

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

BADJI MOKHTAR-ANNABA UNIVERSITY
UNIVERSITE BADJI MOKHTAR-ANNABA



جامعة باجي مختار- عنابة
2017

Faculté des Sciences de la Terre

Département des Mines

THÈSE

Présentée en vue de l'obtention du diplôme de
Doctorat en Sciences

Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux par
modélisation numérique
(Cas des carrières de granulats de Sétif - Algérie)

Option :

Exploitation des Sols et Sous Sols

Par

Mr. ZAHRI FARID

Président:	Pr. BOUNOUALA Mohamed	Professeur	Université d'Annaba
Examineurs:	Pr. HAFSOUI Abdellah	Professeur	Université d'Annaba
	Pr. BOUMAZBEUR Abderahmane	Professeur	Université de Tébessa
	Dr. GADRI Larbi	M.C.A	Université de Tébessa
	Dr. HADJI Riheb	M.C.A	Université de Sétif 1
Directeur de thèse:	Pr. BOUKELLOUL M^{ed} Laid	Professeur	Université d'Annaba
Co-directeur:	Pr. TALHI Kourichi	Professeur	Université d'Annaba

Résumé

Divers types d'instabilité peuvent se développer dans les talus des mines à ciel ouvert dépendamment des caractéristiques des différentes structures géologiques, de la nature de la matrice rocheuse et de la compétence de la roche, etc.

La présente thèse a comme objectif principal l'étude de la stabilité des massifs rocheux dans les carrières de granulats de Sétif. Et d'identifier les modes de rupture susceptibles de se développer dans la carrière de Djebel Gustar par une approche multi-étapes comme cas d'étude. Des rappels bibliographiques sur la géométrie et les méthodes de classification des massifs rocheux fournissent à la partie application les éléments nécessaires pour mener à bien une analyse structurale du gisement; puis, la caractérisation des propriétés mécaniques des roches et des discontinuités ainsi que la qualité du massif rocheux; pour terminer, avec une simulation numérique des divers modes de ruptures pouvant se développer à l'intérieur de la carrière. Les résultats montrent un état de stabilité médiocre du site. Ils ont permis de qualifier et de quantifier les différents mécanismes d'instabilités sous divers conditions.

Ces résultats sont réellement applicables dans le site étudié, permettant une exploitation optimale de la carrière avec une meilleure productivité tout en respectant la stabilité et la sécurité du site.

Mots clés : Massif rocheux; Stéréographie, Eléments finis, Carrière; Discontinuités.

Abstract

Several modes of slope failures can be developed in the open pit mines, controlled by the nature, the structure, and the strength of the rock mass.

The main objective of this thesis is to study the stability of rock masses in the quarries of aggregates of Sétif. And to identify the modes of failure likely to develop in the career of Djebel Gustar by a multi-step approach as a case of study. Bibliographical recalls on the geometry and methods of classification of rock massifs provide the application part with the elements necessary to carry out a structural analysis of the field; Then, the characterization of the mechanical properties of rocks and discontinuities and the quality of the rock mass; To finish, with a numerical simulation of the various modes of ruptures that can develop inside the quarry.

The results show a poor stability state of the site. They allowed to qualify and quantify the various instability mechanisms under various conditions. These results are really applicable in the studied site, allowing an optimal exploitation of the quarry with a better productivity while respecting the stability and the safety of the site.

Key words: Rock mass; Stereography, Finite Elements, Career; Discontinuities.

الملخص

العديد من أنماط عدم الاستقرار تستطيع ان تفتشر في المناجم المفتوحة على الهواء. هذه الاخيرة تتعلق بمختلف خصائص التراكيب الجيولوجية ، طبيعة وتماسك الكتل الصخرية و قدرة الصخور، الخ.

تهدف هذه الرسالة الى دراسة استقرار الكتل الصخرية في محاجر الحصى لولاية سطيف. و التعرف على أنماط التقطعات التي قد تحدث في محجرة جبل القسطار و ذلك باستعمال مقارنة متعددة الخطوات كحالة للدراسة. تذاكير مرجعية لهندسية و اساليب تصنيف الكتل الصخرية تغذي الجزء التطبيقي بالعناصر اللازمة للانجاز الجيد لتحليل التراكيب الصخرية للمحجرة. مع تحديد ايضا الهيزات الميكانيكية للصخور و التقطعات و ايضا جودة الكتل الصخرية مع التعرّيج على النمذجة العددية لأنماط عدم الاستقرار الذي من الممكن ان تتكون داخل المحجرة.

أظهرت نتائج الدراسة حالة الاستقرار السيئة للموقع كما سمحت بوصف و تقدير مختلف آليات عدم الاستقرار تحت شروط مختلفة. هذه النتائج قابلة للتطبيق في الموقع المدروس مما يسمح بالاستغلال الأمثل للمحجرة مع الحفاظ على الاستقرار و الأمن للموقع .

الكلمات المفتاحية : الكتل الصخرية، ستريوغرافيا، العناصر الدقيقة، محجرة، عدم الاستقرار

REMERCIEMENTS

Ma profonde reconnaissance et tous mes vifs remerciements s'adressent à Mr. Le professeur Mohamed Laid Boukelloul pour le plaisir de travailler avec lui et le suivi de cette thèse. Son expérience et son aide scientifique m'ont été essentielles. Sa patience et son attention qu'il a porté à ce travail ont été un atout précieux dans l'avancement de cette thèse.

Je n'oublie pas d'exprimer ma grande reconnaissance pour Mr. le professeur Kourichi Talhi mon codirecteur de thèse pour sa disponibilité, son soutien constant et pour ses qualités humaines. Qui a beaucoup contribué personnellement pour que la réalisation de ce travail devienne possible.

Je remercie vivement les membres du jury Abdellah Hafsoui, Abderahmane Boumazbeur, Larbi Gadri, Riheb Hadji, et son président Mohamed Bounouala pour avoir bien voulu examiner mon travail et me faire part de leurs remarques et suggestions.

Je tiens à exprimer ici mon grand respect et ma gratitude à Mr. Younes Hamed pour ces encouragements et son aide durant ces années.

A mes parents et à ma famille, j'exprime toute ma gratitude et mon amour pour leur appui et leur profonde affection.

Je remercie ma femme qui m'a accompagné pendant ces jours et nuits de travail et qui m'a toujours donné beaucoup d'énergie pour achever mon chemin. Merci pour tout ce que tu as fait.

Enfin, je remercie tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à la réalisation de cette thèse.

Table des matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Comportement mécanique des massifs rocheux	4
I.1 Introduction	5
I.2 Structure des massifs rocheux	5
I.3 Matrice rocheuse	5
I.4 Critères de rupture de la roche	6
I.5 Discontinuités	8
I.5.1 Propriétés géométriques des discontinuités	8
I.5.2 Comportement mécanique des discontinuités	10
I.5.2.1 Morphologie des discontinuités rocheuses	11
I.5.2.2 Discontinuité soumise à une contrainte normale	12
I.5.2.3 Discontinuité soumise à une contrainte de cisaillement	13
I.6 Conclusion	25
Chapitre II : Stabilité des talus rocheux dans les mines	26
II.1 Introduction	27
II.2 Facteurs influençant la stabilité des talus	27
II.3 Analyse de stabilité des pentes minières	28
II.4 Méthodes de calcul de stabilités de talus rocheux	32
II.4.1 Méthodes de calcul classiques	32
II.4.1.1 Analyse cinématique	32
II.4.1.1.1 Détection du risque de rupture	32
II.4.1.1.2 Mécanismes de ruptures	33
II.4.1.2 Analyse à l'équilibre limite	35
II.4.1.2.1 Ruptures planaires	35

II.4.1.2.2 Ruptures dièdres	39
II.4.1.2.3 Renforcement d'une pente rocheuse	43
II.4.1.2.3.1 Ruptures planaires	44
II.4.1.2.3.1 Ruptures dièdres	45
II.4.1.3 Approches déterministe et probabiliste	46
II.4.2 Méthode des blocs clés	47
II.4.3 Méthodes de calcul en déformation	48
II.4.3.1 La méthode des éléments finis	48
II.4.3.1 La méthode des éléments distincts	49
II.5 Critères de conception	51
II.6 Conclusion	52
Chapitre III : Classifications géomécaniques des massifs rocheux	53
III.1 Introduction	54
III.2 Classifications géomécaniques des massifs rocheux	55
III.2.1 Rock Quality Designation index (RQD)	55
III.2.2 Rock Mass Rating (RMR)	57
III.2.2.1 Estimation des paramètres mécaniques à partir du RMR	59
III.2.3 Geological Strength Index (GSI)	59
III.2.3.1 Surface Condition Rating SCR	60
III.2.3.2 Structure Rating SR	60
III.2.4 Slope Masse Rating (SMR)	62
III.3 Conclusion	65
Chapitre IV : Contexte géologique et répartition des calcaires dans la wilaya de Sétif	66
IV.1 Introduction	67
IV.2 Cadre géologique régional	67
IV.2.1 Grands domaines structuraux	68

IV.2.2 Aperçu lithostratigraphique sur les domaines structuraux	69
IV.2.3 Tectonique	73
IV.3 Répartition lithologique de la wilaya de Sétif	74
IV.3.1 Répartition des calcaires dans la wilaya de Sétif	76
IV.3.1 Répartition des dolomies dans la wilaya de Sétif	81
IV.4 Contexte du site d'étude	85
IV.4.1 Litho stratigraphie	86
IV.4.2 Tectonique	89
IV.5 Relation entre plissement et fracturation	91
IV.6 Relations entre fluides et structures tectoniques	93
IV.7 Conclusion	95
Chapitre V : Etude de stabilité de la carrière de Djebel Gustar	97
V.1 Collecte et traitement des données structurales	98
V.2 Familles de discontinuités de la carrière ENOF	98
V.3 Analyse statistique des paramètres géométriques	101
V.4 Classifications géomécaniques du massif rocheux de Djebel Gustar	102
V.4.1 Classification RMR du massif rocheux de la carrière ENOF	103
V.4.2 Classification GSI du massif rocheux de la carrière ENOF	104
V.4.3 Classification SMR du massif rocheux de la carrière ENOF	104
V.5 Conclusion	115
Chapitre VI: Validation numérique des résultats	117
VI.1 Introduction	118
VI.2 Paramètres mécaniques des discontinuités du massif rocheux de la carrière ENOF	118
VI.3 Analyse de stabilité par projection stéréographique	121
VI.4 Analyse de stabilité par la méthode d'équilibre limite	139
VI.5 Analyse de la stabilité par la méthode des éléments finis	148

VI.5.1 Principes généraux de la méthode des éléments finis	148
VI.5.2 Modélisation par éléments finis	150
VI.6 Conclusion	154
Conclusion et recommandations	155
Références bibliographiques	159
Annexe 1.....	170
Annexe 2.....	172
Annexe 3.....	176

LISTE DES TABLEAUX

Titre	Page
Tableau 1.1: Angle de frottement interne de base $\phi_b(^{\circ})$ pour divers joints lisses non-altérés (Barton et Choubey(1977))	16
Tableau 1.2 : Classification de l'angle de frottement interne des discontinuités (ISRM [1978])	16
Tableau 1.3 : paramètres de pic et résiduel d'un joint cisailé (Barton (1973))	19
Tableau 1.4 : Principaux types de matériaux de remplissage des discontinuités rocheuses et leurs propriétés (cité par Palmström (1995))	22
Tableau 1.5 : Effet de variation du module d'Young des composantes d'une discontinuité (Marache et al. 2001)	25
Tableau 3.1 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968)	56
Tableau 3.2 : Classes et propriétés globales des massifs rocheux	59
Tableau 3.3 : classes GSI et qualité de massif rocheux	61
Tableau 3.4 : Notes des paramètres SMR (Romana, 1993)	64
Tableau 3.5 : Description des classes SMR (Romana, 1993)	64
Tableau 4.1: répartition lithologique en fonction de la superficie (Sétif)	76
Tableau 5.1 : Orientation des familles de discontinuités les plus importantes	100
Tableau 5.2 : Orientations des failles.	101
Tableau 5.3 : Classification RMR des formations rocheuses	103
Tableau 5.4 : Classification GSI des formations rocheuses	104
Tableau 5.5 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (ruptures planaire)	109
Tableau 5.6 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (basculements)	110
Tableau 5.7 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (ruptures dièdre)	110
Tableau 5.8 : Récapitulatif des familles de fractures du talus de la carrière	112

Tableau 5.9 : Classification et description des classes SMR à l'échelle du talus (ruptures planaire)	113
Tableau 5.10 : Classification et description des classes SMR à l'échelle de la pente globale (basculements)	114
Tableau 5.11 : Classification et description des classes SMR à l'échelle de la pente globale (ruptures dièdre)	114
Tableau 6.1 : Résumé du résultat de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire en bancs.	143
Tableau 6.2 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire en bancs.	143
Tableau 6.3 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire massif.	144
Tableau 6.4 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire massif.	144
Tableau 6.5 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire à orbitolines.	146
Tableau 6.6 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire à orbitolines.	146
Tableau 6.7 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du talus de la carrière.	147
Tableau 6.8 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du talus de la carrière.	148
Tableau 6.9 Paramètres des facies rocheux composant la carrière.	151

LISTE DES FIGURES

Titre	Page
Figure 1.1 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb, (a)- Plan de rupture en cisaillement α , β est l'inclinaison du plan de rupture par rapport à la contrainte principale mineure; (b)- Enveloppe de rupture représentée dans le plan des contraintes normale et tangentielle.	7
Figure 1.2 : Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux; traduit de Wyllie et Mah (2004).	9
Figure 1.3 : Profils typiques de rugosité (a)- valeurs de JRC correspondantes (Barton et Choubey 1977) ; (b)- la longueur des profils varie entre 1 et 10 m (ISRM 1978).	12
Figure 1.4 : Dispositif expérimental et courbe d'un essai de fermeture normale de joint (Tiré de Berest, 2000).	13
Figure 1.5: schématisation du dispositif expérimentale pour un essai de cisaillement (tiré de Berest. 2000).	14
Figure 1.6 : Critère bilinéaire de Patton pour la résistance des discontinuités rocheuses aux formes d'aspérités multiples (Patton, 1966).	15
Figure 1.7 : Cisaillement d'une discontinuité à aspérité régulière selon Patton (1966). a) modèle, b) et c) courbes de cisaillement : effort tangentiel et dilatance en fonction du déplacement tangentiel, d) critère de rupture au pic (bilinéaire) et critère résiduel, e) dilatance en fonction de la contrainte normale (Panet et al. (1976))	18
Figure 1.8 : Courbe de cisaillement d'une discontinuité naturelle à aspérités irrégulières. a) forme géométrique irrégulière des aspérités, b) critère de rupture (τ , σ_n), c) contrainte de cisaillement - déplacement transversal, d) courbe de dilatance : déplacement normal-déplacement transversal (Chalhoub, 2006).	20
Figure 1.9 : Effet du matériau de remplissage sur la résistance au pic d'une discontinuité. a) courbes contrainte-déplacement, b) variation de la résistance au pic en fonction de l'épaisseur du matériau de remplissage (Papaliangus, 1993).	23
Figure 1.10 : Effet de variation du coefficient de poisson des aspérités sur la raideur tangentielle d'une discontinuité : résultat relatif à une même fracture (Marache et al. 2001).	24
Figure 1.11 : Effet de la variation du module d'Young des aspérités sur la raideur tangentielle d'une discontinuité : le module de Young du matériau entourant les discontinuités (bulk material) est constant et égal à 30000MPa (Marache et al 2001).	24

Figure 1.12 : Effet de la variation simultanée du module de Young des aspérités et du matériau entourant les discontinuités (bulk material) sur la raideur tangentielle des joints (Marache et al .2001).	25
Figure 2.1 : Niveaux d'une mine à ciel ouvert (tirée de Wyllie et Mah, 2004).	28
Figure 2.2 : Modes de rupture de base : a) planaire ; b) dièdre ; c) circulaire ; d) basculement (Hoek, E ,2009).	29
Figure 2.3 : Relevés structuraux par traverses (Hadjigeorgiou et al. 1995).	30
Figure 2.4 : orientation des discontinuités (Witteke, 1990).	31
Figure 2.5 : Projection stéréographique du grand cercle et du pôle (Hoek et Brown, 1981).	32
Figure 2.6 : Modes de rupture d'après (Hoek et Bray ,1981) a) Glissement circulaire, b) Glissement sur un plan, c) Glissement en coin, d) Basculement.	34
Figure 2.7: Géométrie de la pente présentant une rupture plane: a) coupe montrant des plans formant une rupture plane; B) libérer les surfaces aux extrémités de la rupture plane; C) l'épaisseur de l'unité coulissant utilisé dans l'analyse de la stabilité (Willie et Mah 2004)	36
Figure 2.8 : Géométries de rupture plane: (a) fissure de tension dans la pente supérieure; (b) fissure de tension dans la face (Willie et Mah 2004).	36
Figure 2.9 : Contrainte normale agissant sur le plan de glissement dans une pente rocheuse (Willie et Mah 2004).	37
Figure 2.10 : conditions géométriques de rupture dièdre (Willie et Mah 2004).	40
Figure 2.11 : Les forces agissant sur un bloc de rupture en coin (H. Kumsar et al, 2000).	41
Figure 2.12 : Résolution des forces pour calculer le facteur de sécurité du dièdre: (a) vue du dièdre en regardant le visage montrant la définition des angles β et ξ et des réactions sur les plans de glissement R_A et R_B ; (B) stéréonet montrant la mesure des angles β et ξ ; (C) coupe transversale de dièdre montrant la résolution du poids de dièdre W .	42
Figure 2.13 : Facteur de coin K en fonction de la géométrie du dièdre.	43
Figure 2.14 : Renforcement d'une pente avec un boulon d'ancrage (Wyllie et Mah, 2004).	44
Figure 2.15 : L'orientation d'ancrage optimum pour le renforcement d'un dièdre (Wyllie et Mah, 2004).	45

Figure 3.1: Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski [1973]).	57
Figure 3.2 : Estimation de la résistance en compression simple, du module de déformation, de l'angle de frottement interne et de la cohésion de massifs rocheux en fonction du GSI (Marinos et Hoek [2000]).	62
Figure 4.1: Rapports structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides (modifiés d'après Durand-Delga, 1969).	67
Figure 4.2 : Géologie du Maghreb (Piqué et al. 1998).	68
Figure 4.3 : colonne Lithostratigraphique de l'allochtone sud sétifien (Vila, 1980).	72
Figure 4.4 : Carte de la répartition lithologique dans la wilaya de Sétif.	75
Figure 4.5 : répartition lithologique des calcaires dans la wilaya de Sétif.	78
Figure 4.6 : répartition lithologique des calcaires en fonction de superficie (Sétif).	81
Figure 4.7 : Répartition lithologique des dolomies dans la wilaya de Sétif.	82
Figure 4.8: répartition des dolomies sur la superficie (wilaya de Sétif).	84
Figure 4.9 : Situation géographique de la région d'étude.	85
Figure 4.10 : Carte, coupe et log stratigraphique du site d'étude.	86
Figure 4.11 : Affleurement des calcaires d'Aptien supérieur.	88
Figure 4.12: Vue panoramique et colonne lithostratigraphique de la carrière de Djebel Gustar.	88
Figure 4.13 : Grandes failles affectant la carrière ENOF.	90
Figure 4.14 : Fissures et zone fracturée affectant la carrière ENOF.	91
Figure 4.15 : Cinématique et géométrie des 3 types de plis. a) pli cintré sur rampe, b) pli de propagation de faille de socle, c) pli de décollement (Davis et Hyndman, 1989).	92
Figure 4.16 : Veines en échelon et mécanismes permettant la formation de ces veines.	93
Figure 4.17 : Système de migration de fluides dans les zones d'endommagement et formations des filons minéralisés à Djebel Gustar.	95

Figure 5.1 : Projection stéréographique des pôles des discontinuités du calcaire en bancs.	99
Figure 5.2: Projection stéréographique des pôles des discontinuités du calcaire massif.	99
Figure 5.3 : Projection stéréographique des pôles de discontinuités du calcaire à orbitolines.	100
Figure 5.4 : Histogrammes des paramètres géométriques des réseaux de discontinuités. a) orientation, b) ouverture, c) Persistance, d) espacement.	102
Figure 5.5 : exemple d'affichage de l'application SMRtool.	105
Figure 5.6 : Projection stéréographique des pôles des discontinuités du talus de la carrière.	112
Figure 6.1: Définition de la cohésion instantanée C_i et l'angle de frottement instantané ϕ_i pour un critère de rupture non-linéaire (Heok ,1981).	118
Figure 6.2 : Cohésion et angle de frottement interne des discontinuités de la carrière de Djebel Gustar. a) calcaire en bancs, b) calcaire massif, c) calcaire à orbitolines.	120
Figure 6.3 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	127
Figure 6.4 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	128
Figure 6.5 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	128
Figure 6.6 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	129
Figure 6.7 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	129
Figure 6.8 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .	130

Figure 6.9 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	130
Figure 6.10 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 240°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	131
Figure 6.11 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	131
Figure 6.12 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	132
Figure 6.13 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	132
Figure 6.14 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	133
Figure 6.15 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	133
Figure 6.16 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 240°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	134
Figure 6.17 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	134
Figure 6.18 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	135
Figure 6.19 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.	135
Figure 6.20 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible dans le talus de la carrière du secteur Est présente des directions de pendage. a) 170°, b) 155°, c) 240°.	138

Figure 6.21 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible dans le talus de la carrière du secteur Ouest présente des directions de pendage. a) 190°, b) 200°, c) 220°.	139
Figure 6.22 : Modèle représentant le cas d'une rupture planaire à l'échelle inter-banc dans la direction de pendage 190° secteur Ouest de la carrière : a) modèle représentant le cas du calcaire en banc, b) modèle représentant le même cas, Par contre, les boulons nécessaires pour un (F.S. > 1.3) sont illustrés.	141
Figure 6.23 : Exemples de modèles obtenus avec SWEDGE à l'échelle inter-banc dans la direction du pendage 200° du secteur Ouest : a) Modèle représentant le cas du calcaire à orbitolines (F.S. = 0.45) ; b) Modèle représentant le cas du calcaire à orbitolines avec les boulons illustrés par un seul (F.S.= 1,30).	142
Figure 6.24 : Déplacements incrémentaux totaux.	152
Figure 6.25 : Déformations de cisaillement.	153
Figure 6.26: Contraintes de cisaillement.	153
Figure 6.27 : points plastique.	154

Introduction Générale

La stabilité des talus des mines à ciel ouvert (récurrent au demeurant lors de leur exploitation) est une équation à plusieurs variables (les conditions géologiques, les paramètres mécaniques et les caractéristiques des réseaux de discontinuités), ce dilemme impose le contrôle continu des paramètres géométriques, technologiques et de sécurité, etc.

