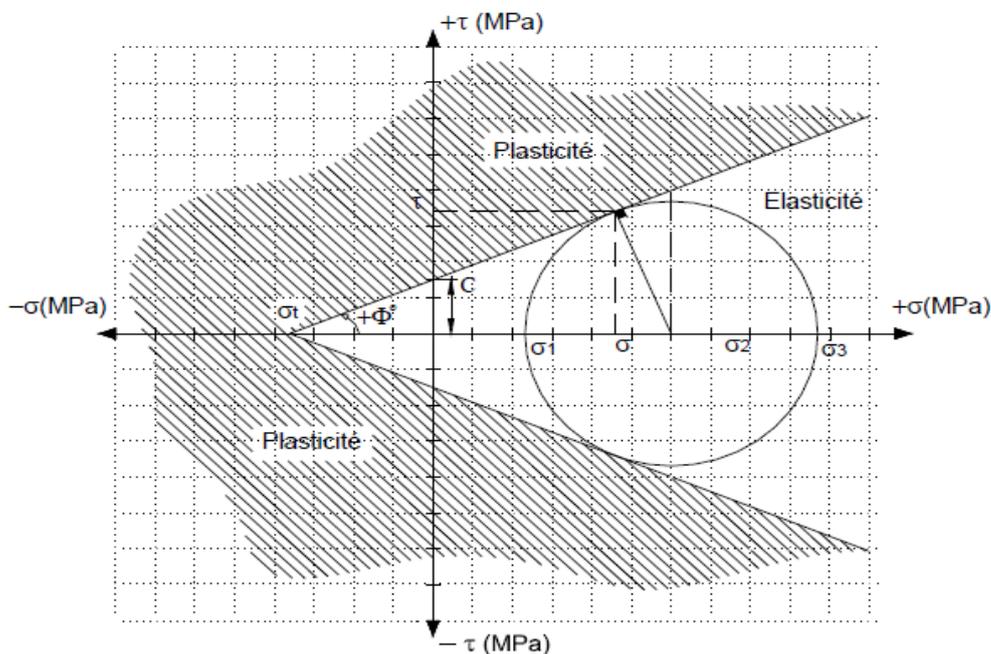


Figure II-6 : Critère de résistance de Mohr-Coulomb représenté dans le plan (τ, σ) [44]

3.3. Comportement mécanique des roches

En analysant la variation de la contrainte σ de compression appliquée sur un échantillon de roche en fonction de la déformation ϵ qui en résulte, nous distinguons deux stades principaux (Figure II.7) :

- Pendant le premier stade, la déformation est faible par rapport à l'accroissement de la contrainte, la roche reprend sa forme initiale. Ce stade est définie comme étant le demain plastique ou réversible.
- Quand en passe le domaine d'élasticité, la déformation est irréversible et les roches peuvent avoir deux types de comportement extrême : soit la rupture total, soit la déformation se développe sans accroissement important de la contrainte et on 'est dans le domaine de la déformation plastique.

Dans le premier cas, la roche a un comportement élastiques-fragiles, et dans le seconde cas on parle de comportement élasto-plastique.

✚ Elasticité

Un solide est dit élastique lorsqu'il retrouve la forme et les dimensions qu'il avait avant une sollicitation. L'élasticité est dite linéaire lorsqu'il existe un ensemble de relations linéaires entre les déformations et les contraintes.

✚ Plasticité

La plasticité est définie comme l'aptitude d'un corps à subir des déformations permanentes, le seuil de plasticité est la valeur de la sollicitation pour laquelle apparaissent les premières déformations irréversibles.

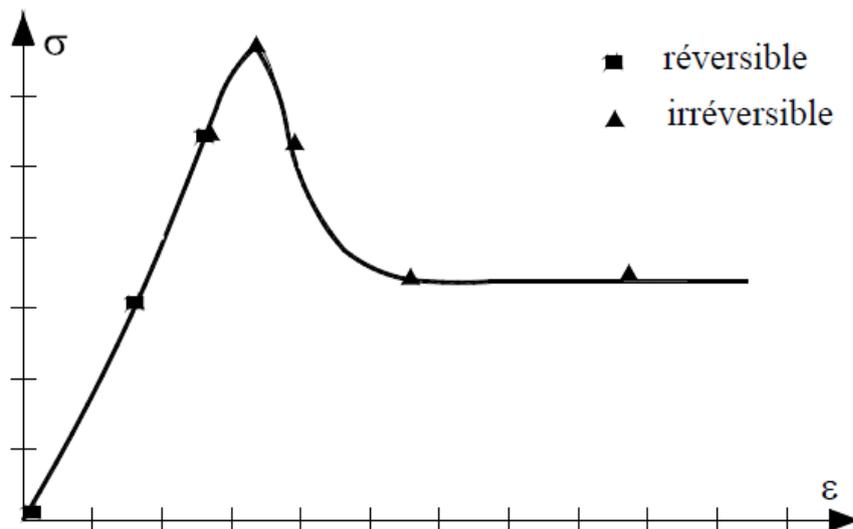


Figure II-7 : Principales phases du comportement d'une roche au cours de l'application d'une contrainte de compression [44]

3.4. La cohésion et l'angle du frottement interne

En ce qui concerne la **cohésion C**, il faut souligner le rôle important de l'eau. En effet, lorsque la quantité d'eau est très importante, les particules du sol sont séparées les unes des autres et la cohésion du sol est alors nulle.

En revanche la présence d'eau peut donner une certaine cohésion, cohésion apparente, à des sols qui n'en ont aucune lorsqu'ils sont secs. Dans les argiles et limons, cette cohésion apparente peut être très élevée. A noter que les sols grossiers, comme les graviers, ont une cohésion nulle, quelle que soit leur teneur en eau.

L'angle de frottement interne φ correspond à l'angle formé naturellement par un matériau mis en tas, par rapport à l'horizontale. Il dépend du type de sol et plus particulièrement de l'éroulé de ses grains : plus ces derniers sont anguleux, plus l'angle de frottement interne sera élevé. Ces deux paramètres sont déterminés, pour un sol donné, par des essais en laboratoire. Leur représentation par une droite (droite de Mohr-Coulomb), permet d'obtenir une représentation de la résistance au cisaillement de ce sol selon les contraintes exercées sur lui et, ainsi, de connaître la limite à la rupture de ce sol. C'est la raison pour laquelle on appelle également cette droite l'enveloppe des cercles à la rupture.

Un troisième terme apparaît dans la loi de Coulomb, il s'agit de σ' , la **contrainte effective**, qui est normale à la pente. C'est la contrainte correspondante aux efforts transmis par les grains du squelette minéral du sol, au niveau de leurs points de contact. La contrainte effective est, d'après la loi de Terzaghi ($\sigma' = \sigma - u$), la contrainte totale (σ) à laquelle on soustrait la contrainte neutre (u), soit la pression de l'eau remplissant les interstices du sol.

3.4.1. La cohésion et l'angle du frottement interne du massif [27]

Soit C_m et φ_m la cohésion et l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif rocheux. Pour déterminer les propriétés mécaniques C_m et φ_m du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont principalement :

- Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne λ_φ (Généralement, la valeur prisé égale à 0.8).
- Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux λ .

Les valeurs de C_m et φ_m sont déterminées par les formules suivantes :

$$C_m = \lambda \cdot C_{ech}$$

$$\varphi_m = \lambda_\varphi \cdot \varphi_{ech}$$

C_m et φ_m : cohésion en kg/cm^2 et angle de frottement interne en degré du massif ;

C_{ech} et φ_{ech} : cohésion en kg/cm^2 et angle de frottement interne en degré de l'échantillon ;

λ et λ_φ : coefficients correctifs (sans unités).

- Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux (λ) est calculé en utilisant la formule :

$$\lambda = \frac{1}{1 + a \ln \frac{H}{h}}$$

a : coefficient dépendant de la résistance des roches et du caractère de fissuration.

H : la hauteur moyenne du gradin (m).

h : la distance moyenne entre les fissures (m).

Les valeurs du coefficient « a » en fonction de la cohésion sont données dans le tableau II.6.

Tableau II-6 : Coefficient « a » en fonction de la cohésion C

a	0	0.5	2	3	4	7	10
C (Kg/cm ²)	0 -1.5	1.5 - 9	10 - 30	50 -80	100-200	200-300	>300

On tenant compte de facteur de fissuration du massif, le facture d'humidité et le facture de temps le coefficient d'affaiblissement structural (λ) peut être calculé en utilisant la formule suivante :

$$\lambda = \lambda_f \times \lambda_w \times \lambda_t$$

λ_f : coefficient qui tient compte du degré de fissuration du massif rocheux; $\lambda_f = 0,01$ à 1

λ_w : coefficient qui tient compte de l'humidité; $\lambda_w = 0,2$ à 1 .

λ_t : coefficient qui tient compte du temps; $\lambda_t = 0,5$ à $0,8$

3.4.2. La cohésion et l'angle de frottement interne en relation avec la résistance à la compression et à la traction

A partir des résultats des essais de traction et de compression sur un échantillon donné, on peut calculer les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne par les formules suivantes :

$$C_{ech} = \frac{\sigma_c \times \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_c \times \sigma_t - 3\sigma_t^2}} ; [Kg/cm^2]$$

$$\varphi_{ech} = \arcsin \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}$$

Où ;

σ_c : résistance à la compression

σ_t : résistance à la traction

3.5. Résistance à la compression

Elle est déterminée lors des essais de compression simple. Dans cet essai, l'échantillon est pris sous la forme d'une carotte (éprouvette cylindrique), d'élanement L/D (L : hauteur, D : diamètre) compris entre 2 à $2,5$ avec deux faces planes, lisses et parallèles obtenues par une rectification soignée.

L'échantillon est ensuite placé entre les plateaux d'une presse et la force axiale est augmentée jusqu'à la rupture de l'éprouvette. On appelle résistance à la compression (notée R_c) la contrainte maximale supportée par l'échantillon avant la rupture lors d'un essai de compression. Elle est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F}{S} ; [Kg f/cm^2]$$

F : effort (charge) maximale atteinte (juste avant la rupture).

S : est la surface de la section de l'éprouvette sur laquelle on applique l'effort F .

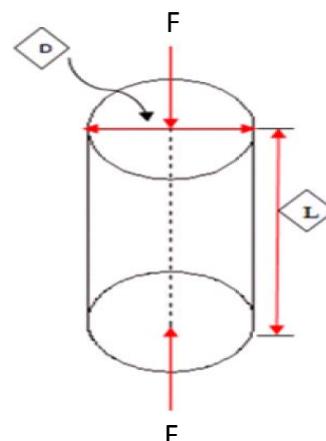


Figure II-8 : Schéma de la Compression uni axiale

Le tableau II.7 donne une classification des roches en fonction de leurs résistances à la compression proposée par la société internationale de mécanique des roches.

Tableau II-7 : Classification des roches en fonction de la résistance à la compression

Classe	Résistance σ_c (MPa)	Description
R1	< 6	Résistance très faible
R2	6 à 20	Résistance faible
R3	20 à 60	Résistance moyenne
R4	60 à 200	Résistance élevée
R5	>200	Résistance très élevée

3.6. Résistance à la traction

3.6.1. Traction directe

En soumettant une éprouvette cylindrique à une traction uniaxiale, la résistance à la traction simple est égale à la contrainte limite de traction qui produit la décohésion des échantillons des roches massives.

$$\sigma_t = \frac{P_{max}}{A_0} ; [\text{Kgf/cm}^2]$$

P_{max} = valeur finale atteinte par l'effort appliqué.

A_0 = surface transversale.

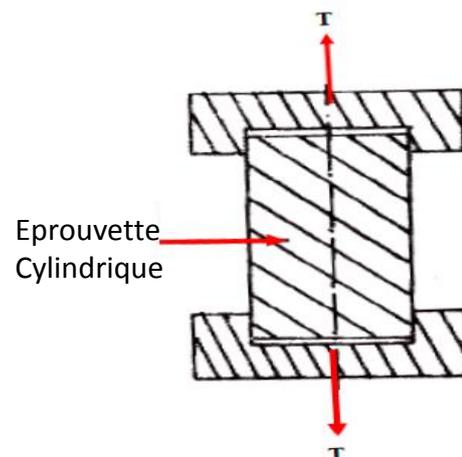


Figure II-9 : Essai de traction directe

3.6.2. Traction indirecte

L'essai de résistance à la traction indirecte, dite aussi essai brésilien, est l'essai de traction le plus commun pour les roches. Pour réaliser cet essai, on utilise une éprouvette de longueur à peu près égale au diamètre. L'éprouvette est placée entre les plateaux de la presse puis elle est chargée. La rupture est obtenue par traction au centre de l'éprouvette. La résistance à la traction indirecte est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = \frac{2F_{max}}{\pi DL} ; [\text{Kgf/cm}^2]$$

Avec : F_{max} la charge maximale appliquée.

D et L : dimensions de l'éprouvette cylindrique.

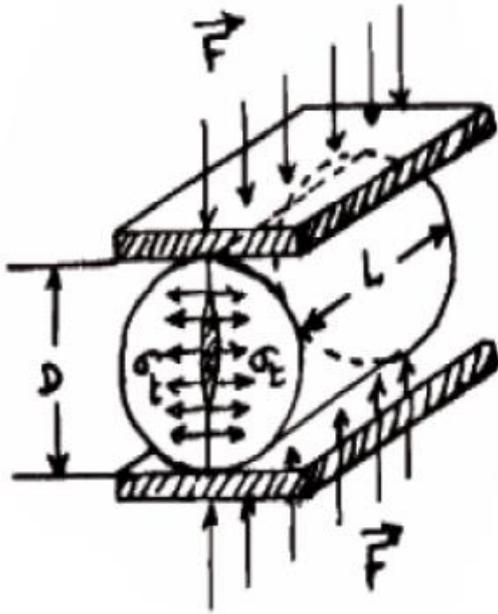


Figure II-10 : Schéma de la Traction indirecte



Figure II-11 : Essai brésilien

Le tableau II.8 donne une classification des roches en fonction de leur résistance à la traction proposée par la société internationale de mécanique des roches.

Tableau II-8 : Classification des roches en fonction de la résistance à la traction

Roches	Faiblement Résistantes	Moyennes	Résistantes	Très résistantes
σ_t (MPa)	0.40	1.5	4.00	>20

Notons que la résistance à la traction d'une roche est très faible par rapport à sa compression à cause des surfaces d'affaiblissement structurales qu'elle renferme. En pratique, il est préférable de commencer par cet essai (avant l'essai de compression simple), car il nous permet d'avoir une information sur la résistance à la compression σ_c , sachant que la σ_c varie entre 8 et 15 fois la σ_t (moyenne de 10x) [35].

3.7. La résistance au cisaillement

La résistance au cisaillement d'un sol est la résistance interne par unité de surface qu'un sol peut offrir pour résister à une rupture ou à un cisaillement le long d'un plan. Elle représente la contrainte tangentielle limite avant la rupture. Plusieurs types d'appareils sont utilisés pour les essais de cisaillement, mais deux appareils de laboratoire ont été mis au point, pour les recherches et les essais courants citent :

- Cisaillement direct.
- Cisaillement triaxial.

3.7.1. Cisaillement directe

Il s'agit de déterminer les caractéristiques mécaniques d'un sol en procédant au cisaillement rectiligne d'un échantillon sous charge constante.

L'appareillage nécessaire pour effectuer cet essai est la boîte de Casagrande. Le principe consiste à cisailer une éprouvette suivant un plan π déterminé à l'avance en exerçant un effort normal N constant (par le piston) et un effort tangentiel T croissant. La force totale de cisaillement est mesurée à l'aide d'un anneau dynamométrique fixé à la demi-botte supérieure. Un comparateur mesure la déformation verticale de l'échantillon.

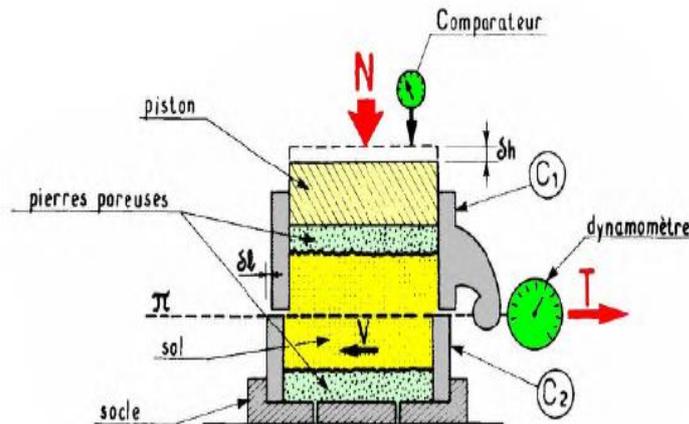


Figure II-12 Cisaillement direct à la boîte de Casagrande

La mesure de σ et de τ à la rupture, déterminée sur trois ou quatre échantillon permet le tracé de la droite : $\tau = C + \sigma \operatorname{tg} \varphi$

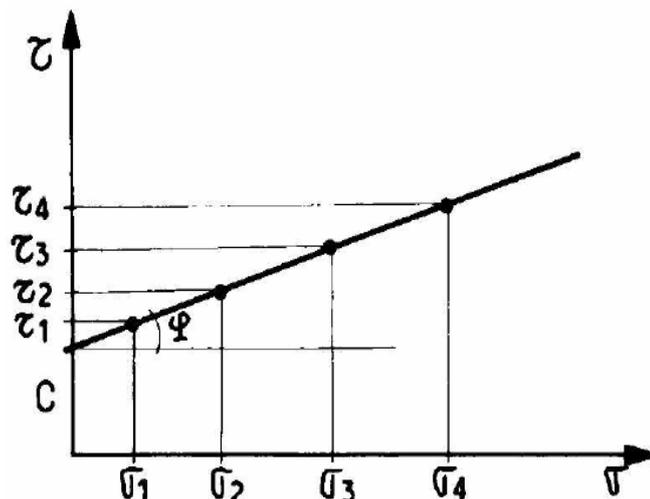


Figure II-13 : Détermination de C et φ

Suivant le type de l'essai de cisaillement exécuté (essai non consolidé non drainé, essai non consolidé drainé ou essai consolidé drainé), voici les courbes intrinsèques produites (cas des sols cohérentes) [55].

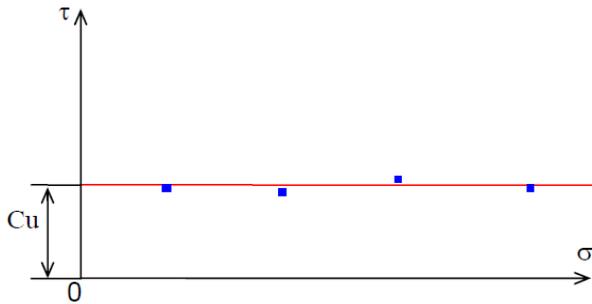


Figure II-14 : Courbe intrinsèque de sol non consolidé non drainé

- Essai non consolidé - non drainé : La courbe intrinsèque obtenue est une droite parallèle à l'axe des contraintes normales. Elle est caractérisée par son ordonnée à l'origine C_u .

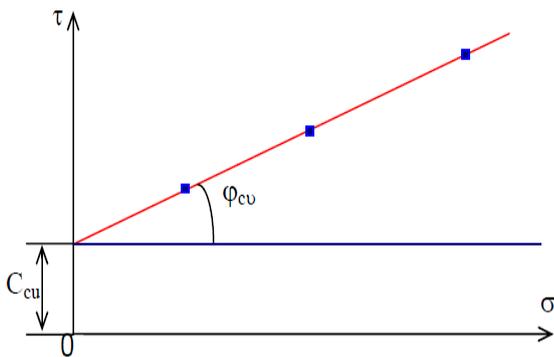


Figure II-15 : Courbe intrinsèque de sol consolidé non drainé

- La courbe intrinsèque est approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. On la caractérise par son ordonnée à l'origine C_{cu} et par son angle avec l'axe des abscisses φ_{cu} .

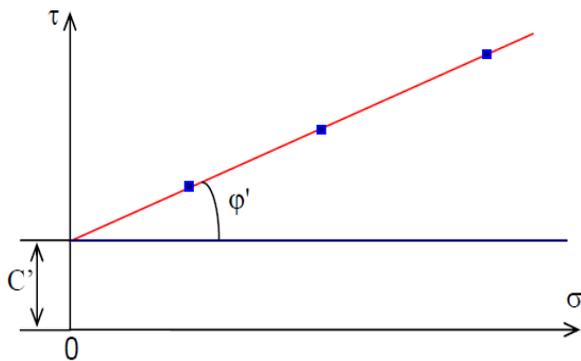


Figure II-16 : Courbe intrinsèque de sol consolidé drainé

- On obtient également approximativement une droite inclinée sur l'axe des contraintes normales. Elle fournit la cohésion effective C' et l'angle de frottement effectif φ' .

3.7.2. Cisaillement triaxiale

L'essai est réalisé sur des éprouvettes cylindriques de sol saturé. L'éprouvette est placée dans une cellule cylindrique remplie d'eau (figure II.17). La surface latérale de l'éprouvette est entourée d'une membrane en caoutchouc étanche. Des pierres poreuses saturées placées aux extrémités de l'éprouvette peuvent être mises en communication avec l'extérieur de la cellule afin d'assurer le drainage en cours d'essai. Elles peuvent également reliées à un appareil de mesure de la pression interstitielle. L'essai comporte deux phases au cours desquelles l'éprouvette est soumise à :

- Une pression hydrostatique σ_3 , appelée pression cellulaire.
- A laquelle se superpose une contrainte axiale d'intensité F/S , appelée déviateur et notée d , appliquée par l'intermédiaire d'un piston. La contrainte axiale total est alors : $\sigma_1 = \sigma_3 + d$.

L'essai consiste à faire croître le déviateur ($d = \sigma_1 - \sigma_3$) en soumettant l'éprouvette à une vitesse de déformation axiale constante, jusqu'à la rupture ; la pression cellulaire σ_3 étant maintenu constante. La rupture se produit par cisaillement.

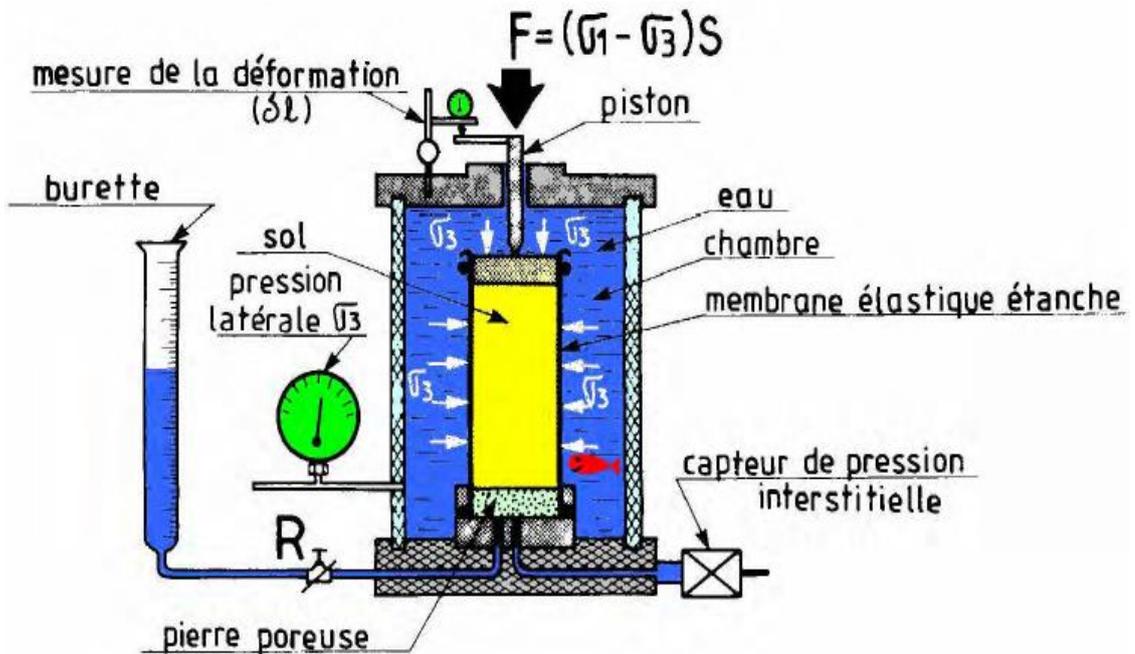


Figure II-17 : Appareil triaxial

On trace, dans le plan de Mohr $\{0, \sigma, \tau\}$, les cercles de Mohr de rupture pour plusieurs valeurs de σ_3 . La courbe intrinsèque est la tangente commune aux cercles de rupture.

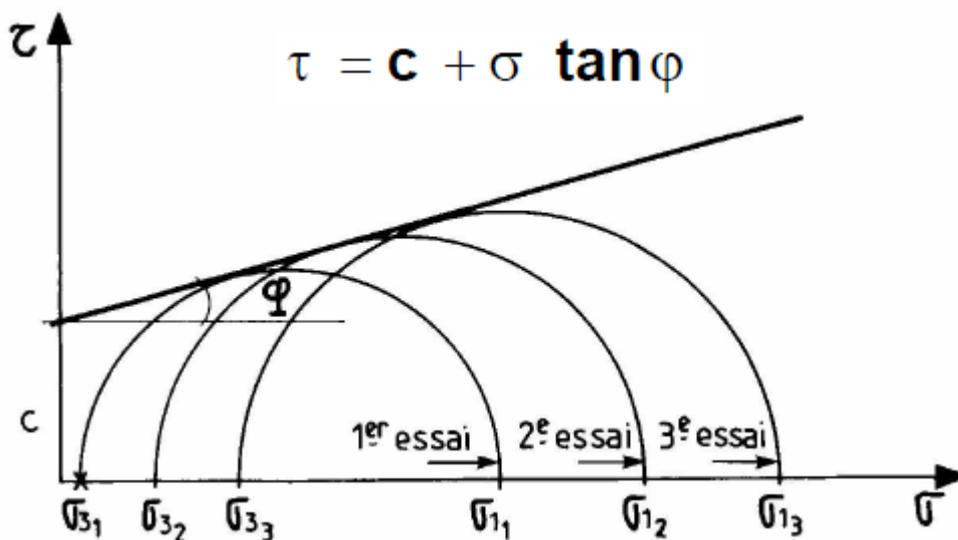


Figure II-18 : Détermination de la droite intrinsèque d'un sol

Suivant les conditions de drainage lors de l'application de la pression cellulaire σ_3 puis du déviateur trois types d'essais peuvent envisagés :

- Essai consolidé-drainé, noté CD : La valve de drainage est ouverte pendant la consolidation et pendant le cisaillement :

- σ_3 pression de confinement.
- $\Delta\sigma_d$ déviateur de pression.
- $\sigma_1 = \sigma_3 + \Delta\sigma_d =$ contrainte principale.

L'essai étant drainé \rightarrow la pression de l'eau est dissipée $\Delta u = 0$.

- **Essai consolidé- non drainé, noté CU** : La valve de drainage est ouverte pendant la consolidation. Cette dernière est ensuite fermée et la contrainte déviatorique est appliquée sans permettre le drainage c'est-à-dire sans permettre un changement de teneur en eau (si $S_r = 100\%$).

L'essai étant non drainé \rightarrow la pression de l'eau n'est pas dissipée $\Delta u \neq 0$.

- **Essai non consolidé- non drainé, noté UU** : La valve de drainage est toujours fermée. L'échantillon est soumis à une pression hydrostatatique de confinement sans drainage et le déviateur est appliqué sans drainage (sans permettre aucun changement de teneur en eau - $S_r = 100\%$).

L'essai étant non drainé \rightarrow la pression de l'eau n'est pas dissipée pendant la consolidation et le cisaillement $\Delta u \neq 0$.

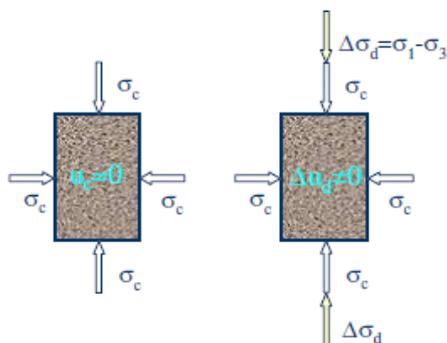


Figure II-20 : Essai triaxial consolidé – non drainé

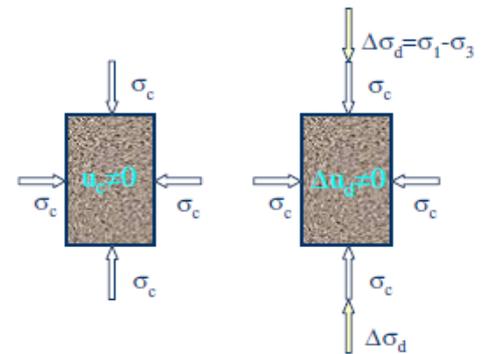


Figure II-19 : Essai triaxial non consolidé - non drainé

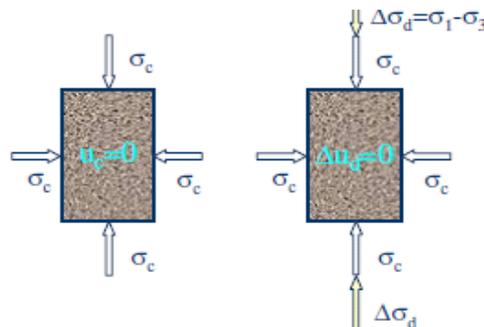


Figure II-21 : Essai triaxial consolidé-drainé

4. conclusion

Dans ce chapitre, il a été souligné l'importance des propriétés physiques et mécaniques des roches qui demeurent indispensables pour la reconnaissance géotechnique du site étudié. Toute étude de stabilité doit donc s'attacher non seulement à bien connaître le comportement du massif proprement dit, mais aussi à identifier les caractéristiques, les « défauts » de ce dernier qui peuvent engendrer sa rupture.

*Chapitre 3 : Généralités sur la
stabilité des talus*

Chapitre III : Généralités sur la stabilité des talus

1. Introduction

L'étude des mouvements de terrain peut être reliée à celle de la stabilité des pentes. Cette problématique créée par diverses formes d'instabilité des couches superficielles du sol peut être accentuée par la géologie, la topographie, la morphologie ou de facteurs plus complexes, à la fois naturels et artificiels. Les instabilités de pentes surviennent lorsque la résistance des terrains est inférieure aux efforts moteurs engendrés par la gravité et l'eau souterraine ou par les travaux de l'homme ; leur dynamique répond naturellement aux lois de la mécanique. La revue littéraire indique que ces instabilités se produisent quand les forces motrices excèdent les forces de résistances du sol le long d'une surface critique de rupture.

L'objet de ce chapitre est de présenter la classification des mouvements de terrain, ainsi les facteurs influencent la stabilité des talus et de souligner les principes ou les méthodes de bases de calcul de stabilité des talus.

2. Classification des mouvements de terrain

On regroupe sous l'appellation de " mouvement de terrain " tous phénomènes affectant une masse de sols ou roches et le faire déplacer d'un état à un autre d'une manière lente et superficielle qui se résulte de l'effet des actions de gravité, ou d'une manière rapide et profonde résultant de l'érosion favorisée par l'action de l'eau et de l'homme c'est pour cela qu'il y a une multitude de mouvement de terrain. Cette expression regroupe des phénomènes très variés et la terminologie est riche : glissements, éboulements, affaissements, coulées boueuses, etc., correspondant à différents mécanismes de rupture, différents matériaux (argiles, roches dures, etc.), différentes dynamiques, ou différentes dimensions (de quelques dm³ à plusieurs centaines de millions de m³).

Il existe de nombreuses classifications des mouvements de terrain ; Selon la vitesse de déplacement, deux ensembles peuvent être distingués : Les mouvements lents et les mouvements rapides. Seuls les mouvements rapides sont directement dangereux pour l'homme. Leurs conséquences sont d'autant plus graves que les masses déplacées sont importantes. Les conséquences des mouvements lents sont essentiellement socioéconomiques ou d'intérêt public.

2.1. Les mouvements rapides et discontinus

2.1.1. Les écroulements

Ce sont des chutes soudaines de masses rocheuses. On utilise le terme de chute de pierres pour le détachement de quelques unités de volume inférieur à 1 dm³, ou chute de blocs pour un volume supérieur. Le terme écroulement est utilisé quand il s'agit de la chute soudaine d'une masse rocheuse qui se détache d'une paroi en se désorganisant (Figure III.1).

2.1.2. Les coulées

Elles se produisent à partir du matériel meuble, momentanément saturé en eau, prenant alors une consistance plus ou moins visqueuse, parfois proche de la fluidité. On distingue plusieurs types de coulées telle que :

- **Coulées boueuses** : les coulées boueuses, assimilables à l'écoulement d'un fluide visqueux charriant des éléments de tailles diverses (depuis les fines jusqu'aux blocs) sur des distances parfois importantes. Ces phénomènes se produisent en présence de grandes quantités d'eau. C'est le cas pendant de fortes précipitations ou lors de rupture des digues ou de barrages (Figure III.2).
- **Coulées de solifluxion** : déplacement lent des sols en milieu périglaciaire, résultant de l'instabilité de la partie dégelée du sol, en surface, au cours de l'été).

2.1.3. Les effondrements

Les effondrements (Figure III.3), se produisent de façon brutale. Ils résultent de la rupture des appuis ou du toit d'une cavité souterraine, rupture qui se propage jusqu'en surface de manière plus ou moins brutale, et qui détermine l'ouverture d'une excavation grossièrement cylindrique. Les dimensions de cette excavation dépendent des conditions géologiques, de la taille et de la profondeur de la cavité ainsi que du mode de rupture. Le phénomène peut être ponctuel (fontis, diamètre inférieur à 50 m, occasionnellement 100 m) ou généralisé (plusieurs hectares).



Figure III-1 : Eroulement

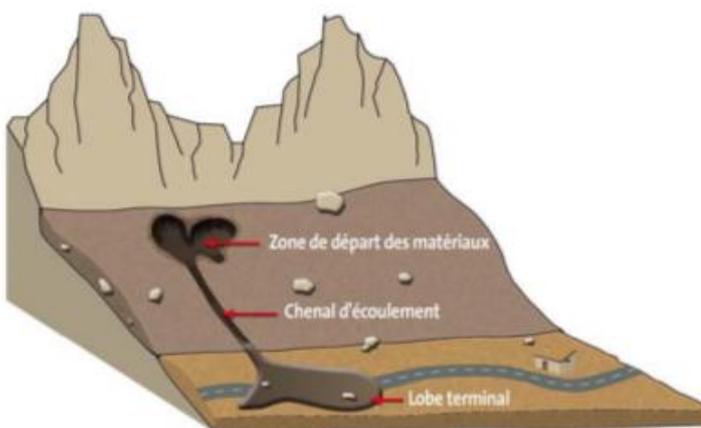


Figure III-2 : Coulées boueuses

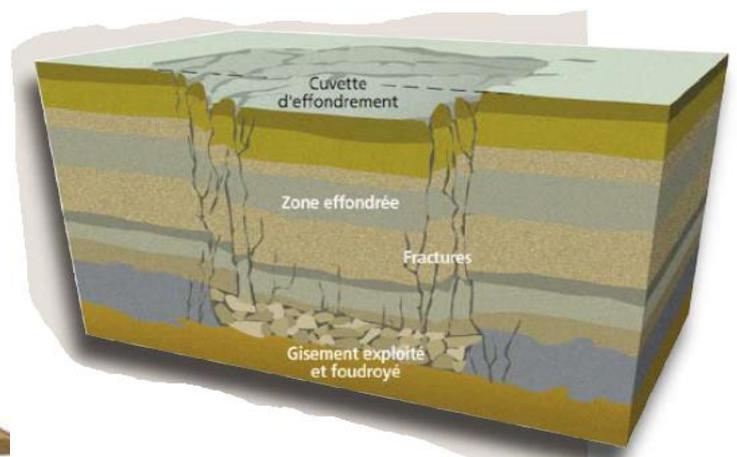


Figure III-3 : Effondrement

2.2. Les mouvements lents et continus

2.2.1. Le fluage

Il correspond à des mouvements lents dus à des sollicitations proches de la rupture (domaine plastique). Se sont des déformations viscoplastique lente sous contrainte intérieure à la résistance du cisaillement, concerne essentiellement les milieux argileux. Mais le simple jeu de la pesanteur peut aussi entraîner la poussée au vide d'une pente argileuse.

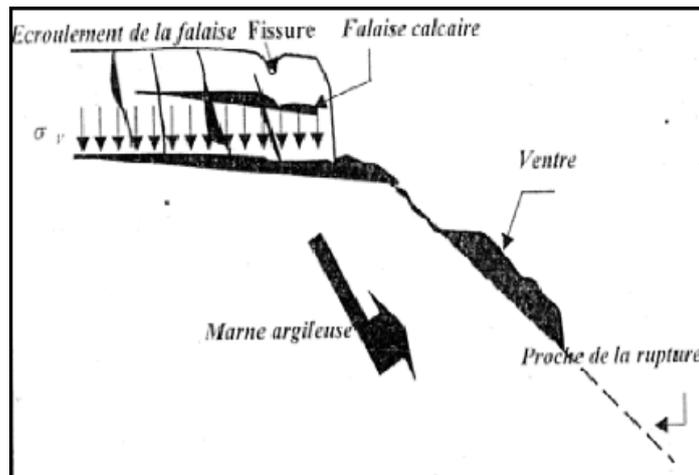


Figure III-4 : Phénomène de fluage

2.2.2. Les affaissements

Les affaissements, sont des dépressions topographiques en forme de cuvette plus ou moins profonde dues au fléchissement lent et progressif des terrains de couverture, avec ou sans fractures ouvertes, consécutif à l'évolution d'une cavité souterraine. Il n'y a pas de rupture en surface. Des efforts de flexion, de traction et de cisaillement, et des tassements différentiels peuvent se manifester dans les zones de bordure. Dans certains cas, les affaissements peuvent être le signe annonciateur d'effondrements.

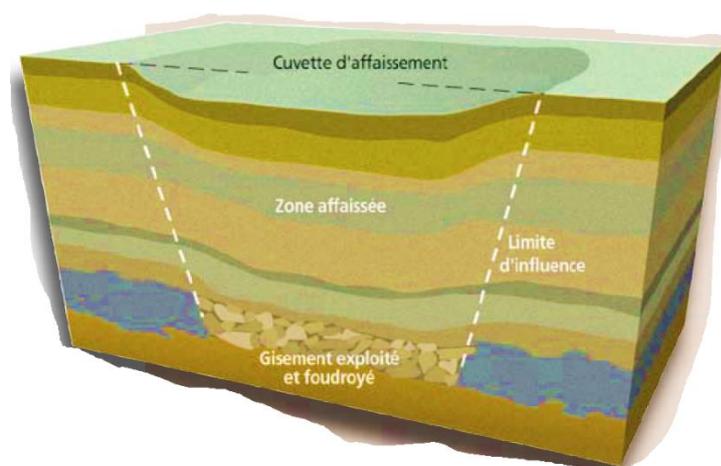


Figure III-5 : Affaissement

2.2.3. Les glissements de terrain

Le glissement de terrain peut être défini comme un mouvement de pente vers l'aval. Il peut affecter à la fois une masse rocheuse et/ou de terrain plus meuble, le long d'une ou plusieurs surfaces de rupture, ou suivant des zones relativement minces de déformation intense par cisaillement. La plupart du temps, le déclenchement d'un glissement de terrain est conditionné par plusieurs facteurs. Trois forces vont déterminer l'ampleur du phénomène :

- La gravité : représente la force qui entraîne le matériel vers le centre de la Terre. Elle est dépendante de la pente du terrain,
- La force de frottement : représente la force qui freine une couche de terrain meuble ou de roche par frottement contre la couche sous-jacente,
- La force de cohésion : représente la force qui repose sur l'attraction des particules du sol entre elles et de l'attraction entre ces particules et l'eau stockée dans le sol.

Lorsque les forces de résistance (force de frottement et de cohésion) sont plus fortes que la force motrice (la gravité), le versant reste stable. Si cet équilibre est inversé, un glissement de terrain se déclenche. Il se produit, alors, une rupture entre deux couches de roche ou de sol entraînant une masse qui se met à glisser avec plus ou moins de vitesse vers l'aval (Flageollet, 1989).

Parmi les facteurs qui contribuent au déclenchement des glissements, on peut citer :

- la nature des terrains : les terrains argileux sont prédisposés aux glissements.
- l'action de l'eau : l'eau est dans la plupart des cas la cause principale dans la mise en mouvement des terrains.
- les causes mécaniques externes : citons parmi les causes mécaniques externes, le terrassement au pied du talus, les entailles effectuées dans les talus stables, toute surcharge naturelle ou artificielle déposée sur une pente, les vibrations

2.2.3.1. glissement plan

Il se produit suivant un plan, au niveau d'une surface de discontinuité géologique : zone entre deux matériaux de nature différente, failles, plans de stratification..., .La ligne de rupture suit une couche mince de mauvaises caractéristiques sur laquelle s'exerce souvent l'action de l'eau. Une telle couche est appelée couche savon (Fig III.6).

2.2.3.2. Glissements rotationnels ou circulaires

Le terrain glisse le long d'une surface concave ayant la forme d'une cuillère. On distingue le glissement rotationnel simple et complexe (composé) :

- **Glissement rotationnel simple** : Ce type de glissement est très fréquent. La surface de rupture à une forme simple et peut être assimilée à un cylindre. Dans un tel glissement, on distingue : au sommet des fissures de traction et un escarpement, correspondant au départ de la surface de glissement, et à la base un bourrelet formé par des matières

glissées. Dans certains cas, la surface de rupture peut être assimilée à un cercle, d'où le nom de glissement circulaire (Figure III.7).

- **Glissement rotationnel complexe** : Ce type de glissement est rare. 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 (Figure III.8).

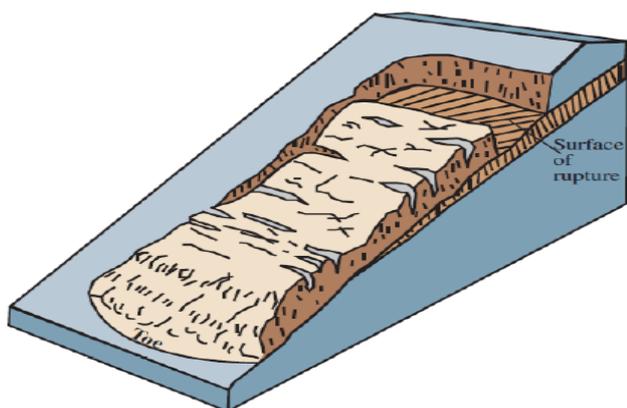


Figure III-7 : Glissement plane

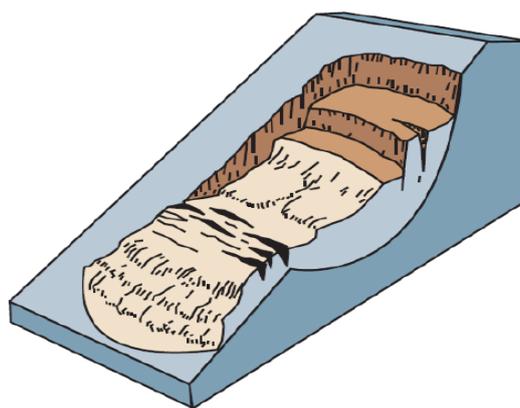


Figure III-6 : Glissement rotationnel simple

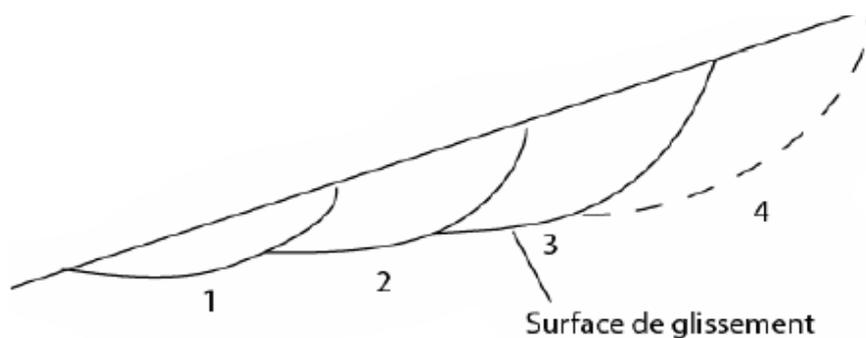


Figure III-8 : Glissement rotationnel complexe

Les glissements de terrain se différencient aussi par leur vitesse et par leur profondeur estimée de la surface de glissement. Le tableau III.1 présente la classification selon l'activité en fonction de l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement à long terme et selon la profondeur de la surface de glissement.

Tableau III-1 : Classification selon l'évaluation de la vitesse moyenne de glissement et selon la profondeur de la surface de glissement [47]

Glissement	Vitesse de glissement	Glissement	Surface de glissement
Substabilisé, très lent	0 - 2 cm/an	Superficiel	0 - 2 m
Peu actif, lent	2 - 10 cm/an	Semi profond	2 - 10 m
Actif (ou lent avec phases rapides)	> 10 cm/an	Profond	> 10m

3. Calcul de la stabilité des talus

Dans le cas des exploitations à ciel ouvert, le problème de stabilité des talus est d'une importance capitale pour :

- assurer la continuité de la production.
- sauvegarder les vies humaines et les engins de production.

D'un point de vue stabilité, l'étude d'une exploitation à ciel ouvert se ramène au dimensionnement des talus de la fosse. L'estimation de la sécurité réelle vis-à-vis du risque de rupture est une question complexe surtout dans le cas de données limitées ou peu connues.

Les méthodes de calcul de stabilité des terrains sont basées sur la constatation suivante : Lorsqu'il y a glissement de terrain, il y a séparation d'une masse du sol du reste du massif et son glissement se fait suivant une surface de rupture. Ayant défini une surface de rupture « S », on étudie la stabilité de la masse (1) mobile par rapport au massif (2) qui est fixe.

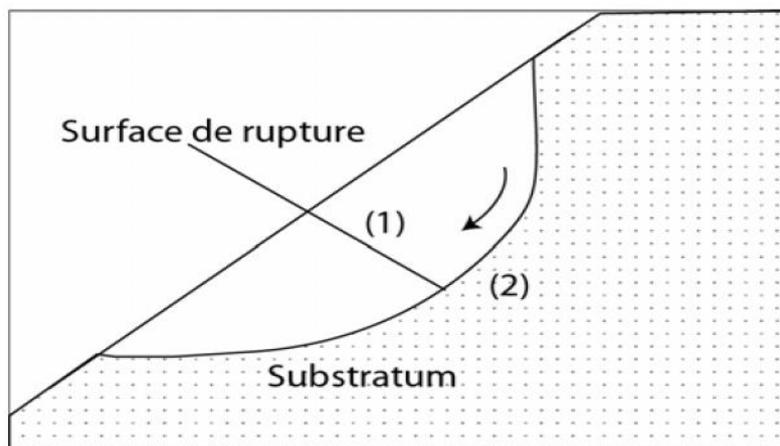


Figure III-9 : Surface de rupture

3.1. Définition de facteur de sécurité

Si les données géotechniques nécessaires sont définies, le calcul de la stabilité des pentes peut être effectué à l'aide d'une des méthodes de calcul connues. Le principe de calcul consiste à déterminer le facteur de sécurité F_s par lequel il faut diviser la résistance de la surface de glissement pour que la masse potentiellement stable soit à la limite de l'équilibre.

Pour évaluer la stabilité d'une pente, l'ingénieur doit choisir entre plusieurs définitions du coefficient de sécurité, ce coefficient peut être un rapport de forces, de moments, de grandeurs par rapport à une grandeur limite comme le montre le tableau III.2 :

Tableau III-2 : Différents exemples de définitions d'un coefficient de sécurité (LAMBE, 1973)

Définition	formule
Rapport de contraintes	$F_s = \tau_{\max} / \tau$
Rapport de forces	$F_s = E_{\text{résist}} / E_{\text{moteur}}$
Rapport de moment	$F_s = M_{\text{résist}} / M_{\text{moteur}}$
Rapport de grandeurs	Par ex : H / H_{\max}

Dès que l'ingénieur fait un choix et calcule le coefficient de sécurité, la surface de rupture déterminante, trouvée par essais et erreurs, est celle qui fait paraître le plus petit coefficient de sécurité. Ce facteur de sécurité minimal à adopter dépendra du type d'ouvrage et de son utilisation. Il est évident que pour des ouvrages dont la stabilité doit être garantie à tout prix (risque pour les personnes, site exceptionnel...), le facteur de sécurité F_s doit être élevé, tandis que pour certains sites peu importants ou pour certains ouvrages courants, et lorsqu'il n'y a pas de risque pour la vie humaine, on peut accepter des valeurs plus faibles (valeur courante de F_s est de 1.5). En se référant aux valeurs du coefficient de sécurité on peut évaluer l'état de stabilité du talus comme le montre le tableau III.3 ci-après.

Tableau III-3 : Equilibre des talus en fonction des valeurs théoriques du coefficient de sécurité [42]

Facteur de sécurité F_s	Etat de l'ouvrage
$F_s < 1$	Danger
$F_s = 1$	Stabilité limité
$F_s \in]1, 1.25[$	Sécurité contestable
$F_s \in]1.25, 1.4[$	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

A l'issue des expériences une classification a été proposée par la société internationale de la mécanique des roches qui est la suivante :

Tableau III-4:Equilibre des talus en fonction des valeurs expérimentales du coefficient de sécurité[42]

$F_s < 1$	Talus instable
$1 < F_s < 1.5$	Glissement possible
$F_s > 1.5$	Généralement stable

3.2. Méthodes de calcul de la stabilité des talus

Les chercheurs géotechniciens proposent plusieurs méthodes d'évaluation et de prédiction des catastrophes naturelles engendrés par les glissements de terrain. Parmi ces méthodes on trouve essentiellement selon R.M.Faure (2000) :

- ✚ Les méthodes volumiques ou méthodes sans hypothèse sur la surface de rupture (de type éléments finis) : avant la rupture, au stade de la pré-rupture, le massif de sol ou de roche est continu et son comportement ne peut être analysé par des méthodes d'équilibre limite, car on ne peut pas mettre en évidence une surface de rupture. Les phénomènes à décrire sont nombreux et complexes (élasto-plasticité, fluage, rupture progressive). Il est alors nécessaire de considérer des méthodes volumiques prenant en compte l'ensemble du volume pour analyser les mouvements ainsi que leur évolution dans le temps.
- ✚ Les méthodes énergétiques : l'amplitude et la vitesse des mouvements dépendent essentiellement de la redistribution de l'énergie potentielle devenant disponible au moment de la rupture. Pour les grandes vitesses et les grands déplacements, il faut alors considérer des approches énergétiques.

- ✚ Les méthodes de calcul à la rupture : les méthodes dites d'équilibre limite qui sont largement utilisées pour leurs formes simples et leurs résultats qui se rapprochent aux méthodes rigoureuses. Dans ce travail on s'intéresse à ces méthodes à la rupture.

3.2.1. Méthodes de calcul à la rupture

3.2.1.1. Généralité

Quand on étudie la stabilité d'un massif, deux cas de figure peuvent se présenter :

- Soit il n'y a pas de surface de glissement préférentielle, c'est le cas des sols relativement homogènes ne présentant pas de discontinuités géologiques, la surface sur laquelle il pourrait y avoir rupture n'est pas connue. Elle est alors définie sur la base d'un coefficient de sécurité minimal et d'une rupture cinématiquement possible. Afin de préciser la surface de rupture la plus critique et le coefficient de sécurité qui lui est associé, on utilise généralement des méthodes à l'équilibre limite itérées de nombreuses fois.
- Soit la masse rigide en glissement se déplace le long d'une surface de géométrie bien définie, c'est le cas des massifs rocheux fracturés, pour lesquels la cinématique du mouvement est conditionnée par les discontinuités et leur orientation spatiale. C'est aussi le cas pour les sols lorsqu'il peut y avoir mouvement le long d'une surface de glissement préexistante.

Dans les deux cas, le comportement du géomatériau est supposé suivre la loi de Mohr-Coulomb, qui donne la résistance au cisaillement à la rupture : $\tau = c' + \sigma' \tan \varphi'$ (en paramètres totaux). Les méthodes dites à l'équilibre limite sont très appropriées car on peut écrire facilement les équations qui relient les variables, mais, sauf pour les cas les plus simples, le nombre d'inconnues est bien supérieur au nombre d'équations. Pour pouvoir résoudre les équations, il faut alors introduire des hypothèses supplémentaires et simplificatrices de manière à égaliser le nombre d'inconnues et le nombre d'équations.

3.2.1.2. Méthodes des blocs

Les méthodes des blocs sont basées sur les hypothèses suivantes : le massif en mouvement peut être décomposé en un ensemble de blocs rigides et indéformables qui frottent les uns sur les autres. De plus, le comportement d'interface est souvent défini pour ces méthodes par la loi de Coulomb. Ces techniques sont appropriées quand on peut prévoir correctement la forme de la ligne de rupture. Ces méthodes distinguent une partie potentiellement mobile et un massif fixe ; séparés par une surface de rupture (FAURE R.M., 2000). Plusieurs cas sont étudiés par cette méthode, on peut citer par exemple :

- Rupture plane d'un talus
- Rupture plane d'une pente infinie

En outre, d'autres cas peuvent se présenter telles que les ruptures dans les barrages en terre où la rupture se fait selon deux plans différents ou d'autres cas plus complexes (tel que l'équilibre de plusieurs blocs).

3.2.1.3. Méthodes des tranches

Le découpage de la masse instable en tranches verticales a permis le développement d'un très grand nombre de méthodes, symbolisées par la méthode Suédoise de Fellenius (1927). Trois hypothèses sont rajoutées par rapport à la méthode des blocs (FAURE, R.M., 2000) :

- Les bords des blocs sont devenus verticaux ;
- Le point de passage de la force à la base du bloc (de la tranche) est situé au centre de cette base ;
- Le coefficient de sécurité est unique et ne s'applique qu'à la base des tranches.

A. Méthodes globales (FAURE, R.M., 2000)

Les méthodes globales (Caquot, 1954 ; Biarez, 1960) permettent une résolution graphique maintenant peu utilisée, mais l'informatique leur apporte un renouveau intéressant. L'intégration de valeurs le long de courbes quelconques étant très simple par discrétisation. Les hypothèses de cette méthode sont les suivantes :

- La masse en mouvement est observée dans son ensemble, elle est délimitée par la courbe de rupture ;
- Une fonction de répartition des contraintes normales est paramétrée le long de la courbe de rupture ;
- La résolution se fait avec trois équations de la statique appliquée à la masse en mouvement.

❖ Les méthodes graphiques

Taylor (1937), puis Caquot (1954) ont développé une méthode graphique permettant le calcul de ruptures circulaires dans un talus homogène cohérent et frottant, appelée méthode du cercle de frottement. Le terme de cohésion le long de l'arc de cercle (de centre O et rayon R) est du point de vue force équivalente, remplacé par une force parallèle à la corde de l'arc et de valeur $c'L$, L étant la longueur de l'arc. La réaction le long de la courbe de rupture, incliné à φ' , est tangente au cercle de frottement centré en O et de rayon $R \sin \varphi'$, et on suppose que la résultante passe par l'intersection des autres connues (poids, cohésion et pression interstitielle). Biarez (1960) évalue l'erreur introduite par ces hypothèses ; il trouve qu'elle est inférieure à 15% sur le coefficient de sécurité, en majorant la fonction de répartition des contraintes normales le long de la courbe de rupture (FAURE, 2000).

❖ Méthode de Bell (1969)

Bell propose de prendre une fonction de répartition de la contrainte normale le long de la courbe de rupture définie par deux paramètres μ et λ :

$$\sigma_n = \lambda \gamma h + \mu \sin\left(\frac{\pi(X-X_0)}{X_1-X_0}\right)$$

Où : X , X_1 et X_0 sont les abscisses curvilignes du point courant et des extrémités de la courbe de rupture. Cependant, cette fonction de répartition n'a pas permis à la méthode de fournir des résultats probants (FAURE, 2000).

❖ Méthode des perturbations

C'est une méthode globale qui proposée par Raulin et al (1974) et développé par Faure (1985). Cette technique permet d'effectuer des calculs en rupture circulaire ou non circulaire. Le massif de terre délimité par une courbe de rupture quelconque est alors en équilibre sous l'effet de son poids propre et de la réaction du sol sous-jacent. Dans cette méthode, on fait l'hypothèse que la contrainte normale σ sur la surface de rupture est donnée par une « perturbation » de la contrainte de Fellenius σ_F (Faure, 2000 et Durville et al, 2003). La loi de coulomb permet d'exprimer les contraintes de cisaillement maximales disponible au cisaillement nécessaire à l'équilibre.

Le système est résolu globalement à l'aide des trois équations d'équilibre appliquées à tout le massif, ce qui fournit les valeurs des trois inconnues du problème ; qui sont le coefficient de sécurité F et les deux paramètres qui modifient la contrainte approchée (μ et λ). Par ailleurs, cette méthodes peut avoir des extensions très intéressent pour la prise en compte d'inclusions ou pour le développement de méthodes en déplacements.

B. Principes et hypothèses des méthodes issues de l'analyse de l'équilibre d'une tranche [40]

Le principe de base de toutes ces méthodes est de découper le volume de sol étudié en un certain nombre de tranches et d'appliquer les différentes forces comme le montre à titre indicatif la figure III.10 Toutes ces méthodes ont en commun la même difficulté qui est de trouver à la fois la surface critique, les contraintes normales et tangentielles le long de cette surface et le facteur de sécurité (sur le critère de rupture) en partant des équations d'équilibre.

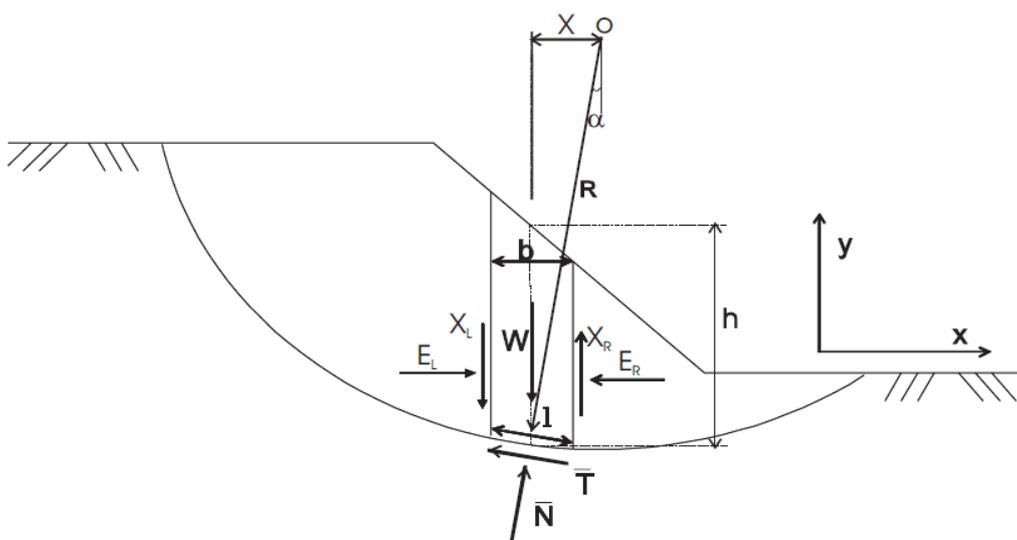


Figure III-10 : Exemple d'une rupture circulaire [40]

Les forces agissant sur la tranche (figure III.10) peuvent être définies comme suit :

- W = poids total de la tranche de largeur b et de hauteur h
- N, T = composantes normale et tangentielle de la force agissant à la base de la tranche
- X, E = composantes verticale et horizontale des forces inter tranches
- b = épaisseur de la tranche ($b = l \cos\alpha$)
- α = angle que fait la base de la tranche avec l'horizontale
- R = rayon du cercle de rupture de centre o
- l = longueur du plan de glissement de la tranche
- x = bras de levier du poids des terres

Définissons les efforts comme suit : $\mathbf{N} = \sigma l$ et $\mathbf{T} = \tau_m l$

τ_m est la contrainte de cisaillement mobilisée à la base de la tranche qui peut être exprimée par :

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

Où ;

T : est donnée par l'équation de Mohr- Coulomb (en paramètres effectifs) : $\tau = c' + (\sigma - u) \tan\varphi'$.

F_s : est le facteur de sécurité par lequel la résistance au cisaillement du sol doit être réduite pour amener la masse de sol dans un état d'équilibre limite.

Il vient alors :

$$\begin{aligned} T &= \frac{\tau}{F_s} l = \frac{l}{F_s} [c' + (\sigma - u) \tan\varphi'] \\ T &= \frac{1}{F_s} [c' l + (N - u l) \tan\varphi'] \end{aligned} \quad [3.1]$$

Pour une tranche :

➤ **En projetant verticalement toutes les forces :**

$$N \cos\alpha + T \sin\alpha = W - (X_R - X_L) \quad [3.2]$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [3.1]), on obtient :

$$\text{Où} \quad N = \frac{[W - (X_R - X_L) - \frac{1}{F_s} [c' l \sin\alpha - u l \tan\varphi' \sin\alpha]]}{m\alpha} \quad [3.3]$$

$$\text{Où} \quad m\alpha = \cos\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\varphi'}{F_s} \right) \quad [3.4]$$

➤ **En projetant horizontalement toutes les forces :**

$$T \cos\alpha - N \sin\alpha + E_R - E_L = 0 \quad [3.5]$$

Si on remplace T par sa valeur (équation [3.1]), on obtient :

$$E_R - E_L = N \sin\alpha - \frac{1}{F_s} [c' l + (N - u l) \tan\varphi'] \cos\alpha \quad [3.6]$$

On peut définir le coefficient de sécurité comme suit :

- 1- soit on le définit à partir de l'équilibre moment de toutes les forces et on va le désigner par F_m ;
- 2- soit on le définit à partir de l'équilibre global des forces horizontales, les unes tendant à bouger la masse de sol, les autres tendant à la stabiliser, et on va le désigner par F_f ;

➤ **Equilibre global des moments :**

$\sum W \cdot x = \sum T R$ et si on remplace T par sa valeur (l'équation [3.1]) et x par $R \sin \alpha$:

$$F_m = \frac{\sum [c' l + (N - ul) \tan \phi']}{\sum W \sin \alpha} \quad [3.7]$$

➤ **Equilibre global des forces :**

En absence de tout chargement de la masse de sol étudiée :

$$\begin{aligned} \sum E_R - E_L &= 0 \\ \sum X_R - X_L &= 0 \end{aligned}$$

D'où, l'équation [3.6] donne :

$$F_f = \frac{\sum [c' l + (N - ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad [3.8]$$

En général, les deux facteurs de sécurité sont assez proches et BISHOP [1955] montre que F_m est moins sensible aux hypothèses sur les forces inter tranches. Pour trouver les deux facteurs de sécurité F_m et F_f , certaines hypothèses doivent être posées pour résoudre les équations. A titre indicatif, nous citons certaines méthodes d'équilibre limite et leurs hypothèses :

❖ **Méthode de Fellenius [1927]**

Les hypothèses de la méthode de FELLENIUS sont :

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire et divise le talus en tranches ;
- elle néglige les forces entre les tranches (verticales et horizontales), figure III.11. A partir des équations [3.2] et [3.5], la force normale N devient :

$$\begin{cases} N \cos \alpha + T \sin \alpha = W \\ T \cos \alpha - N \sin \alpha = 0 \end{cases} \implies N = W \cos \alpha$$

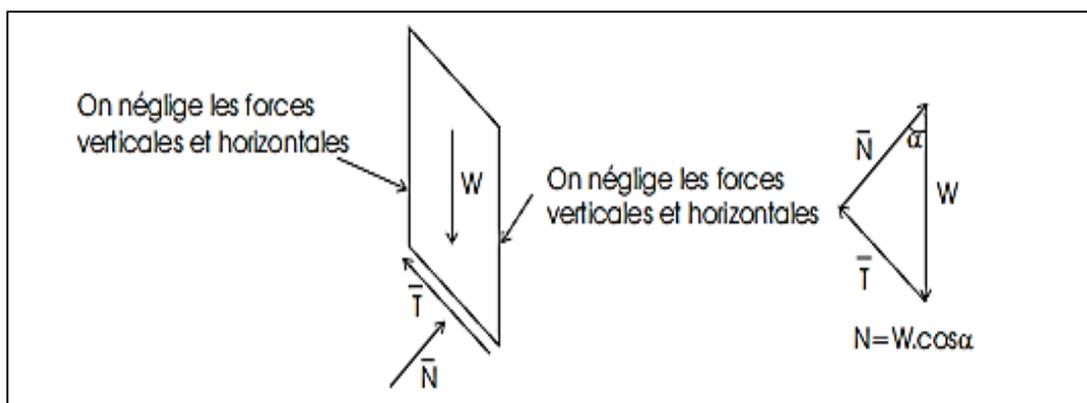


Figure III-11 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Fellenius (MASEKANYA J.P, 2008)

La méthode de Fellenius vérifie l'équilibre global des moments tout en négligeant les forces entre tranches comme nous venons de le voir, ce qui fait qu'en remplaçant dans l'équation [3.7] N par la valeur trouvée ($N = W \cdot \cos\alpha$), on aura :

$$F_m = \frac{\sum [c' l + (W \cos\alpha - ul) \tan\phi']}{\sum W \sin\alpha} \quad [3.9]$$

C'est une méthode moins précise que les autres méthodes des tranches et elle est sûre pour des sols homogènes seulement.

❖ **Méthode simplifiée de BISHOP [1955]**

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement circulaire ;
- elle néglige les forces verticales entre les tranches (figure III.12).

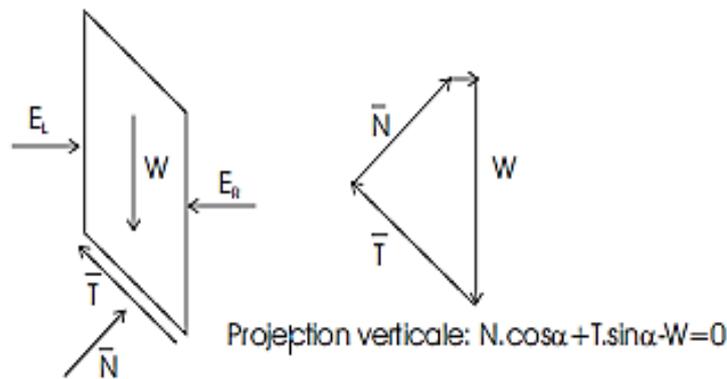


Figure III-12 : Forces appliquées sur une tranche dans la méthode de Bishop simplifiée (MASEKANYA J.P, 2008)

La méthode de Bishop vérifie l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais elle néglige l'équilibre horizontal des forces.

L'équilibre vertical donne l'équation [3.3] et d'après l'hypothèse faite sur les forces entre les tranches ($X_R - X_L = 0$), nous aurons :

$$N = \frac{[W - \frac{1}{F_s} [c' l \sin\alpha - u l \tan\phi' \sin\alpha]]}{m_\alpha}$$

Si on remplace N dans l'équation [3.7] nous aurons :

$$F_m = \frac{\sum [c' l \cos\alpha + (W - ul \cos\alpha) \tan\phi']}{m_\alpha \sum W \sin\alpha} \quad [3.10]$$

Où
$$m_\alpha = \cos\alpha \left(1 + \tan\alpha \frac{\tan\phi'}{F_m} \right)$$

Nous constatons que le coefficient de sécurité F_m (dû à l'équilibre moment) se retrouve dans les deux membres de l'équation, et donc, la résolution passe par des techniques itératives.

Généralement, on prend la valeur du coefficient obtenue avec la méthode de Fellenius comme point de départ de cette itération. Cette méthode est plus précise que celle de Fellenius et le calcul se prête particulièrement bien au traitement par ordinateur.

❖ Méthode simplifiée de JANBU [1956]

Hypothèses :

- la méthode suppose une surface de glissement quelconque (non circulaire) ;
- elle suppose que les forces entre les tranches sont horizontales.

La méthode de Janbu vérifie l'équilibre des forces horizontales et verticales tout en négligeant l'équilibre des moments, ce qui aboutit à l'équation [3.8]:

$$F_f = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \varphi'] \cos \alpha}{\sum N \sin \alpha} \quad [3.11]$$

et si on projette parallèlement à la base de la tranche, cette équation équivaut à:

$$F_f = \frac{\sum [c' + (N - ul) \tan \varphi']}{\cos \alpha \sum W \tan \alpha} \quad [3.12]$$

Ce coefficient de sécurité F_f est corrigé par un facteur f_0 dépendant de l'allure de la courbe de rupture et des propriétés du sol (cohésion et l'angle de frottement interne) : $F'_f = f_0 F_f$.

Le facteur de correction f_0 est donné comme suit [Dr. Y.M. Cheng, 2005] :

Pour $c, \varphi > 0, f_0 \approx 1 + 0.5 [d/L - 1.4(d/L)^2]$

Pour $c=0, f_0 \approx 1 + 0.31 [d/L - 1.4(d/L)^2]$

Pour $\varphi=0, f_0 \approx 1 + 0.69 [d/L - 1.4(d/L)^2]$

Tel que :

d = profondeur de la masse glissante

L = longueur de la masse glissante

❖ Méthode Morgenstern-Price [1965]

Hypothèses :

- La méthode suppose une surface de glissement non circulaire.
- Elle suppose que les forces entre les tranches sont parallèles entre elles afin de rendre le problème déterminé (figure III.13).
- Elle suppose aussi que la force normale N agit au centre de la base de chaque tranche.

Cette méthode vérifie l'équilibre horizontal et vertical des forces, l'équilibre des moments en un point quelconque ; et détermine également l'inclinaison des forces entre les tranches, ce qui donne une inconnue supplémentaire. Cette méthode est précise et elle est applicable à toutes les géométries et types de sol (MASEKANYA J.P, 2008) ; elle est très utilisée mais pose toujours quelque problèmes de convergence.

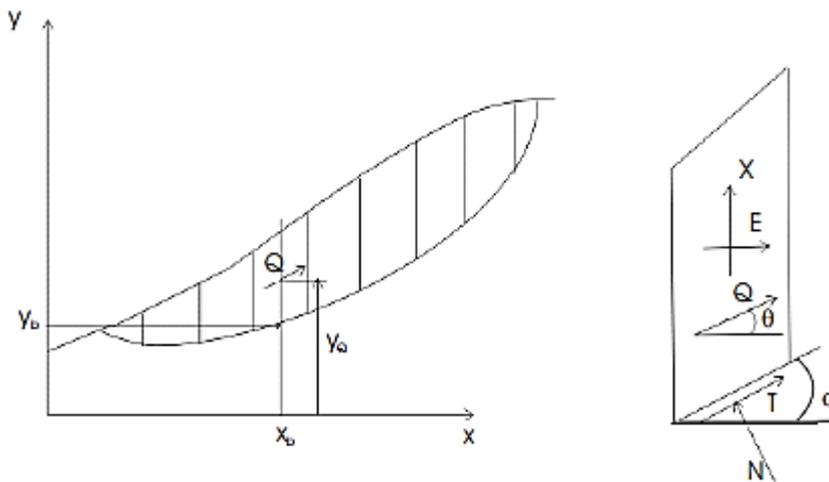


Figure III-13 : Coordonnées de la surface du glissement [40]

La méthode de Morgenstern-Price suppose que l'inclinaison θ de la résultante des forces latérales inter-tranche varie systématiquement d'une tranche à une autre le long de la surface du glissement. La valeur de l'angle θ est donné par l'expression suivante :

$$\tan \vartheta = X/E = \lambda \cdot f(x)$$

Avec

- λ : une scalaire constante à déterminer lors du calcul du facteur de sécurité,
- $f(x)$: une fonction qui varie continuellement le long de la surface du glissement,
- x : une distance varie le long de la surface du glissement.

Deux cas spéciaux sont mentionnés :

- $f(x)=0$ la solution est celle de bishop simplifiée,
- $f(x)=\text{constante}$, la solution est celle de Spencer.

Les équations d'équilibre de cette méthode sont similaires à celles décrites précédemment (méthode Bishop, Janbu, etc.).

❖ Méthode de Spencer [1967]

La méthode de Spencer suppose que les forces latérales sont parallèles, c'est-à-dire, l'inclinaison de la résultante des forces latérales inter-tranches est constante indépendamment de la tranche considérée ; et que les forces normales sur le fond de la tranche agissent au centre de la base. La méthode de Spencer répond entièrement aux exigences d'équilibre des forces et des moments te que :

$$\tan \vartheta = X_i/E_i = \text{constante}$$

Bien que Spencer a présenté à l'origine sa méthode pour les surface de glissement circulaires, Wright (1969) a prouvé que la méthode pourrait aisément être prolongée aux analyses des surfaces non circulaires. L'évaluation du facteur de sécurité d'une surface du glissement par la méthode de Spencer requiert un processus itératif. L'inclinaison des forces latérales inter-tranche est évaluée à plusieurs reprises jusqu'à ce que toutes les conditions d'équilibre des forces et des moments soient satisfaites pour chacune des tranches et que $F_m = F_r$.

3.2.1.2. Limites des méthodes d'équilibre limite [40]

- ✚ La difficulté de toutes ces méthodes d'équilibre limite est qu'elles sont fondées sur l'hypothèse de la division de la masse susceptible de glisser en tranches et ceci implique des hypothèses supplémentaires sur les forces entre tranches et par conséquent sur l'équilibre. Pour toutes les méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre, FREDLUND et al. [1977] montrent que les hypothèses faites n'ont aucun effet significatif sur le coefficient de sécurité ; par contre, dans les méthodes qui satisfont uniquement l'équilibre des forces, le coefficient de sécurité est affecté d'une façon significative par l'inclinaison supposée des forces entre tranches, c'est pourquoi ces méthodes sont moins utilisées par rapport aux méthodes qui satisfont à toutes les conditions d'équilibre.
- ✚ Le coefficient de sécurité F_s est supposé identique en chaque point du plan du glissement. Or nous voyons sur la figure III.14 que la résistance au cisaillement ultime n'est pas nécessairement mobilisée simultanément le long de la surface du glissement.
- ✚ Dans l'analyse de la stabilité par les méthodes d'équilibre limite, le comportement du sol est supposé rigide parfaitement plastique, donc elles ne donnent aucune informations sur les déplacements.
- ✚ Pour des géométries complexes, il peut y avoir un minimum local qui reste non détecté et des surfaces de rupture complexes (non circulaires) peuvent être difficilement détectables.

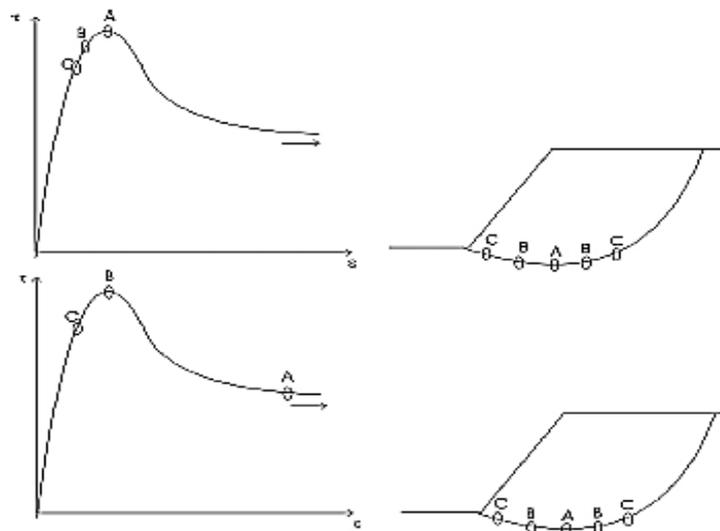


Figure III-14 : Mobilisation de la résistance au cisaillement le long d'un plan du glissement (DUNCAN et WRIGHT, 2005)

Le tableau III.5 ci-après donne un bref résumé des méthodes d'analyses en tranches verticales signalé au-dessus, utilisées pour le calcul de la stabilité des pentes en tenant compte des hypothèses supplémentaires et des surfaces de rupture [11].

Tableau III-5 Récapitulation de quelques méthodes des tranches [11]

Méthodes	Surface de rupture	Hypothèses supplémentaires
FELLENIUS [1936]	Circulaire	- Négliger les forces inter-tranches, $X = E = 0$ - Respecter l'équilibre des moments
BISHOP [1955]	Circulaire	- Négliger les forces verticales entre les Tranches $X = 0$ - Respecter l'équilibre des moments ainsi que l'équilibre vertical pour chaque tranche, mais négliger l'équilibre horizontal des forces
JANBU [1956]	arbitraire	- Forces entre les tranches sont horizontales $X = 0$ - Respecter l'équilibre des forces horizontales et verticales - Négliger l'équilibre des moments
MORGENSTERN et PRICE [1965], Spencer [1967]	arbitraire	- Forces entre les tranches sont parallèles entre elles - L'inclinaison ϑ varie linéairement à chaque tranche (Morgenstern et PRICE) et l'inclinaison ϑ est constante pour le cas de Spencer (1967) - $X = \lambda f(x) E$, avec $f(x)$ variant continuellement le long de la surface du glissement. - Force normale agit au centre de la base de chaque tranche - Equilibre des forces horizontales et verticales ainsi que l'équilibre des moments sont respectés

3.3. Causes des instabilités des talus

Le passage de l'état stable à l'état instable est lié à des causes nombreuses et variées qui viennent s'ajouter aux conditions initiales, intrinsèques au terrain. On distingue les prédispositions (facteurs passifs) et les facteurs préparatoires et déclenchants (facteurs actifs)

3.3.1. Prédispositions (causes indirectes)

a) La géologie

- La lithologie (composition, texture, granulométrie, caractères). Par exemple dans le cadre -d'un glissement, les argiles sont particulièrement sensibles à l'eau.
- La structure (le pendage, la présence de joints, de stratification, de plis, de schistosité qui constituent des zones de faiblesse dans un massif).
- L'histoire du versant : un versant qui a déjà connu des mouvements gravitaires aura une certaine prédisposition à être instable à nouveau.

b) L'inclinaison de la pente

La pente de surface du terrain constitue un facteur essentiel de stabilité ou d'instabilité. La pente critique dépend de la nature des sols ou des roches et de la présence d'eau dans le massif. Dans une pente du massif ou du sol, tan que les forces stabilisatrices sont plus fortes

que la force motrice, la stabilité du versant est assurée. Si l'équilibre des forces change et la force motrice devient plus importante que les forces de résistance, un glissement de terrain se déclenche.

Dans le cas des mines ou des carrières à ciel ouvert la hauteur du gradin 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.

c) Le contexte hydrogéologique et hydrographique

Cela concerne, d'une part, la perméabilité du massif, les circulations d'eau souterraine, le drainage (hydrogéologie) et, d'autre part, le réseau hydrographique : ruissellement, proximité d'une source, d'un torrent, et leur potentiel érosif.

d) Le contexte climatique

Soit la pluviométrie annuelle totale, la répartition des précipitations annuelles, la possible accumulation de neige, la température moyenne ainsi que l'évolution climatique.

3.3.2. Facteurs préparatoires et déclenchants (causes directes)

a) Le climat (causes hydriques et thermiques)

Les épisodes de très fortes pluies ou de fonte massive et rapide des neiges, engendrent de multiples instabilités superficielles et glissements de terrains. Ainsi, une pluie brève de très forte intensité entrainera de nombreux glissement superficiels et des coulées ; alors que des pluies d'intensité modérée mais persistant plusieurs semaines, sont susceptibles de provoquer des glissements de grande ampleur.

Une période de sécheresse provoque des fissurations par retrait des sols argileux, qui facilite l'infiltration de l'eau dans les fissures lors d'épisodes pluvieux. L'eau souterraine est un facteur majeur de localisation des glissements, de déclenchement ou d'accélération des mouvements.