On ne peut sous estimer le rôle économique d'un problème de stabilité des talus. Un changement de l'angle des talus conduit à une modification des volumes des travaux de découverte. D'autre part, des angles de talus trop élevés peuvent conduire à la déstabilisation des talus, au développement de glissements et d'écoulements sur les bords de la mine. Ces accidents causent beaucoup des dégâts matériels aux entreprises et gênent le cycle normal de l'exploitation, sans oublier qu'ils peuvent être dangereux pour la vie du personnel. L'exemple le plus édifiant est la rupture de pente survenue dans la mine de phosphate de Djebel-Onk (N.E. Algérien) en 2007, impliquant une masse glissée de 5Mm^3 (Guadri et al. 2015).

Les instabilités de pente observées dans les mines à ciel ouvert, sont majoritairement contrôlées par la présence des discontinuités (failles, diaclase, familles de fractures, etc...). De plus, toutes les méthodes présentement acceptées pour la conception des fondations, des pentes et des excavations souterraines en massifs rocheux requièrent de l'information sur les discontinuités sous une forme ou sous une autre (Brady et Brown, 1985).

L'effet des discontinuités s'expliquent sur la base de deux besoins de conception. Premièrement, l'étude des discontinuités permet de bien comprendre le contexte géomécanique actuel du site à l'étude. Elle permet de planifier des ouvrages dans des massifs rocheux tout en assurant la sécurité des travailleurs et de la population. Deuxièmement, l'étude des discontinuités permet d'avoir des indications sur l'histoire tectonique d'une région donnée (l'état des contraintes dans le temps, les différentes phases de déformation, ...).

L'identification du mode de rupture des pentes rocheuses est une étape

fondamentale pour effectuer une analyse de stabilité crédible. En effet, une discontinuité continue orientée de façon défavorable ou un groupe de discontinuités adjacent à une face rocheuse qui est sujette à des niveaux de faible contrainte peut causer la chute d'un bloc ou un effondrement complet de cette face rocheuse. Cette chute de blocs peut se produire par différents mécanismes tels que: la rupture sur un plan, la rupture en dièdre, le basculement de blocs et de colonnes.

Afin de prendre en compte l'effet des discontinuités dans le comportement des massifs rocheux et la stabilité de pentes rocheuses. Des systèmes de classification géomécanique, les calculs d'équilibre limite et l'analyse cinématique, il existe également des méthodes numériques. Sont les principales méthodes utilisées dans la littérature géo-minière, chaque méthode présente des avantages et des inconvénients (Eberhardt, 2004 ; Palmstrom et Broch, 2006 ; Pantelidis, 2009; Alejano, 2011 ; Kulatilake et al., 2012 ; Ulusay et al., 2013) .

Ce travail de thèse a donc pour objectif d'analyser les conditions susceptibles

de provoquer le développement des divers modes de rupture dans la carrière de Djebel Gutsar, avec la compilation la plus efficace de ces méthodes dans un processus multi-étape à l'aide d'une approche combiné : empirique, géométrique, statistique, géomécanique et numérique ont été utilisées.

Le plan de cette thèse se présente en six chapitres principaux.

- Nous présenterons, dans le premier chapitre, une étude bibliographique concernant une description de la structure géométrique des massifs rocheux, il présente aussi les notions relatives à la matrice rocheuse. La structure géométrique des discontinuités et leur comportement mécanique sont traités.
- Le deuxième chapitre présente une revue des concepts généraux entourant l'analyse de stabilité des pentes et présentant diverses méthodes de calculs pour des instabilités structurales, les critères de conception permettant d'estimer l'acceptabilité d'un design sont aussi abordés.

- Le troisième chapitre est consacré à la présentation des méthodes de classification des massifs rocheux des méthodes empiriques les plus utilisées dans le domaine minier. Nous présenterons aussi les différentes corrélations existant entre leurs indices et les paramètres mécaniques des massifs rocheux.
- Le quatrième chapitre présente le contexte géologique régional et local du massif rocheux de Djebel Gustar, ainsi que la répartition des calcaires et les dolomies dans la de la wilaya de Sétif.
- Le cinquième chapitre fait l'objet d'un traitement statistique des différents paramètres géométriques des discontinuités. En suite, nous présenterons les résultats des classifications géomécaniques qui feront l'objet d'une analyse de stabilité de pente du talus de la carrière.
- Le sixième chapitre est consacré à l'identification du potentiel d'instabilité selon les modes de rupture possibles par une analyse cinématique et une analyse à l'équilibre limite. A la fin de ce chapitre une application directe de la méthode des éléments finis sera effectuée, en vue de valider les résultats trouvés par les approches précédentes.

I.1 Introduction

L'étude de la stabilité des massifs rocheux pour la conception et la construction des ouvrages au rocher a clairement une importance majeure. Pour cela, la structure des massifs rocheux et leur comportement mécanique en présence des ouvrages nécessitent d'être étudiés.

Ce chapitre présente dans un premier temps les notions relatives à la matrice rocheuse. Les paramètres géométriques des discontinuités et le comportement des discontinuités rocheuses sous chargement normal et cisaillement ainsi que de leur ordre de grandeur sont traités.

I.2 Structure des massifs rocheux

Une des caractéristiques fondamentales des roches et des massifs est qu'à différentes échelles, du "micro" au "macro", ils sont constitués de matériaux "intacts", séparés par des discontinuités. En règle générale, on considère la succession suivante (Calembert et al. 1981) :

- minéraux, considérés comme éléments de base, postulés non affectés de discontinuités ;
- matériaux rocheux constitués de minéraux séparés par des microdiscontinuités ;
- massifs rocheux constitués de matériaux rocheux séparés par les macrodiscontinuités.

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

En mécanique des roches, le terme *discontinuité* désigne toute interruption des propriétés mécaniques ou physiques dans la *matrice rocheuse*. Il s'agit souvent d'une dégradation des propriétés mécaniques sur des zones de très faible épaisseur. L'étude d'un *massif rocheux* fracturé nécessite donc une caractérisation de la *matrice rocheuse*, ainsi que celle des *discontinuités*.

I.3 Matrice rocheuse

La matrice rocheuse est définie comme un volume de roche intacte qui possède des propriétés homogènes et non coupé par des discontinuités discrètes et isolées. La matrice rocheuse fait ainsi référence aux blocs non-fracturés situés entre les discontinuités structurales. En fonction des caractéristiques du massif rocheux et de son histoire géologique, la taille de ces blocs peut varier de quelques millimètres à plusieurs mètres.

Il existe plusieurs méthodes de classification des roches. Le plus souvent, on les classe en fonction de leur origine géologique.

I.4 Critères de rupture de la roche

Le critère de rupture de la roche est une relation entre les différentes composantes du tenseur de contraintes il permet de prédire la résistance à la rupture du matériau sous différentes conditions de chargement. Notons que pour un milieu saturé, ce sont les contraintes effectives qui déterminent le comportement contrainte-déformation de la roche, il faut donc écrire ces critères de résistance à l'aide des contraintes effectives.

Pour les roches, la contrainte principale intermédiaire σ_2 a moins d'influence sur la résistance que la contrainte principale mineure σ_3 , tous les critères utilisés dans la pratique sont réduits sous forme :

$$\sigma_1 = f(\sigma_3) \quad (1)$$

Compte tenu du caractère frottant de la résistance des roches, il est commode d'écrire les critères en termes de contrainte tangentielle τ et de la contrainte normale σ_n :

$$\tau = f(\sigma_n) \quad (2)$$

Nous présentons ci-après deux critères classiques usuels pour prédire la résistance au pic des roches saines : le critère Mohr-Coulomb et le critère Hoek-Brown. Plusieurs autres critères de rupture ont été proposés en se basant sur des essais au laboratoire sur des échantillons de roche intacte ou en utilisant des indices des systèmes de classification rocheuse. Citons par exemple Fairhurst (1964), Bieniawski (1974).

Le critère linéaire de Mohr-Coulomb est la combinaison de deux approches : relation linéaire entre les contraintes normale et tangentielle de Coulomb (Coulomb 1976, cité par Brady et Brown 2004) et expression du critère comme enveloppe des cercles de Mohr. Ce critère peut être écrit sous une forme linéaire des contraintes :

$$\tau \leq \tau_{\max} = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3)$$

Avec τ la contrainte tangentielle et σ_n la contrainte normale au plan de rupture ; c la cohésion sur une unité de surface ; φ l'angle de frottement interne.

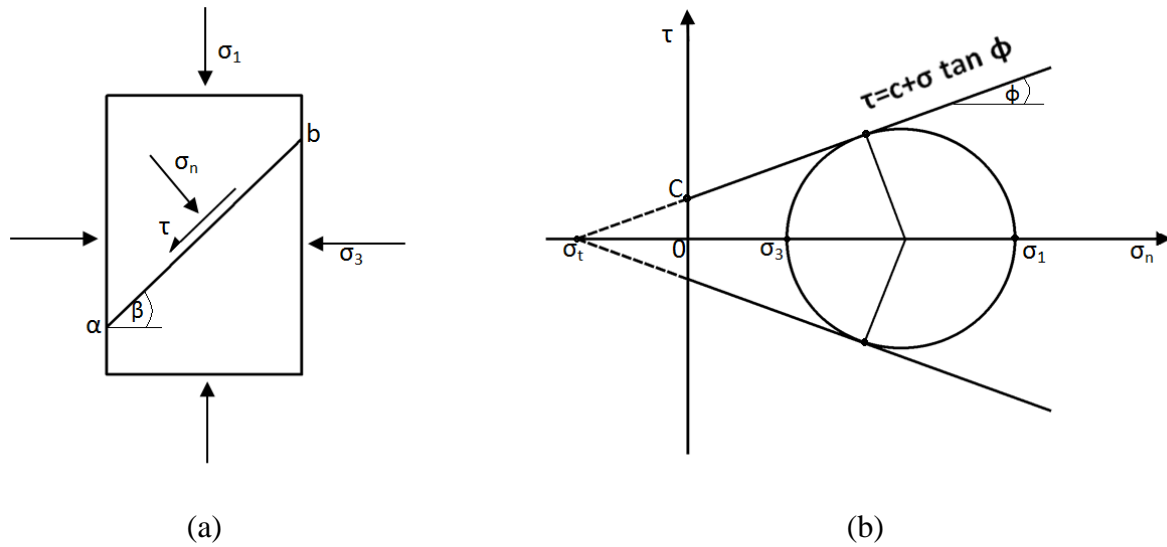


Figure 1.1 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb, (a)- Plan de rupture en cisaillement ab, β est l'inclinaison du plan de rupture par rapport à la contrainte principale mineure; (b)- Enveloppe de rupture représentée dans le plan des contraintes normale et tangentielle.

La formulation mathématique du critère de Mohr-Coulomb peut être écrite dans le plan des contraintes principales sous la forme :

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \sigma_3 + 2c \frac{\cos \phi}{1 - \sin \phi} \quad (4)$$

L'équation (4) peut être re-écrite encore une fois sous une autre forme:

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + \sigma_c \quad (5)$$

Le rapport $k = (1 + \sin \phi) / (1 - \sin \phi)$ représente la pente de la courbe des contraintes principales $\sigma_1 = f(\sigma_3)$ et permet de calculer l'angle de frottement et la cohésion:

$$\sin \phi = \frac{k - 1}{k + 1} \quad (6)$$

$$C = \frac{1 - \sin \phi}{2 \cos \phi} \sigma_c \quad (7)$$

Le critère de Mohr Coulomb est adapté pour décrire la résistance au cisaillement des roches. Sa forme linéaire limite son application à des contraintes de confinement peu élevées. Une généralisation à une forme non linéaire a été proposée par Hoek et Brown (1980). En 1980,

Hoek et Brown ont proposé une relation entre les contraintes principales maximum et minimum pour déterminer la résistance des roches intactes et des massifs rocheux en conditions isotropes. Elle est établie à partir des résultats d'une étude sur la rupture fragile des roches intactes de Hoek et d'une étude de modélisation sur le comportement des massifs rocheux de Brown. Le critère a été ensuite mis à jour et régulièrement modifié (1983, 1988, 1992, 1995, 1997, 2001 et 2002).

I.5 Discontinuités

Une discontinuité est définie comme étant toute cassure mécanique ou fracture ayant une résistance en tension négligeable dans une roche (Priest, 1993). Il est important de distinguer entre les discontinuités naturelles, qui ont une origine géologique et les discontinuités artificielles qui sont créées par des activités humaines comme l'excavation d'un massif rocheux. Bien que les discontinuités aient souvent une géométrie irrégulière ou ondulée, il y a généralement une échelle à laquelle la surface totale ou une partie de cette surface est suffisamment plane pour qu'elle soit représentée par une seule valeur d'orientation (Priest, 1993).

I.5.1 Propriétés géométriques des discontinuités

Dans cette section nous passons en revue les principales caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux tel qu'illustré (figure 1.2) et décrit par Wyllie et Mah (2004) :

- **Type de roche** : Le type de roche est défini par son origine qui peut être sédimentaire, ignée ou métamorphique.
- **Type de discontinuité** : Les types de discontinuité s'étendent des joints de tension de longueur limitée à des failles pouvant atteindre plusieurs kilomètres.
- **Orientation** : L'orientation d'une discontinuité est définie par la direction de pendage et le pendage. La direction du pendage est l'orientation de la droite ayant la pente la plus raide dans le plan de la discontinuité et le pendage est l'angle que cette droite fait avec le plan horizontal.
- **Espacement** : C'est la distance entre les intersections de deux discontinuités adjacentes, mesurée le long d'une traverse. La fréquence est quant à elle définie comme étant le nombre de discontinuités interceptées le long d'une ligne d'échantillonnage (traverse) de longueur unitaire. La méthode la plus adéquate afin

d'estimer la fréquence des discontinuités est d'inverser la valeur d'espacement obtenue le long d'une ligne échantillonnage (Priest, 1993).

- **Persistence** : C'est la mesure de la longueur continue ou de la surface d'une discontinuité. La longueur des traces des discontinuités est la seule quantification possible de la dimension des discontinuités sur le terrain.

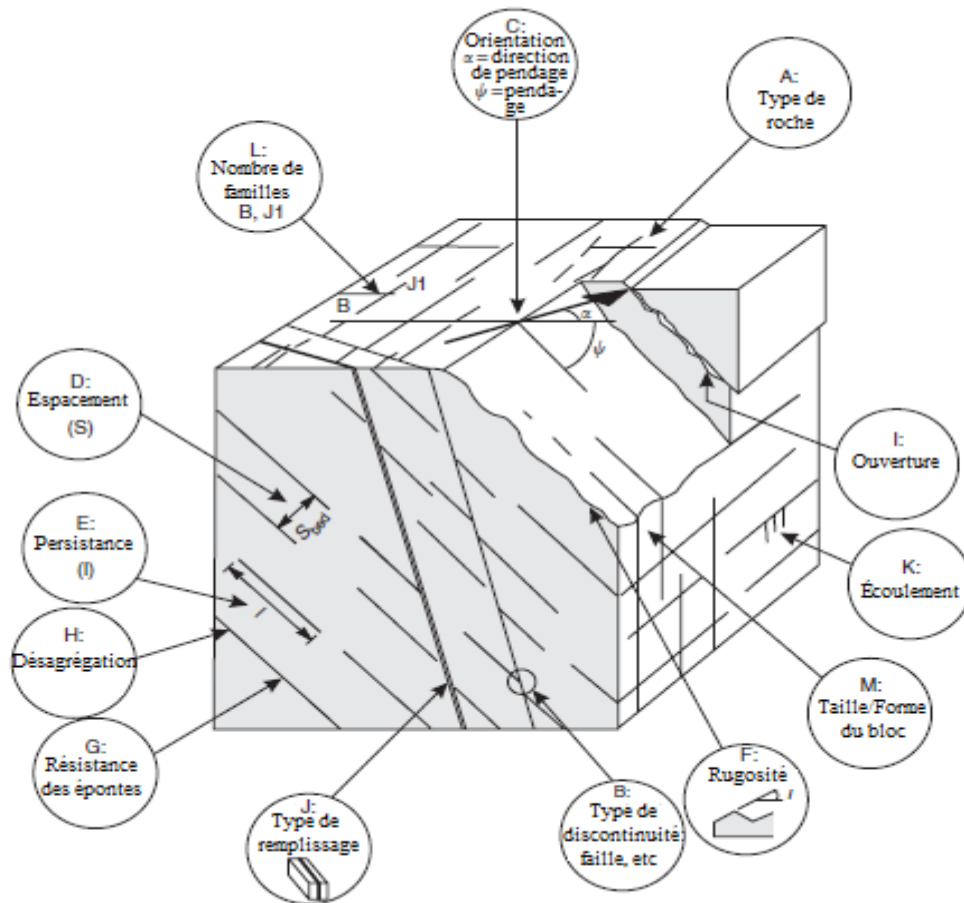


Figure 1.2: Caractéristiques des discontinuités dans un massif rocheux; traduit de Wyllie et Mah (2004)

- **Rugosité** : La rugosité d'une surface de discontinuité est souvent un élément important en matière de résistance au cisaillement, en particulier là où la discontinuité est sans déplacement et imbriquée. La rugosité devient moins importante lorsque la discontinuité est remplie.
- **Résistance des épontes** : La résistance de la roche formant les parois des discontinuités influence la résistance au cisaillement des surfaces rugueuses. Lorsque des contraintes élevées, par rapport à la résistance des épontes, sont générées à des points de contact locaux durant le cisaillement, les aspérités seront broyées ou

cisaillées et conduiront à une réduction de la composante relative à la rugosité de l'angle de frottement.

- **Désagrégation** : La désagrégation contribue à la réduction de la résistance de cisaillement des discontinuités et du massif rocheux.
- **Ouverture** : C'est la distance perpendiculaire séparant deux épontes adjacentes d'une discontinuité ouverte.
- **Type de remplissage** : C'est le matériau séparant les épontes adjacentes d'une discontinuité.
- **Écoulement** : L'emplacement de l'infiltration de discontinuités fournit des informations sur l'ouverture parce que le débit des eaux souterraines se concentre presque entièrement dans les discontinuités (perméabilité secondaire).
- **Nombre de familles de discontinuités** : Une famille de discontinuités consiste en un ensemble de discontinuités parallèles ou subparallèles. La projection stéréographique est une représentation graphique en deux dimensions de données géologiques structurales. Hudson et Harrison (1997) discutent de la méthodologie d'analyse stéréographique. Cette dernière permet de distinguer les discontinuités d'une famille avec des discontinuités aléatoires. Elle peut être utilisée de façon manuelle ou à l'aide de logiciel commerciaux tel que DIPS V5.1 (Rocscience, 2004). L'analyse de la projection stéréographique permet de déterminer le nombre de familles de fractures ainsi que l'orientation des pôles moyens de chaque famille de discontinuités identifiée. Une fois que les fractures sont regroupées en familles, les valeurs moyennes de pendage et de direction de pendage et leurs fonctions de densité probabiliste peuvent être déterminées.

I.5.2 Comportement mécanique des discontinuités

La description analytique du comportement mécanique des discontinuités est principalement basée sur des essais de compression et de cisaillement réalisés en laboratoire dans des conditions contrôlées, ou encore sur des essais *In situ*.

La dépendance du comportement mécanique de discontinuités rocheux vis à vis de leurs caractéristiques morphologiques. Cette dépendance demande une connaissance de la géométrie des surfaces de fracture afin de mieux comprendre leur comportement en cisaillement.

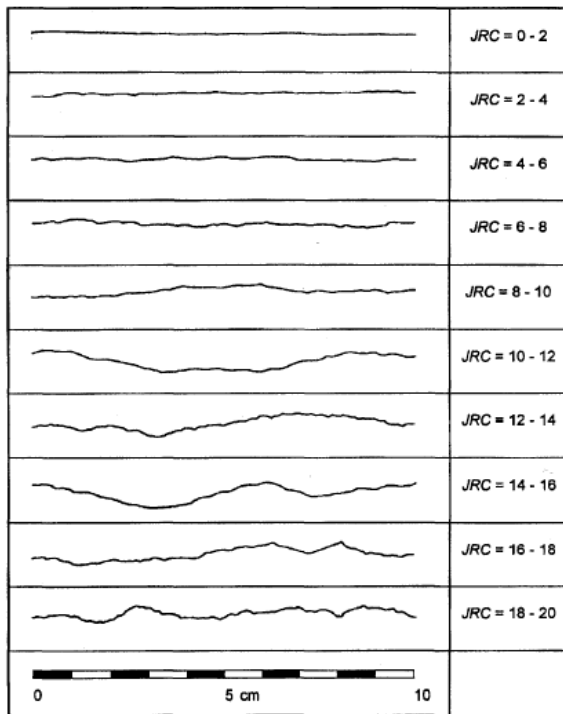
Une description du comportement mécanique sous chargement normal et en cisaillement avec différents chemins de sollicitation sera donnée dans ce qui suit.

I.5.2.1 Morphologie de discontinuités rocheuse

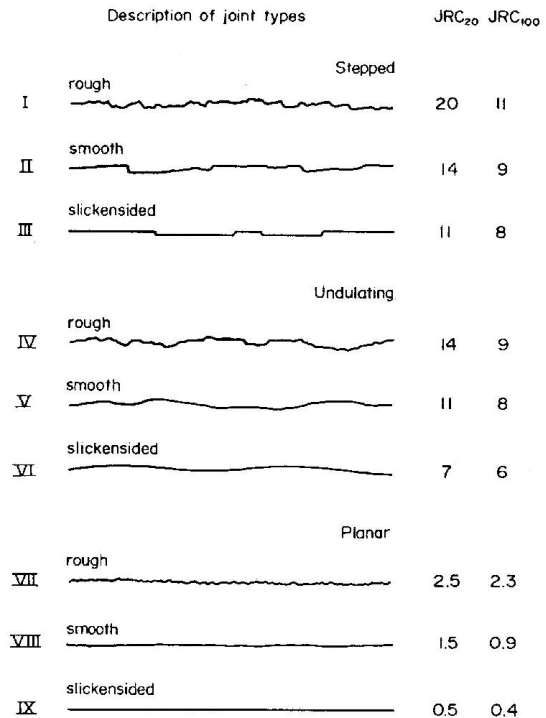
La morphologie de discontinuités dépend de la nature de la roche (minéralogie, conditions de dépôt...) et de son histoire (formation, présence d'eau, recristallisations secondaires, etc.). Elle est définie par la rugosité qui désigne une irrégularité de la surface par rapport à son plan de référence. En d'autres termes, la rugosité d'une discontinuité peut être caractérisée par une ondulation (des ondulations à grande échelle qui, si elles sont emboîtées et en contact, provoquent la dilatance au cours du déplacement de cisaillement car elles sont trop grandes pour être cisillées) et des aspérités (des irrégularités à petite échelle qui peuvent être endommagées au cours du déplacement de cisaillement, ou au moins, qui peuvent produire une dilatance à cette petite échelle, sous un niveau de contrainte normale faible). En pratique, l'ondulation affecte la direction initiale du déplacement de cisaillement par rapport au plan de référence de discontinuité, tandis que les aspérités influent sur la résistance de cisaillement (ISRM 1978).