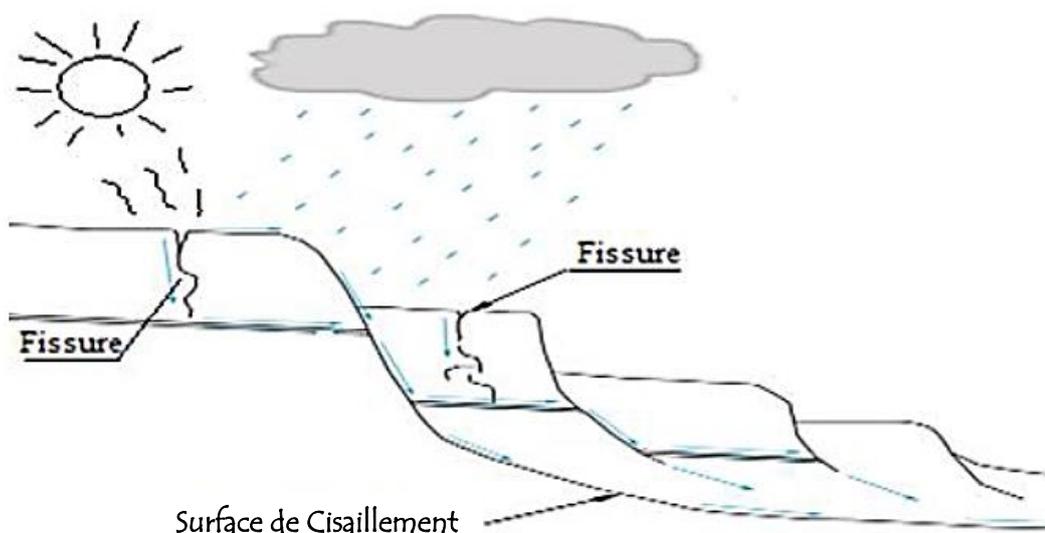


Tableau III-6 : processus d'infiltration de l'eau dans le sol

b) Causes mécaniques

➤ Vibrations

- vibrations dues à un séisme ou à des activités humaines (Les vibrations dues aux tirs et des engins d'exploitation dans le cas des mines et carrières). Il y a une augmentation momentanée du poids du terrain qui peut suffire pour que le seuil de stabilité soit franchi et que le terrain se mette en mouvement.
- Phénomène de thixotropie : soumis à des vibrations, certains matériaux comme les argiles, par exemple, peuvent passer de l'état solide à l'état liquide.

➤ modification de la géométrie

L'action de surcharge en haut d'une pente (zone moteur) par l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux, peut nuire à sa stabilité. Le poids supplémentaire modifie l'état d'équilibre du talus et peut ainsi déclencher un glissement pendant ou après l'intervention.

L'excavation ou la modification de la répartition des masses par érosion en pied de versant (zone frein) ou à la base du talus modifie les conditions d'équilibre en accentuent l'inclinaison et la hauteur du talus, ce qui nuit à sa stabilité. Ce type d'intervention peut provoquer un glissement de terrain lors de l'excavation, ou agir comme facteur aggravant.

4. Conclusion

Le comportement des massifs rocheux ou du sol en pente (ouvrages en terre et pentes naturelles) a fait l'objet de nombreux développements depuis plusieurs décennies. Des méthodes d'analyse de stabilité et de stabilisation deviennent de plus en plus pratique courante, allant de la reconnaissance préliminaire du terrain aux mesures de contrôle, en passant par les essais en place et en laboratoire, les calculs de stabilité et le choix de la technique de confortement des pentes instables. La reconnaissance géologique et géotechnique permet de localiser la surface de rupture du talus étudié, d'en connaître la forme et d'en donner une explication sur les mécanismes de rupture et les causes d'instabilité probables, ainsi que de déterminer les paramètres de résistance au cisaillement de la masse glissée et de son comportement avant la rupture. Les calculs de stabilité s'effectuent dans la pratique courante en équilibre limite par l'une des variantes de la méthode des tranches, dont l'utilisation pendant plusieurs dizaines d'années a prouvé leur efficacité et leur fiabilité. Dans tous les cas, le problème consiste à déterminer le coefficient de sécurité et de conclure à la stabilité ou non du talus étudié. Si la stabilité du talus n'est pas assurée, le renforcement de celui-ci s'impose afin de parer à tout glissement éventuel ou limiter son évolution dans le temps. Parmi les nombreuses techniques de renforcement disponibles, on retiendra le dispositif de confortement techniquement et économiquement possible.

*Chapitre IV : Glissement local
du quartier Zerga (mine de
l'Ouenza)*

Chapitre IV : Glissement local du quartier Zerga (mine de l'Ouenza)

1. Introduction

Le quartier Zerga fait partie des chantiers qui constituent la mine de l'Ouenza. Dans son histoire ce quartier a connu plusieurs glissements de terrains dont le dernier il date de l'année 2012 .Pour cela ce chapitre sera consacré à la présentation du site d'étude (caractéristique du quartier Zerga) et un aperçu sur les études antérieures sur les glissements dans ce quartier, ainsi que la présentation des résultats d'essais de laboratoire exécutés sur des échantillons prélevés du site en question. Ces résultats seront utilisés dans le chapitre suivant pour étudier la stabilité des talus des gradins et des bords de ce quartier.

2. Aperçu sur la géologie local de Zerga

2.1. Situation géographique du quartier Zerga

Le chantier Zerga est formé par une colline, dénommée Koudiat ez Zerga située à environ 3,5 km au Sud-Ouest du centre-ville de l'Ouenza, il est liée, administrativement à la commune de l'Ouenza, daïra de l'Ouenza, wilaya de Tébessa. Ce quartier est une partie de la terminaison de l'axe minéralisé du gisement de fer de l'Ouenza. Il est situé immédiatement au Sud-Est du Chagoura Sud de Djebel l'Ouenza entre le Chabet es-Senguet au Nord et le cours supérieur de l'oued-el-Djebbs au Sud.

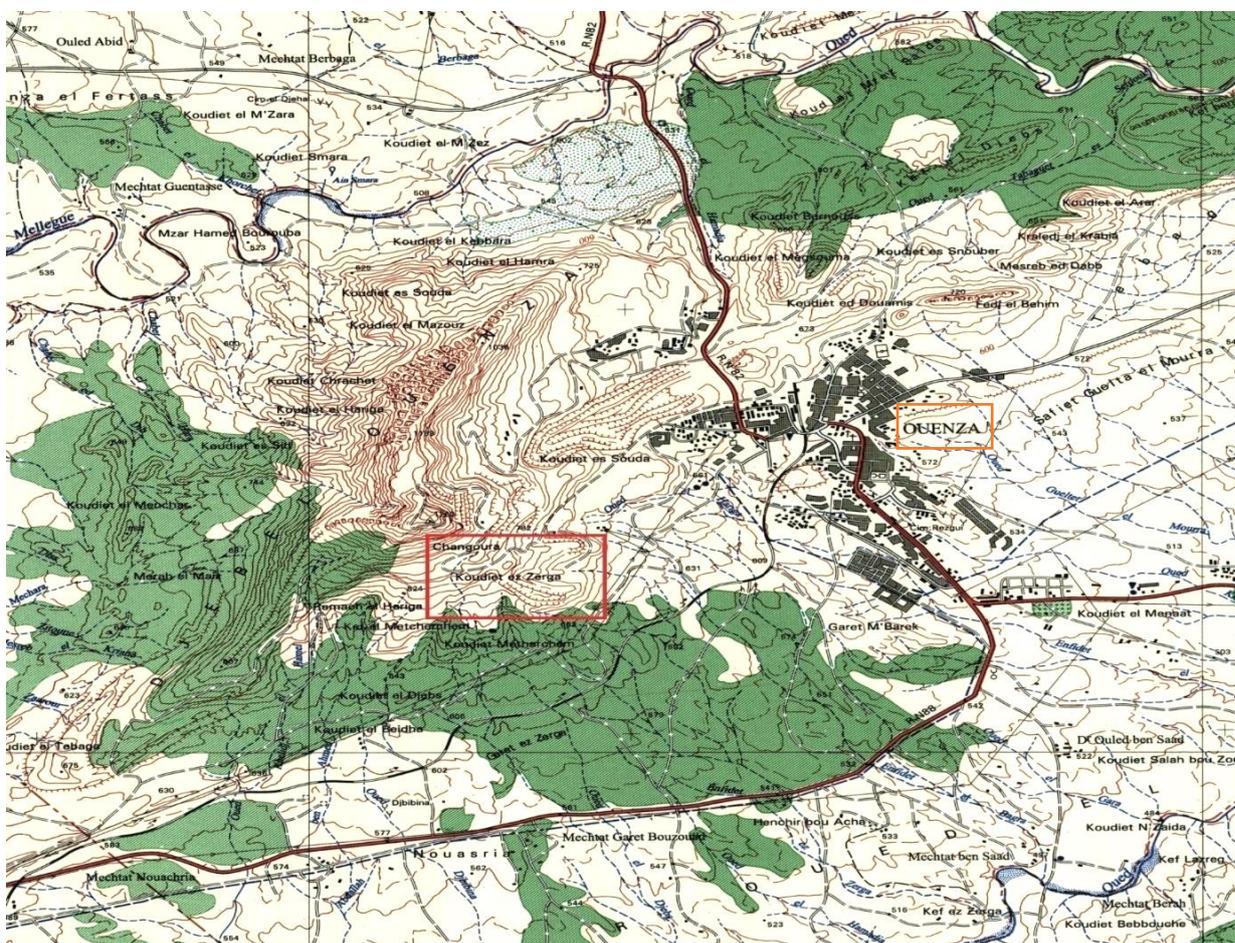


Figure IV-1 : Carte de situation de Koudiat ez Zerga dans la région de l'Ouenza (Extrait de la carte topographique de l'Ouenza au 1/50 000)

Le Koudiat ez Zerga, il est constitué essentiellement par des calcaires récifaux aptiens et des minerais de fer de substitution. Ces formations, souvent recouvertes d'éboulis, affleurent sur toutes les parties élevées du Koudiat, dans la dépression de l'Ouest et sur le flanc Sud de la colline. Elles sont bien visibles dans une zone qui a 700 m de l'Ouest à l'Est et à peu près autant du Nord au sud (Dubourdieu, 1956).

Le Koudiat ez Zerga a été depuis longtemps interprété comme une lame de terrains soulevée par le diapir lors de son ascension et déplacée lors de son percement (DUBOURDIEU, 1956 ; MADRE, 1969). L'examen détaillé de la série calcaire apporte quelques éléments de comparaison avec les séries types des autres quartiers de la mine.

Les calcaires de Koudiat ez Zerga présentent des pendages souvent difficiles à observer, leurs valeurs sont en général élevées de l'ordre de 70° à 80°. Très redressés, ils sont en contact par faille avec une formation triasique affectée par des glissements de terrains récents. Ce contact est souligné par une brèche tectonique polygénique à éléments millimétriques à centimétriques du calcaire essentiellement à orbitolines et quelques rares débris d'échinodermes, algues et polypiers (Bouzenoune, 1993).

La série calcaire (Figure IV.3), lorsqu'elle n'est pas minéralisée, est constituée essentiellement de calcaires grossiers à débris d'organismes divers avec un horizon d'une trentaine de mètres de calcaires fin à milioles et rudistes. Les termes inférieurs constitués habituellement de calcaires à gros polypiers qu'on retrouve à la base de la série de Sainte Barbe, de Conglomérats, de Hallatif et de Koudiat ed Douamis, sont absents : la série est incomplète. En l'absence d'une lithostratigraphie fine permettant de saisir la logique de répartition des différents microfaciès, il est difficile voire impossible de rapporter la série calcaire de Koudiat ez Zerga à l'une des séries des autres quartiers de la mine bien qu'elle présente les caractères de la série habituelle de l'Ouenza (Bouzenoune, 1993).

2.3. La structure de Koudiat ez Zerga

La structure de Koudiat ez Zerga est simple en apparence (figure IV.2) : elle est constituée par un monoclinale de calcaires aptiens dont certains niveaux ont été remplacés par du minerai de fer. Des affleurements de marnes en continuité avec ce monoclinale affleurent au Sud. Les calcaires aptiens sont recoupés par une minéralisation filonienne essentiellement à fluorite et barytine. Les bancs calcaires du monoclinale sont très dressants (80° à 90°) ; leur direction est constante sur l'ensemble du massif (75° Nord). La fracturation est représentée par une faille majeure de direction 90°N qui jalonne, à l'Ouest, le contact Trias-Aptien. En contrebas de la carrière elle fait apparaître des marnes albiennes qui viennent au contact des calcaires transformés en minerai oxydé.

La colline de Zerga occupe, au Sud-Est du Pic, un îlot ceinturé par le Trias, Répartis par des contacts tectoniques. Le contact Trias-marnes albiennes est parfois jalonné par des lambeaux de brèches minéralisées en barytine et oxydes de fer dont l'attribution à l'Aptien (ROUVIER, 1990).

L'origine et la position par rapport au Trias des calcaires aptiens minéralisés de Koudiat ez Zerga sont importantes pour les recherches minières. Pour mieux saisir l'importance de cette colline, il faut examiner ses relations avec la structure de l'ensemble du massif.

2.4. Place de Koudiat ez Zerga dans l'organisation d'ensemble

2.4.1. Koudiat ez Zerga : portion d'une série d'un flanc normal du grand anticlinal

La série calcaire de Koudiat ez Zerga présente beaucoup d'analogies lithologiques avec la série de Chagoura Sud. En outre, dans les deux cas, les bancs calcaires sont très redressés, les pendages varient de 75° à 90°. Ainsi, les calcaires aptiens de Zerga représenteraient une portion de la série calcaire de Chagoura Sud, fracturée et détachée à la faveur d'un jeu ou rejeu de la faille du Pic et qui aurait glissé vers le Sud-Est sur les évaporites du Trias préalablement extravasées. La faille du Pic est d'ailleurs soulignée, au niveau de Chagoura Sud, par des zones confuses où affleurent des pointements de carbonates ferrifères à composition ankéritique. Cependant le minerai de fer de Chagoura Sud se distingue de celui de Koudiat ez Zerga par sa richesse en fer, il a une teneur de 47 % à 54 % Fe à Chagoura Sud et de 35 % à 44 % Fe à Koudiat ez Zerga (FERPHOS, 1991). Cette hétérogénéité chimique du minerai oxydé est due aux proportions relatives de sidérites et ankérites qui constituent la minéralogie du minerai carbonate primaire. Néanmoins, il se distingue aussi par l'absence de la minéralisation filonienne à fluorite, barytine développée à Koudiat ez Zerga dans des fractures orientées Nord 175°.

2.4.2. Koudiat ez Zerga : portion d'une série plissée de l'antiforme Sud-Est

La présence de fractures minéralisées en fluorite, barytine constitue par contre un point commun avec la série calcaire de l'antiforme de Sainte Barbe - Koudiat es Snouber. Une ligne de fractures NE-SW, considérée comme le prolongement vers le NE de la faille du Pic, longe cette antiforme et recèle aussi une minéralisation à fluorite, barytine et galène. Dans les deux cas, les fluorites contiennent des inclusions fluides ayant une même gamme de température d'homogénéisation ($T = 130\text{ °C}$ à 150 °C) (POHI et al, 1986 ; AKROUR et al. 1991) indiquant une origine commune. Le raccordement de ces deux minéralisations Nord 40° et Nord 175° impliquerait une rotation (senestre, dans le sens antihoraire) de Koudiat ez Zerga (THIBIÉROZ, 1989). En plus la série de Koudiat ez Zerga présente les mêmes faciès lithologiques que ceux qui constituent les calcaires de l'antiforme depuis Sainte Barbe jusqu'à Koudiat es Snouber. Sur la base de ces critères, Koudiat ez Zerga pourrait être considérée comme une portion de la série plissée, à polarité inverse, de l'antiforme qui aurait été détachée et qui aurait glissé vers le Sud-Est. Néanmoins, si tel était le cas, la série où les bancs calcaires auraient eu des pendages plus faibles se rapprochant plus ou moins de ceux des assises de la charnière de l'antiforme (0° à 40°). Or ce n'est pas le cas, les calcaires de Koudiat ez Zerga sont, comme on l'a vu, très redressés (75° à 90°).

Dans l'état actuel des connaissances (Bouzenoune, 1993), il faut conclure à une relation étroite entre, d'une part le renversement des séries albo-aptiennes et l'extravasation des

évacuation des évaporites du Trias, et d'autre part le glissement de Koudiat ez Zerga vers le Sud-Est. Cette relation ne pourrait être évidente que si on admet un âge récent à ces phénomènes puisque les minéralisations à fluorite, barytine sont considérées comme liées à un épisode métallogénique récent, tertiaire (THIBIÉROZ, 1989 ; AKROUR et al., 1991). Le "charriage" de la klippe de Koudiat ez Zerga est postérieur à la mise en place des minéralisations aussi bien ferrifères que fluorées. Ces dernières sont postérieures à la minéralisation ferrifère. L'hypothèse d'une éjection du Vraconien, transgressif sur le Trias, vers l'extérieur du diapir a d'ailleurs été envisagée par J. THIBIÉROZ (1989), en relation avec un serrage tertiaire.

Par contre si on considère que le renversement des séries albo-aptiennes et l'extrusion du Trias sont anté-vraconien, le glissement de Koudiat ez Zerga serait un phénomène à séparer des deux premiers. Dans ce dernier cas, il serait plus facile d'envisager le glissement de la klippe de Koudiat ez Zerga par simple gravité à partir de Chagoura Sud que d'invoquer l'intervention de contraintes tectoniques pour faire dériver ce massif à partir d'une série plissée de l'antiforme de Sainte barbe

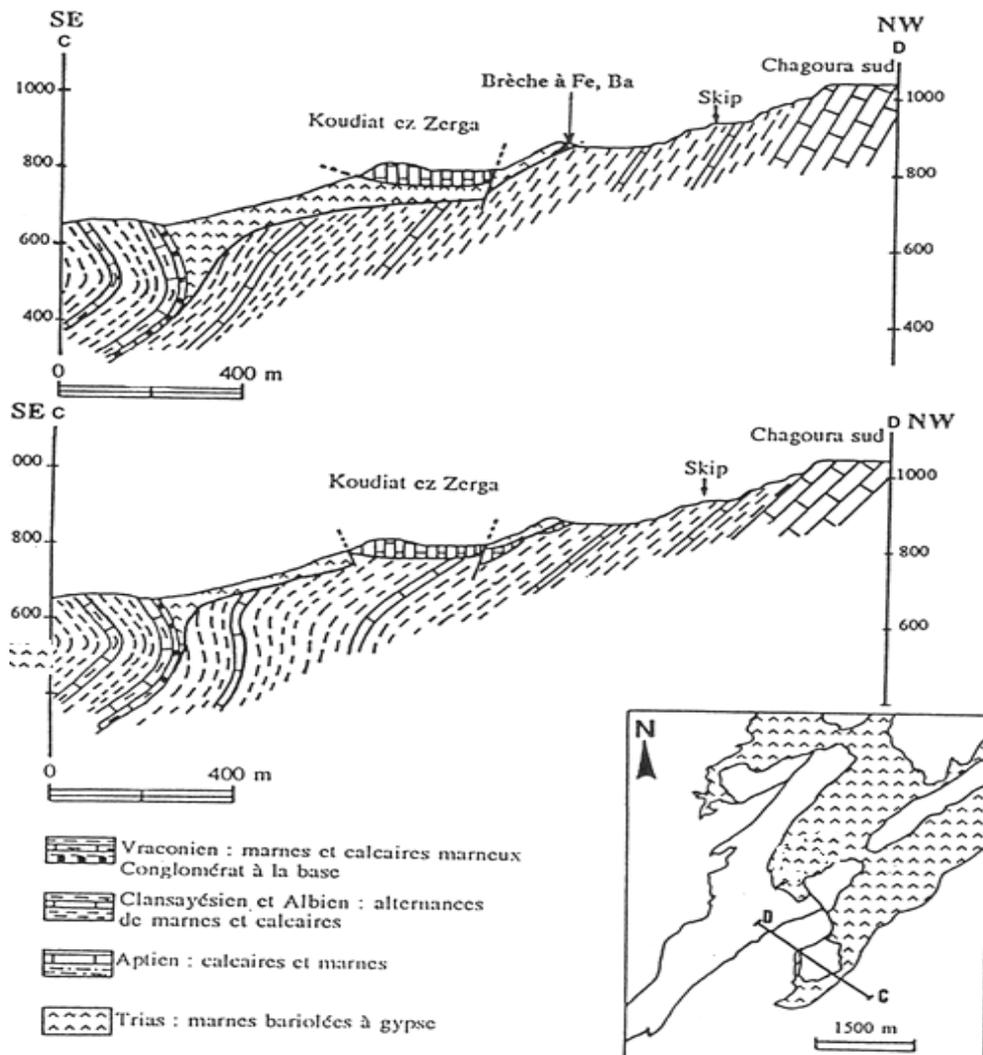


Figure IV-2 : Coupes interprétatives de l'évolution des pendages dans la direction NE-SW : Deux hypothèses pour l'interprétation (Bouzenoune, 1993) (légèrement modifier)

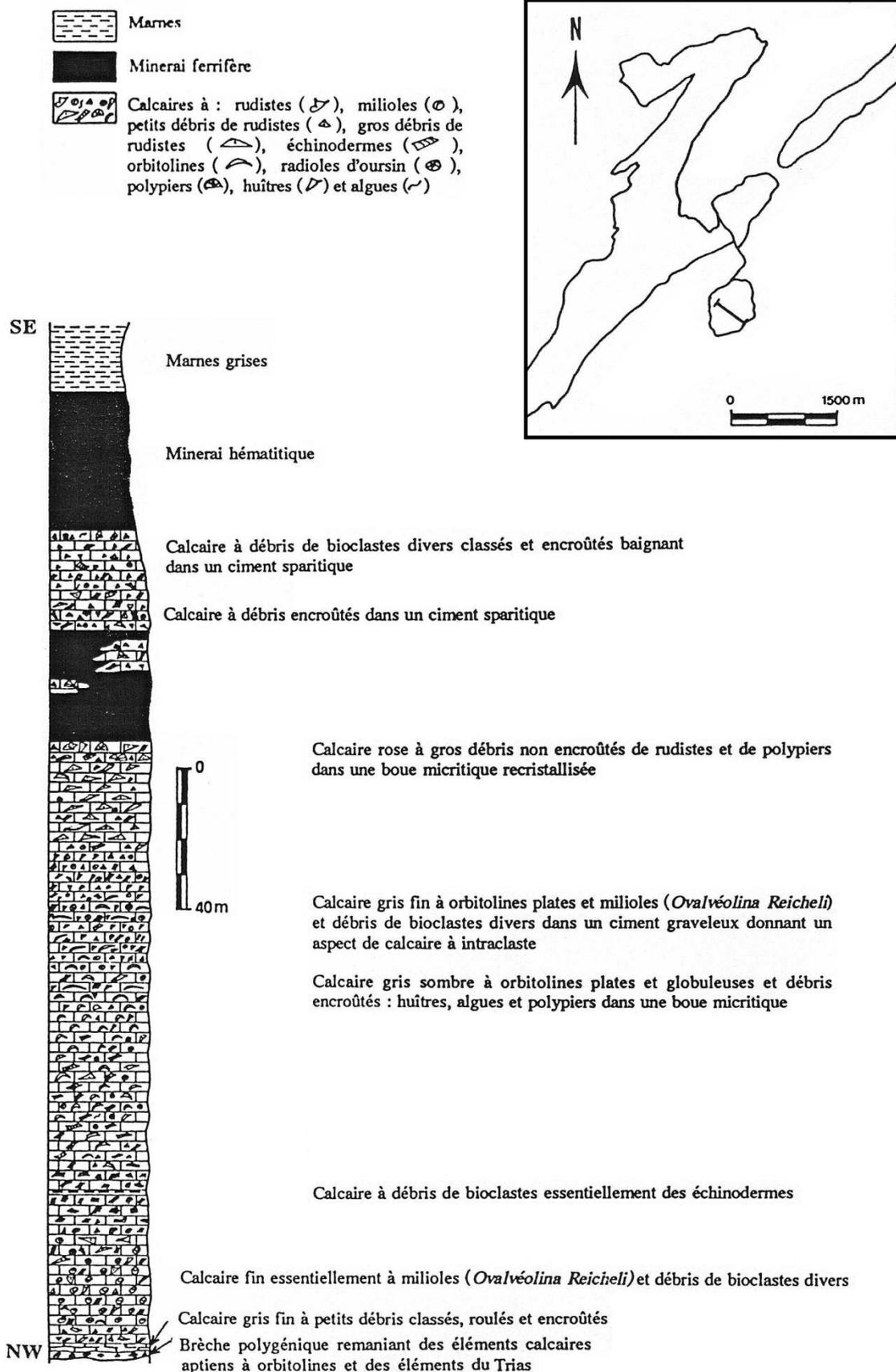


Figure IV-3 : Coupe lithostratigraphique et subdivision des calcaires aptiens minéralisés du quartier de Koudiat ez Zerga (d'après A. BOUZENOUNE, 1993)

2.5. Morphologie des corps minéralisés du quartier Zerga

La morphologie des corps minéralisés résultant de la substitution des calcaires est quelconque. Le corps minéralisé est constitué de deux parties : Corps Sud et corps Nord (figure IV.4). Au niveau (733 m) les deux corps sont séparés par une zone bréchique (marnes brunâtre, calcaire, marno-calcaire), vers l'Ouest, ces deux corps se rapprochent vers l'amont on observe une discontinuité. Au-dessus du corps sud, nous trouvons des marno-calcaires avec des amas de gypse qui forment une structure assez résistante. Du côté Nord de la discontinuité mentionnée ci-dessus et au-dessus du corps Nord, nous retrouvons les formations marneuses (marnes grises et noires) à pendage modéré (35 ° environ). Ces marnes sont couvertes d'une épaisse masse d'argiles bréchiques de pente moyenne. Ces deux formations sont très tendres et sensible à l'action de l'eau.



Figure IV-4 : Carte géologique schématique du quartier Zerga (1/1000) (DED, 12/11)

3. Historique des glissements dans le quartier Zerga

Le début d'exploitation de ce quartier remonte à 1974. L'exploitation a commencé ses travaux à partir du niveau 875 m pour se terminer au 697 m. Le projet prévoit 11 gradins d'une hauteur de 12-18 m. Pendant les années d'exploitation de 1974 à 1981 au quartier les quantités extraites sont estimés à 3 022 630 tonnes de minerais et de 3 760 695 tonnes de stériles (Storojenko et All, 1981).

Depuis plusieurs années, dans les ouvrages du chantier "ZERGA", des glissements successifs se manifestent, surtout dans la zone située au-dessus de la partie Nord du corps minéralisé. Les études faites à ce sujet permettent de mentionner quelques glissements marquants au niveau de ce quartier : Les premières manifestations visibles remontent à la fin de l'année 1978 dans la partie centrale du quartier. Un autre glissement de terrain qui s'est manifesté dans le quartier en 1985 on atteignant la partie Nord-Ouest du premier gradin dans les roches encaissante. Ce glissement a atteint la partie Nord-Est du deuxième gradin en 1986 et 1987. Le quartier a subi récemment à un autre glissement en date de 2012 et qui fera l'objet de notre étude.

Voici quelques chiffres du volume des roches éboulées :

- première gradin 1985 : 71 500 m³ (partie Nord-Ouest)
- première gradin 1986 : 158 400 m³ (partie Nord-Est)
- première gradin 1987 : 48 400 m³ (partie Nord-Est)

3.1. Causes du glissement

En se référant aux travaux qui ont été effectués sur le sujet en question, Les principaux facteurs qui ont donnés naissance aux glissements au niveau du quartier sont comme suit :

3.1.1.Facteurs Géologiques

- La composition complexe lithologo-structural du quartier ;
- La présence des surfaces de déformation dans la marne ainsi que des contacts faibles entre la marne et le calcaire ;
- Infiltration des eaux superficielles dans les fissures des gradins en roche pendant les périodes pluvieuses ;
- Diminution de la valeur des caractéristiques géomécaniques des marnes à cause de l'humidité et du gonflement, car la présence de l'eau dans les marnes diminue progressivement la cohésion ;
- La présence des surfaces tectoniques de déformation dans les marnes et les calcaires.
- La diminution de la résistance totale des roches encaissantes, aux points du contact entre les surfaces du glissement ;
- La densité des masses rocheuses ;

- La fissuration des roches, la disposition et la densité des plans de fissures, leur ouverture, le remplissage des ouvertures.

3.1.2. Facteurs techniques

- Le manque de discipline dans la technologie et la production. Le non-respect des règles élémentaires pendant la conduite des travaux miniers à ciel ouvert dans le temps et dans l'espace ;
- Des négligences technologiques qui sont en contradiction avec les exigences des travaux d'exploitation à ciel ouvert (l'inclinaison et la hauteur des gradins et la largeur des plateformes et des bermes) ;
- vibrations dues aux travaux de tir ;
- l'influence des engins lourds de transport.

3.2. Recommandations visant la lutte contre les glissements au niveau de Zerga

- Les travaux de tir et de forage sont recommandés à employer à une seule rangée retardée, l'orientation des ondes explosives est désirable du N-E vers S-W ;
- Orienter la mise en terril des stériles du quartier de Chagoura plus loin dans sa partie ouest au-delà de la limite d'exploitation et ceci afin d'éviter une charge complémentaire sur la base des marnes faibles ;
- Arrêter le stockage du minerai pauvre sur la pente sud de Chagoura ;
- Diminuer la hauteur du gradin aux valeurs obtenues selon le projet ;
- Limiter l'angle du talus aux valeurs indiquées selon le projet ;
- Planter des repères de références, suivant plusieurs lignes dans la zone du glissement afin de localiser et de déterminer l'activité du glissement. Des observations doivent être effectuées périodiquement par le service Géométrie une fois tous les 15 jours en été et un fois par semaine en hiver ;
- Réaliser les essais in-situ les plus importants ;
- Réaliser le drainage superficiel, en jouant sur la pente des plateformes ;
- Faire une étude de stabilité qui tienne compte de l'influence des travaux de tir, de l'eau, et de la circulation des engins.

4. Reconnaissance du glissement de l'année 2012

Comme il a été signalé précédemment que le quartier Zerga a connue dans le passé plusieurs glissements de terrains dans différentes directions et dans des divers endroits. Le glissement de terrain qui fait l'objet de notre étude s'est manifesté au cours de la saison pluvieuse de l'année 2012. Le chantier a été mis à l'arrêt en attendant une éventuelle étude qui n'a jamais été réalisée.

Un glissement de terrain induit généralement des coûts directs et indirects. Ces derniers, plus difficiles à évaluer, sont d'ordres environnemental, social et économique. Quant aux résultats

directement visibles enregistrés à la suite des dégâts provoqués par le glissement au niveau du quartier Zerga, on peut mentionner les conséquences suivantes :

- ✧ mobilisation d'un volume important de la terre ;
- ✧ Jumelage des gradins ;
- ✧ L'arrêt des travaux d'exploitation définitivement dans ce quartier et par conséquence crée du retard considérable dans le développement du minerai et du stérile dans ce quartier.
- ✧ Blocage du minerai inférieur qui se trouve entre les niveaux 733 et 697 m.

Il est difficile de contourner toute la zone et définir une délimitation rigoureuse du glissement ainsi que sa profondeur. Toutefois des photos ont été prises dans les endroits accessibles et pour le reste on s'est servi des images géographiques Google Earth et de la carte géologique local du quartier. Toutes ces informations nous ont données le moyen qui nous permettant d'obtenir avec une précision relative l'emplacement du glissement , sa délimitation et les limites géologiques (figure IV.10), mais aussi d'avoir une bonne vue d'ensemble de ce glissement afin d'évaluer la surface de matériau déplacé (Figure IV.5). Ainsi, sur cette carte (figure IV.10), nous remarquons que le glissement se situe dans la formation de minerai de fer et affecte très peu les formations argileuses (marne grise et jaune).

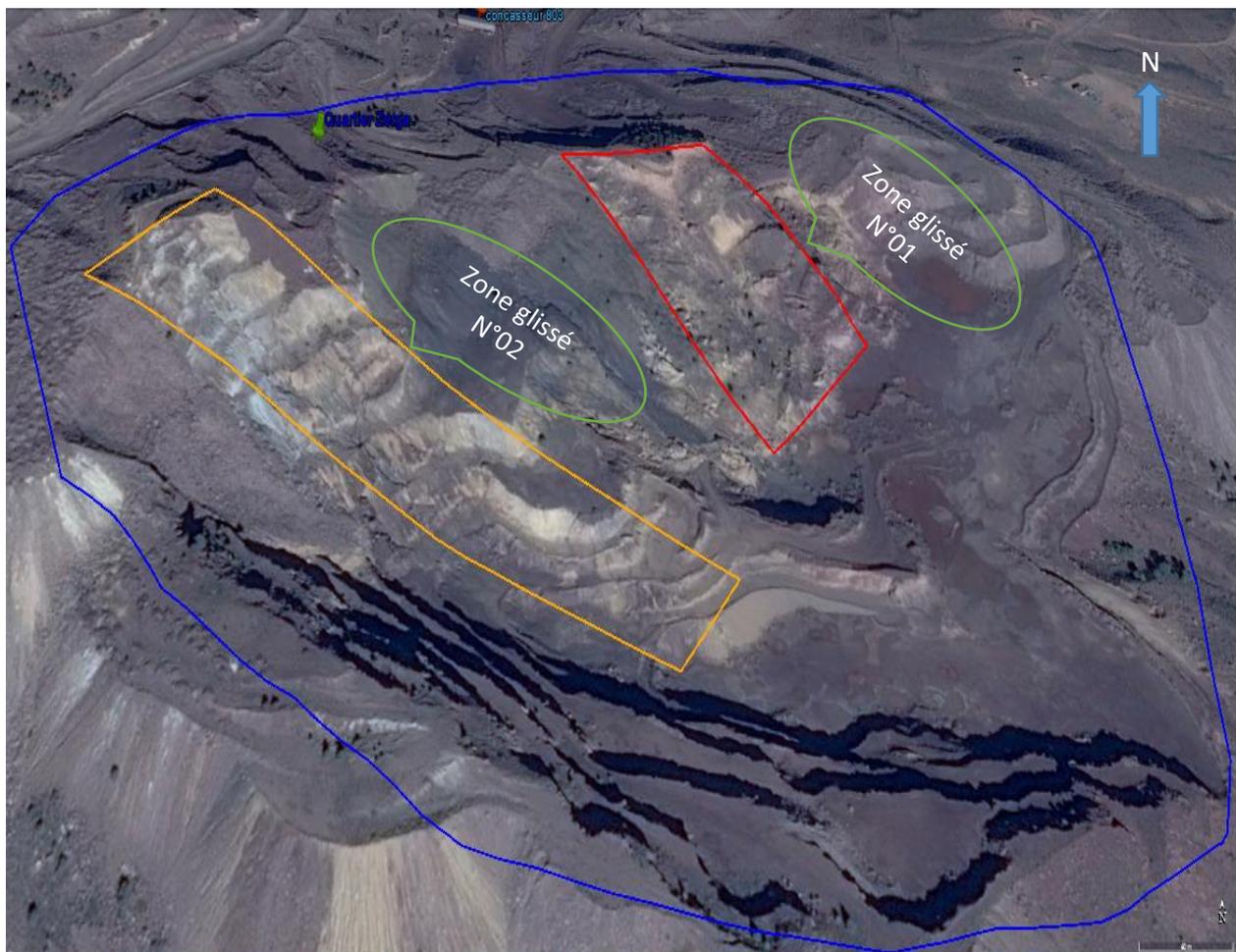


Figure IV-5 : Délimitation des zones glissées (photo Google Earth, Altitude 1,3 Km)

D'après toutes ces informations rassemblées et analysées, le glissement de 2012, est constitué de deux zones bien distinctes :

La première zone, qu'on peut délimiter dans la carte géologique sous une forme globalement rectangulaire de dimension 200m x 150m (figure IV.10), (entre les coupes 5-7 et entre l'axe Zerga et à 200m au Nord de l'axe). Les glissements dans cette zone s'étendent du niveau 824 m au niveau 765 m. La surface atteinte par les glissements se situe au Nord de l'axe de l'exploitation de Zerga et les glissements se prolongent de NO vers SE. La surface globale de glissement est estimée à 30 000 m² environ.



Figure IV-6 : Délimitation de la zone du glissement N°01



Figure IV-7 : Vue partielle de la zone N°01

La seconde zone, qu'on peut délimiter dans la carte géologique sous une forme rectangulaire de dimension 300m x 100m (figure IV.10) (entre les coupes 6-9 et entre les axes qui se trouvent à 50 m et à 150 m au Sud de l'axe d'exploitation de Zerga). Le mouvement dans cette partie a débuté dans les niveaux supérieurs (cote 855) pour atteindre le niveau 733 m au pied de glissement. La surface atteinte par les glissements se situe au Sud de l'axe de l'exploitation de Zerga et les glissements se prolongent d'ONO vers ESE. La surface globale du glissement est estimée à 30 000 m² environ.



Figure IV-8 : Délimitation de la zone du glissement N°02



Figure IV-9 : Vue partielle de la zone N°02

Chapitre - IV - | Glissement local du quartier Zerga (mine de l'Ouenza)

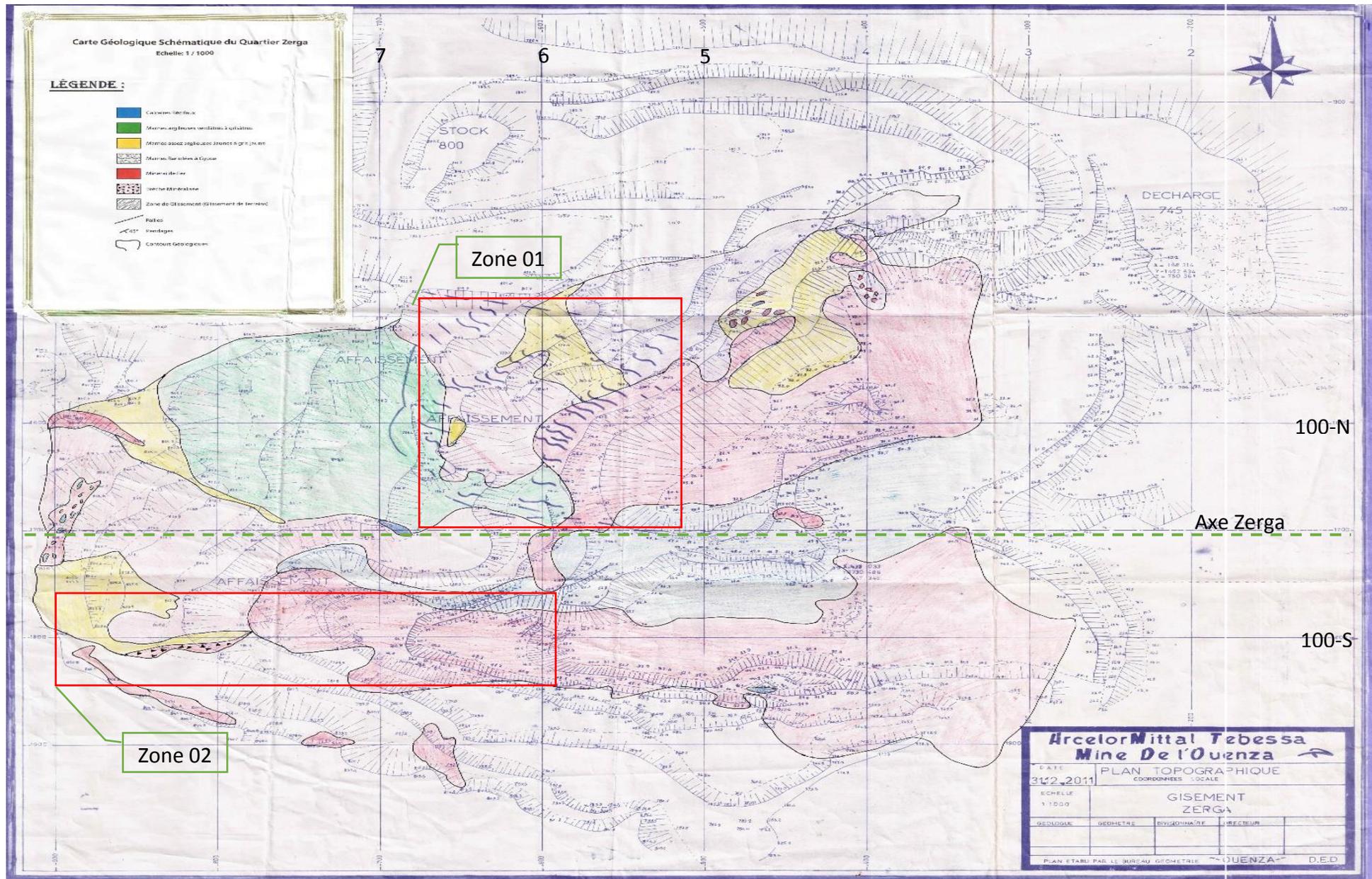


Figure IV-10: Délimitation des zones sur la carte géologique schématique du quartier Zerga

5. Détermination des propriétés physico-mécaniques des roches

5.1. Introduction

Afin d'effectuer les essais de laboratoire nécessaire pour la réalisation de l'étude de stabilité, un stage pratique a été effectué au niveau de site qui fait l'objectif de notre étude. Des échantillons ont été prélevés, suivant la nature des roches qui caractérisent la géologie du quartier Zerga. Ces échantillons (blocs rocheux et sol) ont des formes irrégulières et sont détachés directement du massif.

Les échantillons prélevés sont ensuite transportés par nos propres moyens au laboratoire de Génie Minier afin de confectionner les éprouvettes et d'exécuter les essais programmés paravent.

A cause des contraintes techniques, la réalisation des essais n'a pas été faite. Pour ces raisons, notre étude va se baser sur des résultats des essais géotechniques qu'ont été effectués sur des échantillons prélevés dans le même endroit qui fait l'objet de notre étude. Ces échantillons sont au nombre de 24 :

- Marne jaune : 11 échantillons
- Marne grise : 7 échantillons
- Minerai de fer : 4 échantillons
- Calcaire : 2 échantillons

L'opération d'échantillonnage a été faite par un bureau d'étude spécialisé (ALGEOS, Sétif). Le laboratoire de l'Habitat et de la construction filiale Est antenne de Sétif (LHC Est) a exécuté les essais de laboratoire relatif à l'étude de la stabilité des talus au niveau du quartier Zerga.

5.2. Détermination des propriétés physiques des roches

5.2.1. Poids volumiques sec

Le poids volumique à l'état sec est déterminé par la formule suivante :

$$\gamma_{\text{sec}} = \rho_s \times g \quad [\text{KN/m}^3]$$

Où ρ_s : Densité sèche [Kg/m³]

g : accélération de pesanteur (9.8 m/s²)

Les résultats de calculs du poids volumique à l'état sec sont regroupés dans le tableau IV-1 pour les quatre roches (marne jaune, marne grise, minerai de fer, calcaire). L'analyse de ces résultats, nous permet de constater que le poids volumique sec est compris entre :

- 23.15 et 26.39 (KN/m³) Pour les marnes jaunes ;
- 25.80 et 26.68 (KN/m³) Pour les marnes grises ;
- 26.19 et 29.14 (KN/m³) Pour les minerais de fer ;
- 25.51 et 25.60 (KN/m³) Pour les roches calcaires.

Tableau IV-1: Poids volumique des roches caractéristiques du quartier Zerga

Nature de la roche	Echantillon N°	Densité sèche (Kg/m ³)	Pesanteur (m/s ²)	Poids volumique sec (KN/m ³)
Marne jaune	MJ1	2,4	9,81	23,54
	MJ2	2,36		23,15
	MJ3	2,36		23,15
	MJ4	2,51		24,62
	MJ5	2,68		26,29
	MJ6	2,49		24,43
	MJ7	2,69		26,39
	MJ8	2,61		25,60
	MJ9	2,51		24,62
Marne grise	MG1	2,66		26,09
	MG2	2,63		25,80
	MG3	2,72		26,68
	MG4	2,7		26,49
	MG5	2,66		26,09
Minerai de fer	MF1	2,97		29,14
	MF2	2,95		28,94
	MF3	2,67		26,19
	MF3	2,75		26,98
Calcaire	C1	2,61		25,60
	C2	2,6		25,51

5.2.2. Porosité et l'indice des vides

La porosité (n) et l'indice des vides (e) sont déterminés par les formules suivantes :

$$n = \frac{v_v}{v_t} \times 100$$

$$e = \frac{v_v}{v_s} = \frac{n}{1-n}$$

Où ;

V_v : volume des vides

V_t : volume total

V_s : volume des grains solides

Les résultats des essais de détermination de la porosité et de l'indice des vides sont donnés dans le tableau IV-2 pour les quatre roches (marne jaune, marne grise, minerai de fer, calcaire). L'analyse des résultats de la porosité de différentes roches, nous permet de constater le suivant :

Les échantillons de la roche de la marne jaune a des valeurs de porosité moyennes (5% <n< 10%) a l'exception des échantillons 2,3 et 06 qu'ont des valeurs de porosité élevées (10% <n< 20%).

Les échantillons de la marne grise, parfois ont des valeurs de porosité faible (échantillons 3,4 et 5) à moyenne (échantillons 2) et d'autres fois des valeurs élevées (échantillon 1). Pour les échantillons de minerai de fer et du calcaire, les valeurs de la porosité sont faibles.

Tableau IV-2 : Valeurs de la porosité et de l'indice des vides pour les quatre roches

Nature de la roche	Echantillon	Indice des vides	Porosité (%)
Marne jaune	MJ1	0,11	9,81
	MJ2	0,14	11,97
	MJ3	0,14	11,97
	MJ4	0,08	7,54
	MJ5	0,03	2,64
	MJ6	0,14	11,97
	MJ7	0,03	2,64
	MJ8	0,05	5,15
	MJ9	0,08	7,54
Marne grise	MG1	0,14	11,97
	MG2	0,11	9,81
	MG3	0	0
	MG4	0	0
	MG5	0,03	2,64
Minerai de fer	MF1	0,00	0,00
	MF2	0,00	0,00
	MF3	0,03	2,64
	MF4	0	0
Calcaire	C1	0,03	2,64
	C2	0	0

5.2.3.Teneur en eau et le degré de saturation

La teneur en eau (W) et le degré de saturation (S_r) sont déterminés par les formules suivantes :

$$W = \frac{M_w}{M_s} = \frac{M_t - M_s}{M_s}$$

$$S_r = \frac{v_w}{v_v} \times 100$$

Les résultats des essais de détermination de La teneur en eau (W) et le degré de saturation (S_r) sont récapitulés dans le tableau IV-3 pour les quatre roches (marne jaune, marne grise, minerai de fer, calcaire). L'analyse de ces résultats, nous permet de constater que W et S_r sont compris entre :

- Pour la marne jaune : $0.01 \% < W < 0.05 \%$
 $0 \% < S_r < 5.6 \%$
- Pour la marne grise : $0 \% < W < 0.05 \%$
 $0 \% < S_r < 8.15 \%$
- Pour le minerai de fer : $0 \% < W < 0.01 \%$
 $0 \% < S_r < 2.18 \%$
- Pour les échantillons de la roche calcaire : $0 \% < W < 0.01 \%$
 $0 \% < S_r < 1 \%$

Tableau IV-3 : Valeurs de la teneur en eau et de degré de saturation pour les quatre roches

Nature de la roche	Echantillon	Teneur en eau (%)	Degré de saturation (%)
Marne jaune	MJ1	0,04	1
	MJ2	0,05	1
	MJ3	0,05	1
	MJ4	0,03	1,11
	MJ5	0,01	5,6
	MJ6	0,05	1,65
	MJ7	0,01	5,6
	MJ8	0,02	1,7
	MJ9	0,03	1,11
Marne grise	MG1	0,05	8,15
	MG2	0,04	4,47
	MG3	0	0
	MG4	0	0
	MG5	0,01	1,7
Minerai de fer	MF1	0	0
	MF2	0	0
	MF3	0,01	2,18
	MF4	0	0
Calcaire	C1	0,01	1
	C2	0	0

5.2.4.Limite d'Atterberg

Les limites d'Atterberg ont été effectuées pour distinguer la plasticité par la connaissance des limites : de liquidité (W_L), de plasticité (W_P) et de l'indice de plasticité ($I_P=W_L-W_P$).

Les essais de plasticité sont effectués à l'aide de la boîte de Casagrande, les valeurs obtenues sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV-4 : Limites d'Atterberg pour les marnes jaunes et les marnes grises

Nature de la roche	Echantillon	W_L (%)	W_P (%)	I_P (%)
Marne jaune	MJ10	45,13	36,4	8,73
	MJ11	40,17	32,04	8,13
Marne grise	MG6	49,8	38,46	11,34
	MG7	48,83	32,77	16,06

Suivant la classification présentée dans le tableau II.V, les valeurs obtenues indiquent des sols peu plastiques pour les échantillons MJ10, MJ11 et MG6 et sol plastique pour l'échantillon MG7.

Remarque :

La mesure de l'indice de plasticité sur les autres échantillons était impossible (sont des roches compactes). Selon la norme NF 94-051 les limites d'Atterberg s'appliquent aux sols dont les éléments passant à travers le tamis d'ouverture de maille 400µm.

5.2.5. Module de Young dynamique

Connaissant la vitesse de propagation de l'onde longitudinale et la masse volumique à l'état sec on peut déterminer le module de Young dynamique qui est donné par la relation suivante:

$$E_d = \rho_s \times V_L^2$$

ρ_s : masse volumique à l'état sec [Kg/m³]

V_L : vitesse de propagation [m/s]

Tableau IV-5 : Valeurs obtenues pour le module de Young dynamique pour les quatre roches

Nature de la roche	Echantillon	Masse volumique sec (Kg/m ³)	V_L (m/s)	E_d (10 ⁴ MP)
Marne jaune	MJ1	2,4	3283	2,59
	MJ2	2,36		2,54
	MJ3	2,36		2,54
	MJ4	2,51		2,71
	MJ5	2,68		2,89
	MJ6	2,49		2,68
	MJ7	2,69		2,90
	MJ8	2,61		2,81
	MJ9	2,51		2,71
Marne grise	MG1	2,66	4179	4,65
	MG2	2,63		4,59
	MG3	2,72		4,75
	MG4	2,7		4,72
	MG5	2,66		4,65
Minerai de fer	MF1	2,97	3392	3,42
	MF2	2,95		3,39
	MF3	2,67		3,07
	MF4	2,75		3,16
Calcaire	C1	2,61	4466	5,21
	C2	2,6		5,19

Remarque : Vue l'absence de mesure in situ, il a fallu rechercher dans la bibliographie les caractéristiques (vitesse longitudinale) des roches concernées. En se référant aux travaux qui ont été effectués par Hamidi.M [27] pour les quatre roches qui sont en question, nous avons pris les valeurs moyennes des vitesses longitudinales.

5.3. Détermination des propriétés mécaniques des roches

5.3.1. Résistance à la compression

L'essai a été réalisé avec une presse hydraulique. L'éprouvette cylindrique utilisée pour cet essai est de diamètre D=5cm et d'une longueur L qui varie entre 9 et 13.4 cm. Cette essai doit être réalisé avec une éprouvette cylindrique dont l'élanement entre la longueur L et le diamètre D de cette dernière doit être compris dans l'intervalle [2, 2.5], par conséquent cet essai effectué est parfois normalisé et d'autres fois non-normalisé.

La résistance à la compression est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_c = \frac{F_{max}}{s}$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau IV.6. Pour les échantillons MJ1, MJ2, MJ3 et MG1 les essais n'avaient pas été réalisés car les roches étaient trop fissurées.

Tableau IV-6 : Valeurs de la résistance à la compression pour les roches étudiées

Echantillon	Hauteur (cm)	Diamètre (Cm)	surface (Cm ²)	Charge F _{max} (KN)	σ _c (MPa)
MJ4	9	5	19,63	50	25,48
MJ5	9,6			53	27,01
MJ6	9,5			50	25,48
MJ7	9,6			52	26,50
MJ8	9,8			45	22,93
MJ9	10			40	20,38
MG2	9,5			30	15,29
MG3	9			29	14,78
MG4	9,7			35	17,83
MG5	9,2			32	16,31
MF1	9,8			35	17,83
MF2	13,4			40	20,38
MF3	9,3			40	20,38
MF4	10			50	25,48
C1	9,7			50	25,48
C2	9			40	20,38

On se référant au tableau II.7 (p.39) qui donne une classification des roches en fonction des valeurs de la résistance à la compression, on peut dire que :

- La résistance à la compression est moyenne pour les échantillons de la marne jaune et du calcaire ;
- Faible à moyenne pour les échantillons de minerai de fer ;
- Faible pour les échantillons de la marne grise.

5.3.2. Résistance à la traction

Pour la détermination des valeurs de la résistance à la traction des quatre roches en question, nous avons utilisé la relation empirique entre la résistance à la compression et à la traction donnée dans la littérature [35].

$$\sigma_t = \frac{\sigma_c}{N}; \text{ On prendre } N = 08.$$

Les résultats de calcul de la résistance à la traction pour les différentes roches étudiées sont indiqués dans le tableau IV.7.

Tableau IV-7 : Valeurs de la résistance à la Traction pour les roches étudiées

Nature de la roche	Echantillon	σ_c (MPa)	N	σ_t (MPa)
Marne jaune	MJ4	25,478	08	3.185
	MJ5	27,006		3.376
	MJ6	25,478		3.185
	MJ7	26,497		3.312
	MJ8	22,930		2.866
	MJ9	20,382		2.548
Marne grise	MG2	15,287		1.911
	MG3	14,777		1.847
	MG4	17,834		2.229
	MG5	16,306		2.038
Minerai de fer	MF1	17,834		2.229
	MF2	20,382		2.548
	MF3	20,382		2.548
	MF4	25,478		3.185
Calcaire	C1	25,478	3.185	
	C2	20,382	2.548	

On se référant au tableau II.8 (p.40) qui donne une classification des roches en fonction des valeurs de la résistance à la traction, on peut dire que tous les échantillons ont des valeurs moyennes de résistance à la traction.

5.3.3. Cohésion et angle de frottement interne des roches étudiées

Pour déterminer la cohésion et l'angle de frottement interne des échantillons, nous avons pris la valeur moyenne de σ_c et la valeur minimum de σ_t pour chaque type de roche étudiée. Ensuite nous avons utilisé les deux relations suivantes [27] :

$$C_{ech} = \frac{\sigma_c \times \sigma_t}{2\sqrt{\sigma_c \times \sigma_t - 3\sigma_t^2}}$$

$$\varphi_{ech} = \arcsin \frac{\sigma_c - 4\sigma_t}{\sigma_c - 2\sigma_t}$$

Les valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches étudiées sont représentées dans le tableau suivant.

Tableau IV-8 : Valeurs de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches étudiées

Nature de la roche	σ_c (MPa)	σ_t (MPa)	Cohésion (MPa)	Angle de frottement interne (°)
Marne jaune	20,38	3,08	5,36	34,53
Marne grise	14,78	2,01	3,54	38,78
Minerai de fer	17,83	2,63	4,59	35,56
Calcaire	20,38	2,87	5,03	37,44

5.3.4. Cohésion et angle de frottement interne des roches dans le massif rocheux

Soit C_m et φ_m la cohésion et l'angle de frottement interne des roches se trouvant dans le massif rocheux. Pour déterminer les propriétés mécaniques du massif rocheux, il est nécessaire de tenir compte de plusieurs paramètres correctifs qui sont principalement :

- Le coefficient d'affaiblissement structural du massif rocheux λ .
- Le coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne λ_φ .

Les valeurs de C_m et φ_m sont déterminées par les formules suivantes :

$$\varphi_m = \lambda_\varphi \times \varphi_{ech}$$

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

Généralement, la valeur du coefficient de diminution de la valeur de l'angle de frottement interne prise est égale à 0,8. ($\lambda_\varphi = 0,8$).

Le coefficient d'affaiblissement structural du massif Rocheux λ est calculé en utilisant la formule : $\lambda = \lambda_w \times \lambda_t \times \lambda_f$.

On choisit les valeurs de facteur de fissuration du massif (λ_f), le facteur d'humidité (λ_w) et le facteur de temps (λ_t) on obtient les valeurs du coefficient d'affaiblissement structural (λ) pour les roches étudiées suivantes :

- ✦ Marne jaune : $\lambda_{MJ} = \lambda_w \times \lambda_t \times \lambda_f = 0.5 \times 0.5 \times 0.05 = 0.0125$
- ✦ Marne grise : $\lambda_{MG} = \lambda_w \times \lambda_t \times \lambda_f = 0.5 \times 0.5 \times 0.05 = 0.0125$
- ✦ Minerai de fer : $\lambda_{MF} = \lambda_w \times \lambda_t \times \lambda_f = 0.7 \times 0.5 \times 0.06 = 0.021$
- ✦ Calcaire : $\lambda_C = \lambda_w \times \lambda_t \times \lambda_f = 0.7 \times 0.5 \times 0.06 = 0.021$

Les résultats de calcul de la cohésion et de l'angle de frottement interne des roches étudiées dans le massif rocheux sont indiqués dans le tableau IV.9.

Tableau IV-9 : Cohésion et angle de frottement interne des roches dans le massif rocheux

Nature de la roche	C_{ech} (MPa)	φ_{ech} (°)	λ	$\lambda\varphi$	C_m (KPa)	φ_m (°)
Marne jaune	5,36	34,53	0.0125	0.8	67	27.62
Marne grise	3,54	38,78	0.0125	0.8	44.3	31.03
Minerai de fer	4,59	35,56	0.021	0.8	96.3	28.45
Calcaire	5,03	37,44	0.021	0.8	105.7	29.95

6. Conclusion

Nous avons montré dans ce chapitre une description sur la géologie locale du quartier Zerga et une présentation des résultats des essais de laboratoire sur des échantillons qu'ont été prélevés du site que fait l'objet de cette étude.

La description géologique a montré que le quartier Zerga est caractérisé par un contexte géologique complexe et défavorable. D'après les études antérieures qui ont été faite, la présence des fissurations et de la formation marneuse dans le massif rocheux sont parmi les paramètres qui ont favorisés le glissement de terrain au quartier.

Les résultats des essais de laboratoire, nous a donnés une idée sur les caractéristiques physiques des quelques types de roche qui caractérisent le quartier Zerga, ainsi que la plage de variation de leurs propriétés mécaniques. L'ensemble des données expérimentales nous a permis de voir le comportement mécanique des roches dans le massif rocheux (c'est le cas de la cohésion et angle de frottement interne des roches). Les valeurs obtenues vont nous servir dans le chapitre suivant pour le calcul de la stabilité des bords de Zerga.

*Chapitre V : Etude de la
stabilité des talus Du quartier
Zerga sur la base des facteurs
endogènes*

Chapitre V : Etude de la stabilité des talus Du quartier Zerga sur la base des facteurs endogènes

1. Introduction

La stabilité des pentes est un problème complexe pour de multiples raisons. Le comportement mécanique des sols et des roches dépend de nombreux paramètres (densité, teneur en eau, ...etc.) qui ne sont pas forcément connus pour des problèmes réels car la reconnaissance du terrain ne peut être exhaustive. La géométrie des différentes couches de sols peut même ne pas être connue précisément. En général, le calcul de stabilité des pentes est déterminé à partir de calcul à la rupture selon l'approche du critère de Mohr-Coulomb qui suppose que le sol est rigide-plastique. Les logiciels informatiques développés de nos jours facilitent la prise en compte de ces paramètres et conduisent à des solutions générales et plus réalistes de la stabilité des pentes. Ces logiciels peuvent utiliser à la fois les formulations d'équilibre limite et les méthodes des éléments finis pour décrire correctement le comportement des sols.

Dans le cadre de cette étude, nous avons utilisé deux logiciels de calcul qui sont respectivement : SLOPE/W et PLAXIS. L'utilisation de ces logiciels va nous permettre de modéliser le glissement de Zerga en appliquant les résultats des analyses expérimentales et paramétriques des roches composant le massif et la géométrie réel du site.

Dans cette partie, nous présentons donc les résultats de calcul de la stabilité réalisé sur deux coupes géologiques. Ces coupes ont été choisies suivant la direction du glissement.

2. Aperçu sur les logiciels de modélisation

2.1. Géo-Studio

GEO-SLOPE, développé par Geo-Slope International LTD, est un programme de calcul de stabilité des pentes qui permet de modéliser des problèmes de géotechnique et de géo-environnement. Ce programme de conception assistée par ordinateur permet d'utiliser la méthode des tranches pour déterminer le facteur de sécurité des massifs en pente constitués d'une ou de plusieurs couches de sol, avec ou sans présence de nappe, avec ou sans sollicitations sismiques, avec ou sans succion, etc. Dans son architecture globale, ce programme est composé de huit modules ou sous codes distincts. Voici une brève de ces différents modules :



SLOPE/W : calcul des facteurs de sécurité d'une pente en utilisant les méthodes d'analyses classiques (Bishop, Janbu, Spencer, Morgenstern-Price, ...);



SEEP/W : calcul, analyse et évalue, grâce à un modèle par éléments finis, les pressions interstitielles d'eau ;



QUAKE/W : modélisation par éléments finis du comportement du sol sous séisme ;



SIGMA/W : analyse par éléments finis des problèmes de contraintes-déformations ;



TEMP/W : analyse des problèmes géothermiques des sols ;



CTRAN/W : modélisation du mouvement d'une contamination dans des matériaux poreux ;



AIR/W : analyse des interactions entre l'eau et l'air du sol dans des matériaux poreux ;



VADOSE/W : analyse de flux en dessous de la surface du sol, dans la vadose non saturée et qui rejoignent le régime de l'eau dans le sol.

Le choix de ce logiciel a été motivé par sa diversité du fait qu'il est constitué d'une suite de différents modules qui peuvent être utilisés pour des problèmes variés, par sa performance, sa souplesse, etc. Ce logiciel se veut complet et répond bien aux objectifs fixés dans la thèse.

Dans notre travail, le sous-code qui nous intéresse c'est SLOPE/W. Ce module permet de décrire la géométrie du problème, la stratigraphie du site, les paramètres de résistances des sols et de modéliser la saturation ou la non saturation du sol.

2.1.1. Les étapes d'analyse d'un problème de stabilité dans Slope/W

Pour faire l'analyse d'un problème de stabilité de terrain dans Slope/W, voici en générale la procédure à suivre :

a- Définition de problème

- Tout d'abord on lance la fonction DEFINE pour définir le problème : Sélectionnez DEFINE dans le menu de Démarrer de Programme ;
- Définition de la zone de travail **(a)** : La zone de travail est la taille de l'espace disponible pour la définition de problème ;
- Définition de l'échelle **(b)** ;
- Réglage de l'espacement de la Grille **(c)** : Une grille de points de fond est nécessaire pour aider à dessiner le problème ;
- Sauvegarde de problème **(d)** : Les données de définition de problème doivent être enregistrées dans un fichier. Cela permet aux fonctions SOLVE et CONTOUR d'obtenir et résoudre le problème ;
- Dessin de problème : En définissant un problème de stabilité des pentes, il est commode de préparer d'abord un croquis des dimensions. Cette esquisse est un guide utile pour dessiner les éléments géométriques de problème ;
- Le choix de la méthode d'analyse **(e)** ;
- Choix des options d'analyse **(f)** ;
- Définition des propriétés du sol **(g)** ;
- Traçage des lignes **(h)** : La géométrie et la stratigraphie sont définies par des lignes connectées à des points. Une ligne doit être définie pour chaque couche du sol.
- Traçage de la ligne piézométrique **(i)** : dans le cas de la présence d'une nappe phréatique ;

- ☒ Propriétés d'affichage de sol (j) : Maintenant que la définition du problème a été complété, il est possible de vérifier rapidement les propriétés du sol pour assurer qu'ils sont définis correctement ;
- ☒ Vérification de définition de problème (k) : Avant de lancer le calcul, il est préférable de vérifier si les données sont cohérentes. un outil de vérification (Verify) est utilisé afin de localiser des erreurs dans la définition de problème.

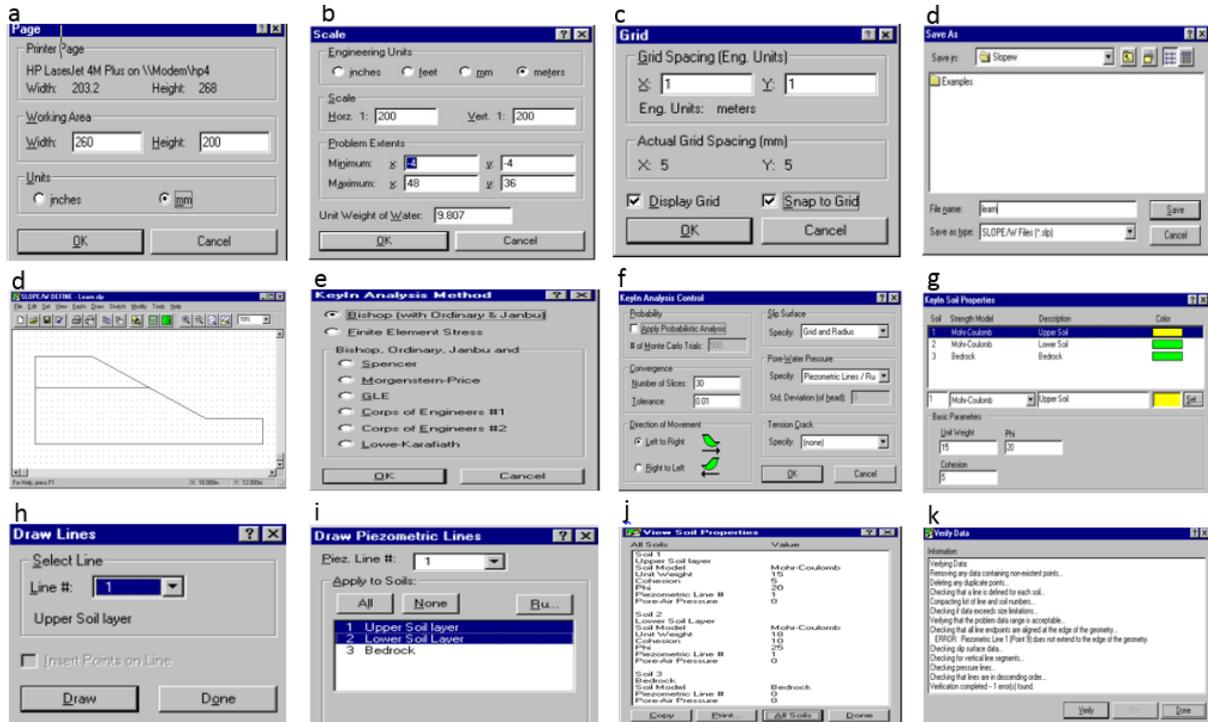


Figure V-1 : Etapes d'analyse d'un problème de stabilité dans Slope/W

b- Résolution de problème

Cette partie de résolution commence par le lancement de la fonction SLOVE (figure.V.2 ;a), en cliquant sur le bouton SLOVE dans la barre d'outil standard. Cette opération est lancée pour le calculer des facteurs de sécurité (figure.V.2 ;b). Pendant les calculs, SOLVE affiche les facteurs minimaux de sécurité et le nombre de la surface du glissement en cours.

c- L'affichage des résultats

Il y a plusieurs possibilité de visualiser les résultats de l'analyse de problème graphiquement par :

- ☒ Affichage de l'une des surfaces du glissement analysé, ainsi que les facteurs de sécurité associés ;
- ☒ A l'aide de module **View/slice information**, Il est possible d'afficher les forces agissent sur n'importe quelle tranche de la surface de sécurité minimale (c) ;
- ☒ Il est aussi possible d'obtenir les iso valeurs de coefficient de sécurité avec le module **Draw\ Factor of Safety Contours (d)**;
- ☒ La module **Draw\Graph**, donne la possibilité d'afficher des graphes de diverses grandeurs (contrainte, pression interstitielle, ...) le long de la surface de sécurité minimale (e).

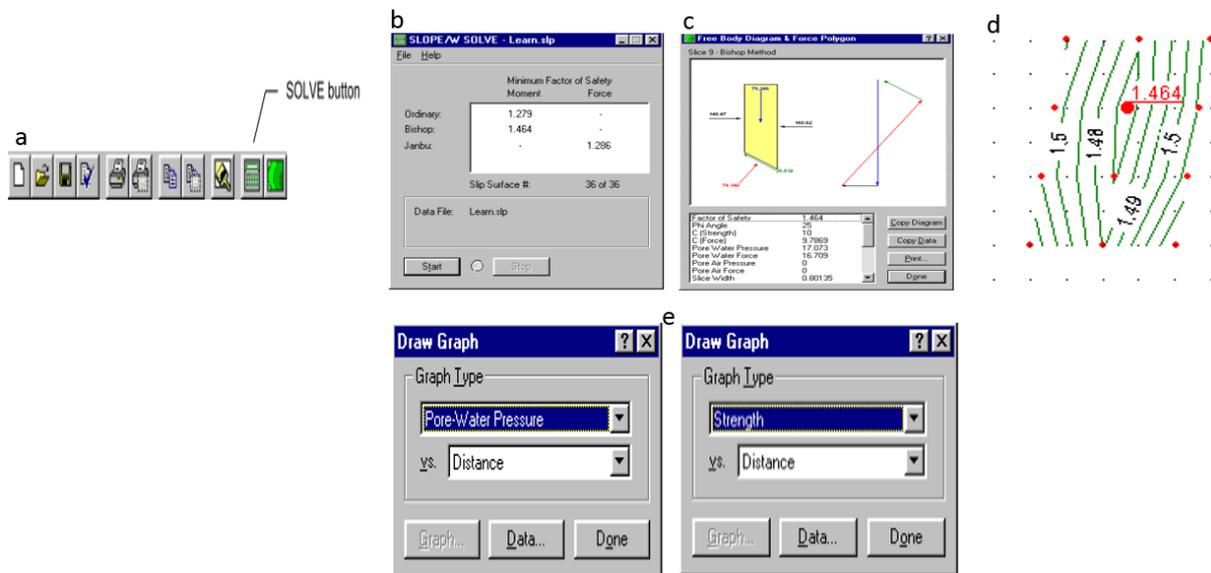


Figure V-2 : Etapes de résolution et d'affichage d'un problème de stabilité dans Slope/W

2.2. Présentation du code de calcul Plaxis 2D (Version 8.2)

Le code Plaxis de la société Plaxis B.V C'est un logiciel couramment utilisé en bureaux d'études. Conçu par des géotechniciens numériques de l'université de Delft aux Pays-Bas dans les années 1980, le code de calcul éléments finis Plaxis est un outil pratique d'analyse d'ouvrages et d'essais géotechniques. Si ce code a initialement été développé pour analyser les digues et les sols mous, son champ d'application s'étend aujourd'hui à une large gamme de problèmes géotechniques. Il permet d'analyser des problèmes élastiques, élasto-plastiques, élasto-visco-plastiques en 2D ou 3D et en grands déplacements. Très fiable sur le plan numérique. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage).

La démarche suivie dans le développement de Plaxis est de fournir à l'utilisateur un code éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délai raisonnable en utilisant un modèle de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. Parmi les points forts de code de calcul PLAXIS on cite :

- ✧ La convivialité de l'interface pour la saisie des données et pour l'interprétation des résultats ;
- ✧ Génération automatique de maillage ;
- ✧ Jeu complet de loi de comportement de sol et la possibilité de définir ses propres lois de comportement ;
- ✧ Calculs de coefficient de sécurité

2.2.1. Aperçu sur la barre d'outils générale de Plaxis

Cette barre d'outils contient des boutons d'action générale et des boutons d'action qui sont liés à la création d'un modèle géométrique, comme les opérations d'impression, le zoom ou

la sélection d'objets. Il contient également des boutons pour lancer les autres programmes de code Plaxis (calculations, output and curves). La barre d'outil disponible dans l'interface de PLAXIS V 8.2 avec la description des fonctions des boutons sont indiqués dans la figure V.3.

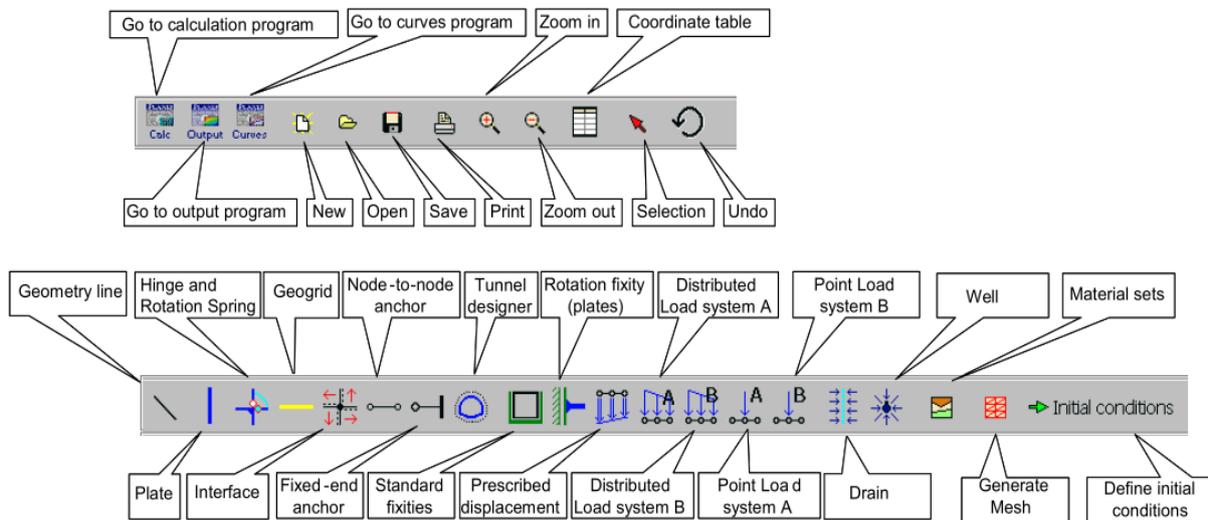


Figure V-3 : Barre d'outils général de Plaxis V 8.2 [50]

2.2.2. Les sous-programmes de PLAXIS

L'interface d'utilisation de PLAXIS se compose de quatre sous-programmes (Input, Calculations, Output et Curves) :

a- Le programme d'entrée de données (Input)

Le programme contient tout ce qui est nécessaire pour créer et modifier un modèle géométrique, pour générer le maillage d'éléments finis correspondant et pour générer les conditions initiales.

b- Le programme de calcul (Calculations)

Le programme contient tous les éléments pour définir et amorcer un calcul par la méthode des éléments finis. Au début du programme de calcul, l'utilisateur doit choisir le projet pour lequel les calculs vont être définis.

c- Le programme de résultats (Output)

Ce programme contient tous les éléments qui permettent de voir les résultats des données générées et des calculs d'éléments finis. Au début du programme de résultats, l'utilisateur doit choisir le modèle et la phase de calcul appropriée ou le numéro du pas pour lequel les résultats seront affichés.

d- Le programme Courbe (Curves)

Ce programme contient tout le nécessaire pour générer des courbes charges –déplacement, des chemins de contrainte et des courbes contrainte-déformation.

2.2.3. Modèles de comportement de Plaxis

Les modèles du comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élastique-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées

permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique.

Différents modèles de comportement, plus ou moins sophistiqués, ont été implémentés dans Plaxis : élastique linéaire, Mohr-coulomb, modèles du sol avec écrouissage ou spécifiques aux sols mous, etc. Il reste toutefois à l'ingénieur de choisir le modèle le mieux adapté au problème qu'il désire traiter en fonction des conditions rencontrées in situ. Dans le cas de notre étude, la modélisation sera faite selon la loi de comportement de Mohr-Coulomb.

2.2.3.1. Modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Mohr-Coulomb est un modèle souvent utilisé pour représenter la rupture par cisaillement dans les sols et les roches tendres. Cette loi se caractérise par une élasticité linéaire isotrope de Hooke, une surface de charge et un potentiel plastique. Les règles d'écoulement sont non associées. A l'intérieur de la surface de rupture, le comportement du matériau est supposé élastique linéaire isotrope ou anisotrope. Sur la surface de rupture, le comportement est considéré comme parfaitement plastique. Ce modèle nécessite cinq paramètres fondamentaux :

- ✧ deux paramètres élastiques : le module d'Young et le coefficient de Poisson ;
- ✧ deux paramètres relatifs aux conditions à la rupture : la cohésion et l'angle de frottement interne ;
- ✧ un paramètre relatif à la règle d'écoulement plastique, c'est l'angle de dilatance ψ . Ce paramètre est le moins courant, Il peut cependant être facilement évalué par la règle suivante :

$$\boxtimes \psi = \varphi - 30^\circ \text{ pour } \varphi > 30^\circ$$

$$\boxtimes \psi = 0^\circ \text{ pour } \varphi < 30^\circ$$

Remarque : Le cas où $\psi < 0^\circ$ correspond à des sables très lâches (état souvent dit métastable, ou liquéfaction statique). 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 faibles ou moyenne sous contraintes assez fortes.

2.2.4. Démarche de modélisation avec PLAXIS

La modélisation sous le code de calcul Plaxis passe par plusieurs étapes. Nous présenterons ici le cheminement et principales étapes à suivre :

a- Géométrie

Pour réaliser un nouveau projet, il est important de créer la géométrie du modèle en premier ; la représentation est à deux dimensions pour un problème réel de trois dimensions.

b- Condition aux limites

Une fois la géométrie définie, il faut entrer les conditions limites, c'est-à-dire les déplacements et les contraintes imposées aux limites extérieures de la géométrie. Si aucune condition n'est fixée sur un tronçon, par défaut le logiciel considère que l'élément n'est soumis à aucune force extérieure et est libre de se déplacer dans toutes les directions.

Les conditions limites pouvant être imposées sont celles qui imposent un déplacement dans une direction donnée ou celle qui impose une force dans une direction donnée. Plusieurs outils permettent de créer une large gamme de conditions limites (force répartie, force ponctuelle, encastrement, glissement, etc...)

c- Définition des paramètres des matériaux

Ensuite, il convient de définir les propriétés des différents matériaux selon son type (sol et interface, plaque, ancrage, géogrid, etc...), le modèle de comportement et les différents paramètres permettant de le définir. Pour les sols, en plus de la définition des caractéristiques mécaniques, leurs interfaces avec les autres types d'éléments peuvent être paramétrés, il faut définir le comportement hydraulique du sol (drainer, non-drainer ou non-poreux).

d- Maillage

Le maillage est généré automatiquement, ce qui est un point fort de Plaxis. L'opérateur peut paramétrer la finesse du maillage entre différentes options (très grossier, grossier, moyen, fin très fin). L'opérateur peut également décider de mailler plus finement une certaine région du sol ou/et le voisinage d'un élément grâce aux options *refine* dans le *mesh* menu.

e- Les conditions initiales

La définition des conditions initiales se fait en deux étapes distinctes :

Tout d'abord, lorsque la fenêtre des conditions initiales s'ouvre, seul le sol est activé. L'opérateur active les éléments constructifs (déplacement et/ou contraintes imposées, ancrage, etc...) qui correspondent à l'instant initial. Il désactive les éléments du sol qui ne correspondent pas à cet instant initial.

Un « switch bouton » permet d'accéder à deux fenêtres différentes chacune représente la géométrie de la modélisation :

- ✧ La première qui s'appelle « initiale pore pressure » permet de définir un niveau de nappe phréatique initiale (si besoin), et de générer les pressions interstitielles correspondantes ;
- ✧ La deuxième fenêtre permet de générer les contraintes initiales à l'intérieur du massif (poids propre et sous pression).

f- Calcul et visualisation des résultats

Après avoir effectué l'ensemble de ces paramétrages on peut accéder aux calculs par le bouton « calcul » . L'interface "input " de Plaxis se ferme et laisse la place à une nouvelle interface : "calcul " . Une phase 0 est déjà calculée, cette phase correspond à l'état initial

de la structure. Cette interface permet de définir le phasage de la modélisation de la construction.