La méthode la plus simple pour caractériser la rugosité est l'inspection visuelle, La surface est comparée avec des profils types et la valeur descriptive du profil qui correspond mieux à la surface observée est choisie. Bien que cette méthode est encore utilisée très largement pour estimer la rugosité des discontinuités rocheuses. Barton et Choubey (1977) ont proposé des profils types de rugosité (figure 1.3.a). Le JRC est une mesure quantitative de la rugosité, variant de 0 pour une surface plane et lisse à 20 pour une surface très rugueuse. Le JRC (un nombre) est obtenu en comparant directement le profil de la surface réelle avec le profil type dans le diagramme. La Commission ISRM (1978) a suggéré également une nomenclature, illustrée dans la figure 1.3.b, pour décrire les rugosités à l'échelle métrique en trois classes types et à l'échelle centimétrique en trois sous-classes.

L'influence des caractéristiques morphologiques de surfaces de discontinuités sur le comportement mécanique a été décrite par plusieurs auteurs, par exemple Patton (1966), Ladanyi et Archambault (1969), Barton (1973).



(a)



(b)

Figure 1.3 : Profils typiques de rugosité (a)- valeurs de JRC correspondantes (Barton et Choubey 1977) ; (b)- la longueur des profils varie entre 1 et 10 m (ISRM 1978).

1.5.2.2 Discontinuité soumise à une contrainte normale

Les résultats expérimentaux sur une large gamme de discontinuités rocheuses naturelles et non-remplies montrent que le comportement de ce type de discontinuité sous un chargement normal et répétitif est fortement non-linéaire avec une forme hyperbolique (Bandis *et al.* 1983). La figure 2.4 montre un exemple caractéristique de ce comportement.

Dans ce type d'essai, la discontinuité est soumise à une contrainte normale au plan de la discontinuité qui tend à la fermer. La relation entre la contrainte normale et le déplacement normal u_n avec l'augmentation de la charge appliquée : à partir d'une valeur initiale faible, la raideur croît vers la rigidité de la roche intacte (figure 1.4).

Les courbes expérimentales montrent une augmentation rapide de la raideur normale k_n (pente de la courbe $(\sigma_n - u_n)$).

À la décharge et pour les premiers cycles de charge-décharge, un effet d'hystérésis est observé, qui dépend essentiellement de l'ouverture initiale du joint. Les essais de charge-décharge montrent que :

- les courbes de charge-décharge se superposent après quelques cycles;

- la fermeture du joint se stabilise à une valeur limite V_m , appelée fermeture maximale des discontinuités;
- fermeture maximale des discontinuités V_m croît quand la résistance à la compression simple de la roche diminue;
- après déchargement, une fermeture normale permanente a été observée.

L'ensemble de ces observations conduit souvent à une formulation hyperbolique de la loi du comportement normal des joints (Berest, 2000). Une étude au laboratoire du comportement d'une discontinuité en compression simple (Billiaux et al, 1984) a donnée la même allure de la courbe contrainte normale-déplacement normal. Lors du premier cycle de chargement-déchargement, une fermeture irréversible importante a été constatée. Cette fermeture ne s'accroît pas dans les cycles suivants pour lesquels le comportement est élastique, bien qu'un léger effet d'hystérésis subsiste. Cette fermeture correspond à la fermeture résiduelle.

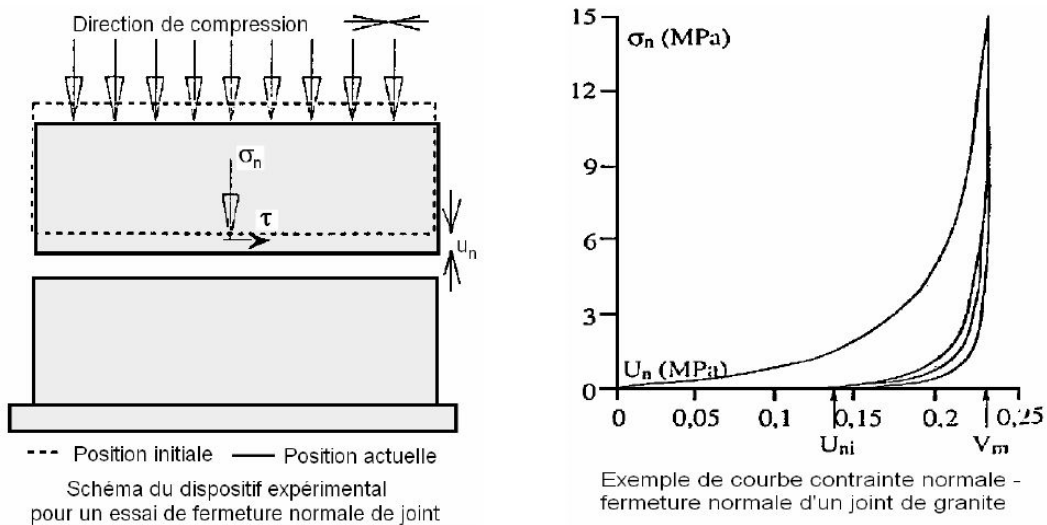


Figure 1.4 : Dispositif expérimental et courbe d'un essai de fermeture normale de joint (Tiré de Berest, 2000)

I.5.2.3 Discontinuité soumise à une contrainte de cisaillement

L'instabilité d'un massif rocheux fracturé est souvent marquée par la rupture en cisaillement des discontinuités. La résistance au cisaillement est gérée par la nature des épontes, la présence d'eau et l'état des aspérités ; en particulier leur degré d'altération, leur rugosité et leur degré d'imbrication. Dans ce paragraphe, nous présentons les observations

expérimentales, les critères de ruptures les plus employés dans la littérature et la formulation mathématique modélisant la déformation des joints en cisaillement.

La figure 1.5 montre un exemple typique de comportement des discontinuités rocheuses pendant un essai de cisaillement à contrainte normale imposée. Sur la courbe « contrainte de cisaillement – déplacement tangentiel », on peut distinguer les aspects clés du comportement. Dans la première partie de la courbe, on observe un comportement élastique linéaire pour lequel la raideur tangentielle de la fracture k_s peut être déterminée. Au-delà de cette partie, la contrainte tangentielle augmente moins vite avec le déplacement à cause du développement progressif de la dégradation des aspérités de la discontinuité. Cette partie est simultanée avec une dilatance croissante. On atteint alors un maximum qui correspond à la résistance de pic, τ_p de la discontinuité. Ce point coïncide avec la valeur maximale de l'angle de dilatance i_p . La dilatance traduit l'ouverture induite par les déplacements relatifs tangentiels plastiques. Au-delà de cette résistance, la contrainte tangentielle décroît plus ou moins fortement pour atteindre un palier caractérisant la résistance résiduelle τ_r .

Notons que la raideur tangentielle, la résistance de pic et la résistance résiduelle sont des fonctions croissantes de la contrainte normale appliquée sur l'échantillon cisailé.

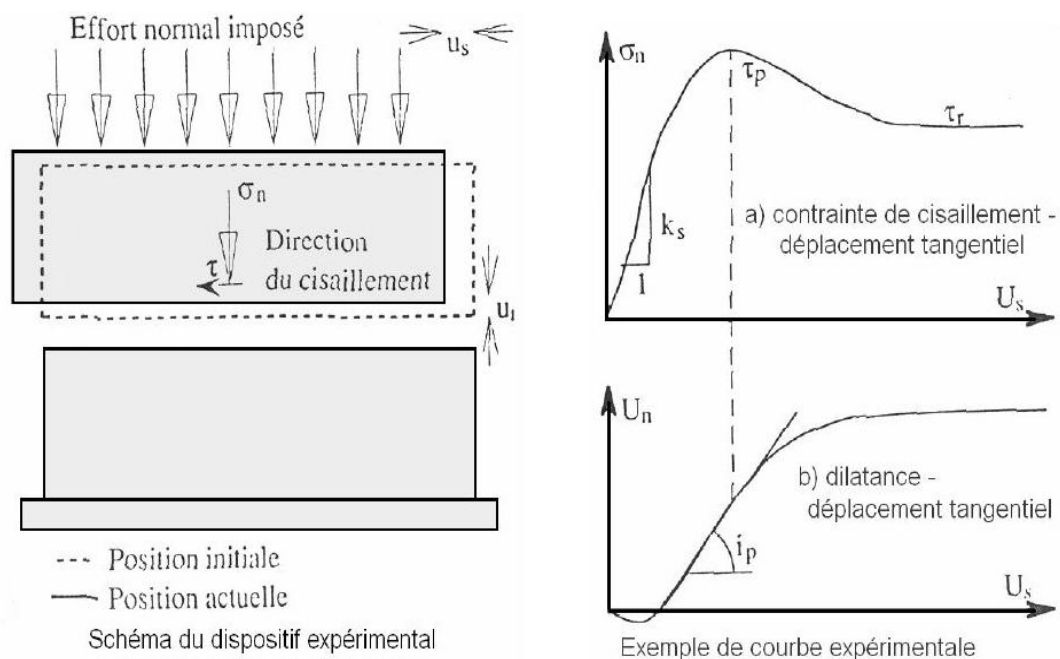


Figure 1.5: schématisation du dispositif expérimental pour un essai de cisaillement (tiré de Berest, 2000).

a) Discontinuité lisse et à aspérités régulières

Initialement introduite dans le modèle de Patton (1966). Ce modèle permet de prédire la résistance au cisaillement d'une surface de joint qui se compose de : i) la résistance au frottement résultant du glissement entre deux surfaces lisse et ii) la résistance de glissement ou de cisaillement des aspérités de surfaces. La première composante est liée à une constante propre au matériau, l'angle de frottement de base ϕ_b . La deuxième est un paramètre géométrique dont la grandeur dépend des caractéristiques de la surface telle que la rugosité et l'angle de dilatance i , (figure 1.6).

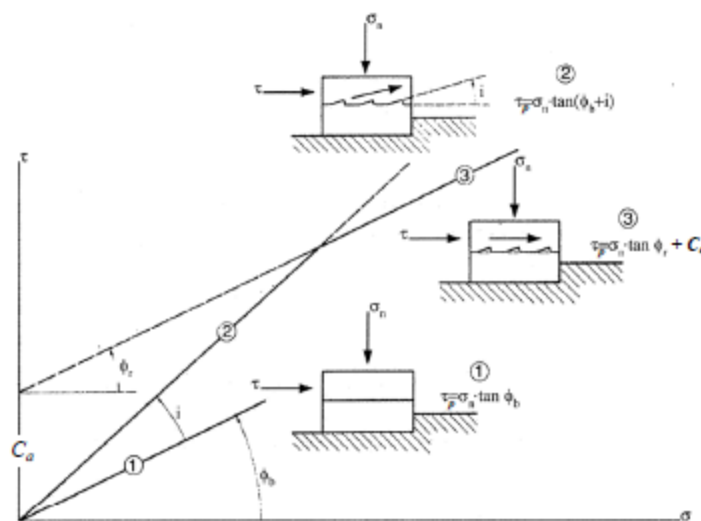


Figure 1.6 : Critère bilinéaire de Patton pour la résistance des discontinuités rocheuses aux formes d'aspérités multiples (Patton, 1966).

Dans l'équation de Patton, l'angle de frottement de base a été pris égal à l'angle de frottement résiduel ϕ_r , qui peut être pourtant différent pour les discontinuités selon la nature de la roche. L'hypothèse d'une discontinuité lisse implique que la rupture se produit uniquement au niveau de la discontinuité sans aucune intervention de la matrice rocheuse. La rupture est souvent régie par le critère de Coulomb. Le champ d'application de ce critère est assez large. Il s'emploie aussi bien pour les joints que pour les roches. Les paramètres intrinsèques de ce critère sont définis par une cohésion de base c_b qui est souvent nul et un angle de frottement interne de base ϕ_b .

Le comportement du joint entre dans une phase plastique si l'équation suivante est vérifiée :

$$\tau \geq c_b + \sigma_n \operatorname{tg}(\phi_b) \quad (8)$$

Si la contrainte de cisaillement est nulle, alors quelle que soit la valeur de la contrainte normale de compression ($\sigma_n > 0$), le joint ne se plastifie pas. Par contre si σ_n désigne une contrainte de traction ($\sigma_n < 0$) alors la plastification de la discontinuité se produit pour une contrainte normale :

$$\sigma_{ij} \geq \frac{-c_b}{\text{tg } \phi_b} \quad (9)$$

En se basant sur un grand nombre de références, Barton et Choubey (1977) ont établi le tableau 1.1 qui précise une plage de variation de ϕ_b en fonction de l'état du joint (sec ou mouillé). Les valeurs numériques qui y existent varient entre 21° et 38° . Quant à la cohésion, elle est très faible voire nulle.

Tableau 1.1: Angle de frottement interne de base ϕ_b ($^\circ$) pour divers joints lisses non-altérés (Barton et Choubey(1977))

Rock type	Moisture Condition	Basic friction angle ϕ_b ($^\circ$)
A. Sedimentary Rocks		
Sandstone	Dry	26-35
Sandstone	Wet	25-33
Sandstone	Wet	29
Sandstone	Dry	31-33
Sandstone	Dry	32-34
Sandstone	Wet	31-34
Sandstone	Wet	33
Shale	Wet	27
Siltstone	Wet	31
Siltstone	Dry	31-33
Siltstone	Wet	27- 31
Conglomerate	Dry	35
Chalk	Wet	30
Limestone	Dry	31-37
Limestone	Wet	27-35

L'ISRM (1978) a arrangé les valeurs de l'angle de frottement interne des joints suivant des classes illustrées dans le tableau 1.2 indiquant une valeur minimale de 15° pour les joints très faibles et une valeur maximale de 45° pour les joints très forts.

Tableau 1.2 : Classification de l'angle de frottement interne des discontinuités (ISRM [1978])

Intervalle	Description
$>45^\circ$	Très élevée
35-45 $^\circ$	Elevée
25-35 $^\circ$	Moyenne
15-25 $^\circ$	Faible
$<15^\circ$	Très faible

Une discontinuité irrégulière ne se comporte pas de la même manière qu'une discontinuité lisse; son comportement est plus compliqué. Cela est dû à une panoplie de facteurs, parmi lesquels on peut citer : la géométrie et l'état d'altération des aspérités, l'épaisseur et la nature des matériaux de remplissage, l'état des contraintes initiales et la contrainte normale appliquée au moment de cisaillement, l'histoire des déplacements au niveau du joint, la vitesse imposée de cisaillement et la teneur en eau du matériau de remplissage.

En revanche, si le joint est rugueux, un déplacement normal additif est (figure 1.7.c) provoqué par la contrainte de cisaillement. La dilatance d'un joint ou l'augmentation de la fermeture du joint soumis à une contrainte de cisaillement se caractérisent par ce phénomène. Cette fermeture a une valeur maximale constante lorsque la contrainte de cisaillement atteint sa résistance résiduelle τ_r . Panet et al. (1976) décrit en détail le phénomène de cisaillement dans le cas d'une discontinuité à aspérités irrégulières en s'appuyant sur les travaux de Patton, l'un des pionniers ayant introduit la notion de la dilatance pour les discontinuités. Pour des faibles valeurs de l'effort normal, le mouvement se produit en fonction de l'inclinaison de l'aspérité d'où l'apparition de la dilatance. Quant à la rupture des aspérités, elle est suivie d'une continuité du mouvement dans la direction moyenne de la discontinuité. Concernant des valeurs élevées de la contrainte normale, la rupture des aspérités se produit au début de l'essai de cisaillement. Patton (1966) a suggéré un critère de rupture ou critère bilinéaire, il s'agit de deux droites (figure 1.7.d) définissant la courbe intrinsèque Γ_p de la résistance au pic.

Si la contrainte normale σ_n est supérieure à σ_{na} (contrainte de transition entre le mode de glissement à travers les aspérités et la rupture à travers la matrice de ces aspérités), alors la rupture se produit suivant le critère de Mohr-Coulomb.

$$\tau_p = c_a + \sigma_n \tan(\varphi_r) \quad \text{Si} \quad \sigma_n \geq \sigma_{na} \quad (10)$$

Avec τ_p : la résistance au pic, σ_n : la contrainte normale, φ_r : l'angle de frottement résiduel et c_a : est une cohésion apparente obtenue graphiquement par la formule suivante :

$$c_a = \sigma_{na} [\tan(\varphi_r + i) - \tan(\varphi_r)] \quad (11)$$

i étant l'angle que font les aspérités avec la direction du cisaillement.

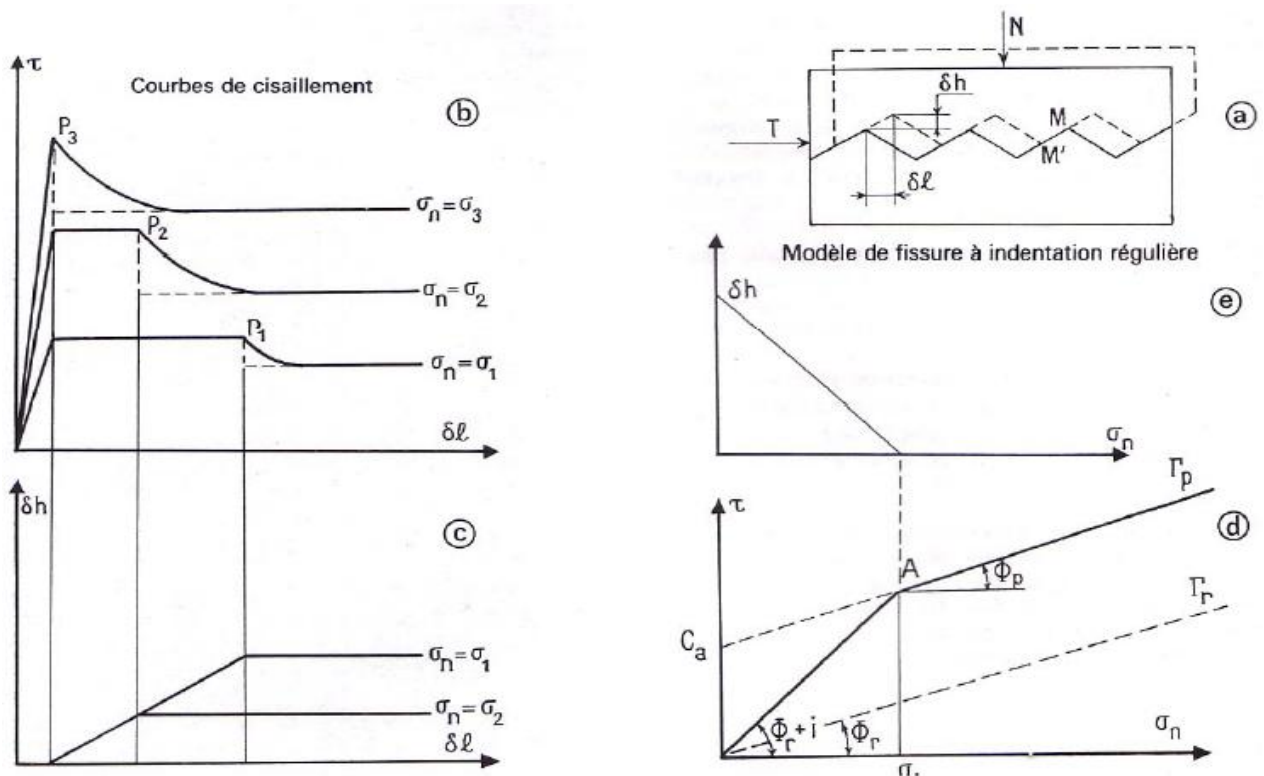


Figure 1.7 : Cisaillement d'une discontinuité à aspérité régulière selon Patton (1966). a) modèle, b) et c) courbes de cisaillement : effort tangentiel et dilatance en fonction du déplacement tangentiel, d) critère de rupture au pic (bilinéaire) et critère résiduel, e) dilatance en fonction de la contrainte normale (Panet et al. (1976)).

Si dans cette phase la contrainte normale est inférieure à σ_{na} , l'expression de la rupture au pic aura la même forme que celle d'un joint lisse tout en substituant φ_b par φ_{b+i} .

$$\tau = \sigma_n [\tan(\varphi_r + i)] \quad \text{Si} \quad \sigma_n < \sigma_{na} \quad (12)$$

La résistance résiduelle est représentée par la courbe Γ_r (figure 2.8.d) et s'exprime sous la forme :

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\varphi_r) \quad (13)$$

On observe une légère différence entre l'angle de frottement de base φ_b et l'angle de frottement résiduel. Des ordres de grandeur des paramètres de pic et des paramètres résiduels des discontinuités sont présentés avec précision dans le tableau 1.3. L'état d'altération des épontes constitue la base sur laquelle il faut choisir entre ces deux paramètres.

Tableau 1.3 : paramètres de pic et résiduel d'un joint cisailé (Barton (1973))

Rock	Description	Peak		Residual	
		c_p (MPa)	φ_p (°)	c_r (MPa)	φ_r (°)
Basalt	Clayey basaltic breccia, wide variation from clay to basalt content	0.24	42		
Bentonite	Bentonite seam in chalk	0.015	7.5		
	Thin layers	0.09-0.12	12-17		
Bentonitic shale	Triaxial tests	0.06-0.1	9-13		
	Triaxial tests	0-0.27	8.5-29		
	Direct shear tests			0.03	8.5
Clays	Over-consolidated, slips, joints and minor shears	0-0.18	12-18.5	0-0.003	10.5-16
Clay shale	Triaxial tests	0.06	32		
	Stratification surfaces			0	19-25
Coal measure rocks	Clay mylonite seams, 10 to 25 mm	0.012	16	0	11-11.5
Dolomite	Altered shale bed, ± 150 mm thick	0.04	14.5	0.02	17
Diorite, granodiorite and porphyry	Clay gouge (2% clay, $PI = 17\%$)	0	26.5		
Granite	Clay filled faults	0-0.1	24-45		
	Sandy loam fault filling	0.05	40		
	Tectonic shear zone, schistose and broken granites, disintegrated rock and gouge	0.24	42		
Greywacke	1-2 mm clay in bedding planes			0	21
Limestone	6 mm clay layer			0	13
	10-20 mm clay fillings	0.1	13-14		
	<1 mm clay filling	0.05-0.2	17-21		
Limestone, marl and lignites	Interbedded lignite layers	0.08	38		
	Lignite/marl contact	0.1	10		
Limestone	Marlaceous joints, 20 mm thick	0	25	0	15-24
Lignite	Layer between lignite and clay	0.014-.03	15-17.5		
Montmorillonite	80 mm seams of bentonite (montmorillonite) clay in chalk	0.36	14	0.08	11
Bentonite clay	100-15- mm thick clay filling	0.016-.02	7.5-11.5		
	Schists, quartzites and siliceous schists	0.03-0.08	32		
	Stratification with thin clay	0.61-0.74	41		
Slates	Stratification with thick clay	0.38	31		
	Finely laminated and altered	0.05	33		
Quartz / kaolin / pyrolusite	Remoulded triaxial tests	0.042-.09	36-38		

b) Discontinuité a aspérités irrégulières

Les aspérités d'une fracture naturelle se présentent souvent sous une forme géométrique irrégulière. Quant au mécanisme de cisaillement, il est similaire à celui d'une fracture présentant des aspérités régulières. Toutefois, c'est une inclinaison moyenne plus faible appelée d_{n0} , dépendant du niveau moyen des contraintes normales appliquées, qui détermine le déplacement initial et non pas l'inclinaison des aspérités les plus redressées.