Une fois le phasage de l'étude est terminé, des points caractéristiques peuvent être placés. Les courbes de résultats de Plaxis seront calculées en ces points. Après avoir appuyé sur « calculate » les calculs se lancent. Une fois terminée, les résultats sont visionnables grâce à la touche « output »

Le code Plaxis contient plusieurs outils pour visualiser et analyser les résultats concernant le sol soit en déformation (maillage déformé, déplacement et déformation totaux) soit en contraintes (contraintes effectives, totales, les points plastiques, les pressions interstitielles).

3. Application sur le cas étudié

Le cas étudié concerne l'étude du talus réel inspiré du cas pratique du glissement de terrain à Zerga. Dans ce cas bien précis, nous aurons à appliquer les résultats des analyses de laboratoire obtenus dans la partie expérimentale et à définir ce talus formé de plusieurs couches géologiques. Dans cette partie également, nous aurons testé la stabilité des pentes pour les deux zones touchées par le dernier glissement qui s'est manifesté au niveau de quartier. Des cas de simulation vont être appliqués sur les modèles retenus afin de traiter l'influence de certains paramètres sur la stabilité des pentes.

3.1. Représentation des modèles géométriques retenus

Pour le cas de notre étude, deux modèles géométriques ont été choisis : un modèle représente la zone nommée « zone 01 » et un autre modèle représente la deuxième zone du glissement nommée « zone 02 ». Pour obtenir ces profils, nous avons utilisé le plan topographique du quartier Zerga (plan actualisé au 30/04/2012), sur laquelle nous avons tracé une coupe NO-SE pour la zone 01 et une coupe ONO-ESE pour la Zone 02 (la direction des coupes a été choisie suivant le sens réel du glissement, figure V.4). Ensuite, nous avons établi une coupe géologique pour chaque zone sur base des informations disponibles (sondage, carte géologique schématique et la coupe stratigraphique) développées dans l'étude géologique du site. A partir de ces coupes géologiques, nous avons réalisé nos modèles géométriques retenus dans les programmes GEO-SLOPE et PLAXIS (figure V.5 et V.6).

Dans le modèle de la zone 01 (figure V.5), on retrouve un talus hétérogène de 126.5 m de hauteur, de 267 m de longueur et une pente générale du talus estimé à 20°. Ce modèle hétérogène est constitué de minerai de fer en surface, puis de la marne jaune et grise et du calcaire en profondeur.

Le domaine de notre modèle géométrique retenu de la zone 02 (figure V.6) s'étend sur une longueur de 365 m, une hauteur de 173 m et une pente générale du talus évalué à 21 %. Ce modèle géométrique hétérogène est constitué d'une alternance de minerai de fer et du calcaire en surface, puis de la marne jaune et grise et du calcaire en profondeur.

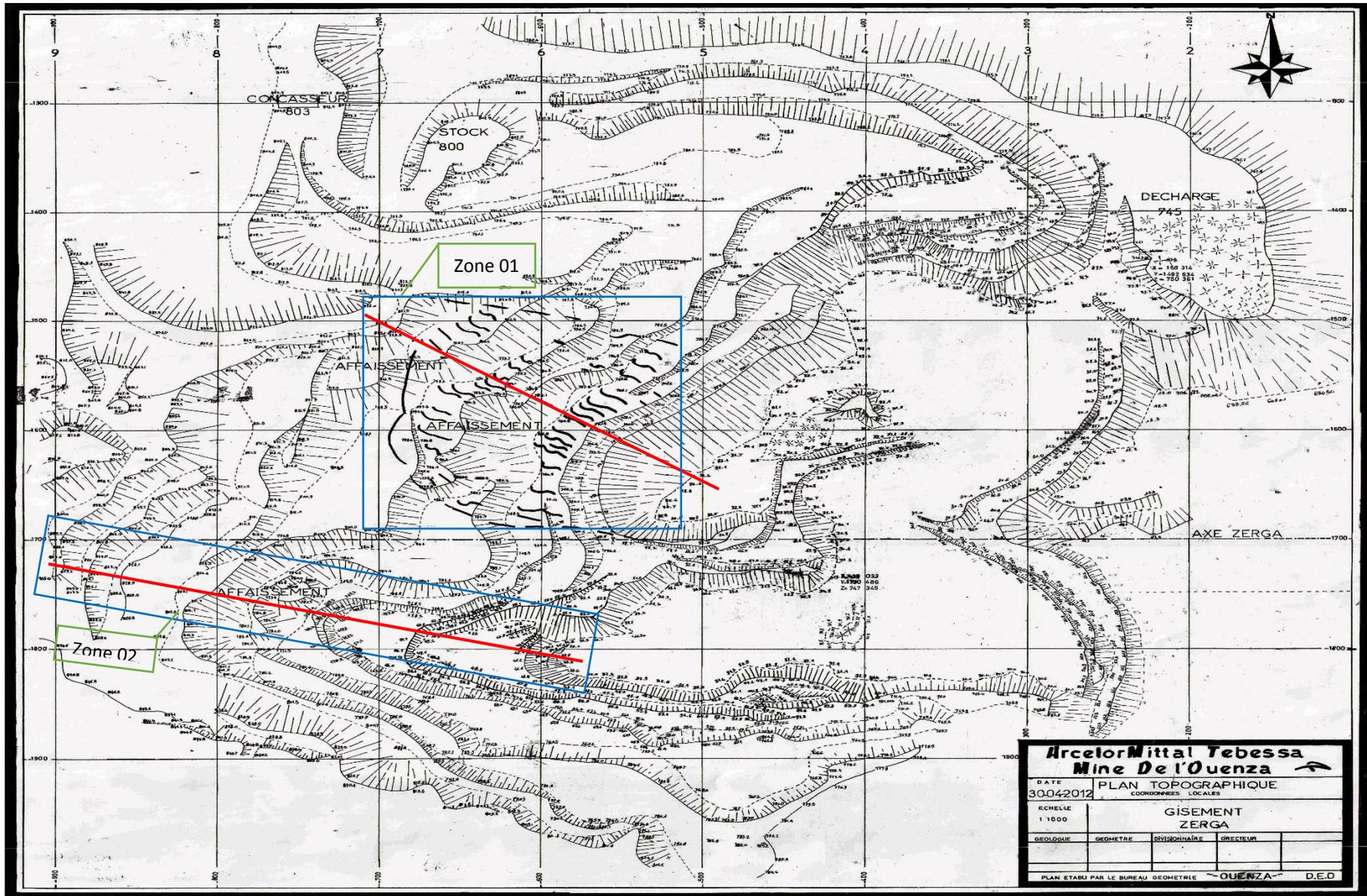


Figure V-4: Plan topographique du quartier Zerga (1/1000) avec la représentation des coupes pour les deux zones

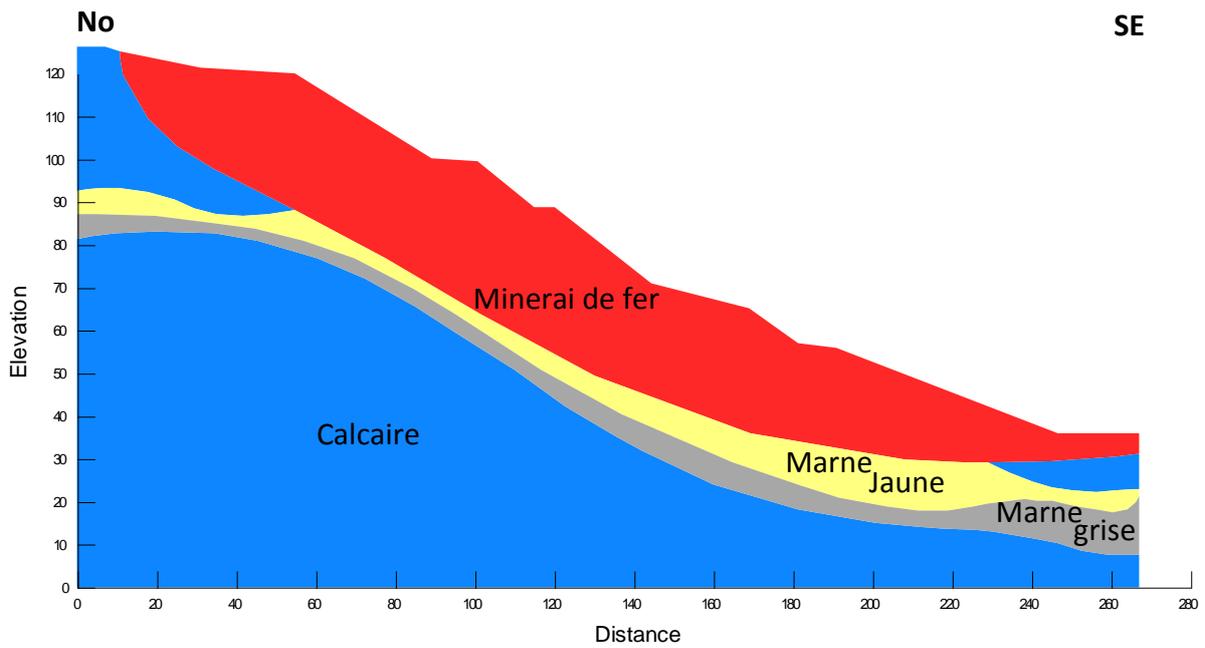


Figure V-5 : Modèle géométrique retenu pour la zone 01

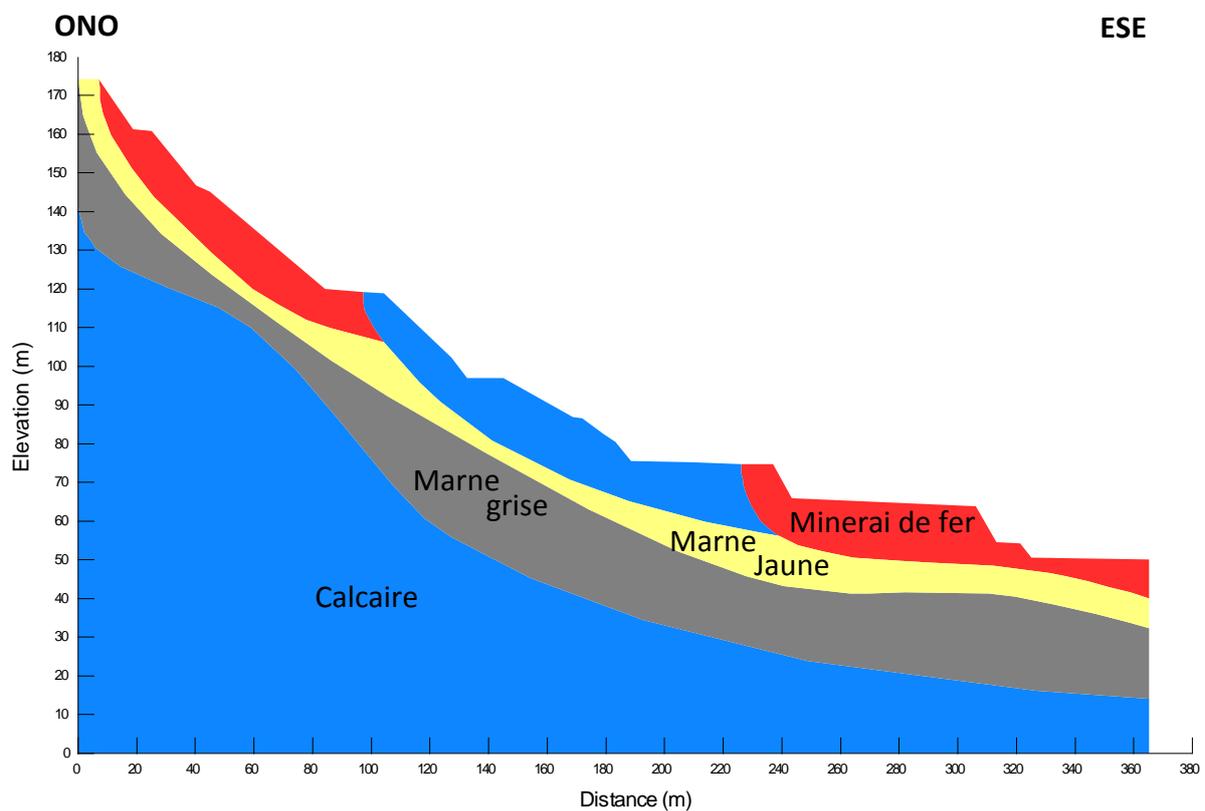


Figure V-6: Modèle géométrique retenu pour la zone 02

3.2. Modélisation par le sous-code SLOPE/W

La modélisation dans le sous code SLOPE/W a commencé par l'importation des modèles géométriques retenus pour les deux zones qui font l'objet de notre étude. Par la suite nous avons défini les paramètres physico-mécaniques (tableau V.1) qui caractérisent les couches géologiques représentés dans ces modèles. Ensuite, nous avons déterminé le coefficient de

sécurité par les différentes méthodes d'équilibre limite utilisées dans le sous-code SLOPE/W. En effet, dans ce sous-code, nous retrouvons la plupart des méthodes abordées au chapitre III telles que les méthodes de Bishop, de Janbu, de Spencer, etc. Selon la méthode choisie, SLOPE/W calcule le facteur de sécurité de la pente.

Pour notre cas de modélisation, nous considérons une approche dans laquelle la stabilité du modèle est étudiée sous l'action seule du poids propre du massif et sans l'influence de la nappe d'eau, sans la pluviométrie et sans l'effet sismique due aux tirs à l'explosif.

Tableau V-1 : Paramètres géotechniques introduits dans SLOPE/W pour la modélisation

Nature de la roche	γ_{sec} [KN/m ³]	C [KPa]	φ (°)
Marne jaune	24.64	67	27.62
Marne grise	26.23	44.3	31.03
Minerai de fer	27.81	96.3	28.45
Calcaire	25.56	105.7	29.95

3.2.1. Facteur de sécurité et surface de rupture critique

Pour le calcul du facteur de sécurité, nous avons utilisé 5 méthodes d'équilibre limite (méthodes de Fellenius, Bishop, de Janbu, de Spencer et de Morgenstern-Price.). Ce coefficient est déterminé pour un nombre suffisant de cercles de rupture à partir du modèle Mohr-Coulomb et des méthodes d'équilibre limite choisies. Pour l'obtention de l'emplacement de cercle critique, nous avons défini le type de surface du glissement «Auto locate». Pour ce Type de surface de rupture SLOPE/W tente de faire un travail préliminaire pour identifier la zone de rupture et donne une solution approchée de la surface de rupture critique la plus probable et en général elle mène à des résultats raisonnables.

Les résultats de calcul du facteur de sécurité pour les cinq méthodes d'équilibre limite utilisées dans SLOPE/W sont présentés dans le tableau V.2.

Tableau V-2: facteurs de sécurité minima pour les différentes méthodes

Méthode	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	M-P
Facteur de sécurité Zone 01	1,655	1,839	1,648	1,764	1,739
Facteur de sécurité Zone 02	1,393	1,542	1,382	1,473	1,464

Les surface de rupture critiques qui correspondent aux valeurs des facteurs de sécurité donnés ci-dessus sont présentées à la figure V.7 pour la zone 01 et à la figure V.8 pour la zone 02.

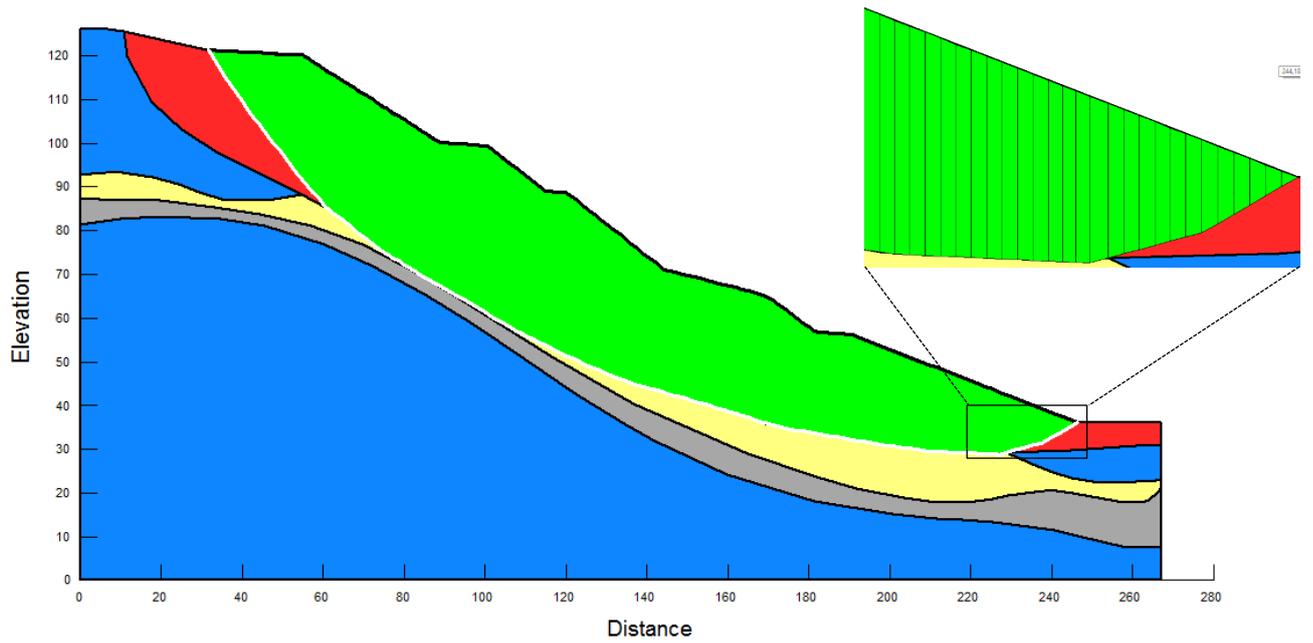


Figure V-7: surface du glissement critique de la Zone 01(Fs minimum)

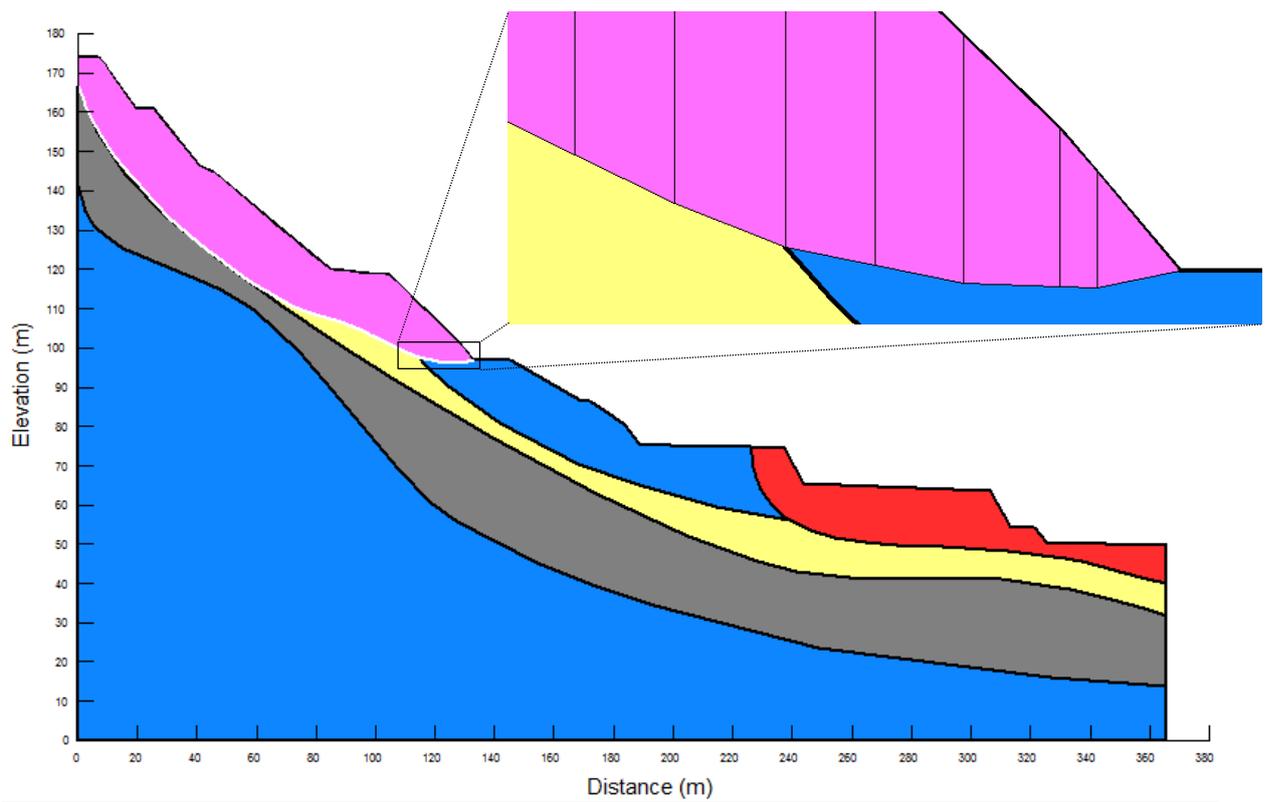


Figure V-8 : surface du glissement critique de la Zone 02(Fs minimum)

3.2.2. Interprétation des résultats obtenus par Slope/W



Facteur de sécurité : Les facteurs de sécurité minima appréciés sont tous au-dessus de 1 (que ce soit pour la zone 01 ou la zone 02), voir même supérieurs au seuil minimal

considéré pour la stabilité du talus, ce qui traduit que le bord est dans un état de stabilité. Il s'agirait dans ce cas d'un talus sans grand risque du glissement, en d'autres termes d'un talus stable sous les conditions statiques (sous l'effet de son poids propre). Donc, c'est un élément déclencheur qui a pu provoquer ce mouvement de terrain survenu à Zerga.

Par la comparaison des valeurs des facteurs de sécurité trouvées à partir des méthodes d'équilibre limite choisies (tableau V.2) nous remarquons une légère différence entre ces valeurs (que ce soit les valeurs obtenus pour la zone 01 ou la zone 02) :

- ☒ La différence entre les valeurs des facteurs de sécurité les plus faibles (celles obtenus par la méthode de Janbu et Fellenius) et les plus élevées (celles obtenus par la méthode de Bishop) est de l'ordre de 10 %.
- ☒ La méthode de Morgenstern-Price sous-estime le facteur de sécurité d'une valeur de 1.42 % par rapport à la valeur obtenue par la méthode de Spencer pour la zone 01 et une valeur 0.46 % pour la zone 02. Cette très légère différence se justifier par le fait que, d'une part les deux méthodes satisfont toutes les conditions d'équilibre limite (équilibre des forces et des moments), d'autre part, les deux méthodes ont presque les mêmes hypothèses supplémentaires.
- ☒ La différence entre les valeurs de F_s trouvées par les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre (celle de Spencer et de M-P) et les méthodes qui ne satisfont que l'équilibre des moment (Fellenius, Bishop) ou des forces (Janbu) varie entre 4.08 % et 6.58 % pour les résultats de la zone 01 et entre 4.47 % et 6.18 % pour les résultats de simulation de la zone 02.

Cette comparaison des valeurs de F_s a permis également de conclure que les méthodes qui ne satisfont pas toutes les conditions d'équilibre sous-estiment (c'est le cas pour la méthode de Janbu et Fellenius) ou surestiment (c'est le cas pour la méthode de Bishop) les résultats de F_s . Contrairement aux méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre limite et qui donnent des résultats plus ou moins précises.

Surface de rupture critique

Les figures des surfaces de rupture critique correspondantes aux valeurs de facteurs de sécurité minima présentées ci-dessus permettent de constater :

Pour la zone 01 ;

- ☒ La surface du glissement a une forme polygonale et se localise essentiellement dans la couche de la marne jaune. Les limites inférieures de la surface coïncident avec les plans de discontinuité géologique marne jaune/marne grise et marne jaune/minerai de fer. Cette surface touche la totalité des gradins et elle passe par le pied du talus.

- ☒ La limite inférieure de la surface se situe en profondeur qui peut atteindre les 39 m par rapport à la surface du talus. La classification des glissements de terrain donné dans le tableau III.1 (p.49) permet dire que le glissement est de type profond.

Pour la zone 02 ;

- ☒ La surface du glissement a une forme non circulaire (polygonale) et se localise essentiellement dans la couche de la marne jaune. Elle enveloppe totalement la couche supérieure de fer et une partie de la couche de calcaire (celle de la surface).
- ☒ La limite inférieure de la surface coïncide essentiellement avec le plan de discontinuité géologique marne jaune/marne grise. Cette surface touche seulement la partie supérieure des gradins du talus. Elle se caractérise par une profondeur qui peut atteindre les 19 m par rapport à la surface du talus.

3.2.3. Influence de la cohésion et de l'angle de frottement interne sur le facteur de sécurité

Pour voir l'effet de la cohésion et de l'angle de frottement interne sur l'état de stabilité du talus, nous avons étudié l'influence des paramètres (c et φ) sur le facteur de sécurité. Pour ce faire, nous avons fait varier ces deux paramètres par étape uniquement pour une couche précise en gardant les valeurs réelles de C et φ pour les autres couches restantes. Nous avons choisi une gamme de variation avec plusieurs points (c et φ) afin de rendre cette comparaison plus réaliste et plus exhaustive. Les tableaux V.3, V.4, V.5 et V.6 montrent les valeurs de c et φ choisies et la sensibilité de ces paramètres sur le facteur de sécurité pour la zone 01 ; et les tableaux V.9, V.10, V.11 et V.12 montrent les valeurs de c et φ choisies et la sensibilité de ces paramètres sur le facteur de sécurité pour la zone 02. Les figures V.8, V.9, V.10 et V.11 présentent la variation des F_s de la zone 01 en fonction de la C et φ pour chaque méthode de calcul utilisé. Les figures V.13, V.14, V.15 et V.16 présentent la variation des F_s de la zone 02 pour les différentes méthodes de calcul utilisées.

Tableau V-3: Effets de C et φ sur le facteur de sécurité F_s (zone 01 : marne iaune)

Marne Jaune	Zone 01										
	$\varphi = 27,62^\circ$					C= 67 KPa					
	C (KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer)	Fs- MP	φ (°)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer)
10	1,698	1,475	1,474	1,597	1,552	5	0,735	0,667	0,652	0,755	0,718
20	1,738	1,507	1,506	1,612	1,586	10	0,951	0,842	0,847	0,937	0,898
30	1,775	1,537	1,537	1,643	1,62	15	1,213	1,065	1,069	1,151	1,271
40	1,803	1,567	1,572	1,676	1,651	20	1,481	1,291	1,293	1,387	1,361
50	1,818	1,597	1,603	1,709	1,683	25	1,762	1,524	1,53	1,631	1,605
60	1,831	1,627	1,653	1,742	1,718	30	1,886	1,743	1,771	1,856	1,843
70	1,843	1,657	1,667	1,78	1,748	35	1,886	1,743	1,771	1,856	1,843

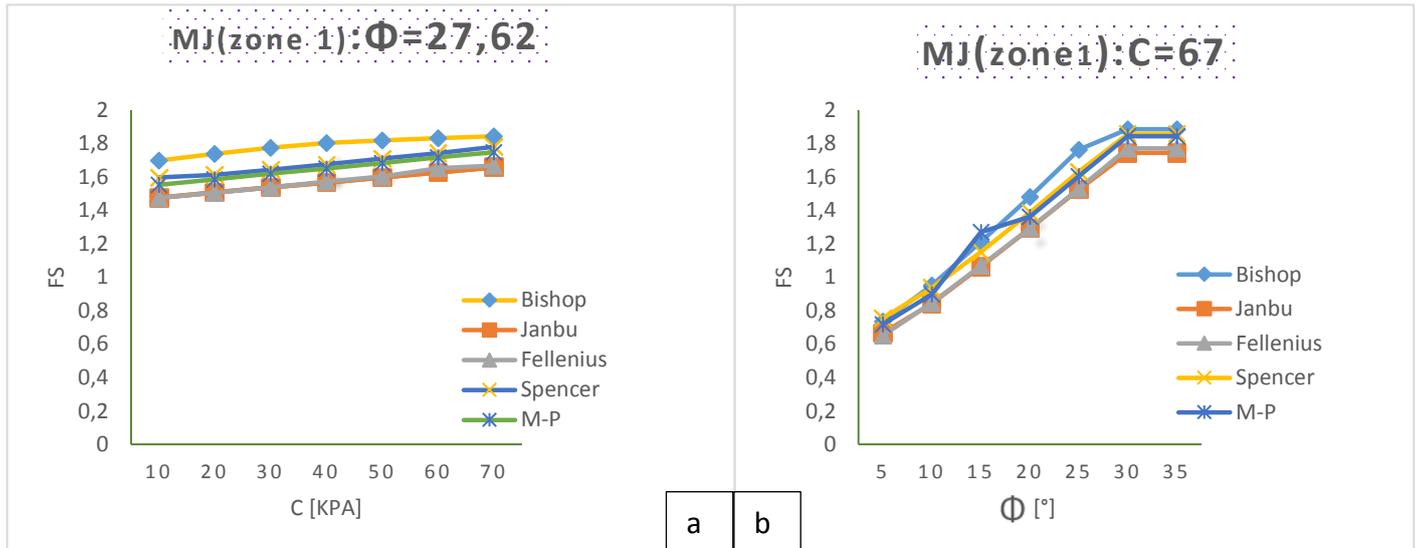


Figure V-9: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs(Zone 1, marne jaune)

Tableau V-4: Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; marne grise)

Marne Grise	Zone 01										
	$\varphi=31,03^\circ$					C= 44,3 KPa					
C (KPa)	Fs-Bishop	Fs-Janbu	Fs-Fellenius	Fs-Spencer	Fs-MP	φ (°)	Fs-Bishop	Fs-Janbu	Fs-Fellenius	Fs-Spencer	Fs-MP
10	1,805	1,649	1,657	1,765	1,738	5	0,736	0,66	0,577	0,79	0,746
20	1,816	1,649	1,658	1,764	1,738	10	0,978	0,858	0,793	1,115	0,952
30	1,827	1,649	1,658	1,765	1,739	15	1,313	1,126	1,107	1,311	1,272
40	1,838	1,65	1,658	1,765	1,739	20	1,549	1,328	1,328	1,495	1,466
50	1,84	1,687	1,706	1,82	1,821	25	1,705	1,534	1,549	1,667	1,659
60	1,84	1,687	1,706	1,82	1,821	30	1,819	1,648	1,657	1,764	1,738
70	1,84	1,687	1,706	1,82	1,821	35	1,84	1,687	1,706	1,82	1,821

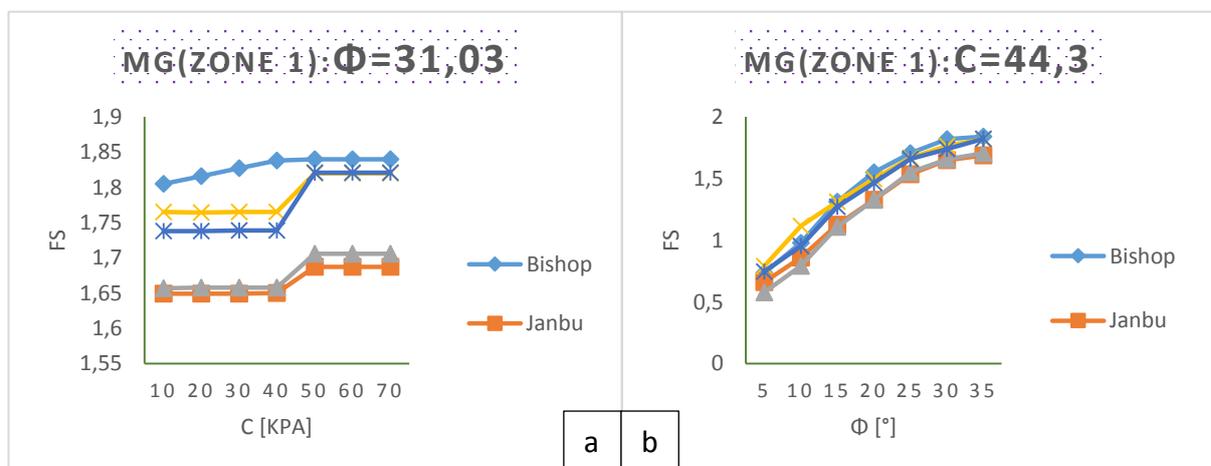


Figure V-10: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (zone 1, marne grise)

Tableau V-5: Effets de C et ϕ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; minerais de fer)

Fer	Zone 01										
	$\phi = 28,45^\circ$					C= 96,3 KPa					
C (KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	ϕ (°)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP
50	1,597	1,502	1,512	1,572	1,565	5	0,728	0,653	0,686	0,691	0,684
60	1,669	1,555	1,568	1,639	1,632	10	0,956	0,875	0,907	0,926	0,919
70	1,729	1,604	1,625	1,703	1,692	15	1,191	1,102	1,132	1,166	1,16
80	1,78	1,638	1,656	1,77	1,766	20	1,437	1,329	1,356	1,416	1,41
90	1,817	1,668	1,687	1,801	1,801	25	1,699	1,567	1,595	1,681	1,673
100	1,85	1,653	1,663	1,769	1,743	30	1,866	1,661	1,667	1,778	1,753
110	1,869	1,666	1,674	1,782	1,755	35	1,928	1,699	1,691	1,818	1,787

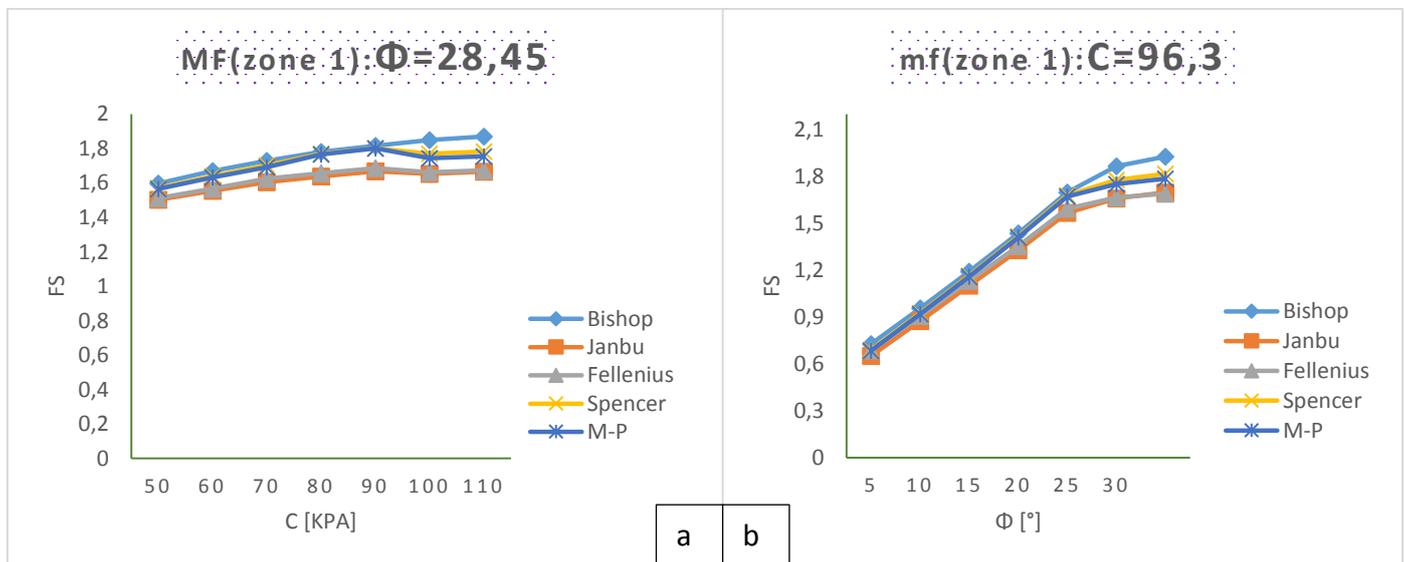


Figure V-11: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs(zone 01, Couche de fer)

Tableau V-6: Effets de C et ϕ sur le facteur de sécurité Fs (zone 01 ; calcaire)

Calcaire	Zone 01										
	$\phi = 29,95^\circ$					C= 105,7 KPa					
C(KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	ϕ (°)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP
50	1,839	1,65	1,644	1,764	1,739	5	0,791	0,694	0,648	0,811	0,796
60	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	10	0,906	0,938	0,902	1,103	1,061
70	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	15	1,368	1,181	1,156	1,354	1,328
80	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	20	1,617	1,435	1,446	1,613	1,611
90	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	25	1,806	1,654	1,671	1,788	1,777
100	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	30	1,839	1,65	1,664	1,765	1,745
110	1,839	1,65	1,664	1,764	1,739	35	1,839	1,65	1,664	1,765	1,745

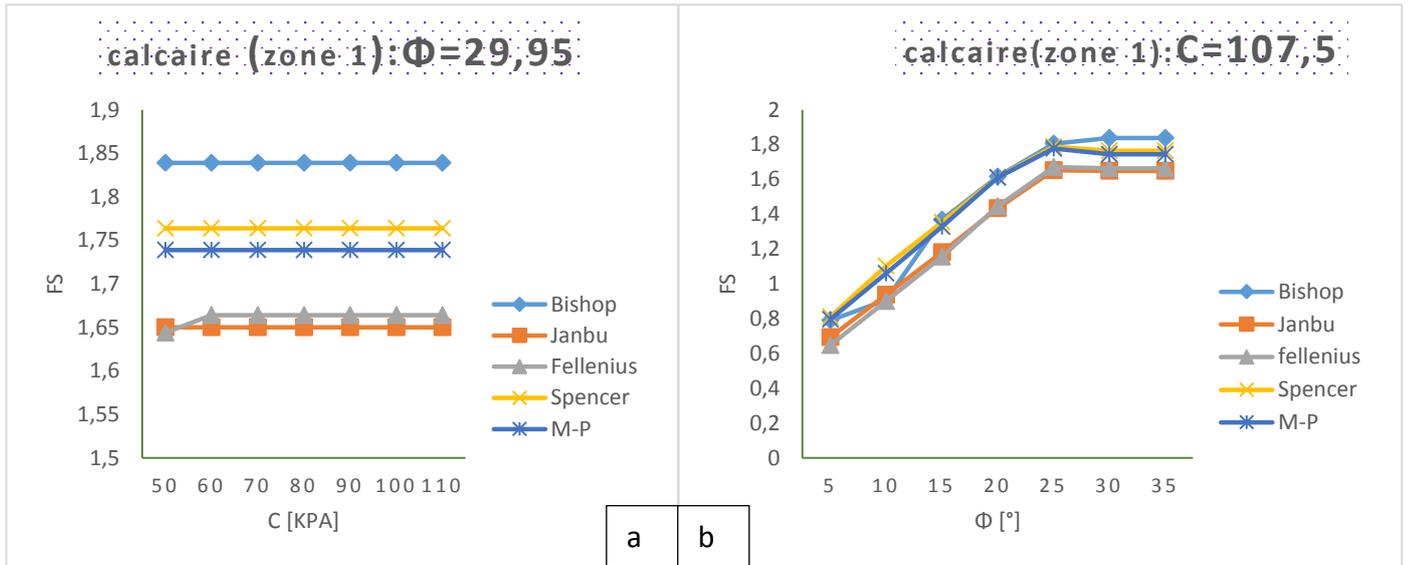


Figure V-12: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (zone O1, calcaire)

Tableau V-7 : Effets de C et φ sur le facteur de sécurité Fs (zone O2, marne jaune)

Marne jaune	Zone O2											
	$\varphi = 27,62^\circ$					C= 67 KPa						
	C (KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	φ (°)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP
	10	1,223	1,1	1,096	1,187	1,158	5	0,698	0,614	0,662	0,71	0,675
	20	1,279	1,153	1,153	1,243	1,216	10	0,889	0,71	0,791	0,863	0,837
	30	1,334	1,208	1,21	1,298	1,272	15	1,066	0,939	0,954	1,026	1,005
	40	1,39	1,261	1,262	1,352	1,327	20	1,246	1,107	1,123	1,195	1,176
	50	1,446	1,304	1,314	1,396	1,379	25	1,437	1,285	1,297	1,373	1,362
	60	1,503	1,351	1,361	1,442	1,43	30	1,635	1,439	1,435	1,544	1,521
	70	1,559	1,396	1,402	1,485	1,484	35	1,716	1,474	1,488	1,61	1,607

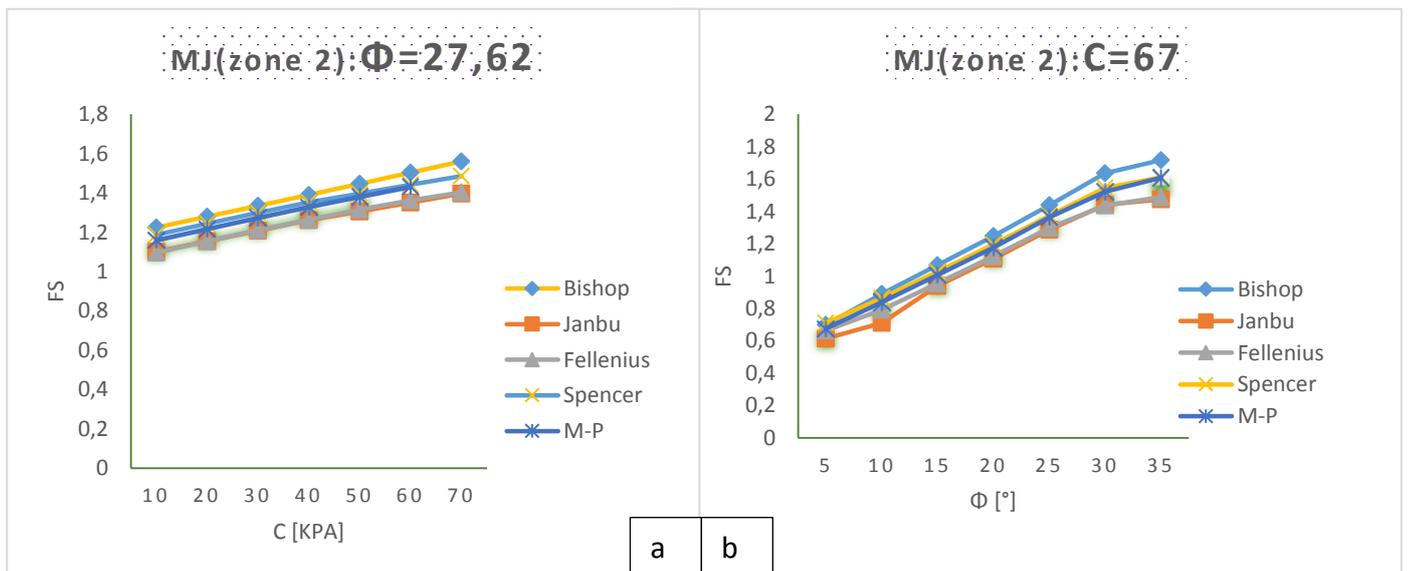


Figure V-13: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, marne jaune)

Tableau V-8 : Effets de C et ϕ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, marne grise)

Marne Grise	Zone 02										
	$\phi = 31,03^\circ$					C= 44,3KPa					
	C (KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	ϕ ($^\circ$)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer
10	1,498	1,287	1,278	1,392	1,368	5	0,746	0,655	0,63	0,795	0,78
20	1,529	1,324	1,314	1,425	1,41	10	0,904	0,786	0,774	0,92	0,892
30	1,542	1,357	1,357	1,449	1,431	15	1,027	0,885	0,884	1,041	1,003
40	1,542	1,381	1,386	1,468	1,457	20	1,211	1,044	1,042	1,189	1,163
50	1,542	1,385	1,397	1,475	1,466	25	1,409	1,208	1,224	1,328	1,322
60	1,542	1,402	1,406	1,493	1,469	30	1,542	1,378	1,381	1,466	1,452
70	1,542	1,403	1,409	1,496	1,471	35	1,542	1,385	1,397	1,476	1,464

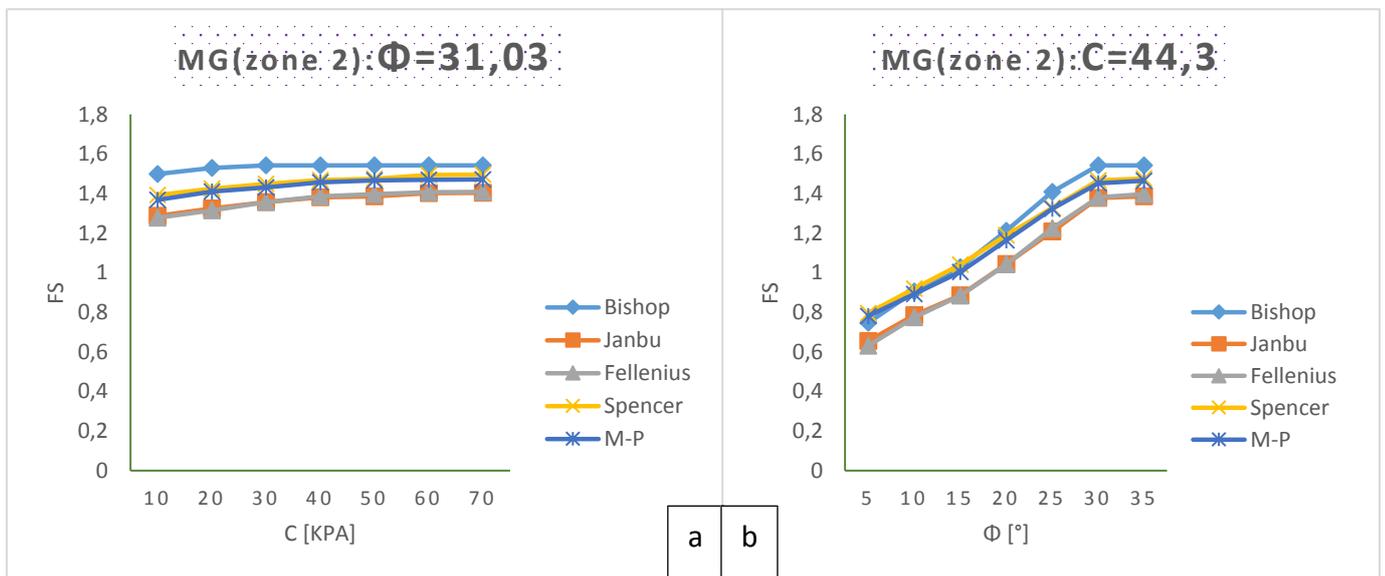


Figure V-14: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs(Zone 2, marne grise)

Tableau V-9: Effets de C et ϕ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, minerai de fer)

Fer	Zone 02										
	$\phi = 28,45^\circ$					C= 96,3 KPa					
	C (KPa)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	ϕ ($^\circ$)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer
50	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	5	1,097	0,987	1,054	1,082	1,063
60	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	10	1,274	1,142	1,199	1,228	1,22
70	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	15	1,424	1,276	1,314	1,354	1,35
80	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	20	1,473	1,382	1,393	1,473	1,464
90	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	25	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464
100	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	30	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464
110	1,542	1,382	1,393	1,473	1,464	35	1,452	1,382	1,393	1,473	1,464

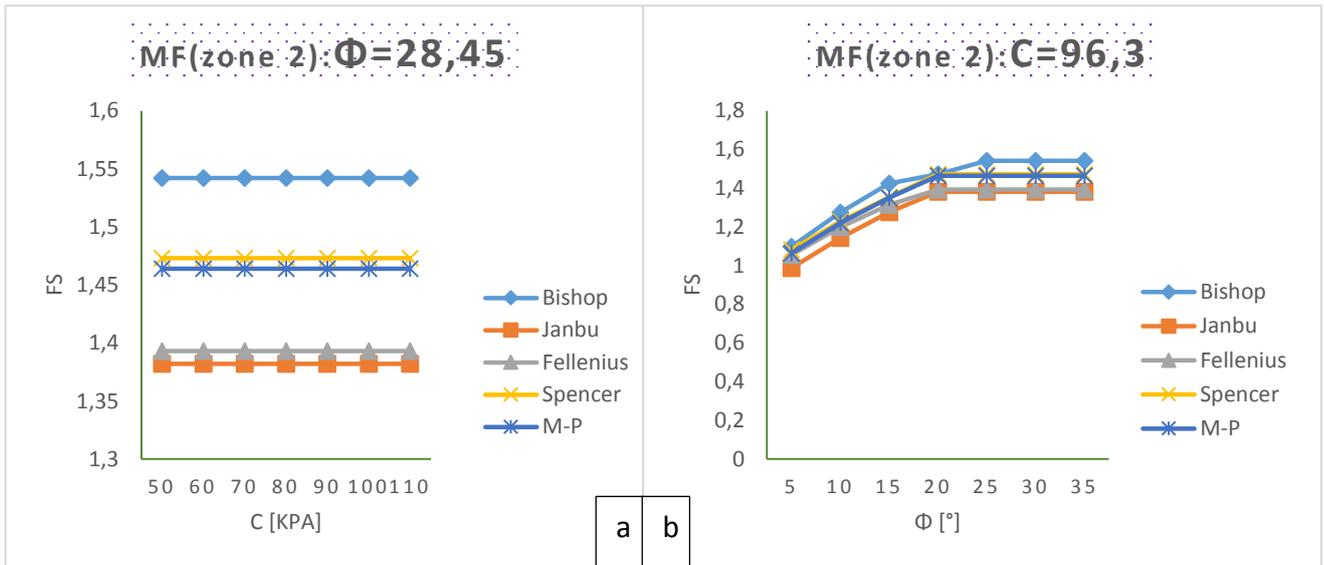


Figure V-15: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, minerai de fer)

Tableau V-10: Effets de C et ϕ sur le facteur de sécurité Fs (zone 02, calcaire)

Calcaire	Zone 02										
	$\phi = 29,95^\circ$					C = 105,7 KPa					
	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP	ϕ (°)	Fs- Bishop	Fs- Janbu	Fs- Fellenius	Fs- Spencer	Fs- MP
50	1,489	1,362	1,363	1,435	1,421	5	0,878	0,746	0,694	0,969	0,967
60	1,499	1,370	1,371	1,445	1,429	10	1,14	0,966	0,949	1,199	1,204
70	1,508	1,375	1,378	1,447	1,436	15	1,35	1,153	1,173	1,327	1,318
80	1,518	1,382	1,385	1,463	1,444	20	1,507	1,311	1,331	1,440	1,429
90	1,527	1,388	1,391	1,466	1,453	25	1,524	1,384	1,385	1,462	1,445
100	1,537	1,394	1,398	1,467	1,46	30	1,542	1,398	1,393	1,473	1,465
110	1,546	1,400	1,403	1,476	1,467	35	1,562	1,400	1,411	1,499	1,487

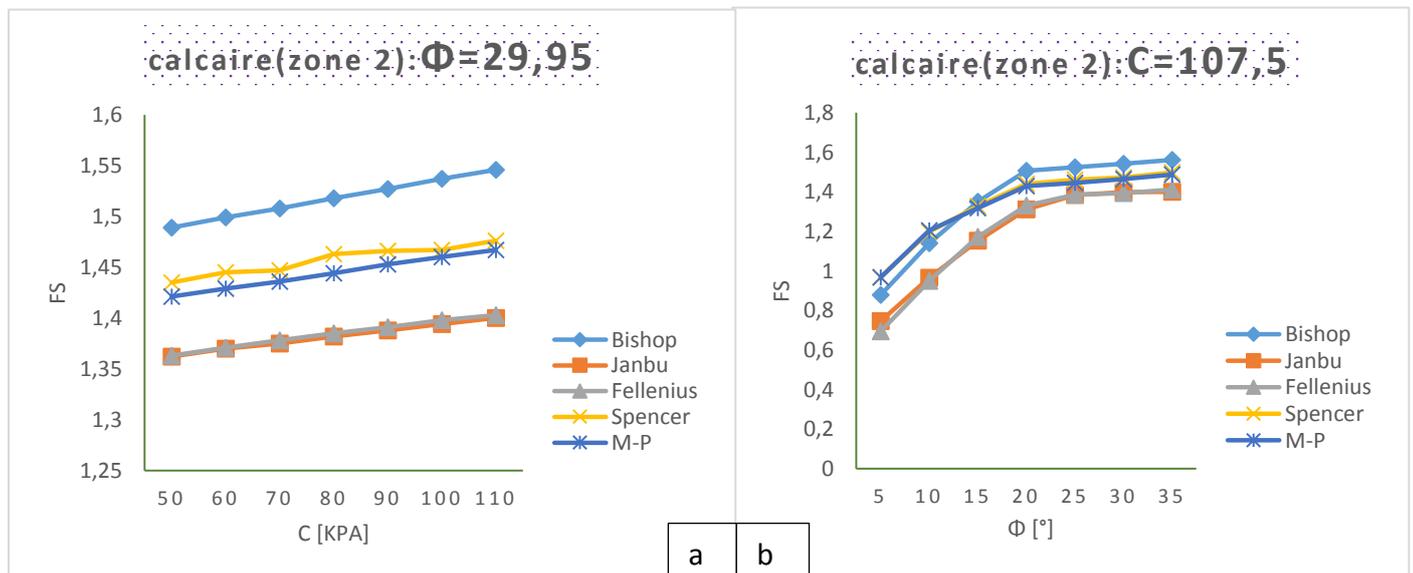


Figure V-16: Influence de la cohésion (a) et influence de l'angle de frottement interne (b) sur Fs (Zone 2, calcaire)

L'étude de sensibilité des paramètres de cohésion et d'angle de frottement interne sur le facteur de sécurité mènent à constater que :

- Dans l'ensemble des cas considérés le facteur de sécurité croît avec l'augmentation de la cohésion et de l'angle de frottement interne ;
- Le F_s est toujours supérieur à 1 pour toutes les valeurs de la cohésion dans les différentes couches (donc le talus est stable pour les deux cas d'étude) ;
- Contrairement aux valeurs des F_s obtenues avec le changement de la cohésion qui sont tous supérieur à 1, la variation des valeurs de φ a donné des valeurs des facteurs de sécurité qui sont réparties comme suit :
 - Pour $\varphi=5^\circ$, F_s est toujours inférieur à 1 pour toutes les méthodes de calcul utilisées à l'exception de la méthode de Janbu qui donne une valeur supérieur à 1 (c'est le cas de la variation de φ dans la couche de fer de la deuxième zone) ;
 - Pour $\varphi=10^\circ$, F_s est toujours inférieur à 1 à l'exception de la méthode de spencer qui donne un $F_s > 1$ (cas de la variation de φ dans les couches de la marne grise et de calcaire de la première zone) et la méthode de Janbu qui donne aussi un $F_s > 1$ (cas de la variation de φ dans les couches de la marne jaune et grise et de calcaire da la deuxième zone) ;
 - Pour $\varphi \geq 15^\circ$, F_s est toujours supérieur à 0,1, à l'exception des méthodes de Janbu et de Fellenius qui donnent un $F_s < 1$ (le cas où $\varphi=15^\circ$, dans les couches de la marne jaune et grise de la première Zone).

3.3. Modélisation par le code de calcul PLAXIS

Toujours dans le cadre de la modélisation de stabilité des talus du quartier Zerga (mine de l'Ouenza) et pour confirmer les résultats obtenus par le sous-code de calcul Slope/W, nous avons utilisé le code de calcul par élément fini «PLAXIS». Ce logiciel nous a permis d'obtenir les valeurs du facteur de sécurité pour les deux cas de modélisation considérés, ainsi que les déformations qui peuvent être produites.

Pour que le logiciel PLAXIS puisse exécuter les calculs il faut lui saisir toute les données du projet. La procédure d'entrée des caractéristiques se déroule en général, selon les étapes suivantes :

- ❖ **Géométrie et maillage et Propriétés des matériaux** : Lorsqu'un modèle géométrique est entièrement défini et que les propriétés des matériaux sont assignées à toutes les couches et à tous les éléments de structure, la géométrie doit être divisée en éléments finis afin de réaliser le calcul par éléments finis. L'élément fondamental, utilisé dans nos modèles est l'élément triangulaire à 12 nœuds, qui est caractérisé par sa précision et il fournit des résultats de haute qualité sur les différents problèmes. La finesse du maillage (Global Coarseness) a été réglée sur «Fine Mesh».

Les propriétés géotechniques des matériaux sont résumées dans le tableau V.11. Les modèles géométrique retenus dans le code Plaxis de la zone 01 et 02 avec le maillage sont présentés respectivement dans la figure V.17 et la figure V.18.

Tableau V-11: Paramètres de modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb

Propriété des matériaux	Couche de MJ	Couche MG	couche de MF	Couche de calcaire
Modèle	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb
comportement	drainé	drainé	drainé	drainé
γ_{unsa} (KN/m ³)	24,64	26,23	27,81	25,56
C (KN/m ²)	67	44,3	96,3	105,7
φ (°)	27,62	31,03	28,45	29,95
Angle de dilatance ψ (°)	0	1,03	0	0
Coefficient de poisson ν (-)	0,3	0,3	0,3	0,3
Module d' Young E (KN/m ²)	2,71E+07	4,67E+07	3,26E+07	5,20E+07

Remarque : pour le module d'Young, on a pris les valeurs moyennes de données présentées dans le tableau IV.5 (p.80). Les valeurs de coefficient de poisson ont été choisies en nous référant à des données retrouvées dans la littérature scientifique.

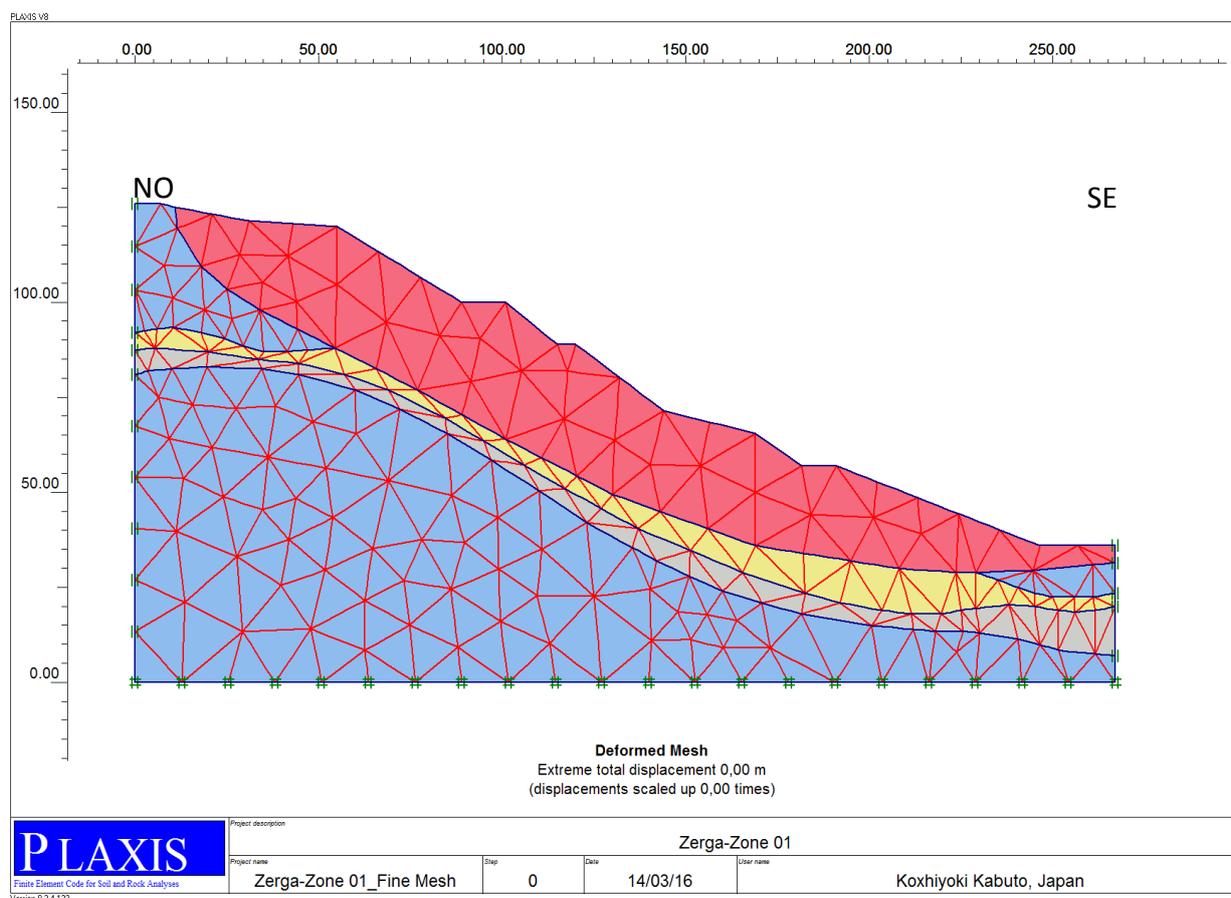


Figure V-17: Génération du maillage du modèle Plaxis de la zone 01

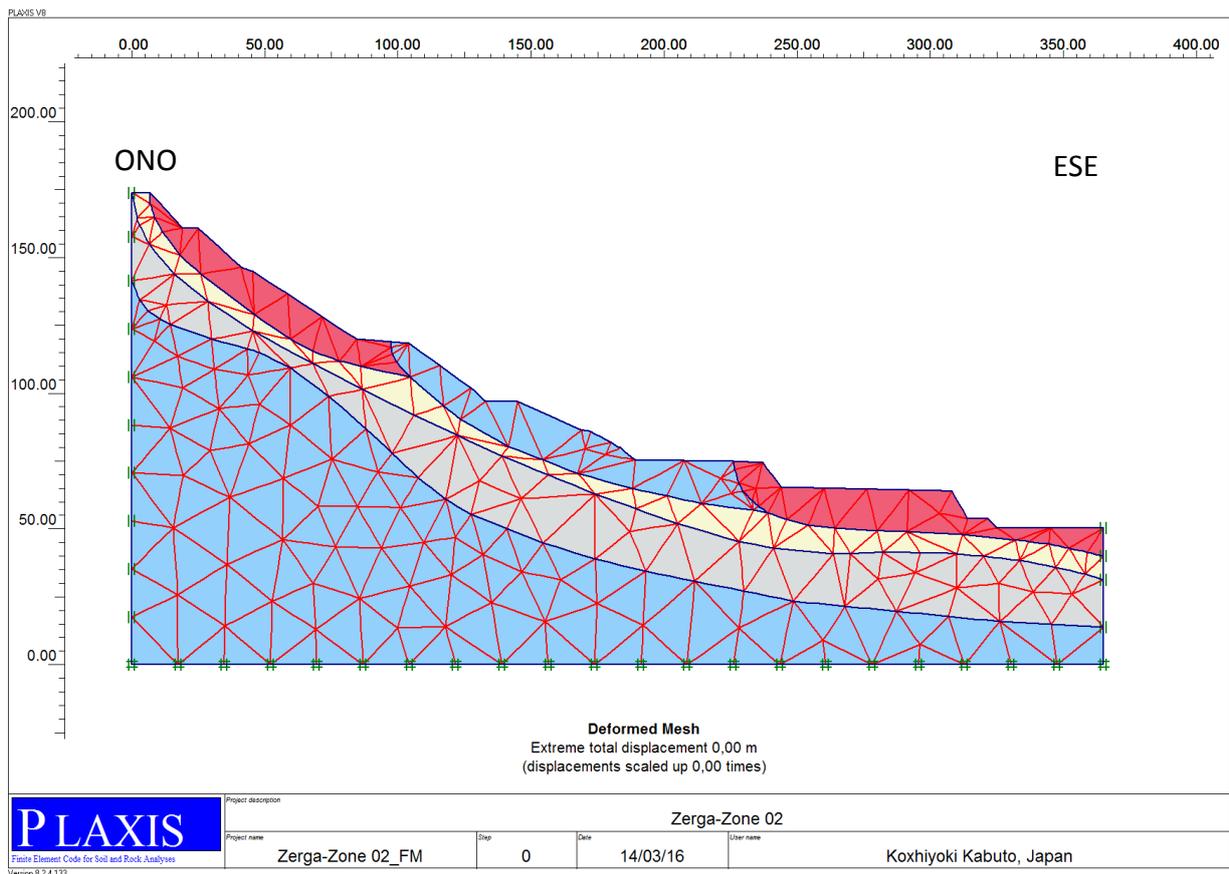


Figure V-18: Génération du maillage du modèle Plaxis de la zone 02

❖ **Condition aux limites et conditions initiales** : Pour notre modèle on utilise le réglage standard des conditions aux limites géométriques impose par Plaxis 2D. Ces conditions aux limites sont générées selon les règles suivantes :

- Déplacement horizontal sur les bords latéraux = 0
- Déplacement sur base inférieure du modèle = 0

Les conditions initiales sont générées selon les règles suivantes :

- Comme les pressions interstitielles ne seront pas prises en considération, le niveau de la nappe phréatique initiale sera situé dans la limite inférieure pour les deux modèles)
- Pour la génération des contraintes initiales seulement le poids des terres est pris en considération.

3.3.1. Procédure et résultats de calculs

✧ Procédure de calcul

Après la définition des données des modèles dans le code PLAXIS, les calculs proprement dits peuvent être effectués. Le but de la série des calculs est de déterminer les valeurs des facteurs de sécurité à la rupture par l'approche élasto-plastique selon le critère de Mohr-Coulomb, et par la méthode "Phi-c réduction". La réduction des caractéristiques mécaniques (Phi-c réduction) est une option disponible dans PLAXIS qui permet de calculer des coefficients

de sécurité. Dans l'approche "Phi-c réduction", les caractéristiques $\tan(\varphi)$ et C du sol sont réduites progressivement jusqu'à l'obtention de la rupture. Pour notre cas, la procédure de calcul se fait en 3 phases :

Phase 0 : Générée automatiquement par le logiciel, elle permet de déterminer les contraintes initiales.

Phase 1 : Cette phase est caractérisée par l'application de la gravité selon les réglages suivants :

- Calcul plastique ;
- Activer l'option « Ignore undrained behaviour » ;
- Entrer « Total multipliers » = 1 ;
- Choisir des points de suivi des déplacements en tête et au pied du talus.

Phase 2 : Cette phase est exécutée pour le Calcul du coefficient de sécurité dans les conditions initiales selon les réglages suivants :

- Calcul Phi-c réduction ;
- Activer les deux options « Reset displacements to zero » et Ignore « undrained behaviour » ;
- Accepter le choix de l'incrément standard = 0,1.

✧ Résultats de calculs

Parmi les résultats qu'on peut obtenir à partir d'un calcul d'élément fini sont les déplacements totaux, le maillage déformé des modèles et la courbe qui représentant l'évolution du coefficient de réduction en fonction du déplacement. L'exploitation détaillée des résultats des calculs sont représentés dans les figures suivantes.

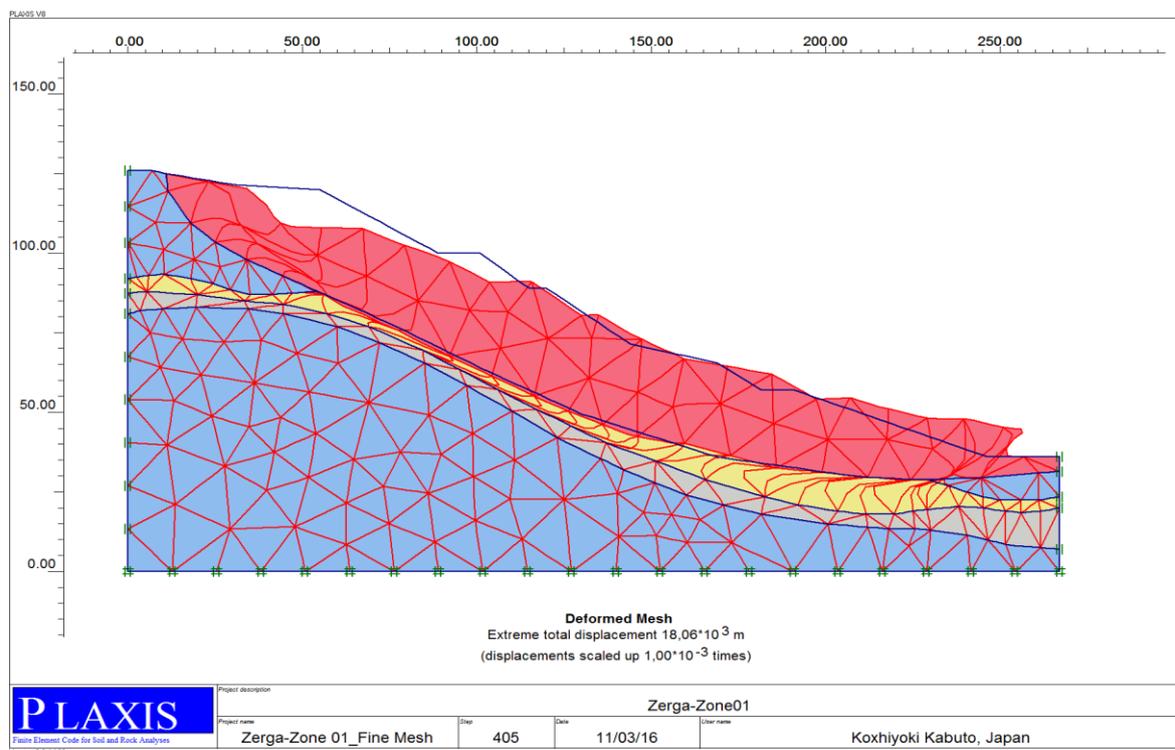


Figure V-19: Maillage déformé du modèle Plaxis de la zone 01

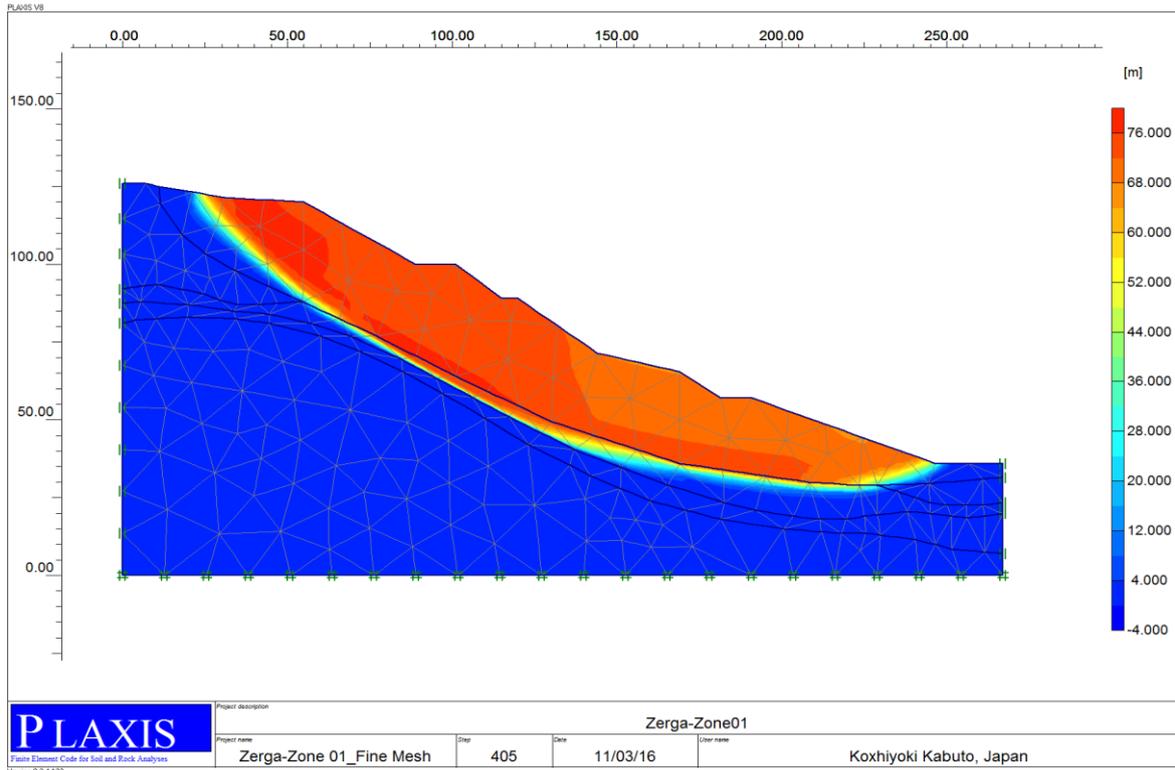


Figure V-20: Incrément des déplacements après calcul du facteur de sécurité (zone 01)

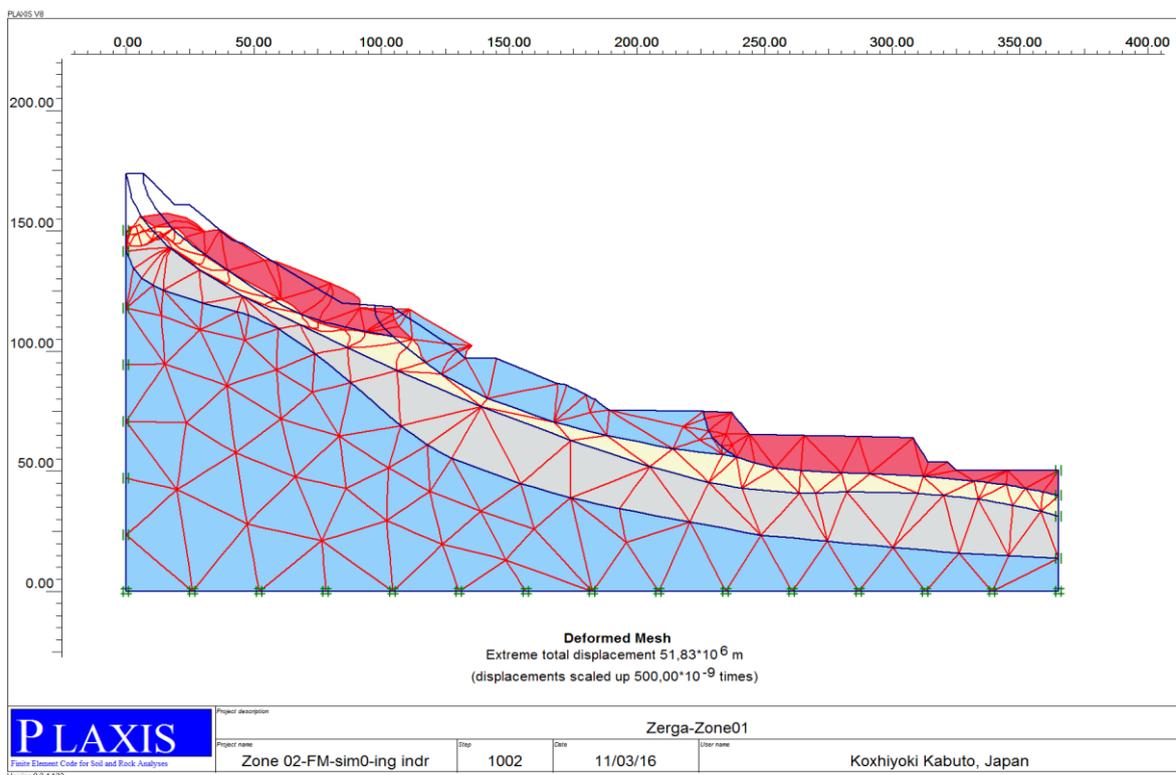


Figure V-21: Maillage déformé du modèle Plaxis de la zone 02

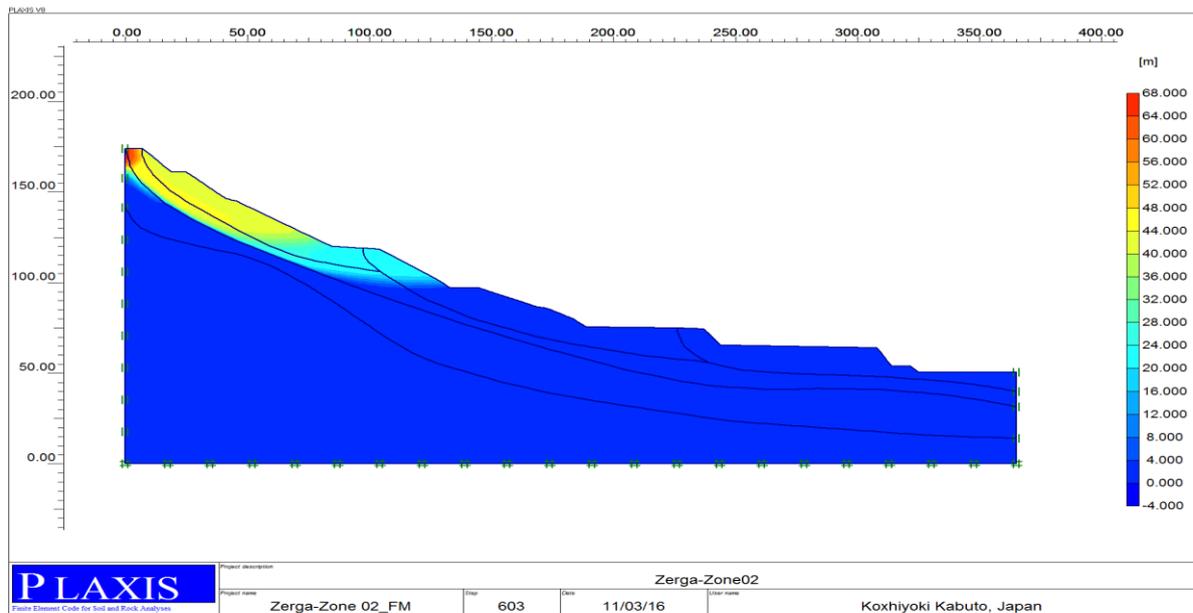


Figure V-22: Incrément des déplacements après calcul du facteur de sécurité (zone 02)

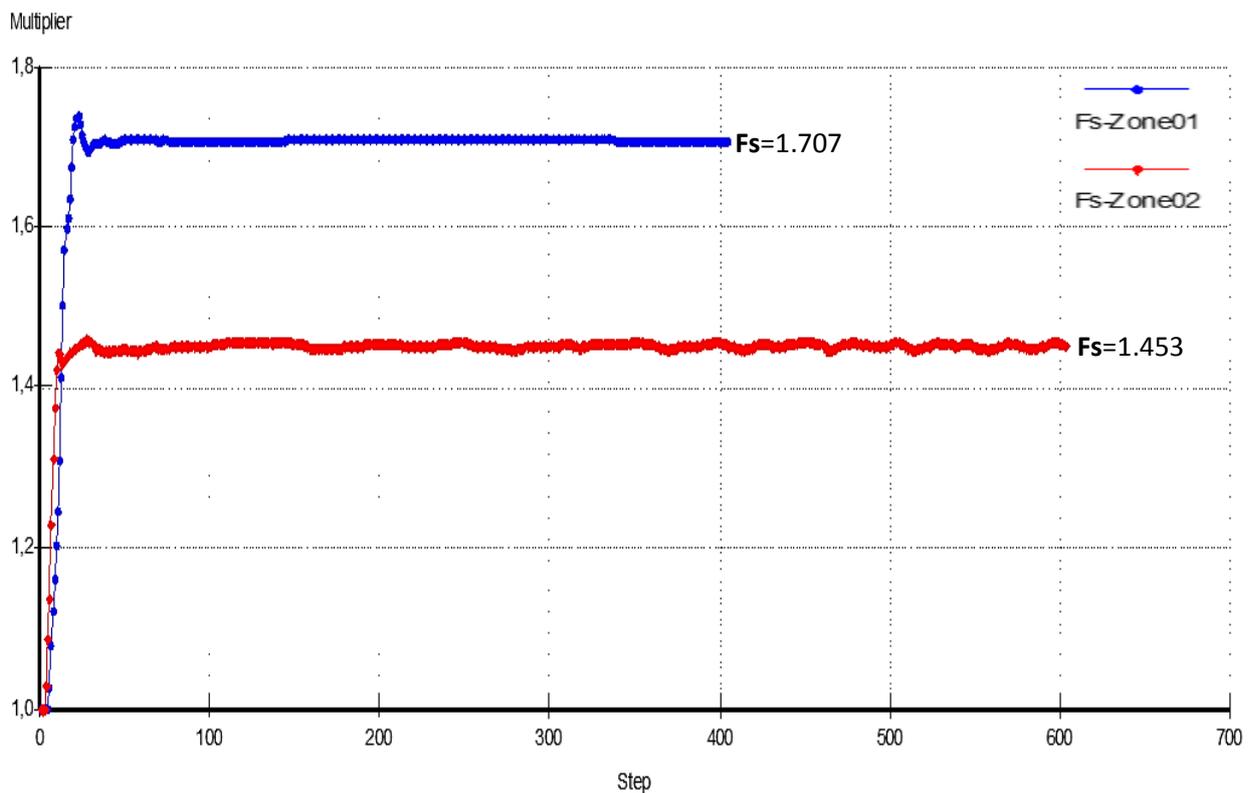


Figure V-23: Evolution des facteurs de sécurité en fonction des étapes de calcul (zone 01 et 02)

3.3.2. Interprétation des résultats obtenus par PLAXIS

Le calcul du facteur de sécurité à l'aide de logiciel PLAXIS Par la méthode de "c- φ réduction", nous a donné un Fs égale à **1.707** pour la zone 01 et un Fs de l'ordre de **1.453** pour la deuxième zone. Dans l'ensemble, les valeurs de Fs obtenues par les méthodes analytiques et celle de "c- φ réduction", sont comparables et la différence est pratiquement négligeable. Toutefois, la méthode de "c- φ réduction" donne un Fs légèrement supérieur à celui trouvé à l'aide des

méthodes analytiques qui sous estiment le facteur de sécurité (cas des méthodes de Fellenius et Janbu) et un F_s légèrement inférieur à celui trouvé par les méthodes qui satisfont toutes les conditions d'équilibre limite (cas des méthodes de Spencer et M-P). L'origine de cette légère différence provient peut être de l'hypothèse faite sur le comportement du sol qui est régi par le critère de Mohr Coulomb.