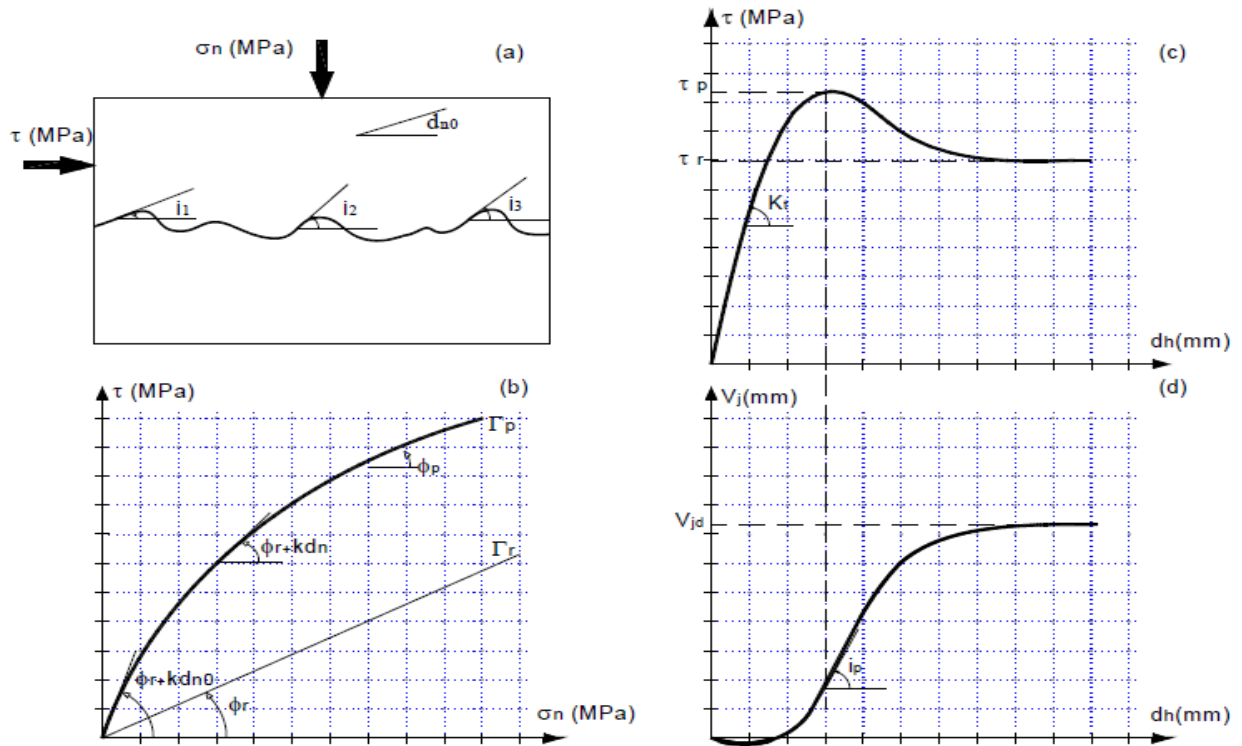


Figure 1.8 : Courbe de cisaillement d'une discontinuité naturelle à aspérités irrégulières. a) forme géométrique irrégulière des aspérités, b) critère de rupture (τ, σ_n), c) contrainte de cisaillement - déplacement transversal, d) courbe de dilatance : déplacement normal-déplacement transversal (Chalhoub, 2006).

D'après les essais empiriques, la résistance du pic τ_p d'une discontinuité est une fonction croissante et non linéaire de la contrainte normale σ_n , d'ailleurs, c'est la résistance à la compression simple des parois du joint et de l'angle de dilatance à la rupture d_n qui détermine cette grandeur. La relation de ces paramètres est ainsi représentée :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\varphi_r + k_{dn}) \quad (14)$$

Cette forme montre que k représente une constante par rapport à la nature et à la rugosité des épontes, d_n est une fonction décroissante de σ_n . Pour modéliser un tel critère, une multitude de formations ont été proposées par plusieurs auteurs. Parmi les travaux effectués dans ce sens, on peut citer ceux de Barton (1973-1976) dont la première version de son critère s'exprime ainsi :

$$\tau = \sigma_n \tan \left(\phi_b + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \quad (15)$$

Barton et Choubey (1977) ont suggéré une version plus adaptée de ce critère.

$$\tau_p = \sigma_n \tan \left(\phi_r + JRC \log_{10} \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) \right) \text{ pour } 1 \leq \frac{JCS}{\sigma_n} \leq 100 \quad (16)$$

$$\tau_p = \sigma_n \tan(70^\circ) \text{ Pour des faibles valeurs de } \sigma_n ; \frac{JCS}{\sigma_n} > 100 \quad (17)$$

Avec ϕ_r est l'angle de frottement résiduel, Barton et Choubey suggèrent que cette angle peut être estimée par :

$$\phi_r = (\phi_b - 20) + 20 \left(\frac{r}{R} \right) \quad (18)$$

Où r et R représentent respectivement le numéro de rebond du marteau de Schmidt sur le joint mouillé et altéré et sur le joint sec et non-altéré.

Pour ce qui est de la résistance du joint au cisaillement, après rupture des aspérités, la forme du critère conserve la forme de l'équation 13. Comme le révèle certaines observations, la résistance aux cisaillements est influencée par la forme géométrique du profil de la discontinuité après cisaillement, en plus de la nature du matériau de remplissage des épontes. Il s'agit dans ce cas, d'une résistance finale au frottement (Krahn et Morgenstern (1979)).

c) Effet du matériau de remplissage sur les propriétés mécanique d'une discontinuité

Dans ce paragraphe nous exposons, la variation de certains paramètres mécaniques de la discontinuité en fonction des propriétés géométriques et mécaniques du matériau de remplissage et des aspérités.

Le tableau 1.4 montre une description qualitative du comportement mécanique d'un joint selon sa nature géologique.

Tableau 1.4 : Principaux types de matériaux de remplissage des discontinuités rocheuses et leurs propriétés (cité par Palmström (1995))

Type of mineral filling	Properties
Chlorite, talc, graphite	Very low friction materials, in particular when wet.
Inactive clay material	Weak, cohesion materials with low friction.
Swelling clay	Exhibits both a very low friction and swell with loss of strength because of swelling together with considerable swelling pressure when confined.
Calcite	May, particularly when being porous or flaky, dissolve during the lifetime of a construction in rock, which reduces its contribution to the strength of the rock mass.
Gypsum	May behave in the same way as calcite.
Sandy or silty materials	Cohesionless, frictional materials. A special occurrence of these are the thicker fillings of altered or crushed materials being cohesionless (sand-like) materials which may turn or flow immediately after exposure by excavation.
Epidote or quartz	May cause healing or welding of joint, resulting in an increased shear strength other hard materials of the joint.

Bien que les discontinuités sont modélisées par des éléments minces et de moindre importance, l'épaisseur du matériau de remplissage est primordiale dans la variation de la résistance de pic τ_p . Plusieurs recherches ont été consacrées à cette grandeur, effectuées par Barton (1976), Ladanyi et Archambault (1977), Lama (1978), Howing et Kutter (1985) et Papaliangas et al. (1993), entre autres. Nombre d'essais sur des joints artificiels pour tester l'effet de l'épaisseur sur la résistance au pic, ont été effectués par Lama (1978) et ont abouti, pour des échantillons analysés, à l'expression suivante :

$$\tau_p = 7.25 + 0.46\sigma_n - 0.3\ln(e)\sigma_n^{0.745} \quad (19)$$

Dans le cas où l'épaisseur du matériau de remplissage est représentée par $e(mm)$, τ_p et σ_n sont exprimés en KPa . L'équation 19 n'est pas influencée par la morphologie puisque les essais effectués par Lama (1978) ont concerné des joints artificiels d'identique morphologie et de forte teneur en argile. L'équation 19 montre que τ_p est une fonction décroissante de e et croissante de σ_n . Une étude ultérieure effectuée par Papaliangas et al. (1993) venait développer celle de Lama (1978) en y ajoutant l'amplitude de la rugosité a de la discontinuité (figure 2.10.a). Leur étude montre que τ_p et τ_r demeurent stables (figure 1.9.b) au delà d'une certaine valeur du rapport $e/a (>1)$.

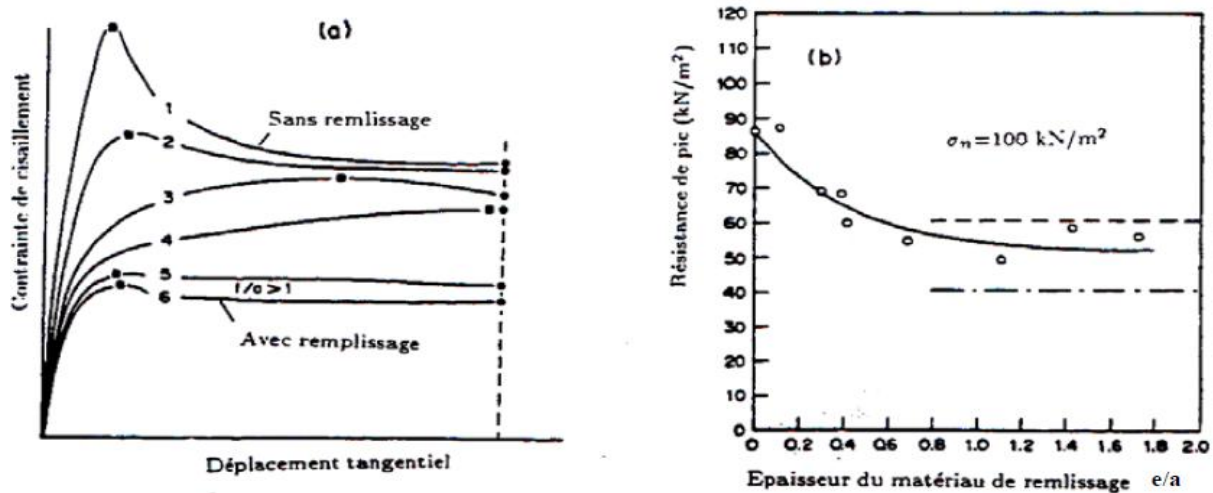


Figure 1.9 : Effet du matériau de remplissage sur la résistance au pic d'une discontinuité. a) courbes contrainte-déplacement, b) variation de la résistance au pic en fonction de l'épaisseur du matériau de remplissage (Papaliangus et al. (1993)).

Une étude paramétrique de référence établie par Marache et al. (2001) a été conduite pour investiguer l'impact des propriétés mécaniques du matériau entourant la discontinuité (bulk material) et les aspérités sur la raideur tangentielle. Cette grandeur dépend du rapport relatif des modules de déformation des aspérités et du matériau de bulk, du pourcentage des surfaces de contact et de la distribution spatiale des aspérités en contact. Il ressort de cette étude que la raideur tangentielle est une fonction décroissante et quasi linéaire du coefficient de Poisson des aspérités (figure 1.10); le fait que la surface de contact entre les aspérités baisse en augmentant le coefficient de Poisson est à l'origine de ceci. Pour l'effet du module d'Young, le résultat est plus compliqué et imprédictible généralement. Lorsque ce paramètre est croissant uniquement pour les aspérités, on observe que la raideur tangentielle est une fonction croissante et non linéaire du module d'Young (figure 1.11).

Par contre, Quant à une variation simultanée de ce paramètre, aussi bien pour le matériau de bulk que pour les aspérités, il est noté que la raideur tangentielle est croissante jusqu'à une certaine limite, ensuite elle est décroissante légèrement (figure 1.12). Les surfaces de contact entre les aspérités et la répartition spatiale de leurs points de contact sont grandement impactées par la variation du module d'Young, conduisant ainsi à ce résultat. Une augmentation du module d'Young du matériau de bulk par rapport à celui des aspérités fait baisser la raideur tangentielle, le tableau 1.5 montre bien ceci (la ligne 1 comparée à la ligne 2 et la ligne 4 comparée à la ligne 5).

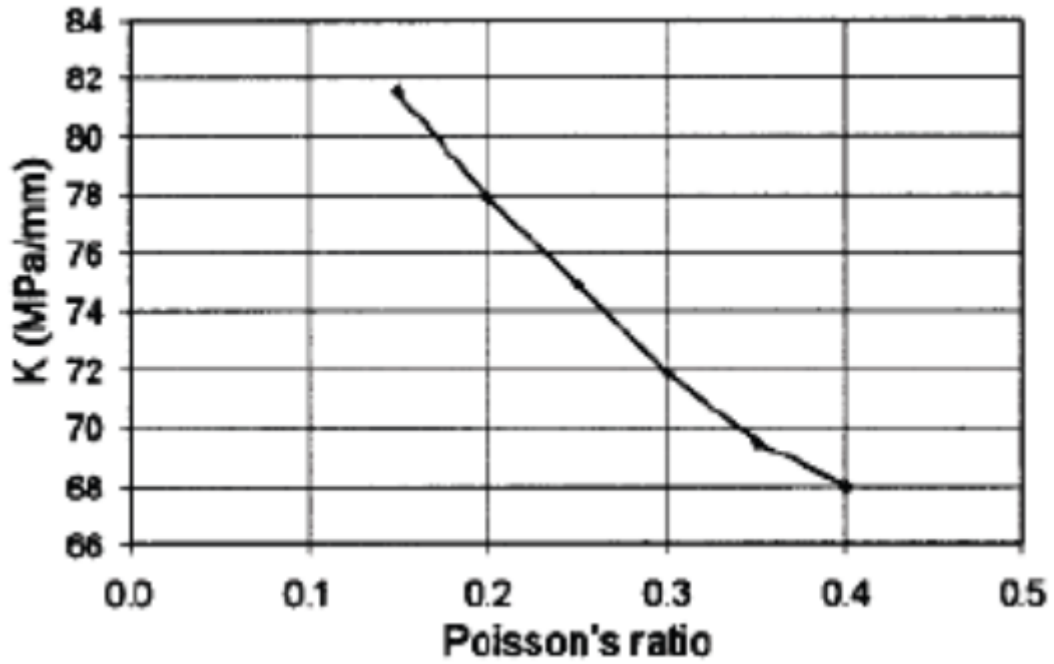


Figure 1.10 : Effet de variation du coefficient de poisson des aspérités sur la raideur tangentielle d'une discontinuité : résultat relatif à une même fracture (Marache et al. 2001).

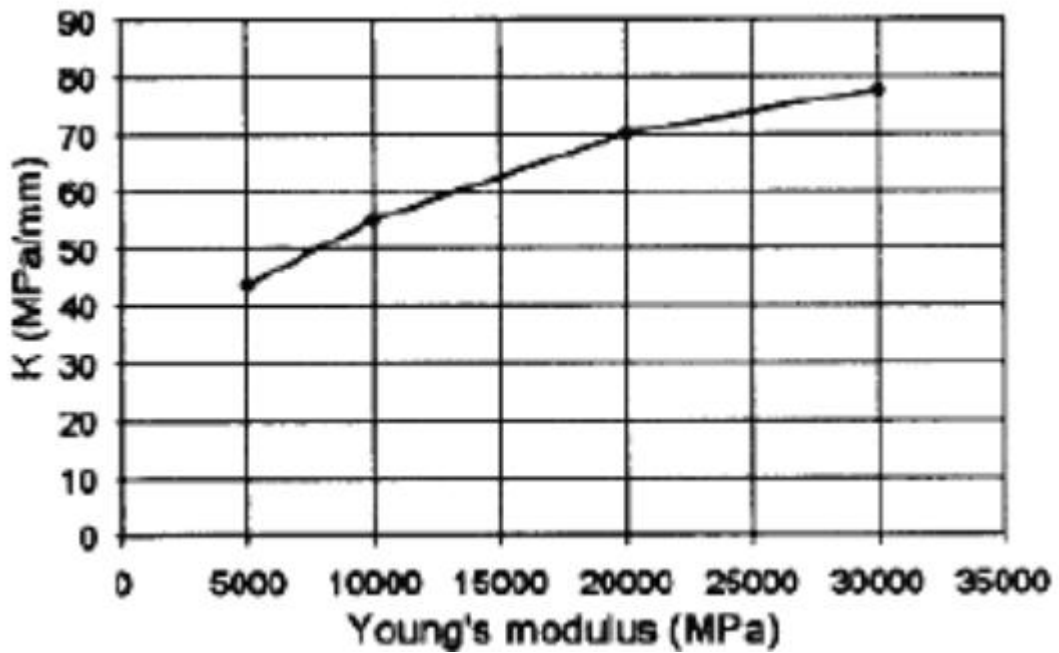


Figure 1.11 : Effet de la variation du module d'Young des aspérités sur la raideur tangentielle d'une discontinuité : le module de Young du matériau entourant les discontinuités (bulk material) est constant et égal à 30000MPa (Marache et al 2001).

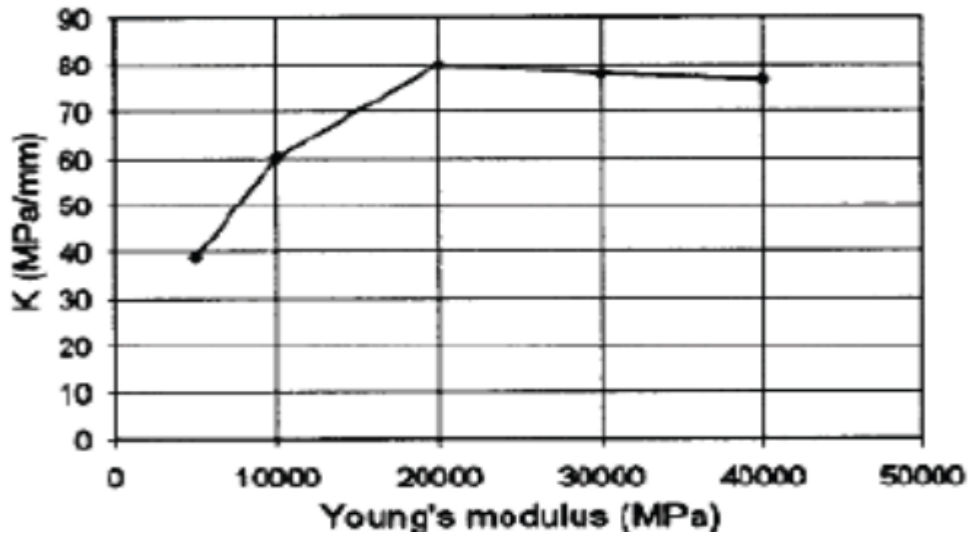


Figure 1.12 : Effet de la variation simultanée du module de Young des aspérités et du matériau entourant les discontinuités (bulk material) sur la raideur tangentielle des joints (Marache et al .2001)

Tableau 1.5 : Effet de variation du module d'Young des composantes d'une discontinuité (Marache et al. 2001)

Module d' Young du matériau entourant les discontinuités (bulk matériel, MPa)	Module d' Young des aspérités (MPa)	Raideur normale calculée (MPa /mm)
10 000	10 000	60
10000	30 000	55
20 000	20 000	80
20 000	30 000	70
30 000	30 000	79

I.6 Conclusion

Ce chapitre a tout d'abord présenté un état des connaissances générales concernant une description de la structure géométrique des massifs rocheux caractérisée par la présence des discontinuités et les approches usuelles de caractérisation des roches.

Nous avons essayé aussi dans ce chapitre de présenter les propriétés géométriques des discontinuités ainsi que la plage de variation de leurs propriétés mécaniques. Le comportement mécanique des discontinuités a été présenté et la difficulté de régler le choix de leurs paramètres de déformabilité (raideur normale et tangentielle) a été soulignée. L'ensemble des données expérimentales que nous avons passées en revue nous a permis de fixer un intervalle de variation pour les différents paramètres.

II.1 Introduction

Les talus des mines et des carrières à ciel ouvert résultant des activités d'extraction constituent des ouvrages géotechniques au sens où l'on parle d'ouvrages miniers. La conception optimale de ces ouvrages doit intégrer les concepts de sécurité, de récupération du minerai et de rentabilité, et doit reconnaître 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.

Les méthodes d'analyse de stabilité reposent généralement sur le postulat que les joints qui sont les seules zones de faiblesse dans un massif rocheux. Cette hypothèse implique seulement la rupture survient au niveau des joints. Bien qu'il soit assez simplifié par rapport au phénomène de rupture réel, ce mécanisme de rupture est suffisant pour donner une idée claire sur l'instabilité d'un massif rocheux.

II.2 Facteurs influençant la stabilité des talus

L'analyse des processus de déformation dans les mines à ciel ouvert doit tenir compte de l'influence commune des facteurs naturels et techniques. On peut subdiviser les facteurs naturels en trois groupes :

- géographiques et climatiques : relief du site, régime des précipitations, régime des températures, conditions spécifiques du gel-dégel ;
- géologiques : lithologie du massif, conditions tectoniques, spécificités structurales et texturales des roches et du massif, propriétés mécaniques des roches, etc.;
- hydrogéologiques : eaux superficielles qui traversent le territoire de l'exploitation ou se situent à proximité, eaux souterraines dans le massif, présence d'eau dans les contacts entre les roches ou dans les discontinuités tectoniques etc.

Parmi les facteurs techniques on peut citer la géométrie de la mine et des stériles, les angles de talus de la mine et des stériles, la méthode d'excavation et de l'abattage de la roche, la structure de la mécanisation des travaux, la présence à proximité de la mine d'excavations souterraines, les méthodes et les paramètres de pompage, etc.

D'un point de vue général, les massifs rocheux peuvent être considérés à la fois comme des objets géologiques et des objets mécaniques. L'étude de la stabilité des massifs rocheux nécessite d'avoir des connaissances relatives à la géologie structurale et à la mécanique des

roches. Sur le plan géologique on observe une grande diversité des massifs rocheux en fonction de :

- la nature de la matrice rocheuse et ses caractéristiques pétrographiques et mécaniques
- les discontinuités à toutes les échelles et de tous types, affectant le massif
- la variabilité dans l'espace du couple matrice rocheuse/discontinuités

II.3 Analyse de stabilité des pentes minières

Les trois principales composantes d'une pente à ciel ouvert sont les suivantes (figure2.1).

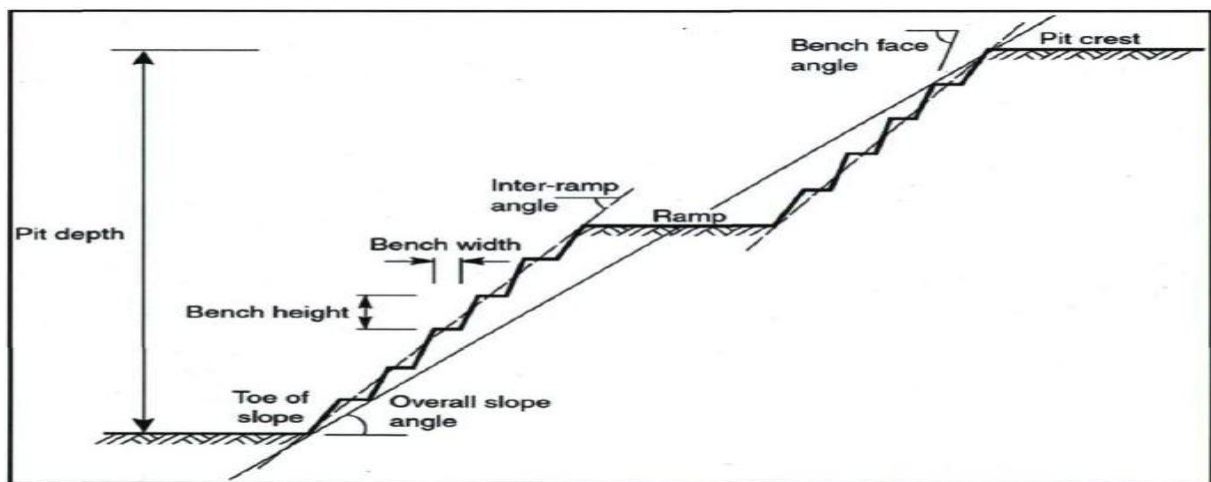


Figure 2.1 : Niveaux d'une mine à ciel ouvert (tirée de Wyllie et Mah, 2004).