L'allure du champ des incréments de déplacements (figure V.20 et figure v.22) a fourni une indication du mécanisme de rupture obtenu par un calcul de type élément fini. Nous constatons que les surfaces de glissements sont légèrement différentes à celles trouvées par les méthodes d'équilibre limite. Cette différence a touché essentiellement la profondeur et l'escarpement de ces surfaces, cependant ces dernières sont toujours localisées dans la couche des marnes ce qui est en accord avec les méthodes classiques.

Si nous comparons les résultats des surfaces de rupture obtenues par le code PLAXIS à celles obtenues par Slope/W, on remarque que :

- La surface du glissement de la première zone (figure V.20) présente une légère déférence par apport à celle obtenue sous le code Slope/w (figure V.7). cette déférence peut se limiter à l'emplacement de la limite supérieur des deux surfaces et à la longueur de la ligne de contact marne jaune/marne grise ;
- La surface du glissement de la deuxième zone (figure V.22) est légèrement plus profonde dans sa partie amont par apport à celle obtenus par Slope/W (figure V.8).

4. Conclusion

Dans ce chapitre, Nous avons utilisé les méthodes de calculs à la rupture dans SLOPE/W (Fellenius, Bishop, Janbu, Spencer et Morgenstern-Price) basées sur l'équilibre des tranches pour mener notre analyse numérique du glissement de Zerga. L'analyse nous a donné des résultats sur le facteur de sécurité ainsi que sur la surface de rupture critique pour les deux zones considérées. Par ailleurs, une étude de sensibilité des paramètres de résistance C et φ nous a permis d'estimer leurs influence sur le coefficient de sécurité F_s et nous avons vu dans la globalité des cas étudiés que celui-ci augmente avec ces deux paramètres. Puis, nous avons analysé la stabilité du talus par la méthode des éléments finis en utilisant le code de calcul PLAXIS afin de confirmé les résultats obtenus par Slope/W. Nous avons vu que, dans ce cas, que la méthode aux éléments finis et les méthodes classiques donnent des résultats semblables.

D'après les résultats de calculs effectués avec Slope/W et PLAXIS, nous avons constaté que le talus paraît stable Sous l'effet du chargement gravitaire pour les deux cas considérés (cas de la zone 01 et de la zone 02). Les valeurs de F_s obtenus varient entre 1.648-1.839 pour la zone 01 ; et entre 1.382-1.542 pour la deuxième zone. On peut alors penser que le versant est stable. Toutefois, sa rupture a déjà eu lieu.

Selon ces résultats, le glissement au niveau du quartier Zerga pourrait être produit par des facteurs exogènes couplés à des facteurs déclencheurs exogènes. Toutefois, on peut penser qu'il est provoqué par l'une des causes suivantes ou de leurs combinaisons :

- ✧ soit à une remontée de la nappe ;
- ✧ soit aux vibrations dues aux tirs de mines ;
- ✧ soit à l'action de surcharge en haut d'une pente (zone moteur) par l'entreposage temporaire ou permanent de matériaux ;
- ✧ soit aux effets combinés de nappe, des vibrations et de surcharges.

Le chapitre suivant fera l'objet d'une étude de la stabilité des talus du quartier Zerga sur la base des facteurs couplés endogènes et exogènes.

*Chapitre V I : Etude de la
stabilité sur la base des
facteurs couplés endogènes et
exogènes*

Chapitre VI :Etude de la stabilité sur la base des facteurs couplés endogènes et exogènes

1. Introduction

Dans le chapitre précédent, nous avons analysé l'état de la stabilité des bords au niveau du quartier Zerga (mine de l'Ouenza) sous l'effet de chargement gravitaire (sous l'effet des facteurs endogènes). Tous les résultats obtenus par la méthode d'équilibre limite à l'aide de logiciel SLOPE/W tandis que par la méthode des éléments finis à travers le logiciel PLAXIS V 8.2 ont montré qu'on est en face d'un talus stable, ce qui se traduit par un coefficient de sécurité supérieur à 01. Ces résultats nous mène a constaté que le glissement a été provoqué par un ou une combinaison des facteurs déclencheurs exogènes.

Ce chapitre, a pour but de modélisé la stabilité des talus de quartier Zerga avec la prise en compte des éléments déclencheurs probables qui peuvent provoquer la rupture. Des cas de simulation paramétrique vont être appliqués afin de traiter l'influence de certains paramètres sur la stabilité des pentes. Pour ce faire, plusieurs approches de calcul ont été considérées :

- ✘ Une première approche dans laquelle les effets de surcharge en amont du talus sont pris en compte ;
- ✘ Une deuxième approche dans laquelle les effets du séisme créé par les tirs de mines sont pris en compte dans le modèle ;
- ✘ Une troisième approche dans laquelle les effets de la nappe sont pris en compte dans le modèle avec six profondeurs de nappes différentes ;
- ✘ Une dernière approche dans laquelle les effets combinés des surcharges, des nappes et de la sismicité sont considérés.

Le sous code de calcul Slope/W va nous servir dans la suite de nos calculs pour modéliser ces différentes approches. Puisque cette étude paramétrique a pour but de montré l'influence des éléments déclencheurs sur l'état de stabilité du talus par le calcul de F_s , pour ces raisons, notre étude sera limité seulement sur l'exemple de stabilité de la deuxième zone du quartier.

2. Calcul du facteur de sécurité avec la prise en compte des éléments déclencheurs

2.1. Calcul du facteur de sécurité sous l'effet de surcharges

Il a été déjà mentionné dans le premier chapitre (§§ 3.6, p.24) que Aux alentours de la mine il y a des stocks en minerai qui sont disposés un peu partout dans la mine. Pour le cas de la deuxième zone du quartier qui fera l'objet de notre étude dans ce chapitre, il y a le stock 900 (voir tableau I.9) qui peut exercer des charges supplémentaire dans la partie amont du talus. L'emplacement de ce lieu de stockage par rapport à la zone considéré est donné dans la figure VI.1. Ce stock est caractérisé par une surface de stockage de l'ordre de 18 400 m² (estimée à l'aide de Google Earth) et par une quantité stocké de l'ordre de 225 240 tonnes (DED, 2012).

Chapitre-VI-| Etude de la stabilité sur la base des facteurs couplés endogènes et exogènes

Dans notre cas on a considéré la masse de stock 900 comme une force du poids qui agit sur la partie amont de notre modèle. Cette force a été calculée comme suit :

$$P = M \times g = 225\,240 \times 10 = 22\,524\,10^5 \text{ Kg m/s}^2$$

$$P = 22\,524\,10^5 \text{ KN}$$

La contrainte appliquée sur cette surface de stockage est calculé comme suit :

$$\sigma = P/S_{\text{appui}} = 22\,524\,10^2 / 18\,400$$

$$\sigma = 123 \text{ KN/m}^2$$

La valeur de la surcharge qui sera applique est de l'ordre de 123 KN/m². La profondeur cette surcharge est égale 1m.

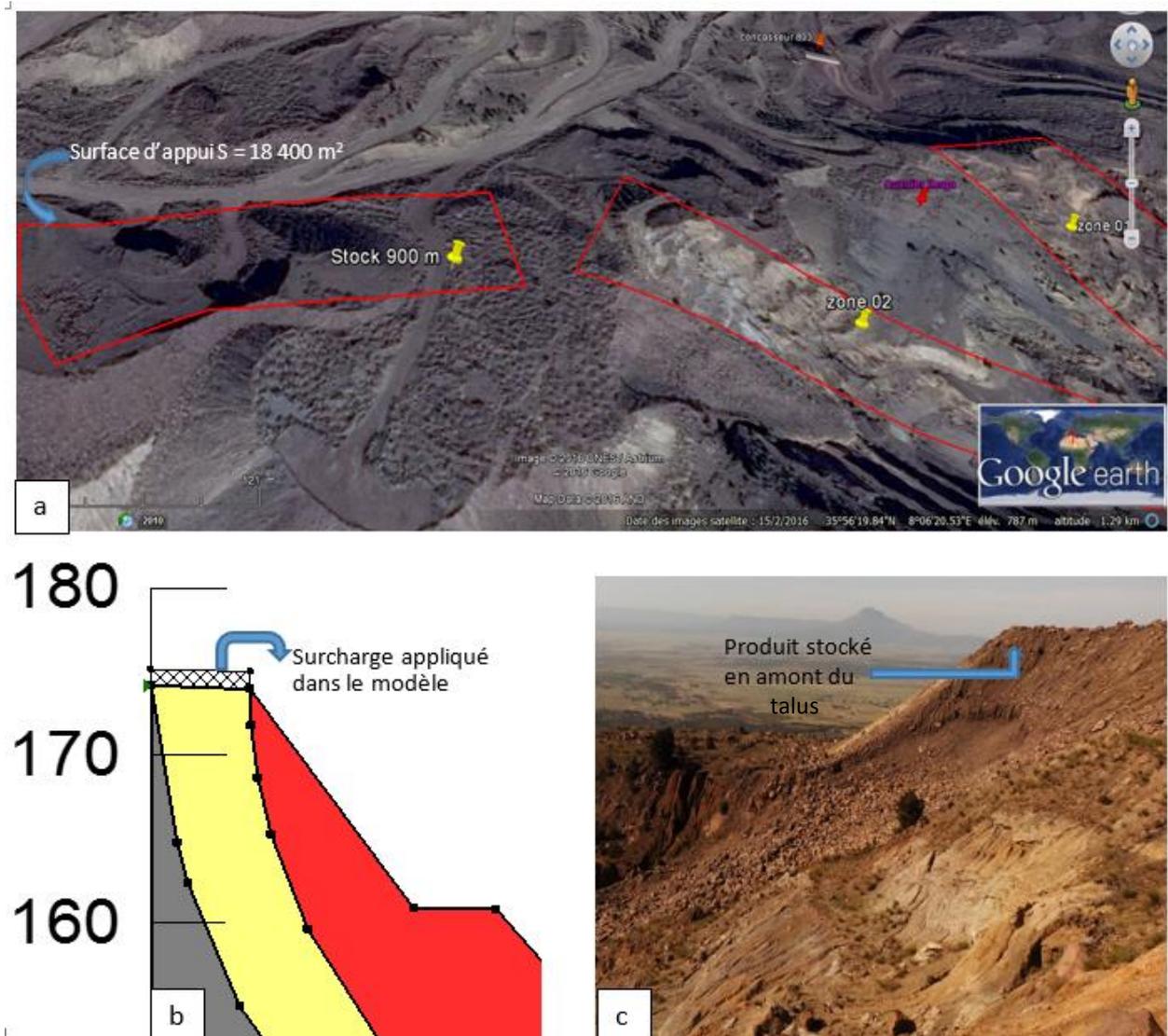


Figure VI-1: Estimation de la surface d'appui à l'aide de Google Earth(a), représentation de la surcharge dans le modèle (b) et présentation d'une partie de produit stocké en amont du talus (c)

Après avoir estimé la valeur de la surcharge appliquée en tête du talus, nous avons introduit cette dernière dans le logiciel afin de calculer le facteur de sécurité. La surcharge appliquée en tête de talus a une influence négative sur leur stabilité. Mais, dans le cas présent, on a

remarqué que le versant reste stable. Pour avoir une idée sur la valeur de la surcharge qui peut provoquer la rupture, On a soumis le talus à un chargement variable. Les valeurs de surcharges utilisées pour la modélisation sont comprises entre 123 KN/m² et 1000 KN/m². Les résultats de Fs obtenus sont présentés dans le tableau VI.1.

Tableau VI-1: Valeurs de Fs en fonction de surcharges appliquées en amont du talus

surcharge (KN/m ²)	Facteur de sécurité				
	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	M-P
123	1,367	1,513	1,357	1,454	1,430
150	1,359	1,506	1,349	1,445	1,42
200	1,346	1,495	1,322	1,439	1,406
250	1,333	1,484	1,316	1,42	1,393
300	1,319	1,473	1,3	1,407	1,377
400	1,292	1,452	1,269	1,386	1,347
500	1,268	1,432	1,243	1,374	1,319
600	1,001	1,214	0,976	1,078	1,125
700	0,98	1,209	0,966	1,052	1,034
800	0,969	1,171	0,953	1,03	1,023
900	0,935	1,15	0,924	1,028	0,976
1000	0,857	1,056	0,848	0,913	0,938

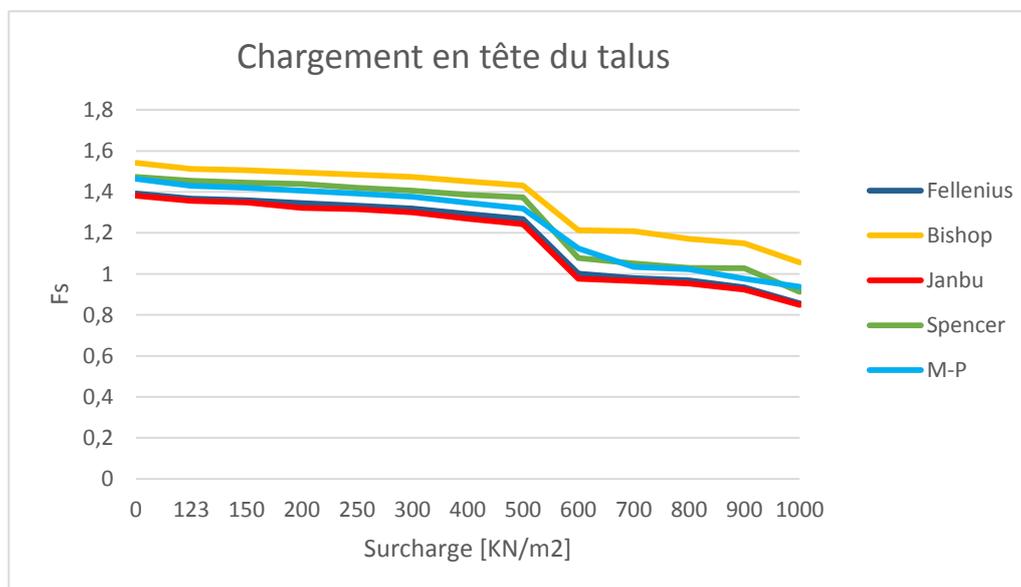


Figure VI-2: Influence de chargement en tête du talus sur le Facteur de sécurité

L'application d'une surcharge de 123 KN/m² en tête du talus a fait diminuer le facteur de sécurité d'une valeur maximale de 2.32 % (cas de la méthode de M-P). Cette charge supplémentaire a légèrement modifié la valeur de Fs, sans être à la base de rupture. Mais si en regardant l'évolution de Fs avec la variation de la surcharge (tableau VI.1), on constate que le facteur de sécurité diminue à chaque fois qu'on augmente la charge. Le talus devient instable lorsqu'on applique une charge de 600KN/m² (cas de la méthode de Janbu). Par

conséquence, Cette étude paramétrique a montré que les surcharges ont une influence considérable sur la stabilité des talus. Donc pour le cas de la mine de l'Ouenza, il est indispensable d'éviter tout genre de situation de stockage en amont du talus.

2.2. Facteur de sécurité sous l'effet de la sismicité

2.2.1. Effet de tir de mine sur la stabilité des talus

Comme la plupart des exploitations à ciel ouvert, la production du minerai et du stérile au niveau de la mine de l'Ouenza se fait par abattage à l'explosif. Les quartiers sont soumis à des tirs répétitifs en moyenne de huit rotations par mois. On sait toutefois, que lors de l'abattage à l'explosif, une partie de l'énergie libérée est consacrée à la fragmentation de la roche, et une autre est dissipée sous forme d'onde sismique qui se propage dans le massif et d'onde sonore qui se propage dans l'air. Les ondes sismiques peuvent être à l'origine d'effets arrières de tir, mais également à l'origine de vibrations qui peuvent endommager les structures.

D'après Rocher (1976), la résistance d'un massif rocheux exposé à l'effet de tirs réalisés à proximité, peut être réduite à un pourcentage faible de sa résistance originelle. De nouvelles fractures et de surfaces de faiblesses se créent, augmentant ainsi la densité de discontinuités dans le massif. Le talus ainsi fracturé est exposé à une instabilité plus importante et le tir de mine peut donc contribuer au déclenchement d'instabilité par son effet dynamique.

En fait, plusieurs auteurs ont montré que dans certains cas et en dessous d'une certaine valeur de coefficient de sécurité ($F_s < 1.3$), des instabilités des pentes sont possibles dès lors que l'intensité des vibrations du sol dues aux tirs de mine atteint des valeurs d'accélération de l'ordre de 0.1 à 0.2g (d'après Stott, 1992).

2.2.2. Analyse de la stabilité pseudo-statique

La méthode pseudo-statique est l'approche la plus simple pour évaluer la stabilité d'une pente sous l'effet de sismicité. Dans son exécution, la méthode d'équilibre limite est modifiée pour inclure les forces sismiques statiques horizontales et verticales (figure VI.3), qui sont employées pour simuler les forces à inertie potentielle dues à l'accélération au sol (lors d'un tir de mine pour notre cas d'étude). Les magnitudes des forces pseudo-statiques sont :

$$F_h = \frac{a_h W}{g} = K_h W$$
$$F_v = \frac{a_v W}{g} = K_v W$$

Où,

a_h et a_v sont respectivement les accélérations pseudo-statiques horizontale et verticale, k_h et k_v sont respectivement les coefficients sismiques horizontal et vertical (sans dimensions). W est le poids de la masse de rupture.

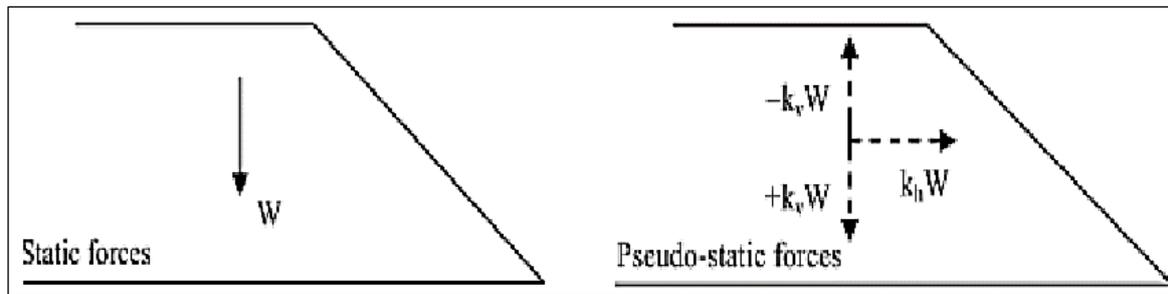


Figure VI-3: Analyse pseudo-statique d'équilibre limite pour les charges sismiques

Typiquement, la force sismique est prévue pour agir dans la direction horizontale seulement ($k_v=0$), induisant dans la pente une force d'inertie $k_h W$. Le coefficient de sécurité est alors calculé en suivant les méthodes conventionnelles. La plus grande difficulté avec cette procédure est le choix d'un coefficient sismique approprié donnant une valeur du coefficient de sécurité acceptable.

Pour notre cas, vu la difficulté de la détermination de ces coefficients et aussi le manque des études sur les vibrations liées aux travaux de minage au niveau de la mine de l'Ouenza, le facteur de sécurité sera calculé pour différentes valeurs du coefficient sismique horizontale (le coefficient $k_v=0$) avec une gamme allant de 0.05 jusqu'à 0.25. La plus faible valeur de coefficient sismique ($k_h=0.05$) sera utilisé dans la partie de l'étude combiné des éléments déclencheurs pour calculé le F_s .

2.2.3. Calcul du Facteur de sécurité

La prise en compte des effets des vibrations dues aux tirs de mines par la méthode pseudo-statique peut avoir un effet sur la stabilité du talus. Même relativement faible, les coefficients sismiques peuvent engendrer des modifications de conditions d'équilibre géotechnique et abaisser considérablement le facteur de sécurité. Pour réaliser les calculs de stabilité pseudo-statique, le logiciel SLOPE /W a été utilisé. Ce logiciel offre la possibilité de prendre en compte l'effet des coefficients sismiques dans sa formulation mathématique pour déterminer le facteur de sécurité F_s .

L'objectif de calcul de la stabilité sismique du talus du quartier Zerga par la méthode pseudo-statique est de vérifier si le versant est stable sous les conditions de chargement sismique. Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau VI.2.

Tableau VI-2: facteurs de sécurités sous l'effet de la sismicité

K_h	Facteur de sécurité				
	Fs-Fellenius	Fs-Bishop	Fs-Janbu	Fs-Spencer	Fs-MP
0	1,393	1,542	1,382	1,473	1,464
0,05	1,259	1,39	1,247	1,33	1,32
0,1	1,151	1,267	1,136	1,213	1,203
0,15	1,055	1,16	1,038	1,111	1,101
0.2	0,97	1,067	0,952	1,022	1,014
0,25	0,892	0,986	0,877	0,943	0,927

Les résultats présentés dans le tableau VI.2 nous montre que le facteur de sécurité décroît linéairement avec l'augmentation des valeurs de K_h . Une valeur de K_h égale à 0.05 fait baisser le F_s calculé par les différentes méthodes à une valeur supérieure à 09 %. Nous remarquons donc que le facteur de sécurité diminue fortement avec les coefficients sismiques. Le F_s passe sous la barre de 1 (figure VI.4.a), pour un coefficient sismique, $k_h = 0.2$ pour le cas de la méthode de Fellenius et Janbu, et pour un coefficient sismique, $k_h = 0.25$ pour les autres méthodes (M-P, Spencer et bishop). Si nous prenons la méthode de Fellenius qui satisfait seulement l'équilibre des moments, la valeur du coefficient sismique critique observée pour notre talus est alors de $k_{h \text{ critique}} = 0.18$ (figure VI.4.b).

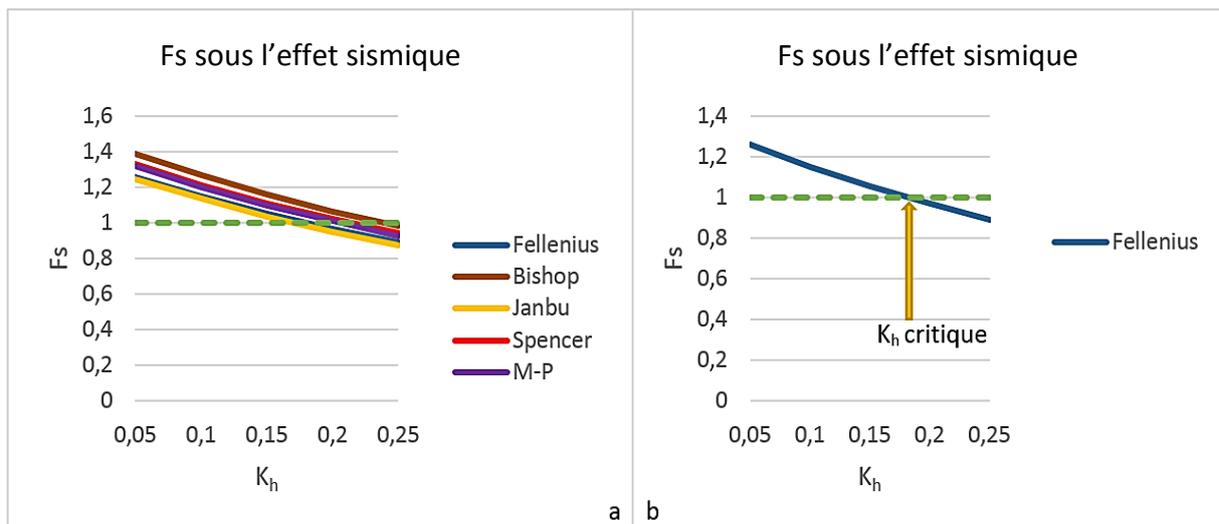


Figure VI-4: Facteur de sécurité en fonction de K_h (a), et représentation de K_h critique de la méthode de Fellenius

2.3. Influence de la présence de l'eau sur la stabilité du talus

Les analyses effectuées dans l'approche de stabilité statique sous l'effet seul du poids propre du talus (chapitre V) ont été réalisées sans nappe. Dans ces analyses, les pressions interstitielles d'eau sont considérées uniformément nulles dans notre talus. Vu que la position de la nappe est inconnue pour notre talus, nous allons mener une analyse paramétrique avec six profondeurs de nappe et tenir compte des effets de l'eau dans notre modèle. Cette analyse paramétrique est réalisée avec les mêmes méthodes d'analyse d'équilibre limite utilisées précédemment. Les propriétés mécaniques du talus avec nappe à introduire dans SLOPE/W restent identiques (voir tableau V.1). Les positions des six nappes sont présentées dans la figure VI.5.

Dans notre analyse, la pression d'eau interstitielle est spécifiée avec une ligne piézométrique et une région d'eau peut être créée dans le talus. Avec cette condition de pression d'eau interstitielle définie par la ligne piézométrique, SLOPE/W calcule simplement la distance verticale de la base de la tranche à mi-parcours jusqu'à la ligne piézométrique et multiplie cette distance par le poids volumique de l'eau (figure VI.6).

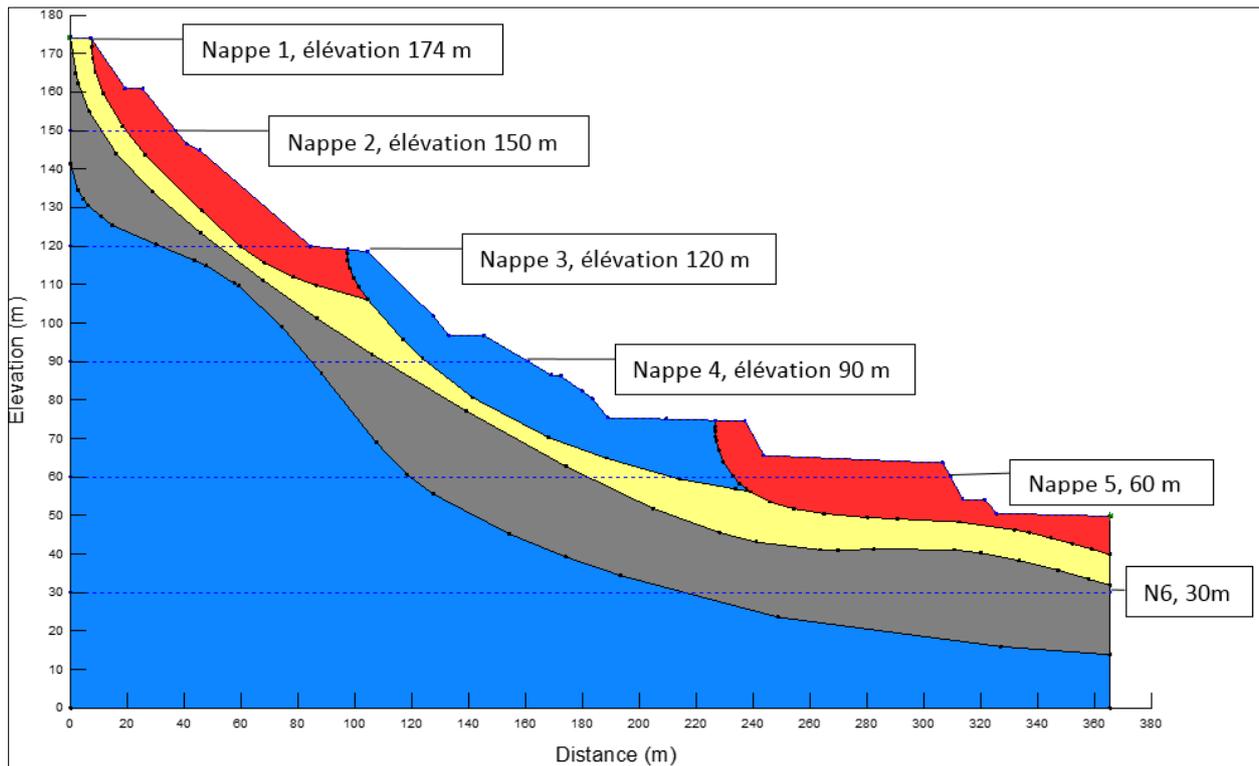


Figure VI-5: positions de nappe envisagées pour le modèle de la zone 02 dans SLOPE/W

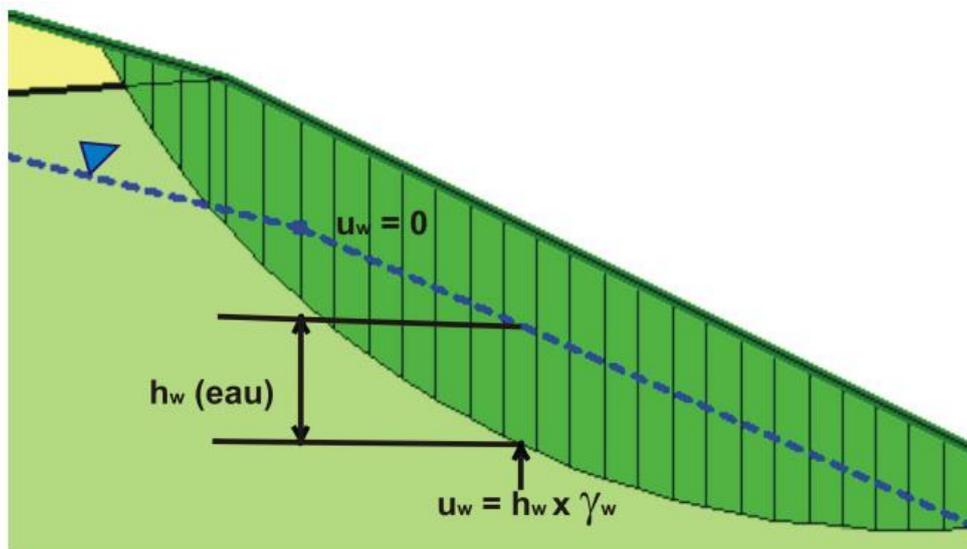


Figure VI-6: Exemple général de calcul de pression interstitielle d'eau u_w à partir de ligne piézométrique

2.3.1. Modélisation du talus avec eau dans SLOPE/W

Pour la détermination du facteur de sécurité en présence d'eau, nous avons défini les six hauteurs de nappe à environ 174 m, 150 m, 120 m, 90 m, 60 m et 30 m par rapport à la base de notre modèle (respectivement nappe 1, nappe 2, nappe3, nappe 4, nappe 5 et nappe 6) dans le sous code de calcul SLOPE/W. La nappe 1 correspond à l'état saturé de talus. Les autres nappes correspondent à un talus avec un degré de saturation d'eau variable suivant la hauteur. Les facteurs de sécurité sont calculés en variant à chaque fois la position de la nappe.

Suivant les hauteurs de nappe envisagées, les facteurs de sécurité sont résumés dans le tableau VI.3.

Tableau VI-3: Facteurs de sécurité en fonction de la position de la nappe

Hauteur de la nappe (m)	Facteur de sécurité				
	Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	M-P
174	0,824	1,03	0,866	0,958	0,933
150	0,957	1,112	0,985	1,061	1,051
120	1,146	1,274	1,159	1,236	1,22
90	1,36	1,538	1,378	1,468	1,449
60	1,392	1,542	1,383	1,473	1,464
30	1,392	1,542	1,383	1,473	1,464

D'après les résultats des Facteurs de sécurité obtenus, Nous avons constaté que la totalité des nappes ont un effet significatif sur le facteur de sécurité. Les nappes 1 et 2 ont mis le talus dans un état d'instabilité, le Fs est diminué jusqu'à environ 41% pour le cas de nappe 1 (méthode de Fellenius) et jusqu'à environ 31% pour la nappe 2 (méthode de Fellenius). Donc, le talus est instable dans le cas d'une remontée de la nappe à ces hauteurs. En revanche, Les nappes 3 et 4 ont fait diminuer le Fs mais ils n'ont pas causé la rupture du talus. Donc, le talus est stable dans le cas d'un abaissement considérable de la nappe à ces niveaux. Nous constatons également que l'influence des nappes 5 et 6 sur la stabilité est négligeable et les valeurs de Fs obtenues sont les même que celles trouvées lors de l'analyse du talus sans nappe.

Pour donner une idée sur l'évolution de Fs en présence de nappe, nous avons représenté graphiquement (figure VI.7) l'évolution des facteurs de sécurité trouvés avec les hauteurs de nappe envisagées. Nous avons constaté que les fluctuations de hauteur de nappe entre les différents états de saturation ont pour effet de diminuer significativement le facteur de sécurité. Ce constat est dû à l'influence néfaste de l'eau provenant du gradient de pression positive sous la nappe. Donc, la remontée de la nappe déstabilise le talus et s'accompagne d'une diminution du facteur de sécurité.

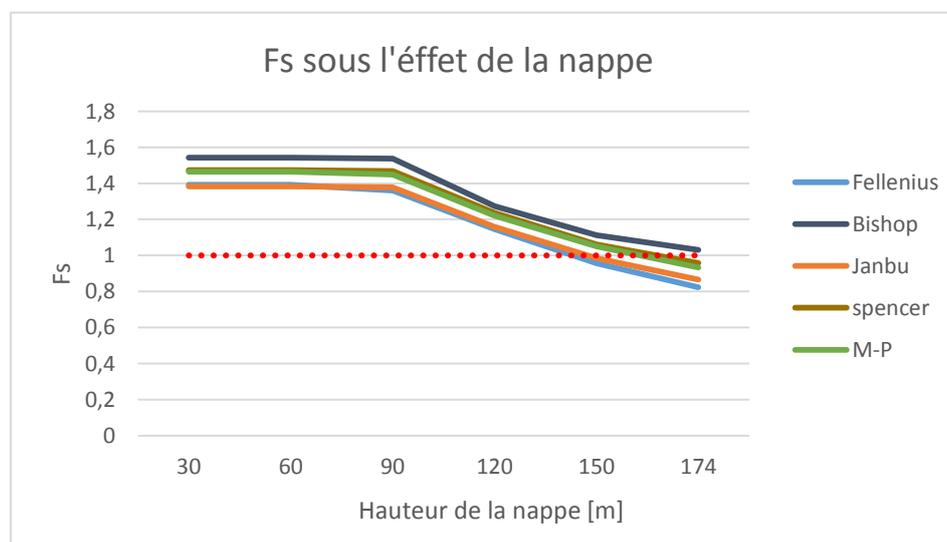


Figure VI-7: Evolution des facteurs de sécurité en fonction des hauteurs de nappe envisagées

En conclusion, la hauteur de la nappe joue un rôle prépondérant sur la résistance au cisaillement et donc sur le facteur de sécurité et la localisation de la surface de rupture. Cette étude paramétrique avec différentes positions de nappe envisagées permet de mettre en évidence le rôle déterminant d'une éventuelle présence de nappe sur la stabilité du talus de Zerga. Mais, il est crucial de réaliser des essais expérimentaux in situ en plaçant des piézomètres permanents à différents endroits sur le site afin de déterminer de manière exacte cette présence de nappe sur ce talus et de représenter au mieux les conditions hydriques du site. Par ailleurs, les calculs numériques ont révélé que l'origine du glissement pourrait être dû à une brusque remontée de la nappe au niveau 1 ou 2 (nappe 1 ou nappe 2), hypothèse qui reste probable vue la présence des marnes dans le talus. Le comportement des marnes change en présence d'eau et deviennent plastiques. La rupture du talus de quartier Zerga peut donc être attribuée à une perte de résistance au cisaillement de la couche de la marne grise ou de la marne jaune.

2.4. Analyse des effets combinés de nappe, de surcharges et de la sismicité

Dans cette approche, nous avons considéré les effets combinés des hauteurs de nappe envisagées (nappes 1, 2, 3,4 et 5) , de la surcharge en amont du talus (123 KN/m^2) et de la sismicité avec un coefficient sismique $K_h=0,05$. Les résultats de ces combinaisons sont listés au tableau VI.4.

Tableau VI-4: Facteurs de sécurité avec la prise en compte de la nappe, surcharge et de la sismicité

Nappe	K_h	surcharge (KN/m^2)	Facteur de sécurité				
			Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	M-P
nappe 1 (174 m)	0,05	123	0,727	0,917	0,763	0,853	0,825
nappe 2 (150 m)			0,853	0,988	0,878	0,950	0,930
nappe 3 (120m)			1,009	1,127	1,02	1,095	1,075
nappe 4 (90m)			1,211	1,361	1,214	1,309	1,282
nappe 5 (60m)			1,235	1,367	1,228	1,318	1,289

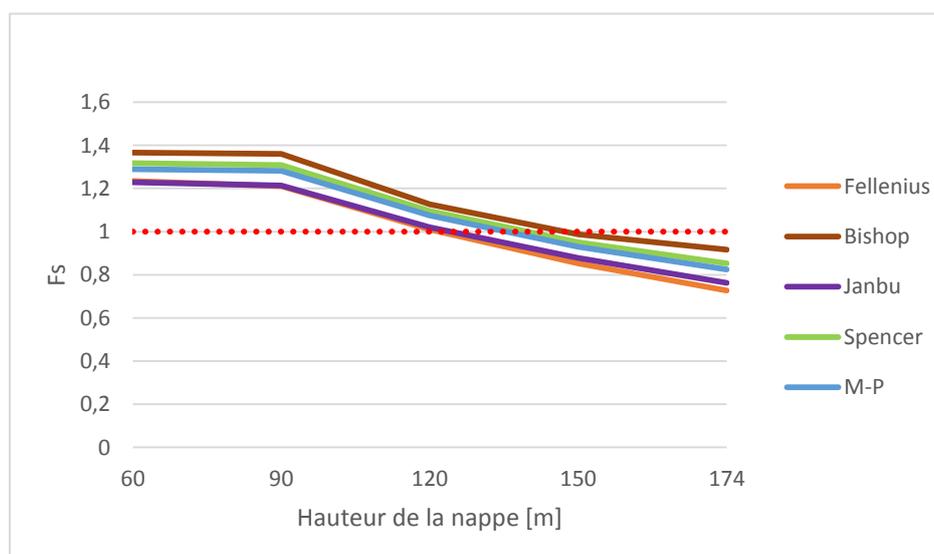


Figure VI-8: Facteurs de sécurité en fonction des hauteurs de nappe avec effets combinés de surcharge et sismicité

Les résultats trouvés par le logiciel SLOPE/W reflètent que le talus est instable sous l'action de l'eau (cas des nappes 1 et 2), d'une surcharge de 123 KN/m² et d'une accélération sismique de l'ordre de 0,05. Par rapport à l'analyse de la stabilité sous l'effet de la gravité, le facteur de sécurité décroît d'une valeur de 48% (méthode de Fellenius) dans le cas où le niveau de l'eau remonte jusqu'à la nappe 1 et jusqu'à environ 39% dans le cas où le niveau de l'eau remonte jusqu'à la nappe 2. Pour les nappes restantes (nappes 3,4 et 5) le talus est à la limite de la stabilité ($F_s < 1.5$ pour toutes les méthodes), même si on applique des surcharges et des accélérations sismique horizontale.