Tout d'abord, l'angle de pente de la crête inclut toutes les rampes et bancs. Il peut s'agir d'une pente composite avec une pente plus plate dans les matériaux de surface plus faibles, et une pente plus raide dans la roche plus compétente en profondeur. En outre, l'angle de pente peut varier autour de la mine pour s'adapter à la géologie différente et la disposition de la rampe. Deuxièmement, l'angle inter-rampe est la pente, ou pentes qui se trouve entre chaque rampe qui dépendra du nombre de rampes et leurs largeurs. Troisièmement, l'angle de face des bancs individuels dépend de l'espacement vertical entre les bancs ou des bancs multiples combinés, et la largeur des bancs requis pour contenir des chutes de roche mineures.

Au niveau du banc, la stabilité est principalement contrôlée par les structures géologiques locales, tandis que la stabilité de la pente inter-rampe est contrôlée à la fois par les structures géologiques locales et régionales, telles que les failles. La stabilité de la pente globale, quant à elle, est davantage influencée par les propriétés du massif rocheux ainsi que par les structures

géologiques régionales. Au niveau du banc et de l'inter-rampe, le potentiel d'instabilité structurale doit donc être évalué selon différents modes de rupture de base.

Une rupture structurale survient sur une ou des surfaces de rupture définies par les discontinuités préexistantes dans le massif rocheux. Habituellement les différents modes de ruptures structurales qui sont considérées dans l'analyse de la stabilité des talus, on parle de mode de rupture planaire (figure 2.2.a), le mode de rupture de dièdre (figure 2.2.b) et le mode de rupture par basculement (figure 2.2.c). Au niveau de la pente globale, la surface de rupture peut se développer dans le massif rocheux, selon une structure géologique majeure ou selon une combinaison des deux. La surface de rupture tend à être curvilinéaire et le mode de rupture peut se simplifier à la rupture circulaire (figure 2.2.d).

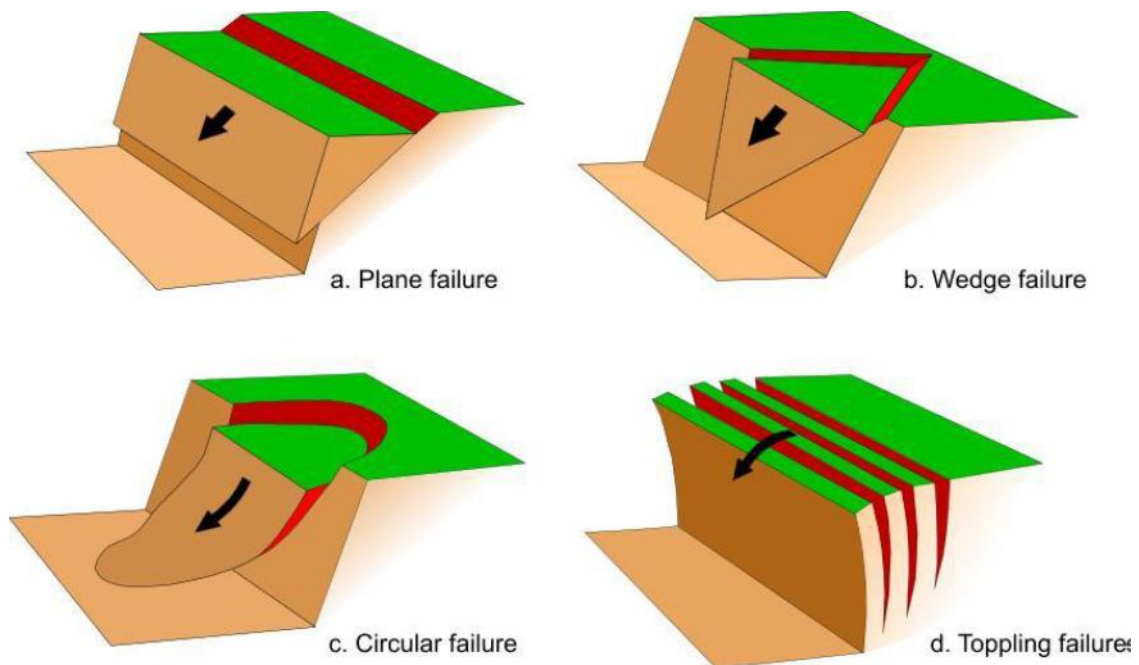


Figure 2.2 : Modes de rupture de base : a) planaire ; b) dièdre ; c) circulaire ; d) basculement

(Hoek, E ,2009).

L'analyse de stabilité des talus miniers à ciel ouvert s'effectue généralement selon différents secteurs caractérisés par des propriétés des massifs rocheux similaires, telles que les structures géologiques, le type et la qualité de la roche, les propriétés géotechniques, etc.

Les données géomécaniques des massifs rocheux peuvent être obtenues à l'aide des carottes de forage ou de l'échantillonnage des faces rocheuses. Au stade de l'étude de faisabilité d'un projet minier, les seules données géomécaniques accessibles sont celles obtenues grâce aux carottes de forage. Ce type de données permet l'évaluation de certaines méthodes de

classification, mais l'information ainsi obtenue est limitée. Elle permet tout de même un zonage de la masse rocheuse. Ces données préliminaires devront être révisées et augmentées lorsque les travaux de développement exposeront des faces rocheuses caractérisant les divers types de roc.

Aucun système de classification géomécanique ne peut compenser le manque de données de terrain. L'efficacité des méthodes de design reposant sur les systèmes de classification sont fonction de la qualité de ces données. La validité des résultats obtenus à l'aide des modèles numériques les plus sophistiqués est également sujette à la quantité et à la qualité de ces données.

Lors d'une revue des différentes méthodes d'échantillonnage des faces rocheuses, Hadjigeorgiou et al. (1995) ont démontré que les relevés par traverses usuels, (figure 2.3), permettaient d'amasser, pour un domaine lithologique, l'essentiel de l'information structurale nécessaire au design des excavations dans le roc: la position des discontinuités le long de la traverse, la longueur des traces des discontinuités ainsi que l'orientation de celles-ci.

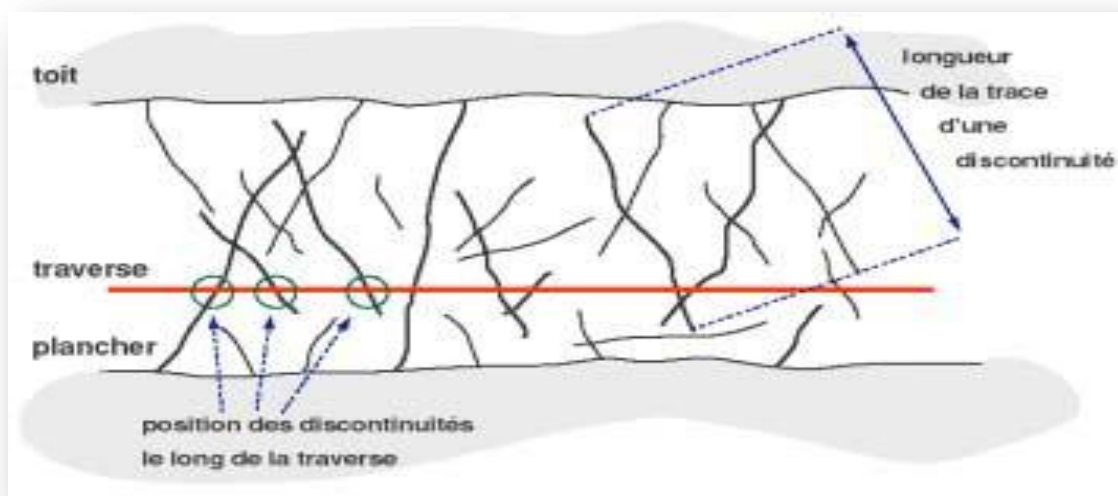


Figure 2.3 : Relevés structuraux par traverses (Hadjigeorgiou et al. 1995).

Dans le cadre de cette thèse, seules les ruptures structurales seront considérées (figures 2.2. a, b et c) dans l'analyse de stabilité des bancs et de la pente inter-rampe. Il est toutefois possible qu'une rupture circulaire survienne à ces niveaux, mais les modes de rupture les plus fréquents consistent aux ruptures planaires, de dièdre et par basculement. Lors de la cartographie structurale le long du front de taille de la carrière, la méthode utilisée est celle des relevés structuraux (figure 2.3).

Une analyse statistique sommaire des données brutes doit être réalisée avant d'utiliser les outils de caractérisation. Ces analyses statistiques permettent de quantifier l'orientation, l'espacement et la longueur des traces des discontinuités.

L'orientation des discontinuités peut être définie selon plusieurs conventions. Celle utilisée dans cette thèse est présentée à la figure 2.4. L'orientation est définie à l'aide de deux angles. Le pendage est l'angle maximal que fait une discontinuité avec un plan horizontal. La direction du pendage est définie comme étant l'angle, mesuré dans un plan horizontal et dans le sens horaire, entre le nord et la projection de la ligne de pendage maximal.

$$\alpha_d = \begin{cases} \alpha + 90^\circ & \text{si } \alpha < 270^\circ \\ \alpha - 270^\circ & \text{si } \alpha \geq 270^\circ \end{cases} \quad (1)$$

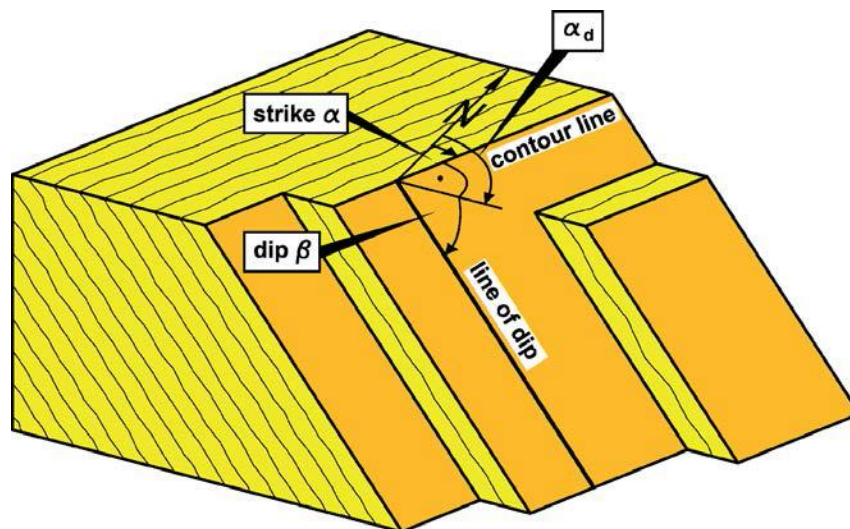


Figure 2.4 : orientation des discontinuités (Wittke, 2014).

L'orientation des discontinuités n'est pas aléatoire. En effet, certaines orientations préférentielles sont observées à travers du réseau de discontinuités. Ces regroupements de discontinuités se nomment « familles ». Afin de quantifier l'orientation de celles-ci, l'utilisation de projections stéréographiques s'avère la méthode de choix (Priest, 1993). Ces projections permettent de visualiser les familles présentes, (figure 2.5).

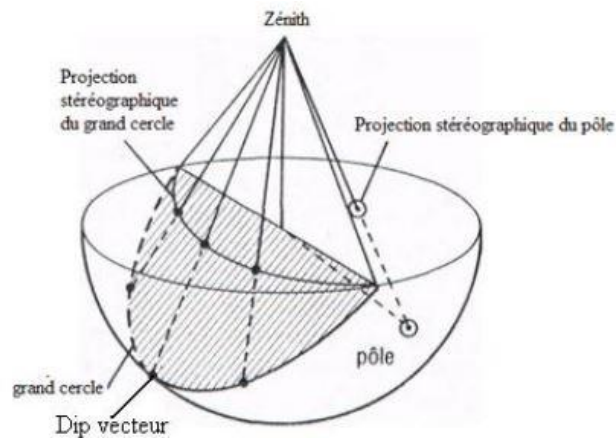


Figure 2.5 : Projection stéréographique du grand cercle et du pôle (Hoek et Brown, 1981).

Différentes Méthodes de calcul de stabilités de talus rocheux permettent de déterminer le potentiel d'instabilité structurale. Ces méthodes feront l'objet de la section suivante.

II.4 Méthodes de calcul de stabilités de talus rocheux

Les méthodes de calcul de stabilité de talus se regroupent en deux familles : celles basées sur l'analyse des forces en situation d'équilibre limite d'un volume donné du massif et celles basées sur le calcul en déformation en analysant sa distribution dans le massif.

On distingue principalement pour la première famille les méthodes dites statiques et la méthode des blocs clés, et pour la deuxième famille la méthode des éléments finis et la méthode des éléments distincts.

II.4.1 Méthodes de calcul classiques

Généralement, une analyse cinématique est d'abord réalisée afin d'identifier les modes de rupture pouvant survenir dans les différents domaines structuraux. Ensuite, il est possible de quantifier le potentiel d'instabilité selon les modes de rupture possibles par l'analyse à l'équilibre limite. Cette dernière permet d'obtenir un facteur de sécurité et une probabilité de rupture pour les différents modes de rupture.

II.4.1.1 Analyse cinématique

II.4.1.1.1 Détection du risque de rupture

Avec une appréciation du mode de rupture, il est possible d'évaluer la probabilité de rupture, ou le facteur de sécurité, et d'élaborer un recours si le degré de risque est inacceptable. Lorsqu'il y a plusieurs ensembles de plans de discontinuités se coupant en angles obliques,

des études de modèles cinématiques peuvent être utiles pour anticiper le modèle le plus probable de rupture de pente. Avec une appréciation du mode de rupture, il est possible d'évaluer la probabilité de rupture ou le facteur de sécurité et d'élaborer un recours si le degré de risque est inacceptable.

L'analyse cinématique permet de déterminer si un mode de rupture est possible sur la base de considérations géométriques uniquement en négligeant les forces impliquées. Cette analyse assume que les blocs de roche sont rigides (pas de déformation) et permet de déterminer si la géométrie de la pente est favorable à la formation de blocs de roche instables considérant les différentes familles de discontinuités présentes. Les données nécessaires à l'analyse cinématique consistent donc en l'orientation de la pente et des familles de discontinuités ainsi qu'en l'angle de frottement associé à ces dernières. Divers critères ont été établis afin de déterminer le potentiel d'instabilité cinématique pour les différents modes de rupture structurale (planaire, de dièdre et par basculement), documentés notamment dans Hudson et Harrison (1997). L'utilisation des diagrammes de projection stéréographique permet de mettre en évidence les configurations géométriques favorables à une rupture suivant un mécanisme donné.

II.4.1.1.2 Mécanismes de ruptures

Hoek et Bray (1981) ont dénombré un certain nombre de mécanismes élémentaires de rupture qui peuvent résulter des différentes combinaisons des familles de fractures existant dans le massif. Ces mécanismes de rupture sont les plus simples qu'on peut rencontrer, mais dans la plupart des cas, la rupture est plus complexe, suivant la distribution du réseau de discontinuités dans le massif. Les ruptures impliquant le déplacement des blocs de roche sur les discontinuités combinent un ou plusieurs modes de rupture.

Les mécanismes élémentaires de rupture sont les suivants, (figure 2.6) :

- La rupture circulaire : elle se produit dans un massif fortement fissuré, le massif rocheux est assimilé alors, à un milieu homogène continu.
- La rupture en glissement plan : la rupture se produit sur un plan d'une fracture qui a une orientation parallèle ou sub-parallèle au talus rocheux et un pendage plus faible que celui du talus. L'inclinaison du plan de glissement doit être supérieure à l'angle de frottement de ce plan.

- La rupture en dièdre : cette rupture se produit le long d'une intersection de deux familles de discontinuités quand la ligne de glissement plonge dans le même sens que le talus, avec un pendage plus faible que le pendage apparent du talus dans sa direction.
- La rupture en basculement : elle se produit dans un massif présentant deux familles de discontinuités ayant la même orientation que celle du talus, et dont l'une d'elles a un pendage inférieur et de même sens que celui du talus, et l'autre famille possède un pendage opposé à celui du talus. Dans ce cas les familles subdivisent le massif en blocs qui seront susceptibles de basculer (rotation).

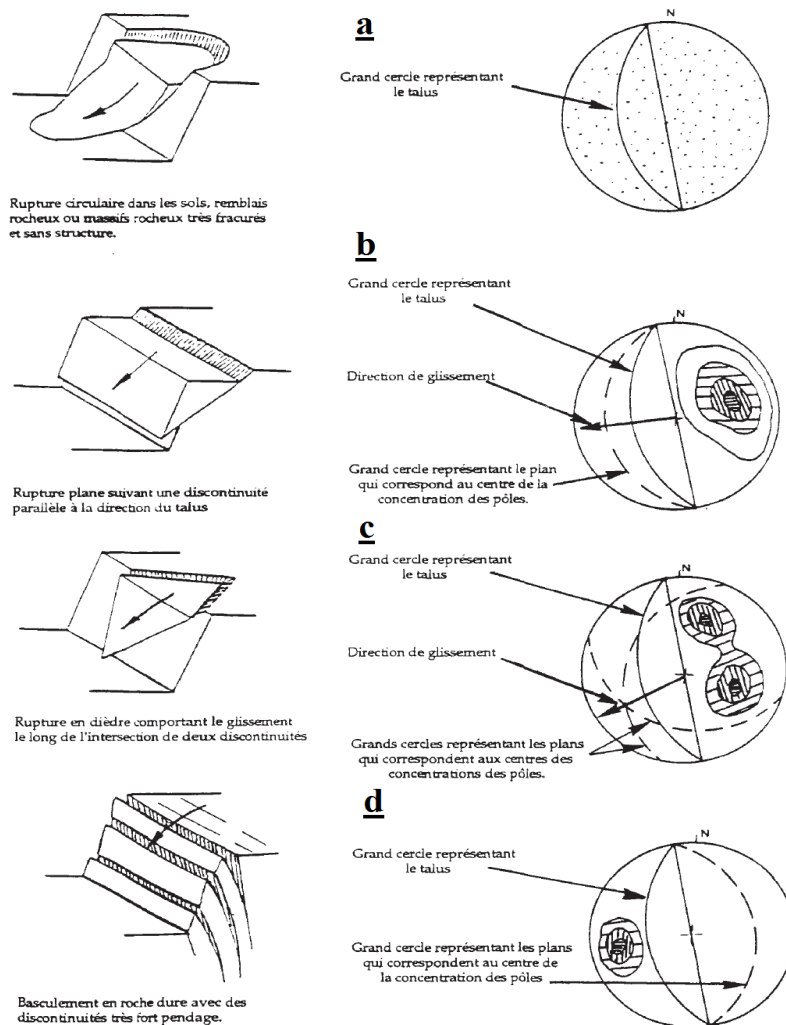


Figure 2.6 : Modes de rupture d'après (Hoek et Bray, 1981) a) Glissement circulaire, b) Glissement sur un plan, c) Glissement en coin, d) Basculement.

Dans cette approche, l'analyse cinématique identifie seulement le potentiel d'instabilité selon un mode de rupture structurale donné, mais ne donne aucune information sur le rapport entre

les forces mobilisées sur le plan de rupture et celles engendrées par la masse du bloc potentiellement instable, information transmise par le calcul du facteur de sécurité. Donc, lorsqu'un potentiel d'instabilité est identifié selon un mode de rupture donné, il peut être judicieux de quantifier ce potentiel d'instabilité par un facteur de sécurité. La détermination de ce dernier s'appuie sur les principes de l'analyse à l'équilibre limite dont fait l'objet de la section suivante.

II.4.1.2 Analyse à l'équilibre limite

Contrairement à l'analyse cinématique, l'analyse à l'équilibre limite permet de considérer les forces impliquées sur une ou des surfaces de rupture potentielles, discontinuités et ainsi d'obtenir des facteurs de sécurité pour les modes de rupture planaire et de dièdre. Globalement, le facteur de sécurité se définit par le rapport :

$$F_s = \frac{\text{résistance au cisaillement mobilisée sur un plan de rupture}}{\text{résistance au cisaillement requise pour l'équilibre}}$$

Conséquemment, un facteur de sécurité égal à l'unité indique l'équilibre limite, un facteur de sécurité inférieur à l'unité signifie une instabilité et un facteur de sécurité supérieur à l'unité indique la stabilité. Ce type d'analyse nécessite tout d'abord comme paramètres d'entrée de l'information sur la géométrie de la pente, telle que son orientation, sa hauteur et sa largeur. Ensuite, les données relatives aux différentes familles de discontinuités doivent être établies. Ces dernières consistent en l'orientation et à la longueur trace des discontinuités ainsi qu'à la cohésion et à l'angle de frottement qui leur sont associés. La densité de la roche doit également être posée. L'analyse à l'équilibre limite est couramment utilisée dans l'analyse de stabilité des pentes minières et documentée dans plusieurs ouvrages, tels que Hoek (2007), Hudson et Harrison (1997), Kumsar et al, (2000), Norrish et Wyllie (1996) et Wyllie et Mah (2004).

II.4.1.2.1 Ruptures planaires

a) Conditions générales pour les ruptures planaires

Pour que ce type de rupture se produise, les conditions géométriques suivantes doivent être satisfaites (figure 2.7)

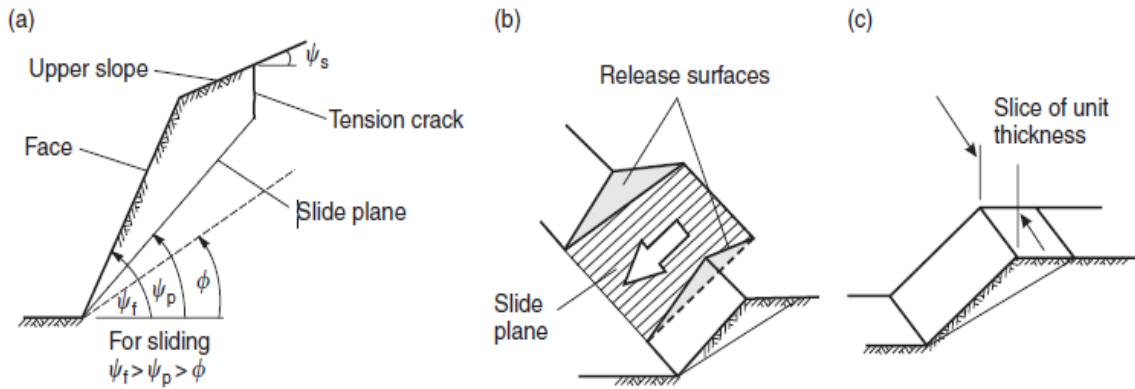


Figure 2.7: Géométrie de la pente présentant une rupture plane: a) coupe montrant des plans formant une rupture plane; B) libérer les surfaces aux extrémités de la rupture plane; C) l'épaisseur de l'unité coulissant utilisé dans l'analyse de la stabilité (Willie et Mah 2004).