Si on compare l'état de stabilité du talus dans le cas de la présence de l'eau, avec et sans surcharge et effet sismique nous constatons le suivant :

- ✘ Sans l'application des surcharges et des accélérations sismique, le talus été instable pour le cas de la remonté de l'eau jusqu'à au niveau de la nappe 1 ou la nappe 2 ;
- ✘ Avec l'application des surcharges et des accélérations sismique, le talus est toujours en état d'instabilité pour le cas de la présence de la nappe d'eau dans le niveau 1 ou 2. Mais le talus est stable pour les autres nappes restantes (nappes 3, 4 et 5).

Ces remarques montrent que les effets combinés de nappe, surcharge et séisme ont considérablement affecter le facteur de sécurité, mais l'état de stabilité de talus n'a pas changé en présence des surcharges et des accélérations sismique.

3. Synthèse de modélisation de la stabilité du talus de Zerga sous l'effet des éléments déclencheurs

L'étude de modélisation de la stabilité du talus de la deuxième zone du quartier Zerga avec la prise en compte des éléments déclencheurs (surcharge, vibrations dues aux tirs de mines répétitifs et de la nappe), nous a permis de comprendre l'influence de ces facteurs sur l'état de stabilité de notre talus et sur le facteur de sécurité en générale. La synthèse s'articule autour de trois points :

- Dans la première approche, la surcharge considérée de 123 KN/m² en amont du talus, a légèrement modifié la valeur de F_s et elle n'a pas causé la rupture ;
- Dans la deuxième et la troisième approche (respectivement en fonction des valeurs des accélérations sismique horizontale et de la position de la nappe), nous avons effectué une étude paramétrique afin de montré l'influence de ces paramètres sur le facteur de sécurité et sur l'état de stabilité de notre modèle. Mais, la détermination expérimentale de coefficient sismique K_h (due aux vibrations causés par les tirs de mines) et la précision de la position exacte d la nappe est indispensable pour une analyse exhaustive de stabilité ;
- Dans la dernière approche, la combinaison entre les éléments déclencheurs a fortement diminué le facteur de sécurité, mais la talus devient instable seulement dans le cas où l'eau remonte à un niveau supérieur ou égale la hauteur de la nappe 2.

Le tableau VI.5 donne une synthèse des différentes approches (approches 1, 2, 3, et 4) analysées dans cette étude de modélisation.

Tableau VI-5 : valeurs des facteurs de sécurité des différentes approches analysées

Méthode Approche		Fellenius	Bishop	Janbu	Spencer	M-P
talus sous l'effet de la gravité		1,393	1,542	1,382	1,473	1,464
surcharge en amont du talus (KN/m ²)	123	1,367	1,513	1,357	1,454	1,430
	500	1,268	1,432	1,243	1,374	1,319
	600	1,001	1,214		1,078	1,125
	700		1,171		1,03	1,034
	800		Rupture			1,023
	900		1,15		1,028	0,976
	1000		1,056			
sous l'effet de la sismicité (K _h)	0,05	1,259	1,39	1,247	1,33	1,32
	0,1	1,151	1,267	1,136	1,213	1,203
	0,15	1,055	1,16	1,038	1,111	1,101
	0,2		1,067		1,022	1,014
	0,25		Rupture			
sous l'effet de la hauteur de la nappe (m)	60	1,392	1,542	1,383	1,473	1,464
	90	1,36	1,538	1,378	1,468	1,449
	120	1,146	1,274	1,159	1,236	1,22
	150		1,112		1,061	1,051
	174		Rupture			
Surcharge (123KN/m ²) + sismicité (K _h =0.05)+ nappe	60	1,235	1,367	1,228	1,318	1,289
	90	1,211	1,361	1,214	1,309	1,282
	120	1,009	1,127	1,02	1,095	1,075
	150		Rupture			
	174		Rupture			

4. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons étudié l'influence des éléments déclencheurs (surcharge en amont de talus, effet de la sismicité et la présence de la nappe dans le talus) sur l'état de stabilité du modèle de la deuxième zone du quartier Zerga. Nous avons constaté que le talus paraît stable sous l'effet de son propre poids et sous l'influence :

- Soit d'une surcharge de 123 KN/m² ;
- Soit d'un chargement sismique avec un coefficient sismique critique $K_c < 0.18$ (méthode de Fellenius, figure VI.4) ;
- Soit de la présence des nappes profondes dans le talus (nappes 3, 4, 5 et 6)
- Soit d'effets combinés de la présence de nappe (3, 4, 5 et 6), d'une surcharge de 123 KN/m² et d'un chargement sismique avec un coefficient $K_h = 0.05$.

Par contre, le talus est instable dans l'un des cas suivants :

- Présence d'une surcharge $\geq 600 \text{ KN/m}^2$
- Présence d'un chargement sismique seul ayant un coefficient sismique critique, $k_c \geq 0.18$;
- Présence de nappes hautes (nappes 1 et 2).
- Présence d'effets combinés de nappes hautes, d'une surcharge de 123 KN/m^2 et d'un chargement sismique avec un coefficient $K_h=0.05$.

Ces calculs effectués avec SLOPE/W indiquent les risques potentiels du glissement qui auraient pu se produire à Zerga. D'après cette modélisation, les éléments déclencheurs les plus probables qui ont été à l'origine de l'effondrement de notre talus peuvent se limiter soit à une remontée de la nappe (cas des nappes hautes 1 et 2), soit aux effets combinés de nappe haute, surcharge et de sismicité.

Néanmoins, il serait intéressant de disposer des moyens d'investigation complémentaire pour lever l'équivoque d'insuffisance de certains paramètres théoriques et de pouvoir valider quelques calculs paramétriques effectués (position de la nappe et coefficient sismique). C'est pourquoi, nous proposons une série d'essais complémentaires pour lever les inconnues et prendre en compte tous les paramètres susceptibles de provoquer ce glissement.

*Conclusion Générale et
perspectives*

Conclusion générale et perspectives

L'étude de la stabilité des talus des gradins et des bords des mines à ciel ouvert est importante dans la phase d'exploitation, car elle permet de donner une marge de sécurité du travail, et de préservation de matériel et des réserves ainsi que de la protection de l'environnement. A cet égard, nous avons pris le glissement local du quartier Zerga au niveau de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza, comme exemple concret pour réaliser cette étude.

L'étude de stabilité des talus du quartier Zerga où un glissement de terrain s'est produit en 2012 a été réalisée sur deux modèles géotechniques. Ces derniers ont été construits sur la base des coupes longitudinales confondues avec les axes du glissement de direction NO-SE pour le premier modèle (zone 01) et ONO-ESE pour le deuxième modèle (zone 02).

Dans ce cadre, nous avons utilisé deux logiciels de calcul qui sont respectivement : SLOPE/W et PLAXIS. L'utilisation de ces logiciels nous a permis de modéliser le glissement de Zerga en appliquant les résultats des analyses expérimentales des roches composant le massif et la géométrie réel du site. Le facteur de sécurité a été évalué par les méthodes d'équilibre limite (Fellenius, Janbu, Bishop, Spencer et Morgenstern-Price) à l'aide de sous code de calcul SLOPE/W, et la méthode d'élément fini "Phi-C réduction" à l'aide de logiciel PLAXIS.

Les résultats de calculs du facteur de sécurité sous l'effet des tensions gravitaires intrinsèques, ont montré qu'on est en face d'un talus stable. Les valeurs de F_s obtenus varient entre 1.648-1.839 pour la zone 01 et entre 1.382-1.542 pour la deuxième zone. Mettent en doute Ces résultats, on a effectué une analyse de stabilité avec la prise en compte des éléments déclencheurs, à la fois endogènes et exogènes probables qui peuvent être à la base de la rupture au niveau de Zerga. Pour ce faire, nous avons utilisé les méthodes d'équilibre limite (SLOPE/W) pour déterminer l'influence des paramètres tels que les surcharges en amont du talus, la nappe, la sismicité (due principalement aux travaux de minage) ou leurs combinaisons sur cette stabilité. Les applications effectuées à partir des influences de ces paramètres examinés dans le deuxième modèle ont permis de constater que :

- Le facteur de sécurité diminue à chaque fois qu'on augmente la surcharge et le talus devient instable lorsque on applique une surcharge supérieur ou égale à 600 KN/m^2 ;
- Le chargement sismique montre aussi une diminution du facteur de sécurité et conduit à l'instabilité de notre talus à partir de certaines valeurs de coefficient sismique critique ;
- La variation de la position de la nappe seule ou combinée avec les autres paramètres vus précédemment a une influence néfaste sur notre talus tout en réduisent considérablement le facteur de sécurité, elle provoque l'instabilité du talus, on cas de la remontée de l'eau dans les niveaux supérieurs (cas des nappes hautes 1 et 2).

Suite à cette modélisation numérique sous l'influence des éléments déclencheurs endogènes et exogènes, les actions les plus probables qui ont été à l'origine du glissement survenue à Zerga peuvent s'articuler autour de :

- la remontée de la nappe dans les niveaux supérieures (cas des nappes hautes 1 et 2);
- l'action négative des surcharges et de la sismicité combinée avec une remontée d'eau à un niveau supérieur ou égale à la hauteur de la nappe 2.

A la fin de ce travail, nous nous rendons compte que certains points n'ont pas été approfondis, il serait intéressant d'envisager quelques essais complémentaires afin d'approfondir l'étude et de lever des incertitudes liées à l'étude paramétrique, c'est pourquoi quelques perspectives peuvent être envisagées :

- ✧ Nous avons effectué une analyse paramétrique de la stabilité sous l'influence de la sismicité due aux travaux de minage à partir de la méthode pseudo-statique par équilibre limite. Nous pensons qu'il serait vital de déterminer les paramètres sismiques réels (accélération sismiques) à prendre en compte dans notre modèle pour ce site ;
- ✧ La pluviométrie influence beaucoup la stabilité des massifs. Au chapitre VI, nous avons fait le calcul de stabilité et nous avons montré que la nappe déstabilise le talus. Nous avons modélisé la nappe dans le talus en imposant des pressions d'eau jusqu'au niveau voulu. En réalité, la nappe varie suivant qu'il y a infiltration ou évaporation d'eau de pluie. Cette thématique est assez complexe car l'estimation de l'infiltration d'eau à partir de la pluviométrie nécessite une attention toute particulière. Un travail approfondi à ce sujet devrait être fait en vue de mieux modéliser les nappes réelles ;
- ✧ Installation des inclinomètres afin de suivre les déplacements des couches et délimité la zone du glissement ;
- ✧ Projection des stations d'arpentage des mines pour prétendre apprécier le mouvement globale des roches composant le massif des talus des gradins et des bords du quartier Zerga de la mine à ciel ouvert de l'Ouenza.

*Références
bibliographiques*

Références bibliographique

1. ADRIANE.M.B., 2010."Etude de la stabilité sismique de trois talus naturels au Québec". Mémoire maitre de science, université de Laval Québec, 205p.
2. Ahmed Seddiki et All., 2013."Seismic Stability Analysis of an Urbanized Natural Slope". Civil and Environmental Research, Vol.5,
3. AISSA Hamza., 2011." Analyse et modélisation d'un glissement de terrain : Cas de Sidi Youcef (Béni Messous, Alger)". Master géotechnique, Centre universitaire Khemis Miliana Algérie.
4. AMRANI Sihame., 2011."Etude de Stabilité des Talus de la Carrière de Meftah(Blida)". Projet de fin d'étude, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 107p.
5. AYADI Brahim., 2010."Caracterisation et choix d'un schéma de traitement du minerai cuivre-fer de Douamis (Ouenza)".Mémoire de Magister, université Badji Mokhtar Annaba ,116p.
6. B. Manna et All., 2014."Effect of Surcharge Load on Stability of Slopes - Testing and Analysis". Indian Institute of Technology Delhi, New Delhi, Vol. 19.
7. BACH Tobdji., 1990."Contribution a l'étude géotechnique sur la stabilité des talus dans les mines à ciel ouvert ; Exemple Mine de Boukhadra". Projet de fin d'étude, ENP, 93p.
8. Benyounes K., 1989. Contribution à l'étude des glissements dans le terrain tendre – mine de fer – Ouenza. Projet de fin d'étude, ENP, 128p.
9. BENYOUNES Khaled., 1991."Etude géotechnique et analyse de la stabilité des talus dans la carrière de calcaire de Meftah". Mémoire de Magister, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 130p.
10. BERGUIRET Lilia., 2007."Etude gétologique et géostatistique des minéralisations à Fe-Cu du gisement de Douamis (Ouenza-Algérie)". Mémoire de Magister, UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA, 67p.
11. BERTHOUMIEUX JUNIOR JEAN., 2012."Etude pluridisciplinaire de la stabilité des pentes : application au glissement de Kenscoff-Mahotièr (Haïti) ". Thèse de Doctorat, université catholique de Louvain, 249p.
12. BOUDLAL Omar., 2013." Etude expérimentale du comportement mécanique des fines dans la stabilité des talus et des fondations". Thèse de Doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 222p.
13. BOUZENOUNE Azzedine., 1993."Minéralisations peridiapiriques de l'Aptien calcaire : les carbonates de fer du gisement hématitique de l'Ouenza (Algérie orientale)". Thèse de Doctorat, Université Paris VI, 206p.

Références bibliographique

14. CHAIN Rabah., 2006."influence des travaux de forage et de tir sur la stabilité des talus et des gradins des mines à ciel ouvert (cas : mine de fer de l'Ouenza)".Mémoire de Magister, université Badji Mokhtar Annaba, 184p.
15. Chikhi Adem et All., 2015."Contribution à l'analyse de stabilité des terrains marneux en pente de la région d'Alger par Plaxis : Cas de Parc Dounya–Dely Brahim". Master géotechnique, université Djilali Bounaama de Khmisse Miliana, 77p.
16. Claude PREPETIT, Saint Louis MILDOR et All., 2006,"rapport de reconnaissance géologique sur le glissement de terrain survenu à Mahotièr (kenscoff)", Bureau des Mines et de l'Energie (BME)-République d'Haïti, 16p.
17. DED., 2013."rapport-géologique-bimensuel (Stratigraphie ; tectonique)",
18. DED., 2014."Plan de développement mine de l'Ouenza 2014-2020",
19. DJEFFAL Houcine., 2008."Fiabilité en géotechnique : application à l'analyse de la stabilité des pentes". Mémoire de magister, Ecole national Polytechnique d'Alger, 79p.
20. DJERBAL Lynda., 2013."Analyse des mécaniques de déformation et de la rupture progressive du versant instable d'Ain El Hammam". Thèse de doctorat, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 109p.
21. DUBOURDIEU.G., 1952."Monographies régionales : Monts du Mellègue. Congrès géologique internationale", Algérie.
22. DURVILLE Jean-Louis et HERAUD Hubert., 1995."Description des roches et des massifs rocheux". Article Techniques de l'ingénieur, C352, 18p.
23. FARIK Ali., 2013."Analyse numérique des déformations des culées de pont en sol renforcé ". Mémoire de Magister, Université Mohamed Khider – Biskra.
24. FERPHOS., 2014."Rapport géologique actualisé de la mine de l'Ouenza - Wilaya de Tébessa"
25. GEO-SLOPE International Ltd., 2010. "Stability Modeling with SLOPE/W 2007 Version : An Engineering Methodology ". Manuel de référence, quatrième édition.
26. GUERFI.H., "Stabilisation des talus renforcés par pieux". Mémoire de Magister, Université El Hadj Lakhdar Batna, 111p.
27. HAMIDI Moussa., 1994."Etude géotechnique de la stabilité des talus dans le quartier de Zerga de la mine d'Ouenza". Mémoire de Magister, ENP, 144p.
28. HIMOUN ferhat et HEBA redouane., 2002."Approche probabiliste de l'étude de la stabilité des talus". Projet de fin d'étude, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 80p.
29. Jacques Lérau., 2006. "Cours de géotechnique 01 : Résistance au cisaillement des sols". Institut National des Sciences Appliquées de Toulouse (INSA), 25p.

Références bibliographique

30. Jean-Alain Fleurisson et Martin Grenon., 2014."Conception géomécanique de talus de mines à ciel ouvert".Article scientifique, 21p.
31. KHEMISSA Mohamed., 2006. "méthodes d'analyse de la stabilité et techniques de stabilisation des pentes". Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur - Lyon (France), 8p.
32. Khoualdia.W et al., 2014. "Caractérisation de la variabilité climatique : cas du bassin versant de la Medjerda (Nord-Est algérien) ". Rev. Sci. Technol., 18p.
33. Krahn Jhon., 2012."Geostudio 2007 Slope/W". Workshop presentation.
34. LALOUI.L et VULLIET.L., 2013. "Mécanique des sols et écoulements souterrains : séance d'exercices-Stabilité de pente". Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne.
35. Laboratoire de Géotechnologies,."Essai Brésilien : traction indirect". Essais relatifs aux roches, Université de Liège.
36. Lazizi Malek., 2011. La mine de l'Ouenza histoire et avenir. Division étude et développement (DED).
37. LOPEZ SAEZ Jérôme., 2011."Reconstruction de l'activité des glissements de terrain au moyen d'une approche dendrogéomorphologique (Moyenne vallée de l'Ubaye, Alpes de Haute Provence, France)". Université de Grenoble, 373p.
38. M.CALLAUD., 2004,"Cours de mécanique des sols-Tome 01", Institut International d'Ingénierie de l'Eau et de l'Environnement, 137p.
39. M'ZOUGHEM Kamel et CHENAFWA Walid., 2006." Etude géotechnique de la stabilité des talus dans la carrière de Ain El Kebira (Sétif)". Projet de fin d'étude, université Ferhat Abbas-Sétif, 68p.
40. MASEKANYA Jean-Pierre., 2008."Stabilité des pentes et saturation partielle : Etude expérimentale et modélisation numérique". Thèse de doctorat, université de Liège, 269p.
41. MENDJEL DJENATTE. ,2012."Analyse inverse dans le calcul géotechnique : application au calcul de la stabilité des talus". Thèse de Doctorat, UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA, 111p.
42. MEZAM Mohamed Cherif et AOUN Amrane., 2013."Appréciation de la stabilité du bord de la carrière de Keddara en fin d'exploitation. Projet de fin d'étude, Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, 92p.
43. MEZAM.M.C. ,2015. "appréciation de la stabilité des bords et réouverture de la mine à ciel ouvert de Kef Essennoun (Djebel Onk) Algérie orientale". Mémoire de Magister, ENP, 127p.

Références bibliographique

44. Michel Chalhoub., 2010."Massifs rocheux : Homogénéisation et classification numériques". Presses des MINES, ParisTech, 30p.
45. MOUFOK.M., 1993. "Etude du problème du glissement dans les mines à ciel ouvert (cas de la mine de Boukhadra)". Projet de fin d'étude -ENP, 128p.
46. Novotný Jan., 2013. "varnes landslide classification(1978)". Charles University in Prague, Faculty of Science, division Geotechnika, Czech Republic ARCADIS CZ a.s, 21p.
47. Office Fédéral de l'Environnement(OFEV)-Division Prévention des Dangers., 2009, "Glissements de terrain Dangerosité et surveillance"
48. Oréade Conseil., 2005. "Risques Naturels Majeurs : Le risque minier". Document d'information, ministère française de l'Écologie et du Développement durable ,28p.
49. Pierre Habibe., 1982."Précis de géotechnique (Application de la mécanique des sols et des roches)".
50. PLAXIS., "PLAXIS Version 08 Tutorial Manuel". Manuel de référence, version 8.
51. POROKHOVOI Evgueni., 1995."Stabilité à long terme des talus de mines à ciel ouvert dans les massifs de roches basiques et ultrabasiques". Thèse de doctorat, école nationale des ponts et chaussées, 216p.
52. RAHMANI Naima., 2011."Méthodes stochastiques de calcul de stabilité des pentes". Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou, 170p.
53. SAADOUN Abderrezak., 2012."Contribution à l'analyse des effets des tirs d'abattage dans les conditions de la carrière de calcaire Chouf-Amar (M'sila)". Mémoire de Magister, universite Badji Mokhtar Annaba, 93p.
54. site internet : <http://www.utc.fr/~tthomass/Themes/Unites/>
55. site internet : www.usthb.info
56. SLOPE/W documentation. User's Manual, 532p.
57. Société Suisse de Géomorphologie (SSGm)., 2009."Géomorphologie de la montagne-mouvements gravitaires". Documents didactiques.
58. TALEB Nersis Souad., 2012."Contribution à l'étude d'impact de l'exploitation du gisement ferrifère de la mine de l'Ouenza sur l'environnement". Thèse de doctorat, UNIVERSITE BADJI MOKHTAR ANNABA, 90p.
59. Y.M. Cheng., 2005."SLOPE 2000 Theory Manual". Hong Kong Polytechnic University, 48p

ANNEXES

Annexe I : Essais de laboratoire



Essais de carottage

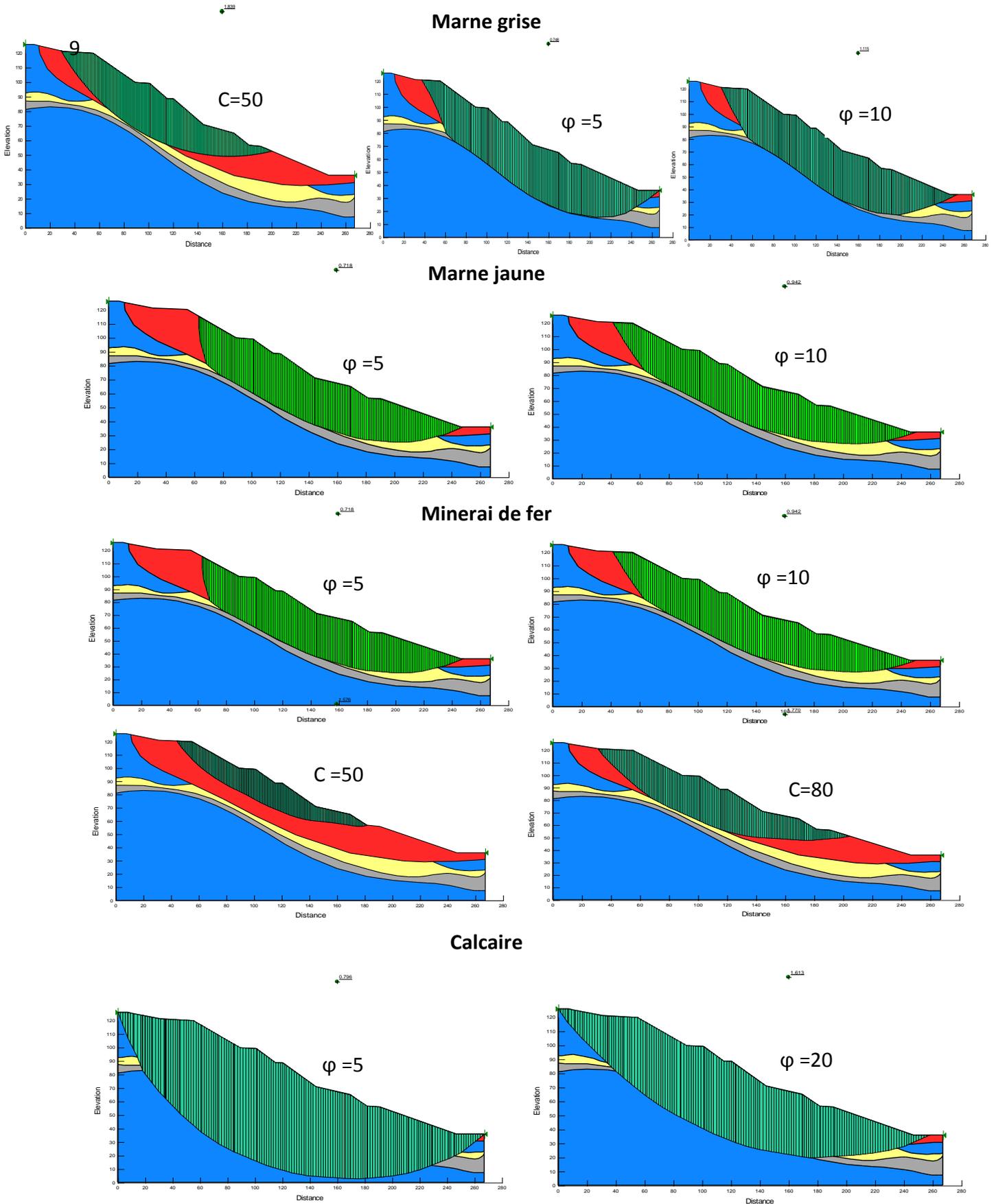


Essais de compression simple

Annexes

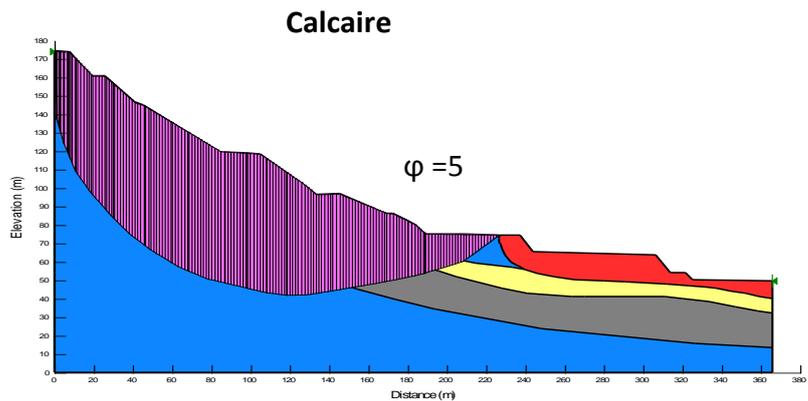
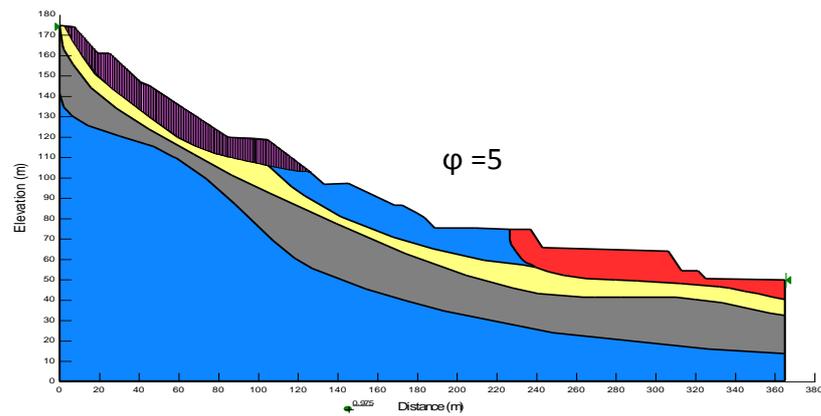
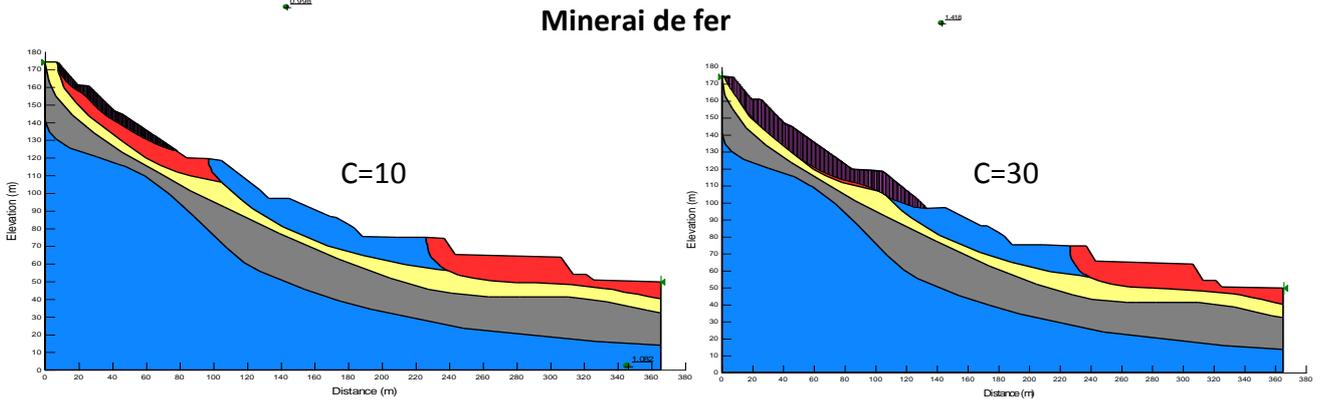
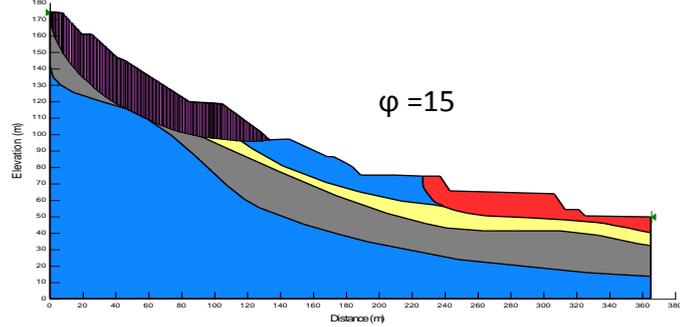
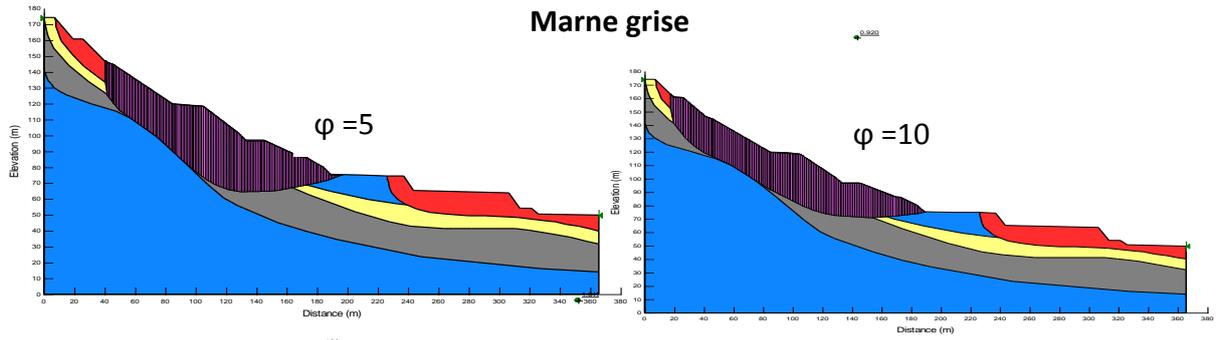
Annexe II : surfaces de rupture obtenues par SLOPE/W (en fonction de C et Phi)

Zone 01 :



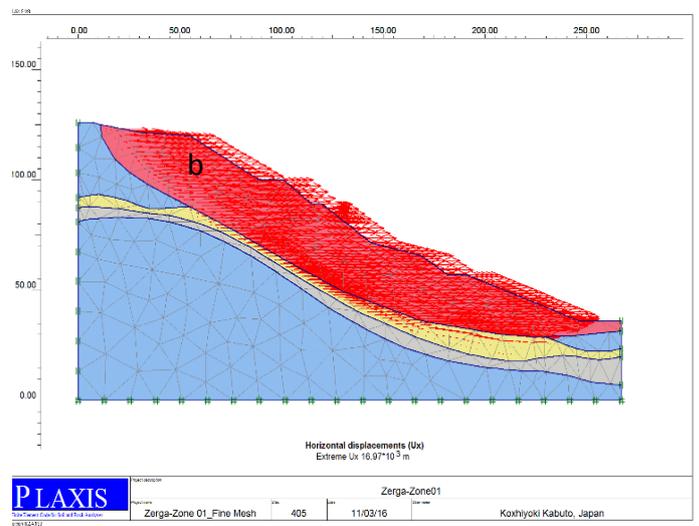
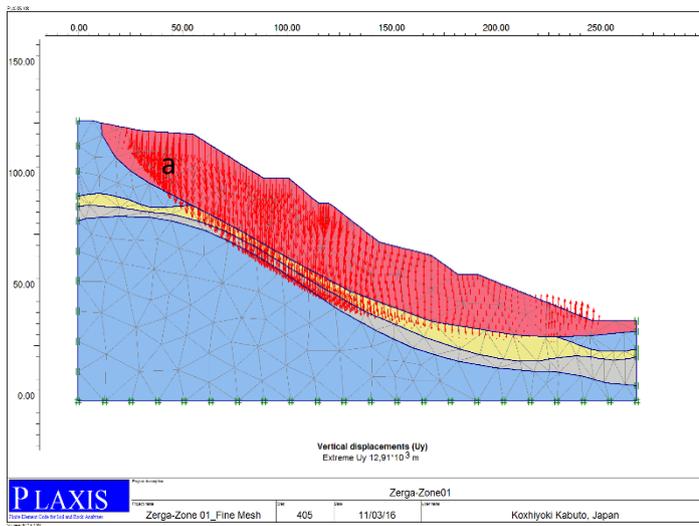
Annexes

Zone 02 :



Annexes

Annexe III : autres résultats de simulation avec Plaxis



Zone 01

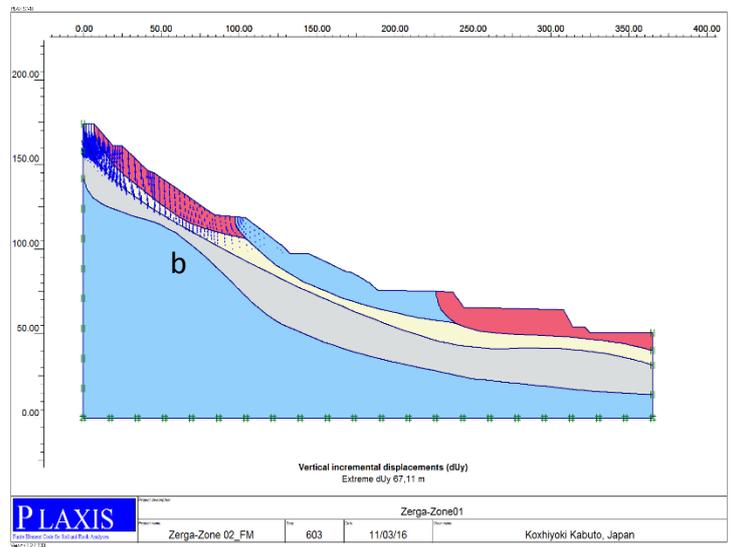
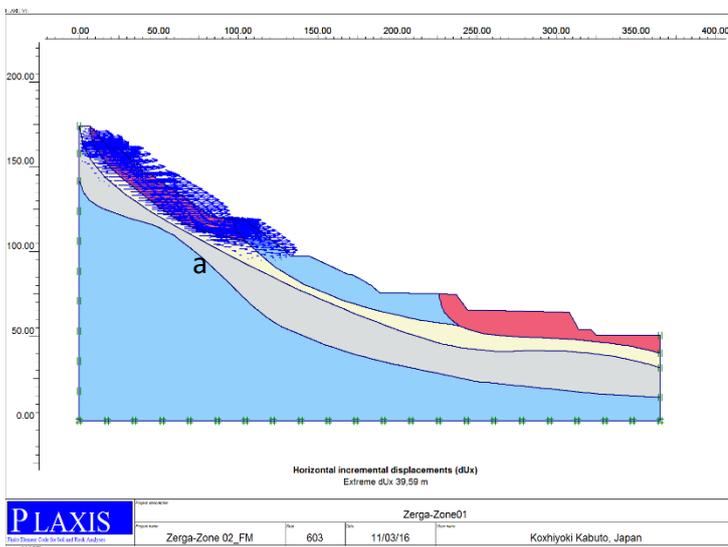


a-Déplacements horizontaux

b-Déplacements Verticaux



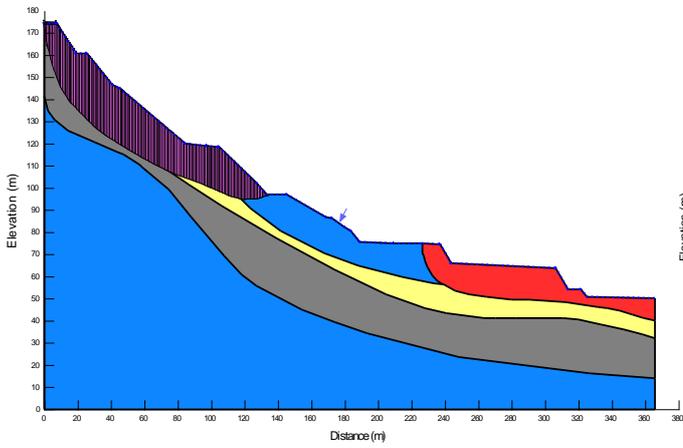
Zone 02



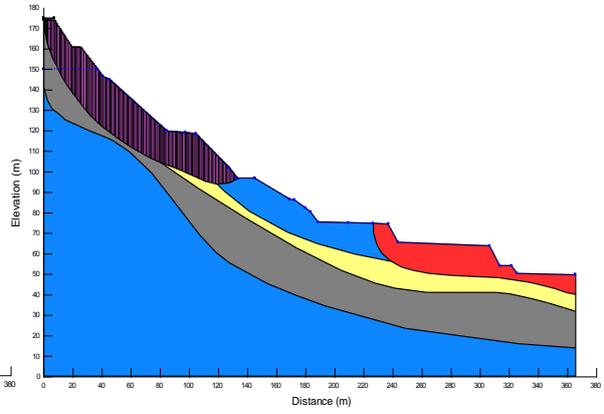
Annexes

Annexe IV : surfaces de rupture sous l'effet des éléments déclencheurs

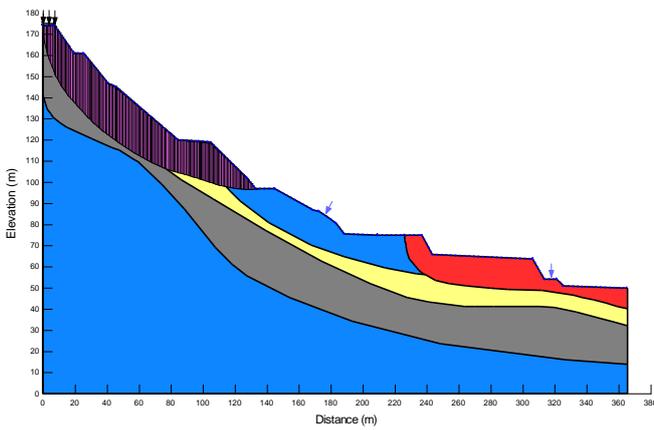
Nappe 1 (niveau 174 m)



nappe 2 (niveau 150 m)



Nappe 1+ surcharge 123 KN/m²+ K_h=0.05



Nappe 2+ surcharge 123 KN/m²+ K_h=0.05