- Le plan de glissement doit être dans la face de pente, ce qui signifie que la plan doit être inférieur au plongement de la face de pente, c'est-à-dire, $\psi_p < \psi_f$
- L'inclinaison du plan de glissement doit être supérieure à l'angle de frottement de ce plan, c'est-à-dire $\psi_p > \phi$.
- L'extrémité supérieure de la surface de glissement intersecté soit la pente supérieure, soit se termine par une fissure de tension.
- Des surfaces de libération qui offrent une résistance négligeable au glissement doivent être présentes dans la masse rocheuse pour définir les limites latérales du glissement.

b) Analyse des ruptures planes

La géométrie des pentes et les conditions des eaux souterraines considérées dans cette analyse sont définies à la figure 2.8.

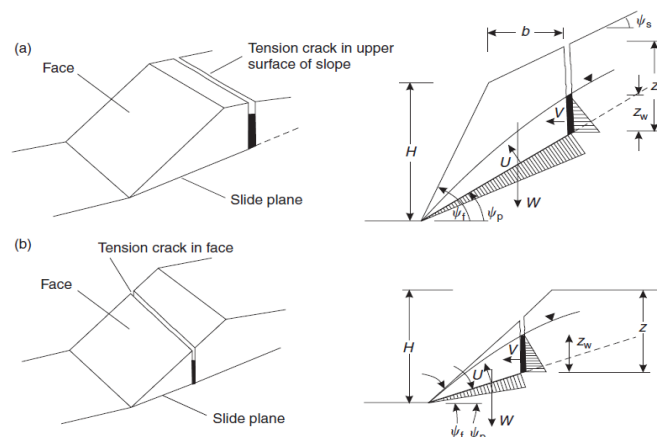


Figure 2.8 : Géométries de rupture plane: (a) fissure de tension dans la pente supérieure; (b) fissure de tension dans la face (Willie et Mah 2004).

Lorsque la surface supérieure est horizontale ($\psi_s = 0$), la transition d'une condition à une autre se produit lorsque la fissure de tension coïncide avec la crête de pente, c'est-à-dire lorsque

$$\frac{Z}{H} = (1 - \cot \psi_f \tan \psi_b) \quad (2)$$

Où Z est la profondeur de la fissure de tension, H est la hauteur de la pente, ψ_f représente l'angle de la face de la pente et ψ_p la profondeur du plan de glissement.

Les hypothèses suivantes sont faites dans l'analyse de rupture plane:

- La fissure de tension est verticale et remplie d'eau à une profondeur Z_w ;
- Les distributions de pression induites par la présence d'eau dans la fissure de traction et le long de la surface de glissement (figure 1.8) ;
- Les forces W (poids du bloc coulissant), U (force de soulèvement due à la pression de l'eau sur la surface de glissement) et V (force due à la pression de l'eau dans la fissure de tension) agissent toutes par le centre de gravité de la masse coulissante ;
- La résistance au cisaillement τ de la surface de glissement est définie par la cohésion c et l'angle de frottement ϕ qui sont liés par l'équation $\tau = c + \sigma \tan \phi$;

Dans le cas d'une surface rugueuse ou d'une masse rocheuse ayant une enveloppe de résistance au cisaillement curviligne, la cohésion apparente et l'angle de frottement apparent sont définis par une tangente prenant en compte la contrainte normale agissant sur la surface de glissement. La contrainte normale σ agissant sur une surface de glissement peut être déterminée à partir des courbes données dans la figure 2.9.

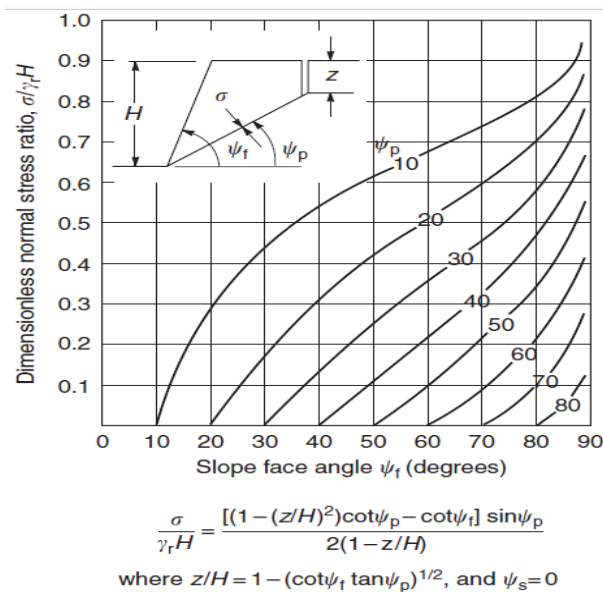


Figure 2.9 : Contrainte normale agissant sur le plan de glissement dans une pente rocheuse (Willie et Mah 2004).

- On suppose que les surfaces de libération sont présentes de sorte qu'il n'y ait pas de résistance au glissement aux limites latérales de la masse rocheuse défectueuse (Figure 2.8.b) ;
- En analysant les problèmes de pente bidimensionnelle cela signifie que, sur une coupe verticale de la pente, la surface de glissement peut être représentée par la longueur de la surface et le volume du bloc coulissant est indiqué par la section transversale du bloc (Figure 2.8.c).

Le facteur de sécurité pour la rupture plane est calculé en résolvant toutes les forces agissant sur la pente en composantes parallèles et normales au plan de glissement. La somme vectorielle des forces de cisaillement, S agissant sur le plan, est appelée force motrice. Le produit des forces normales totales N et de la tangente de l'angle de frottement ϕ , plus la force de cohésion est appelé force de résistance. Le facteur de sécurité FS du bloc coulissant est le rapport des forces résistantes aux forces motrices et est calculé comme suit:

$$FS = \frac{\text{Resisting force}}{\text{Driving force}} \quad (3)$$

$$FS = \frac{\text{Resisting force}}{\text{Driving force}} = \frac{cA + \sum N \tan \phi}{\sum S} \quad (4)$$

Où C : est la cohésion et A : la surface du plan de glissement.

En se basant sur le concept illustré par les équations (3) et (4), le facteur de sécurité pour les configurations de pentes de la figure 1.8 est donné par :

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p} \quad (5)$$

Où A est donné par :

$$A = (H + b \tan \psi_s - z) \cos \psi_p \quad (6)$$

La hauteur de pente est H, la profondeur de fissure de tension est z et elle est située à une distance b derrière la crête de pente. Le creux de la pente au-dessus de la crête est ψ_s .

Lorsque la profondeur de l'eau dans la fissure de tension est Z_w , les forces d'eau agissant sur le plan de glissement U et dans la fissure de traction V sont données par :

$$U = \frac{1}{2} \gamma_w Z_w (H + b \tan \psi_s - z) \cos \psi_p \quad (7)$$

$$V = \frac{1}{2} \gamma_w z_w^2 \quad (8)$$

Où γ_w : est le poids unitaire de l'eau.

Les poids du bloc couissant W pour les deux géométries représentées sur la figure 2.8 sont donnés par les équations 9 et 10.

Pour la fissure de tension dans la surface inclinée de la pente supérieure (figure 2.8.a).

$$W = \gamma_r \left[(1 - \cot \psi_f \tan \psi_p)(bH + \frac{1}{2} H^2 \cot \psi_f) + (\tan \psi_s - \tan \psi_p) \right] \quad (9)$$

Pour la fissure de tension dans la face de la pente (figure 2.8.b).

$$w = \frac{1}{2} \gamma_r H^2 \left[\left(1 - \frac{z}{H}\right)^2 \cot \psi_p (\cot \psi_p \tan \psi_f - 1) \right] \quad (10)$$

Où γ_r : est le poids unitaire de la roche.

La figure 1.8 et les équations (5) - (10) montrent que la géométrie d'une rupture plane et des conditions d'eau souterraine peut être complètement définie par quatre dimensions (H, b, z et zw) et par trois angles (ψ_f , ψ_p et ψ_s). Ces modèles simples, combinés aux concepts d'eau souterraine, de boulonnage de roche et de séisme au sol, permettent d'effectuer des calculs de stabilité pour une grande variété de conditions.

II.4.1.2.2 Ruptures dièdres

a) Conditions générales pour les ruptures dièdres

Pour que ce type de rupture se produise, les conditions géométriques qui permettent d'analyser les mécanismes de base de glissement dièdre sont définies sur la figure 2.10.

Les conditions générales d'une rupture en coin sont les suivantes :

- Deux plans se coïncident toujours dans une ligne (figure 2.10.a), Sur un stéréogramme, la ligne d'intersection est représenté par un point où les deux grands cercles des plans se croisent, et l'orientation de cette ligne est définie par sa direction (α_i) et son plongement (ψ_i) (Figure 2.10.b).
- Le pendage de la ligne d'intersection doit être plus grand que l'angle de frottement, et inférieur à celui de la face du talus $\psi_{fi} > \psi_i > \phi$ (figure 2.10.b et c).

- La ligne d'intersection doit tremper dans une direction de la face de glissement, la gamme se situe entre α_i et α_i' (Figure 2.10.d).

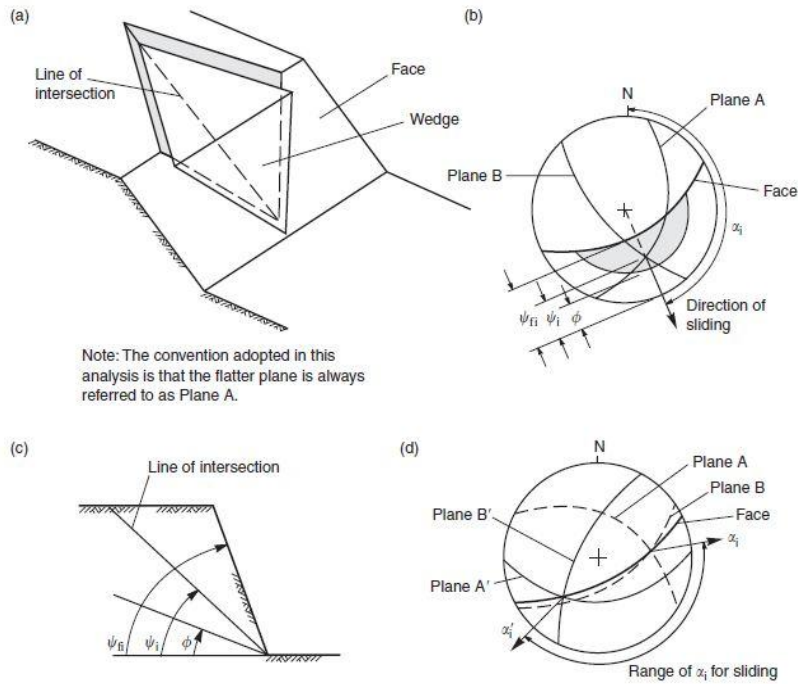


Figure 2.10 : conditions géométriques de rupture dièdre (Willie et Mah 2004).

Le facteur de sécurité pour ce type de ruptures, est donné par la formule générale suivante ((Kumsar et al, 2000) :

$$FS = \frac{\left[\lambda \left[W (\cos i_a - \eta \sin(i_a + \beta)) + U_s \sin i_a u_t \cos i_a \right] - \alpha U_b \right] \tan \phi + c (A1 + A2)}{W (\sin i + \eta \cos(i_a + \beta)) - U_s \cos i_a + U_t \sin i_a} \quad (11)$$

Avec : FS : facteur de sécurité ; W : poids du bloc de roche reposant sur les surfaces de rupture ; i_a : angle de la ligne d'intersection des deux plans ; η : coefficient de séismicité ; β : angle d'inclinaison d'une force dynamique ($\beta = 0$ pour les forces sismiques) ; c : la cohésion le long des deux surfaces de ruptures ; U_s : force de l'eau agissant sur la face de la pente (si présente) ; U_t : force de l'eau agissant sur la partie supérieure de la pente (si présente) ; U_b : force causée par la pression de fluides normale à chaque plan ; A1 et A2 : surfaces des joints ; ϕ : angle de frottement ; λ : facteur pour les ruptures dièdres donné par (Kovari et Fritz ,1975).

$$\lambda = \frac{\cos \omega_1 + \cos \omega_2}{\sin(\omega_1 + \omega_2)} \quad (12)$$

Où ω_1 et ω_2 sont les angles entre les surfaces de chaque plan avec la verticale (figure 2.11).

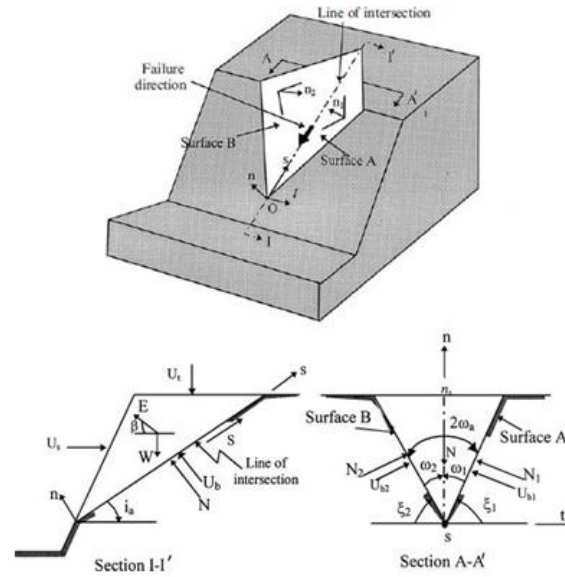


Figure 2.11 : Les forces agissant sur un bloc de rupture en coin (H. Kumsar et al, 2000).

b) Analyse des ruptures dièdres

Le facteur de sécurité du dièdre défini dans la figure 2.10, en supposant que le glissement est résisté uniquement par le frottement et que l'angle de friction ϕ est le même pour les deux plans, est donné par

$$FS = \frac{(R_A + R_B) \tan g \phi}{W \sin \psi_i} \quad (13)$$

Où R_A et R_B sont les réactions normales provoqués par les plans A et B, comme le montre la figure 2.12, et la composante du poids agissant sur la ligne d'intersection est $(W \sin \psi_i)$.

Les forces R_A et R_B sont trouvées en le résolvant en composantes normales et parallèles à la direction le long de la ligne d'intersection comme suit:

$$R_A \sin(\beta - \frac{1}{2} \xi) = R_B \sin(\beta + \frac{1}{2} \xi) \quad (14)$$

$$R_A \cos(\beta - \frac{1}{2} \xi) + R_B \cos(\beta + \frac{1}{2} \xi) = W \cos \psi_i \quad (15)$$

Où les angles ξ et β sont définis dans la (figure 2.12.a).

Les angles ξ et β sont mesurés sur le grand cercle contenant le pôle à la ligne d'intersection et les pôles des deux plans de glissement.

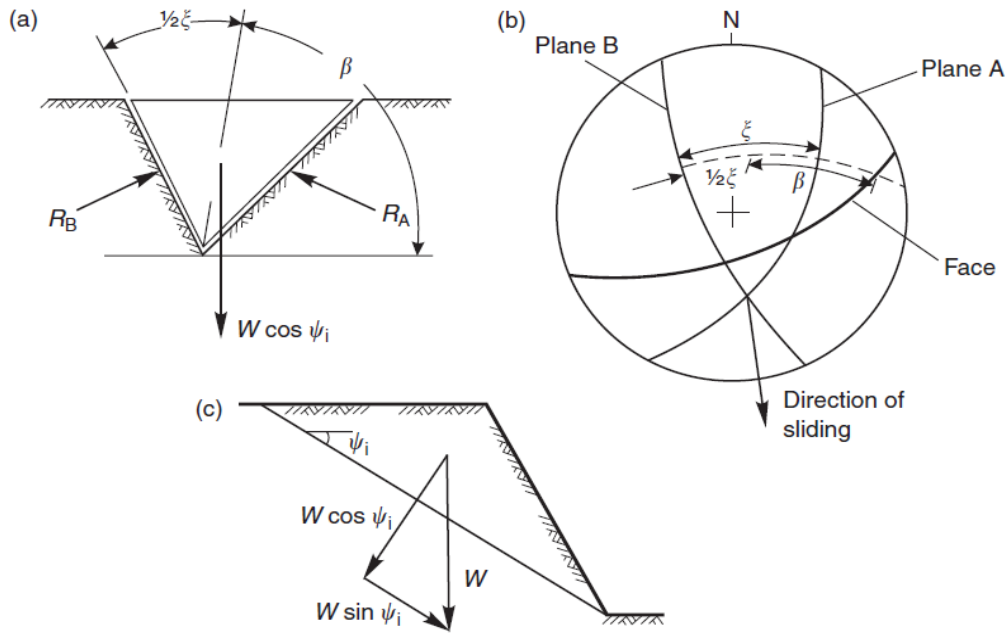


Figure 2.12 : Résolution des forces pour calculer le facteur de sécurité du dièdre: (a) vue du dièdre en regardant le visage montrant la définition des angles β et ξ et des réactions sur les plans de glissement R_A et R_B ; (B) stéréonet montrant la mesure des angles β et ξ ; (C) coupe transversale de dièdre montrant la résolution du poids de dièdre W .

Pour satisfaire aux conditions d'équilibre, les composantes normales des réactions sont égales (équation (14)) et la somme des composantes parallèles est égale à la composante du poids agissant sur la ligne d'intersection (équation (15)).

Les valeurs de R_A et R_B sont obtenues à partir des équations (14) et (15) en résolvant et en ajoutant comme suit:

$$R_A + R_B = \frac{W \cos \psi_i \sin \beta}{\sin(\xi/2)} \quad (16)$$

D'où

$$FS = \frac{\sin \beta}{\sin(\xi/2)} \cdot \frac{\tan \phi}{\tan \psi_i} \quad (17)$$

Autrement dit,

$$FS_W = KFS_P \quad (18)$$

Où FS_W : est le facteur de sécurité d'une dièdre supportée par frottement seulement et FS_P : est le facteur de sécurité d'une rupture plane dans laquelle le plan de glissement, avec angle de frottement ϕ , plonge au même angle que la ligne d'intersection ψ_i .

K est le facteur de coin qui, comme montré par l'équation (17), dépend de l'angle incliné de la dièdre ξ et de l'angle d'inclinaison β du dièdre. Les valeurs du facteur de dièdre K, pour une plage de valeurs de ξ et de β , sont tracées dans la figure 2.13.

Le procédé de calcul du facteur de sécurité des dièdres tel que discuté dans cette section est évidemment simpliste car il n'inclut pas d'angles de frottement et de cohésions différents sur les deux plans de glissement, ni sur les pressions de l'eau souterraine.

Lorsque ces facteurs sont inclus dans l'analyse, les équations deviennent plus complexes. Plutôt que de développer ces équations en termes d'angles ξ et β , qui ne peut pas être mesurée directement sur le terrain, l'analyse plus complète est présentée en termes de la direction et direction de pendage mesurées.

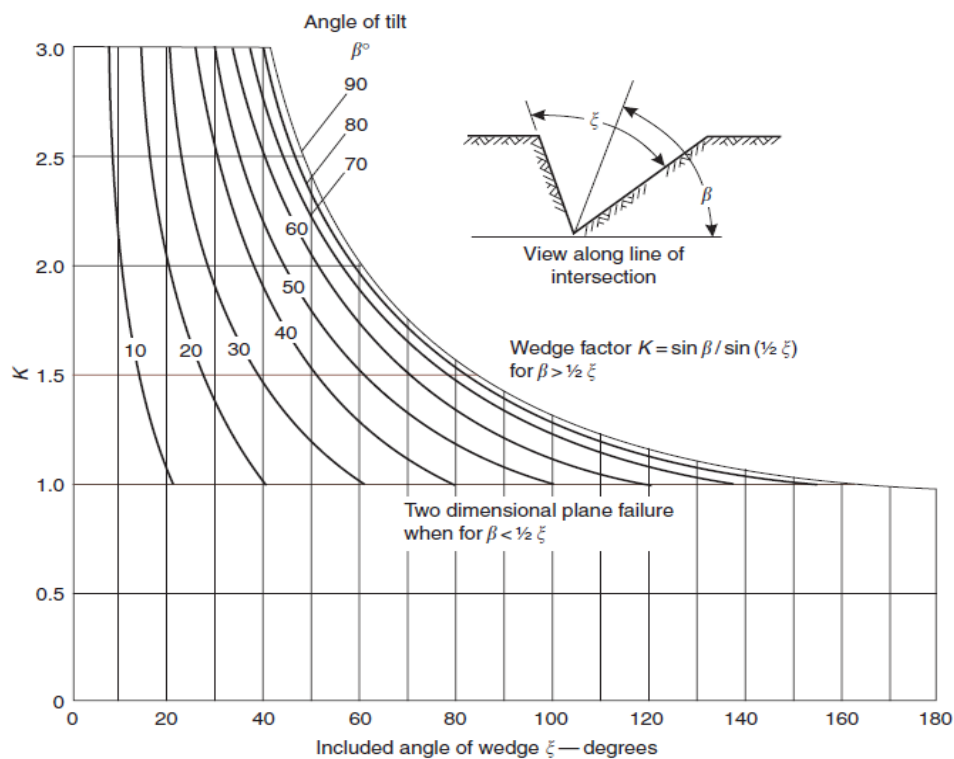


Figure 2.13 : Facteur de coin K en fonction de la géométrie du dièdre.

II.4.1.2.3 Renforcement d'une pente rocheuse

Quand il a été établi que la pente est potentiellement instable, le renforcement peut être une méthode efficace pour améliorer le facteur de sécurité. Parmi les méthodes de renforcement il existe l'installation des tirants d'ancrages. Les facteurs qui vont influencer le choix d'un système approprié pour le site comprennent la géologie du site, la capacité requise du renforcement, la disponibilité et l'accès aux équipements de forage et le temps requis pour la construction (Wyllie et Mah, 2004).

II.4.1.2.3.1 Ruptures planaires

Une installation d'un tirant d'ancrage consiste à forer un trou s'étendant au-dessous du plan de glissement dans la partie stable de la pente (Figure 2.14).

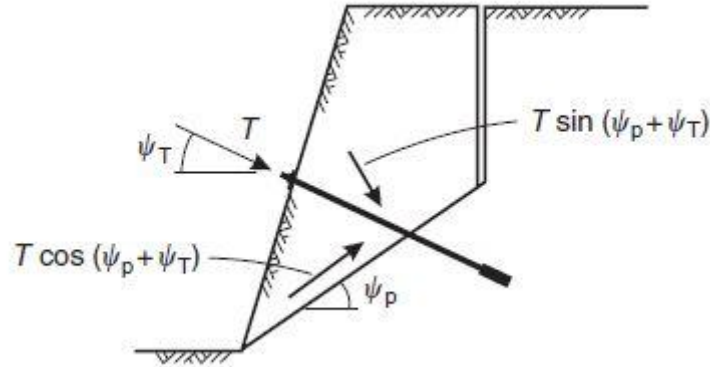


Figure 2.14 : Renforcement d'une pente avec un boulon d'ancrage (Wyllie et Mah, 2004).

La tension dans l'élément d'ancrage T modifie les forces normales et de cisaillement qui agissent sur le plan de glissement et sur le coefficient de sécurité de la pente :

$$FS = \frac{cA + (W \cos \psi_p - U - V \sin \psi_p + T \sin(\psi_T + \psi_p)) \tan \phi}{W \sin \psi_p + V \cos \psi_p - T \cos(\psi_T + \psi_p)} \quad (19)$$

Où T est la force appliquée par le système d'ancrage incliné d'un angle sous l'horizontale ψ_T . L'équation (19) montre que la composante normale de tirant d'ancrage est ajoutée à la force normale agissant sur le plan de glissement, ce qui a pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement de glissement.

$$\sigma_n = (T \sin(\psi_p + \psi_T)) \quad (20)$$

En outre, on soustrait la composante de cisaillement de la tension d'ancrage agissant en place

$$\tau = (T \cos(\psi_p + \psi_T)) \quad (21)$$

Le plan de glissement à partir des forces d'entraînement, de sorte que l'effet combiné de la force d'ancrage est d'améliorer le facteur de la sécurité $(\text{si}(\psi_p + \psi_T) < 90^\circ)$.

Le facteur de sécurité d'une pente renforcée avec des tirants d'ancrage varie avec l'inclinaison du boulon. Il peut être démontré que l'angle optimum $(\psi_{T(opt)})$ pour un tirant d'ancrage est quand :

$$\phi = (\psi_{T(opt)} + \psi_p) \quad (22)$$

Ou bien :

$$\psi_{T(opt)} = (\phi - \psi_p) \quad (23)$$

Cette relation montre que l'angle d'installation optimale pour un boulon d'ancrage est plus plat que la normale au plan de glissement. Il convient de noter que les boulons installés à un angle plus raide que la normale au plan de glissement à savoir $((\psi_p + \psi_T) > 90^\circ)$ peuvent être préjudiciable à la stabilité, car la composante de cisaillement de la tension agissant sur le plan, augmente l'amplitude de la force de déplacement (Wyllie et Mah, 2004).

II.4.1.2.3.2 Ruptures dièdres

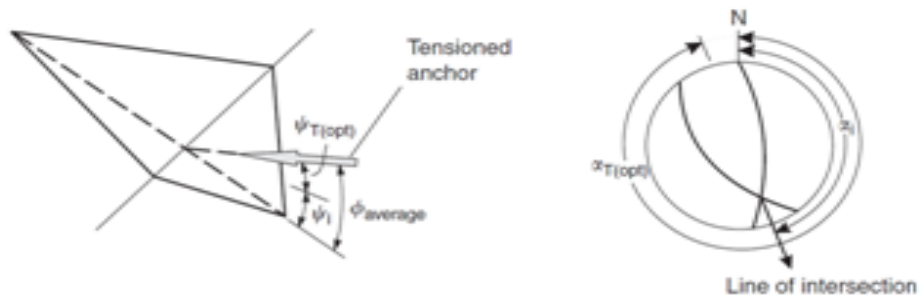


Figure 2.15 : L'orientation d'ancrage optimum pour le renforcement d'un dièdre (Wyllie et Mah, 2004).

Si les forces des tirants d'ancrage sont installés pour stabiliser un dièdre, elles sont considérées être une force extérieure. L'orientation des ancrs peut être optimisé pour minimiser la force d'ancrage requis pour produire un facteur déterminé de sécurité. L'angle optimale de l'ancrage $\psi_{T(opt)}$ et la direction $\alpha T(opt)$, par rapport à la ligne d'intersection (ψ_i / α_i), sont de la manière suivante (figure 2.15) :

$$\psi_{T(opt)} = (\phi_{moyenne} - \psi_i) \quad (24)$$

Et

$$\alpha T(opt) = (180 + \alpha_i) \text{ pour } \alpha T_{(opt)} \leq 360 \quad (25)$$

Où $\phi_{moyenne}$ est l'angle de frottement moyen entre les deux plans de rupture.

La direction du tirant utilisée pour ce type de ruptures doit être calculée selon la direction de la ligne d'intersection ($trend + 180^\circ$) des deux plans (Willie et Mah, 2004).

Usuellement, les analyses présentées (cinématique et à l'équilibre limite) sont réalisées à partir de valeurs moyennes pour les différents paramètres d'entrée. Cette approche est dite déterministe. Il est toutefois possible de considérer la variabilité et l'incertitude des paramètres

d'entrée par des analyses de sensibilité et des analyses probabilistes. La prochaine section présente donc ces différentes approches.

II.4.1.3 Approches déterministe et probabiliste

Plusieurs approches peuvent être adoptées pour l'analyse cinématique et l'analyse à l'équilibre limite, parmi lesquelles on peut citer l'approche déterministe et l'approche probabiliste. L'approche déterministe exploite les valeurs moyennes pour opérer le calcul du potentiel cinématique d'instabilité (analyse cinématique) ou du facteur de sécurité (analyse à l'équilibre limite). Puisque la variabilité et l'incertitude des données ne sont pas considérées dans l'analyse, des résultats uniques sont obtenus. L'analyse cinématique, d'après l'approche déterministe, produit un potentiel d'instabilité ou un non-potentiel d'instabilité pour un mode de rupture donné. Quant à l'analyse à l'équilibre limite, l'approche déterministe produit un facteur de sécurité moyen unique pour un mode de rupture donné. L'évaluation de l'impact de la variabilité et de l'incertitude des paramètres d'entrée peut faire appel à une analyse de sensibilité, laquelle permet aux paramètres d'entrée de varier à la fois, à l'intérieur d'une plage de valeurs plausibles, dans le calcul du potentiel cinématique d'instabilité ou du facteur de sécurité. Ainsi, l'ensemble des résultats obtenus pour chacun des paramètres d'entrée considérés permettent d'évaluer l'effet de la variation d'un certain paramètre sur la potentielle cinématique d'instabilité ou le facteur de sécurité. Cette approche est illustrée par des exemples donnés par Hudson et Harrison (1997), Wyllie et Mah (2004) et Hoek (2007).

L'approche probabiliste par opposition à l'approche déterministe permet de considérer la variabilité de l'ensemble de paramètres d'entrée en même temps dans le calcul du potentiel cinématique d'instabilité ou du facteur de sécurité. Pour cette raison, il est essentiel d'attribuer aux paramètres d'entrée une distribution statistique. En effet, un paramètre donné peut prendre des valeurs à l'intérieur d'un intervalle défini par une fonction de densité de probabilité. Selon cette approche, les divers paramètres peuvent donc être considérés comme des variables aléatoires trouvant leur origine dans ces fonctions de densité de probabilité. Cette approche est abordée, notamment dans les travaux de Hudson et Harrison (1997), Wyllie et Mah (2004) ainsi que dans Hoek (2007). Elle emploie la méthode de simulation Monte Carlo, laquelle permet l'obtention d'un nombre de combinaison de paramètres d'entrée, avec un potentiel cinématique d'instabilité ou un facteur de sécurité pour chacune. La probabilité de rupture cinématique pour un mode de rupture donné s'obtient comme suit :

$$PK = \frac{\text{nombre d'échantillons identifiés instables}}{\text{nombre total d'échantillons}}$$

L'équation suivante représente une distribution de valeurs de sécurité obtenues et une probabilité de rupture calculée

$$PF = \frac{\text{nombre de FS calculés inférieurs à l'unité}}{\text{nombre total de FS calculés}}$$

Une certaine dispersion plutôt qu'une valeur unique fixe est observée dans la plupart des paramètres contribuant au calcul du potentiel cinématique de rupture et du facteur de sécurité. Il est primordial de considérer la variabilité et l'incertitude liées aux paramètres d'entrée, puisque l'évaluation de la stabilité des pentes selon une approche déterministe exclusive pourrait, dans certain cas, occasionner des résultats erronés et un design inadéquat. Une analyse de sensibilité permet de prévoir une série de résultats oscillant entre le pire et le meilleur, et elle permet d'identifier les paramètres affectant les résultats de l'analyse de stabilité, et donc de recueillir des données subséquentes aidant à mieux définir ces paramètres. L'effet d'un seul paramètre à la fois sur l'analyse de stabilité est toutefois étudié dans l'analyse de sensibilité. Toutefois, notons que l'étude de l'effet d'un seul paramètre à la fois sur l'analyse de stabilité est comprise dans l'analyse de sensibilité. Cette approche n'est donc pas valable pour l'analyse de l'influence de la variation d'un nombre conséquent de paramètres d'entrée significatifs. Pour une multitude de paramètres d'entrée, il est recommandé de considérer une analyse probabiliste, laquelle permet d'apprécier l'effet de l'ensemble de paramètres d'entrée à la fois, mais il faut faire attention au bon choix du type lié aux paramètres d'entrée.

II.4.2 Méthode des blocs clés

Le réseau de discontinuités divise le massif rocheux en un ensemble de blocs. La création d'une excavation dans le massif expose sur la surface libre un nombre de blocs dont certains par leur géométrie sont susceptibles de se déplacer vers le vide et peuvent entraîner la chute d'une partie ou la totalité de l'ensemble des blocs du massif. Si ces blocs sont fixés d'une manière ou d'une autre, le massif sera stable. Ces blocs sont alors les clés de la stabilité, ils sont appelés "blocs clés".

Ce sont Goodman et Shi (1985) qui ont développé cette théorie dite "Théorie des blocs clés", qui permet de détecter les blocs qui mettent en danger la stabilité du massif, et de calculer l'effort nécessaire pour les retenir et rendre le massif stable.

La théorie des blocs clés est basée sur les hypothèses suivantes :

- les blocs ont des faces parfaitement planes.
- les blocs sont rigides et n'admettent pas de déformation.
- les discontinuités sont supposées infinies et s'étendent sur tout le domaine d'étude.
- les discontinuités et les surfaces d'excavation sont connues de façon déterministe.

Les deux premières hypothèses sont réalistes, les discontinuités peuvent être supposées planes à l'échelle d'un talus en mines à ciel ouvert ou d'une galerie souterraine. L'hypothèse de la rigidité des blocs est due au fait que, dans la plupart des massifs rocheux fissurés, les fissures sont très déformables par rapport à la matrice rocheuse.

La troisième hypothèse est souvent incorrecte. Les massifs rocheux peuvent être plus affectés par la petite fracturation, qui a une extension limitée, que par les fractures à grandes extensions.

Le calcul de stabilité d'un bloc ne prend pas en compte l'effet de l'action des autres blocs. Surtout ceux qui sont au-dessus dont l'action de leurs poids n'est pas prise en compte dans le bilan des forces motrices. Ceci est un inconvénient majeur de cette méthode. Néanmoins, elle permet d'identifier les blocs amovibles, là où il faut agir pour stabiliser le talus.

La théorie des blocs clés n'importe réellement aucune innovation fondamentale à l'analyse classique de l'équilibre limite mais son originalité vient de sa formulation mathématique et de sa capacité à étudier plusieurs combinaisons de joint de façon simple

II.4.3 Méthodes de calcul en déformation

II.4.3.1 La méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis se présente comme étant la plus générale. Elle consiste à substituer un domaine réel par un modèle discrétisé formé d'un assemblage de nœuds et des éléments de taille finie appelés mailles. L'idée de base est de calculer les déplacements nodaux à partir desquels dérivent les contraintes dans les éléments. Le problème statique général nécessite la résolution d'un système d'équation linéaire qui dépend des conditions aux limites du système. Ce problème prend la forme mathématique suivante :

$$F = K.U \quad (26)$$

F étant le vecteur de forces appliquées sur le système, U le vecteur de degré de liberté et K la matrice de rigidité globale du système. Pour une connaissance plus approfondie de cette méthode dans le domaine de mécanique des roches, le lecteur peut consulter des ouvrages de référence comme celui de Zienkiewicz (1973) ou Goodman et Saint John (1977).

La méthode des éléments finis peut étudier des milieux à caractéristiques mécaniques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologiques variés : élasticité, plasticité, viscosité et peut traiter les problèmes dynamiques.

Dans les massifs fissurés, la méthode des éléments finis trouve cependant ses limites. La discrétisation devient très lourde et il est difficile de bien représenter le domaine d'étude. Pour des massifs présentant quelques fissures, celles-ci sont représentées par des éléments dits "joints". Cet élément a fait l'objet de plusieurs études antérieures parmi lesquelles nous citons celle de Goodman et al. (1968).

Quant aux massifs très fracturés, ils sont étudiés comme des milieux continus ayant des caractéristiques mécaniques équivalentes à celles des milieux réels.

Toutefois, cette méthode rencontre certaines difficultés au niveau de génération du maillage surtout dans le cas d'un massif rocheux très fissuré. Ces difficultés disparaissent progressivement suite à l'amplification de la puissance des ordinateurs et l'élaboration d'algorithmes appropriés.

Une étude de stabilité de talus dans un massif rocheux, par la méthode des éléments finis, nécessite le calcul des contraintes et des déformations qui seront développées dans le massif après le creusement du talus. Suivant le critère de rupture adopté (ou d'état de contrainte limite à ne pas dépasser) et la répartition des zones critiques (ou en rupture) dans le talus, on juge de son état de stabilité.

II.4.3.2 La méthode des éléments distincts

La méthode des éléments distincts a été développée par Cundall (1971), et a connu un grand développement notamment par Belytschko (1984), Hamajima (1985), Hornby et Lawrence (1987),... Elle conduit à modéliser le milieu rocheux fissuré par assemblage de blocs qui interagissent entre eux à travers leurs contacts. Pour diminuer le nombre de degrés de liberté des systèmes étudiés, les blocs sont souvent supposés rigides, et les déplacements du système sont dus uniquement aux déformations des contacts entre blocs.

Le modèle de calcul par la méthode des éléments distincts développé par Cundall est basé sur les trois étapes suivantes :

- représentation du milieu sous forme d'éléments distincts ou blocs.

- modélisation des interfaces entre blocs par la loi liant forces et déplacements au niveau des contacts entre blocs.
- définition de la loi de mouvement décrivant l'évolution du système de blocs soumis aux sollicitations extérieures.

Cundall propose de partager le domaine d'étude suivant un maillage dépendant de la taille moyenne des blocs, et de suivre l'apparition de nouveaux contacts des blocs situés dans chaque maille.

Une autre proposition consiste à définir à l'avance une liste des blocs qui peuvent avoir probablement des contacts au cours de leurs déplacements.

L'interaction des blocs entre eux se traduit par des relations liant forces et déplacements. Au niveau de chaque contact les forces sont décomposées en forces normales et forces tangentielles. Deux codes de calcul ont été construits sur la base de cette méthode : UDEC (Universal Distinct Element Code) qui est voué à la résolution de problèmes dynamiques, BRIG3D (Tahiri, 1992) qui lui est destiné aux problèmes statiques et UDEC (Cundall (1980), ITASCA (2000)).

La méthode des éléments distincts est basée sur des formulations faisant intervenir le temps de manière explicite, permettant ainsi d'étudier des problèmes dynamiques (tirs de mines, séismes,...). Son application pour des problèmes statiques se fait par la procédure de la relaxation dynamique en introduisant des facteurs d'amortissement qui font converger le système étudié vers son état d'équilibre. Le temps dans ce cas est introduit de manière implicite.

La procédure numérique est une technique de relaxation dynamique pour résoudre les équations du mouvement. Les forces et les déplacements entre blocs peuvent être déterminés en étudiant l'équilibre dynamique des blocs considérés séparément. Pour chaque incrément en temps, les équations du problème sont obtenues en écrivant le bilan en résultante et en moment résultant pour chaque bloc considéré (forces extérieures, forces de contact entre blocs et forces d'inertie). Cette résolution adopte un schéma explicite en temps, au moyen de différences finies centrées.

Un code de calcul adapté au cas statique a été développé par Tahiri (1992). La procédure de calcul numérique suivie est celle des éléments finis classiques. Les blocs sont considérés indéformables, leur déplacement étant donc décrit par une translation et une rotation. L'interaction entre deux blocs, initialement en contact par l'intermédiaire d'une discontinuité, peut être alors évaluée à partir du déplacement relatif entre les deux blocs. Les forces de contact sont reliées aux déplacements relatifs du joint par l'intermédiaire de la loi de

comportement de celui-ci. La loi de comportement du joint est écrite sous forme incrémentale. L'énergie potentielle totale du modèle étudié est composée de l'énergie de déformation des discontinuités et du travail des forces extérieures. Sa minimisation permet de lier les forces et les déplacements des blocs par l'intermédiaire d'une matrice de rigidité et conduit à un système d'équations non-linéaires, les rigidités étant fonction des déformations. on parle ainsi de résolution statique : BRIG3D (Tahiri, 1992) Inspiré de la méthode des éléments distincts.

II.5 Critères de conception

Pour définir les critères de conception permettant d'estimer l'acceptabilité d'un design, l'emploi du facteur de sécurité moyen et la probabilité de rupture liée à une distribution de facteurs de sécurité peut être envisagé. On peut interpréter les résultats de l'analyse de la stabilité suivant les critères de conception permettant d'estimer la stabilité de la pente et donc l'acceptabilité du design; la définition de ces critères n'est pas soumise à des règles simples et universelles du fait que chaque design est unique et que les critères de conception devraient dépendre des particularités du site. Toutefois, certains auteurs notamment Hoek (2007) et Priest ainsi que Brown (1983) suggèrent que les critères de conception soient basés sur les résultats de l'analyse à l'équilibre limite. Pour mettre en place des critères d'acceptabilité de design présentés au tableau 1.1, (Annexe 1). Certaines catégories de pente ont d'abord été identifiées par Hoek (2007). Le type de matériau impliqué, sol ou rock et les propriétés relevant des modes de rupture, des discontinuités, etc., permettent d'abord de distinguer ces catégories. Les catégories de pente définies sont alors au nombre de cinq. Ce sont les massifs rocheux fracturés (jointed rock slopes), puisque dans ce mémoire, l'analyse porte seulement sur les ruptures structurales qui sont concernées par la catégorie de pente à considérer. Par la suite Hoek s'est focalisé sur les problèmes typiques liés aux diverses catégories de pente. Les ruptures liées aux massifs rocheux fracturés se produisent en général suivant les discontinuités conduisant à des instabilités planaires, de dièdre et par basculement. Hoek (2007) insiste finalement sur le fait que les critères d'acceptabilité de design dépendent du caractère de la pente. Ainsi, il propose un facteur de sécurité supérieur à 1.3 dans le cas d'une pente temporaire présentant un risque minimal lié à une rupture, et dans le cas d'une pente permanente présentant un risque important lié à une rupture, il propose plutôt un facteur de sécurité supérieur à 1.5. Enfin, il souligne la possibilité d'accepter des probabilités de rupture de 10-15 % pour les pentes des fosses à ciel ouvert dont le coût du nettoyage est moins important que celui de stabilisation. Par ailleurs, sur la base des critères de conception selon les conséquences anticipées d'une rupture, Priest et Brown (1983) ont établi et ont défini trois

catégories de pentes minières en fonction de la gravité de la conséquence d'une rupture : pas importante, modérément importante et très importante. Notons que des valeurs acceptables de facteurs de sécurité moyens et de probabilités de rupture sont proposées par les auteurs à ces catégories. En conclusion, les auteurs montrent la façon de laquelle la stabilité des pentes peut être interprétée sur la base de ces critères de design représentés sur le tableau 1.2 et 1.3 (Annexe 1). Comme cité plus haut, l'adoption des critères de conception adéquats est alors en rapport avec le projet minier vu que chaque design est unique.

II.6 Conclusion

Ce premier chapitre a permis de présenter les concepts généraux des facteurs qui contrôlent la conception et la stabilité du talus minières. L'importance des discontinuités dans l'analyse de la stabilité des pentes minières qui s'explique par l'existence des différents mécanismes de rupture a été soulevée. En suite les différentes méthodes de calcul de stabilité de talus ont été détaillées dans ce chapitre.

Le facteur de sécurité moyen et la probabilité de rupture associée à une distribution de facteurs de sécurité peuvent être utilisés afin d'établir des critères de conception permettant de juger si un design est acceptable.

III.1 Introduction

Pour une meilleure compréhension d'un système de classification du massif rocheux, il est important de bien distinguer les termes suivants (Stille et Palmström, 2003) : classification, caractérisation et système de classification.

La classification est la tâche de grouper des éléments dans de différentes classes. Dont le but principal est de permettre de ressortir avec une meilleure connaissance d'une nature, d'un comportement ou d'une série de résultats. Elle consiste à grouper des objets ou paramètres selon leurs informations et types de relations recherchées (Bieniawski, 1984). Elle essaye donc d'augmenter les connaissances d'après des observations ou mesures déjà établies. Et elle doit donc être exhaustive et mutuellement exclusive (Stille et Palmström, 2003), c'est-à-dire qu'un paramètre relatif ne peut qu'appartenir à un seul groupe ou classe.

Deuxièmement, le mot caractériser désigne l'acte de décrire ou de mesurer une condition particulière, comme une substance ou un matériel, dans le but de ressortir un paramètre quantitative ou qualitative. Par la suite, cette opération leur attribue une valeur ou une cote selon la structure, composition et propriétés du massif rocheux déterminé par la classification. Dans le domaine de la mécanique des roches, l'acte de caractérisation du massif rocheux consiste à décrire ou quantifier des paramètres ou des caractéristiques influençant le comportement de la masse rocheuse. Généralement, ce terme évalue les propriétés inhérentes de la masse rocheuse tout en omettant les paramètres environnementaux de design. La sommation des valeurs de classification de ces propriétés constitue en classification de la masse rocheuse.

Troisièmement, le terme système de classification désigne tous groupes particuliers d'outils de conception empiriques permettant d'évaluer entre autres le design du support de terrain et la stabilité de l'excavation pour de conditions locales de l'excavation dans la masse rocheuse. Le système de design empirique résulte ainsi de l'ajustement de la classification de la masse rocheuse par des paramètres de design local (contrainte in situ, orientation des joints...etc) ressortant d'observations sur le terrain ou à partir d'analyses numériques (Palmström et al. 2001). Donc le terme système de classification est utilisé uniquement lors de l'utilisation pratique d'une classification (qui peut varier entre les systèmes en fonction des paramètres géologiques utilisés) pour résoudre les différents aspects d'ingénierie de la roche dans le processus de design d'excavation.

L'utilisation d'une classification géomécanique donne beaucoup d'avantages comptés par plusieurs auteurs comme suit :

- Produit une meilleure communication entre la géologie, l'ingénierie et la production ;
- Les expériences, les observations et le jugement de l'ingénieur sont corrélés plus efficacement par un système de classification quantifiable ;
- Les ingénieurs préfèrent des chiffres au lieu de description pour l'évaluation du massif rocheux ;
- Les classifications permettent de mieux organiser les connaissances.

Mais pour qu'une classification remplir son rôle elle doit présenter les caractéristiques suivantes :

- Être simple d'applicable et reproductible ;
- Présenter et définir les termes d'une manière claire, précise et reconnue ;
- Incorporer les paramètres significatifs de la masse rocheuse ;
- Permettre une évaluation quantitative des divers paramètres, par des essais simples et peu dispendieux sur le site ;
- Contenir un système de pointage adéquat permettant de considérer chacun des paramètres selon son importance relative ;
- Fournir les données comptabilisées, en valeurs qualitatives et quantitatives à l'ingénieur.

Depuis un siècle, différents chercheurs ont essayé de caractériser la roche afin d'extrapoler des relations empiriques pour le design sécuritaire des excavations.

III.2 Classifications géomécanique des massifs rocheux

La caractérisation du massif rocheux s'effectue habituellement à l'aide de systèmes de classification géomécanique. Ces derniers sont des méthodes empiriques qui utilisent différentes propriétés afin d'attribuer au massif rocheux une valeur de qualité. Plusieurs systèmes de classification ont été développés. En se basant sur un grand nombre de références. Palmström (1995) a rassemblé un recueil de ces systèmes les plus utilisés (tableau 2.1. Annexe 2). D'après les remarques qui existent dans ce tableau nous concluons que chaque système est mieux adapté à l'objectif pour lequel il a été conçu (tunnel, mines, fondations...) : aucune classification n'est universelle.

III.2.1 *Rock Quality Designation index (RQD)*

Le *Rock Quality Designation (RQD)* a été développé par Deere et al. (1967) à fin de donner une estimation quantitative de la fracturation influençant le comportement de la masse rocheuse à partir de l'examen de carottes obtenues par des forages. Le *RQD* est défini comme

le pourcentage des morceaux intacts de longueur supérieure à 10 cm, sur la longueur totale du forage. Ce paramètre est défini comme suit :

$$RQD = \frac{\sum \text{longueur de pièces} \geq 100 \text{ mm}}{\text{longueur totale de la cource}} * 100 \quad (1)$$

La relation entre la valeur du RQD et la qualité du massif peut être établie selon la proposition de (Deere, 1968) et elle est présentée au tableau 3.1 ci-dessous.

Tableau 3.1 : Corrélation entre l'indice RQD et la qualité du massif rocheux (tiré de Deere, 1968)

RQD (%)	Qualité du massif rocheux
<25	Très pauvre
25 – 50	Pauvre
50 – 75	Moyenne
75 – 90	Bonne
90 – 100	Excellente

Palmström (1982) a suggéré que le *RQD* puisse être lié et déduit du nombre de discontinuités par unité de volume. Il a proposé la relation suivante, qui serait valable pour les roches sans argile et utilisable lorsqu'aucun forage n'est disponible mais que des traces de discontinuités sont visibles en surface :

$$RQD = 115 - 3,3J_v \quad (2)$$

Pour : $J_v < 4,5$; Le $RQD = 100$.

Où J_v est la densité volumique des joints, c'est-à-dire la somme du nombre de joints par m^3 , pour toutes les familles de discontinuités présentes (*ISRM*, 1978). Ce paramètre permet de déterminer les dimensions des blocs dans un système rocheux fracturé. Il existe aussi des méthodes alternatives pour estimer l'indice RQD autre que par l'utilisation de carottes de forage géologique.

Priest et Hudson (1976) ont établi une relation entre l'espacement des joints [joints/mètre] déterminé à partir de mesure de surface du massif rocheux exposé et de l'indice RQD :

$$RQD = 100 \ell^{-0.1\lambda} (0.1\lambda + 1) \quad (3)$$

Lorsqu'aucun forage géologique n'est disponible, cette corrélation s'avère très utile (Edelbro, 2003).

III.2.2 Rock Mass Rating (RMR)

Bieniawski a publié en 1976 les détails d'une classification des masses rocheuses intitulées *Geomechanics Classification or the Rock Mass Rating (RMR) system*. Depuis la version originale, certaines modifications ont été apportées. Désormais, plusieurs variantes de la classification de Bieniawski sont disponibles. Les versions 1976 et 1989 sont les plus couramment utilisées.

Cette version est choisie simplement du fait que tous les changements apportés pour améliorer ce système n'ont généralement affecté que le poids des coefficients des différents paramètres géologiques. Les relations empiriques basées sur les études de cas initiales, sont restées quasi inchangées. Donc, utiliser une version plus récente, d'après une nouvelle pondération des coefficients, pourra produire de multiples confusions et de graves erreurs de désigne empirique (Milne, 2007).

En reprenant la version 1976 du système de classification, La somme de ces coefficients détermine la valeur du *RMR*, qui peut varier entre 0 et 100. l'utilisation du *RMR* se repose sur la simplicité à déterminer les différents paramètres suivants: :

- A1 : Résistance en compression uniaxiale de la roche intacte;
- A2: Rock Quality Index (RQD);
- A3 : Espacement des diaclases;
- A4 : Condition des joints;
- A5: L'état d'infiltration d'eau souterraine.

Ces paramètres sont illustrés sur la figure 3.1.

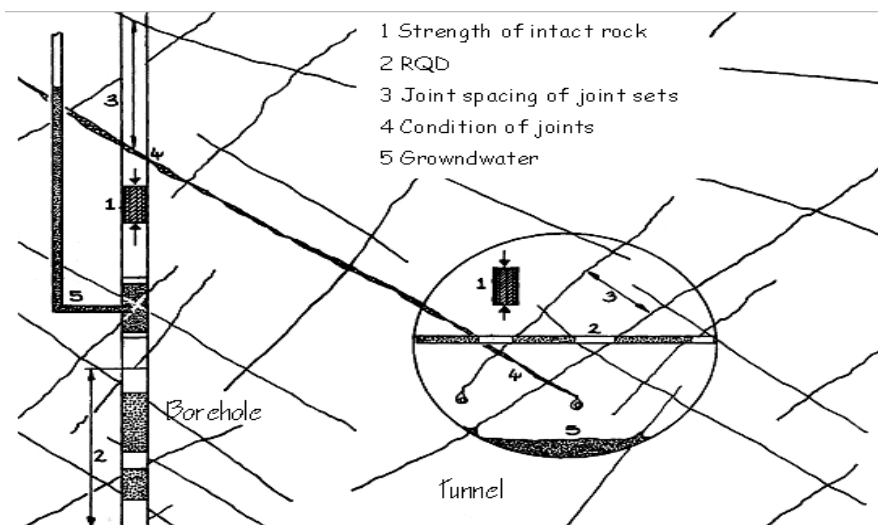


Figure 3.1: Illustration graphique des paramètres de caractérisation du RMR (Bieniawski [1973]).

Par la suite, la formule générale du RMR76 de base est la sommation des paramètres évalués, le plus souvent pour une condition sèche du terrain :

$$\text{RMR}_{\text{de base}} = A1 + A2 + A3 + A4 + A5$$

Cette formulation se base sur la sommation des divers paramètres afin de produire une cote finale du $\text{RMR}_{\text{de base}}$ comprise entre 8 et 100 points. Chacun des paramètres se voit attribuer une note qui varie selon la description (coefficient). Au fur et à mesure que l'expérience sur le terrain s'est accumulée, l'auteur a modifié la distribution des cotes des différents paramètres en conséquence ainsi que la distribution selon les coefficients. Inspiré par un des paramètres dans la classification "*Rock Structure Rating*" (RSR) de Wickham et al. (1972), Bieniawski suggère un paramètre de réduction tenant compte de l'orientation du tunnel par rapport à l'indication du pendage. Le paramètre A6 est négatif afin de réduire la qualité du massif rocheux. La classification doit tenir compte de l'influence de conditions externes applicables à l'ingénierie :

$$\text{RMR} = \text{RMR}_{\text{de base}} + A6$$

Cette nouvelle cote dégradée se qualifie de *RMR*, Initialement produit pour la construction d'un tunnel et une fondation, Bieniawski (1973) définit le paramètre de l'ajustement pour l'orientation des joints par une évaluation qualitative (e.g. très favorable ou très défavorable). Celle-ci est reliée à une cote positive faisant partie des paramètres de base du RMR. Lors de modification subséquente, Bieniawski (1976) ajoute l'influence du pendage de la famille de joints, ainsi que l'orientation du tunnel par rapport à celle-ci, et il modifie la pondération de l'ajustement des orientations en tant que cote réductrice du RMR de base. L'ajustement pour l'orientation des joints ainsi que l'effet sur l'excavation d'un tunnel sont illustré, (voir Tableau 2.2. Annexe 2).

En général, il existe de nombreuses critiques des différentes versions du système RMR dans la littérature (Houghton, 1976 ; Hoek et Brown, 1980 ; Hoek et al. 2000 ; Pells et Bertuzzi, 2007 ; Milne, 2007 ; Aksoy, 2008) Néanmoins, le RMR reste un outil puissant, lorsque bien utilisé. Ce système a réussi à identifier des paramètres géologiques quasi universels permettant d'enregistrer rapidement et simplement toute expérience d'excavations dans la masse rocheuse. De la sorte, l'application du système de classification RMR s'étend avec succès à la conception de fondation, de stabilité de talus, l'évaluation du décapage, ainsi que de nombreuses applications minières (Bieniawski, 1976).

III.2.2.1 Estimation des paramètres mécaniques à partir du RMR

Pour les cinq classes définies par le *RMR*, Bieniawski [1989] propose un angle de frottement interne et une cohésion homogénéisée du massif rocheux (tableau 3.2).

Tableau 3.2 : Classes et propriétés globales des massifs rocheux

Valeur du RMR	81 à 100	61 à 81	41 à 60	21 à 40	< 21
Classe	I	II	III	IV	V
Description	Très bon rocher	Bon rocher	Rocher moyen	Rocher médiocre	Rocher très médiocre
Cohésion C_m (KPa)	> 400	300 à 400	200 à 300	100 à 200	<100
Angle de frottement interne ϑ_m (°)	> 45	35 à 45	25 à 35	15 à 25	<15

Plusieurs auteurs ont proposé des relations entre les paramètres mécaniques du massif rocheux et la valeur du RMR. Nous avons retenu les relations suivantes qui permettent d'estimer une cohésion et un angle de frottement, ainsi qu'un module d'Young :

$$E_{\text{éq}} \text{ (GPa)} = 10^{(\text{RMR} - 10) / 40} \quad (\text{Serafim\& Pereira, 1983}) \quad (4)$$

$$c_{\text{éq}} \text{ (kPa)} = 5 \text{ RMR} \quad (\text{Bieniawski, 1979}) \quad (5)$$

$$\varphi_{\text{éq}} \text{ (deg)} = 0,5 \text{ RMR} + 8,3 \pm 7,2 \quad (\text{Trunck\&Hönisch, 1989}) \quad (6)$$

III.2.3 Geological Strength Index (GSI)

introduit par Hoek et al.,(1995), puis amélioré par Sonmez et Ulusay, (1999), s'appuie sur l'observation directe de la structure du massif rocheux. C'est un nombre sans dimension variant entre 5 et 85, déterminé empiriquement, à partir d'un visu-examen *in situ* de la qualité de la masse rocheuse. Sonmez et Ulusay (1999) ont proposé des perfectionnements à la classification *GSI* qu'ils estiment trop approximative. A leur avis, le manque de paramètres permettant de décrire les conditions de surface des discontinuités et la structure de la masse rocheuse empêche d'obtenir des valeurs plus précises du *GSI*. Pour ces raisons, ils ont suggéré l'introduction de deux paramètres additionnels :

III.2.3.1 Surface Condition Rating SCR

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

$$SCR = Rr + R_w + Rr \quad (7)$$

Rr , R_w et Rr peuvent être estimés à partir du tableau situé en haut à droite (Figure 2.1. Annexe 2).

La valeur maximale pouvant être atteinte par le SCR étant 18, l'axe horizontal de la classification GSI a été divisé en 18 intervalles de même longueur.

III.2.3.2 Structure Rating SR

La dimension des blocs peut être un indicateur très important du comportement mécanique de la roche : de grands blocs sont en général moins déformables, et moins sujets à des rotations que des blocs plus petits.

La courbe semi-logarithmique permet de déduire une valeur du SR , à partir de la mesure de la densité volumique des joints (J_v).

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

On peut toutefois s'interroger sur la validité de cette argumentation, au vu de la précision discutable des paramètres additionnels utilisés (notamment J_v). L'expression suivante est proposée pour l'estimation approximative de J_v en conjonction avec D_n (Sonmez et Ulusay, 2002).

$$J_v = D_n \left(\frac{1}{S}\right) \quad (8)$$

Où D_n : est le nombre estimé d'ensembles de discontinuité c.-à-d. :

- Dans le cas d'un morceau de roche à partir d'une masse rocheuse dont trois ensembles communs à peu près perpendiculairement les uns aux autres, des blocs prismatiques avec six surfaces sont formées et que les surfaces parallèles sont considérées à partir d'une seule discontinuité de définir le nombre d'ensembles de discontinuité (D_n) est estimée à 3.

- Alors que dans le cas d'un morceau de roche tétraédriques, dont les surfaces ne sont pas parallèles les unes aux autres, le nombre des ensembles de discontinuité est considérée comme 4.

S : est la taille moyenne des morceaux de bloc ou de la roche, ce qui représente l'espacement moyen des discontinuités et estimée à partir des morceaux choisis de la masse rocheuse.

Le tableau 3.3 illustre les cinq classes définies par le *GSI*, toute en indiquant la qualité de massif rocheux.

Tableau 3.3 : classes *GSI* et qualité de massif rocheux

Valeur <i>GSI</i>	76-95	56-75	41-55	21-40	<20
Qualité de massif rocheux	Très bon	Bon	Moyen	mauvais	Très mauvais

Le *GSI* représente une certaine estimation de la réduction de la résistance du massif rocheux suivant les conditions géologiques. Il est un paramètre essentiel dans le critère de Hoek et Brown (1997). Pour un massif rocheux, ce critère s'écrit dans le plan de contraintes principales (σ_1, σ_3) comme suit :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma_3}{\sigma_c} + s \right)^a \quad (9)$$

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28}\right)$$

$$m_i = \sigma_c / \sigma_t$$

$$\text{Pour } GSI > 25 \text{ (bon rocher) : } a = 0.5, s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9}\right)$$

$$\text{Pour } GSI < 25 \text{ (rocher de qualité médiocre) : } s = 0, a = 0.65 \times \left(\frac{GSI}{100}\right)$$

s , a et m_b sont des constantes caractéristiques du massif. m_i représente le rapport entre la résistance à la compression simple σ_c et la résistance à la traction simple σ_t de la roche intacte. m_b / m_i varie entre de faibles valeurs (<0.1) pour des massifs fracturés et peu frottantes à des valeurs 0.4 à 0.6 pour des massifs de roches dures ne comportant que peu de fractures à rugosité élevée.

Outre les corrélations que nous avons mentionnées au paragraphe précédent, il existe des relations entre les paramètres mécaniques d'un massif rocheux et le *GSI*. Marinós et Hoek (2000) ont établi, dans ce sens, un travail empirique de référence. Ayant déterminé le *GSI* et le m_i du massif, il est possible de déduire son module de déformation E_m , sa cohésion C_m , son angle de frottement interne Φ_m et sa résistance en compression simple σ_{cm} (figure 3.2).

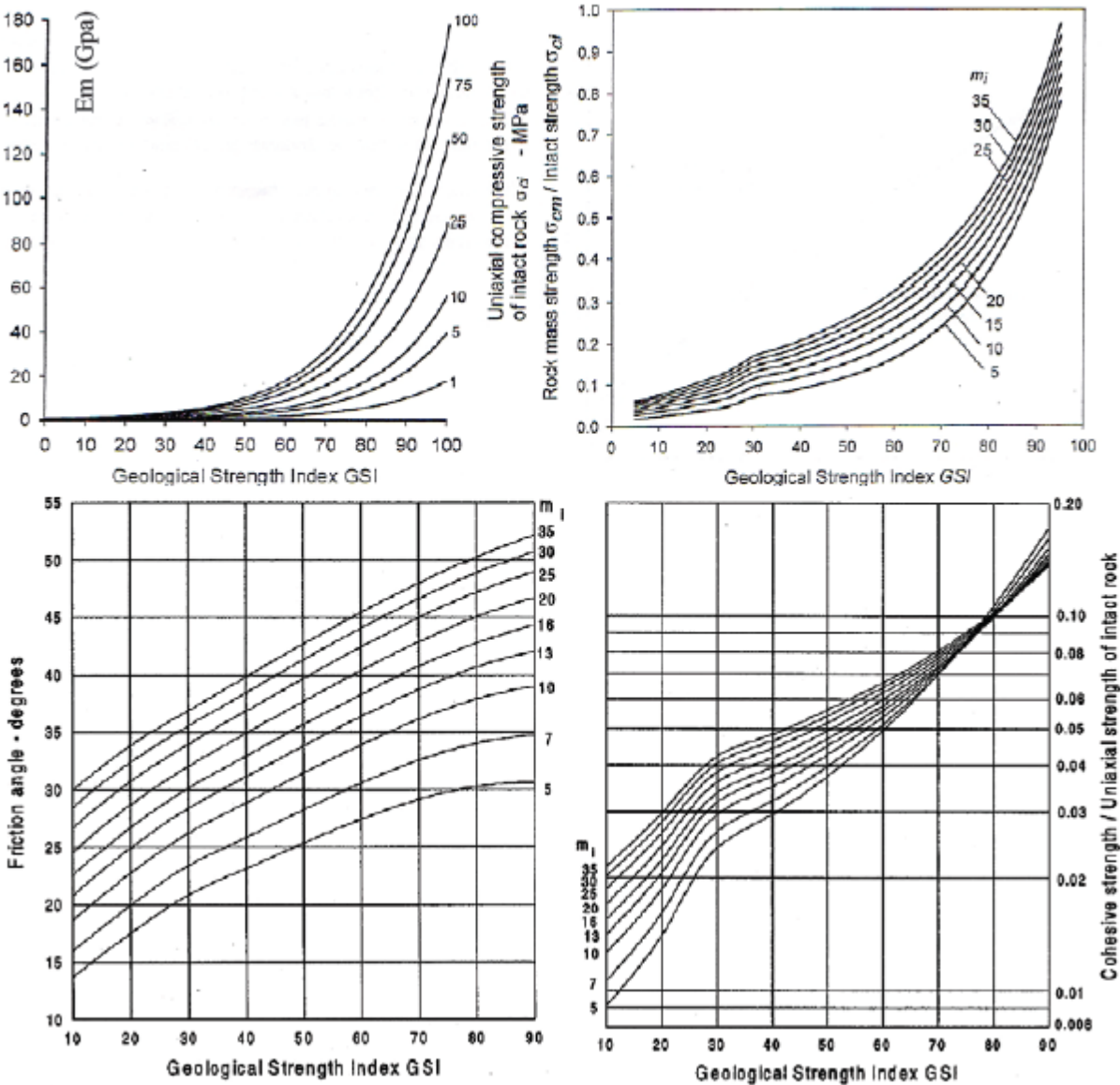


Figure 3.2 : Estimation de la résistance en compression simple, du module de déformation, de l'angle de frottement interne et de la cohésion de massifs rocheux en fonction du GSI (Marinos et Hoek [2000]).

III.2.4 Slope Masse Rating (SMR)

Les travaux de Romana, (1985), ont essentiellement eu pour but d'éclaircir l'évaluation de la note R6 du Système RMR dans le cas de l'étude de la stabilité des talus rocheux. Quoique

pouvant prendre des valeurs très élevées (et pouvant donc intervenir de manière prépondérante dans la valeur finale du RMR), ce paramètre n'avait en effet pas fait l'objet d'une définition quantitative de la part de Bieniawski dans ce cas, contrairement à ce qui a été fait, par exemple, pour les tunnels.

Romana a défini un système de classification pour les talus et les falaises qu'il a nommé le SMR (Slope Mass Rating) en s'appuyant sur le principe de la classification de Bieniawski en ajoutant un facteur d'ajustement factoriel en fonction de l'orientation relative des discontinuités et de la pente et à un autre facteur de correction en fonction de la méthode d'excavation. Il a ainsi défini le SMR par la formulation suivante :

$$SMR = RMR_{basic} + (F_1 \cdot F_2 \cdot F_3) + F_4 \quad (10)$$

Pour chaque paramètre, Romana a donné un tableau d'indices similaires à ceux de Bieniawski, mais il a donné aussi des formules empiriques pour F1 et F2. Voici la signification de ces paramètres selon Romana :

- F1 est un facteur dépendant du parallélisme entre les discontinuités et la pente, qui prend des valeurs comprises entre 0.15 et 1 et peut être définie par la formule suivante :

$$F1 = (1 - \sin(A))^2 \quad (11)$$

Expression dont laquelle A est la différence entre la direction du pendage des talus et celle des discontinuités.

- F2 est lié au pendage. Il prend des valeurs comprises entre 0.15 et 1. Il est défini par la formule suivante :

$$F2 = \text{tg}^2(\beta_j) \quad (12)$$

Où B est le pendage des discontinuités.

- F3 est l'ajustement de Bieniawski pour les joints ;
- F4 détermine le type du talus (naturel, artificiel, etc.), qui varie entre -8 et +15 selon le type de talus ;

Les différentes expressions et les indices attribués à chacun de ces paramètres ainsi que les classes de SMR sont illustrés par les tableaux 3.4 et 3.5.

Tableau 3.4 : Notes des paramètres SMR (Romana, 1993)

TYPE OF FAILURE		VERY FAVORABLE	FAVORABLE	NORMAL	UNFAVORABLE	VERY UNFAVORABLE		
P	A	$ \alpha_j - \alpha_s $	$>30^\circ$	30-20°	20-10°	10-5°	$<5^\circ$	
T								$ \alpha_j - \alpha_s - 180 $
W								$ \alpha_j - \alpha_s $
P/T/W	F ₁		0.15	0.40	0.70	0.85	1.00	
P/W	B	$ \beta_j \text{ ó } \beta_i $	$<20^\circ$	20-30°	30-35°	35-45°	$>45^\circ$	
P/W			0.15	0.40	0.70	0.85	1.00	
T	F ₂		1.00					
P	C	$\beta_j - \beta_s$	$>10^\circ$	10-0°	0°	0-(-10°)	$<(-10^\circ)$	
W			$\beta_i - \beta_s$					
T			$\beta_j + \beta_s$	$<110^\circ$	110-120°	$>120^\circ$	-	-
P/T/W	F ₃		0	-6	-25	-50	-60	
EXCAVATION METHOD (F₄)								
Natural slope			+15	Blasting or mechanical			0	
Presplitting			+10	Deficient blasting			-8	
Smooth blasting			+8					
P: planar failure; T: toppling failure; W: wedge failure.								

Tableau 3.5 : Description des classes SMR (Romana, 1993)

Description des classes SMR										
CLASSE N°	Vb	Va	IVb	IVa	IIIb	IIIa	IIB	IIa	Ib	Ia
Description	Très mauvais		mauvais		Moyen		Bien		Très bien	
Stabilité	Complètement instable		Instable		Partiellement stable		Stable		Complètement stable	
Rupture	Grand plan		Plan ou grand dièdre		Quelques joints ou beaucoup de dièdres		Quelques blocs		Aucune	
Support	reexcavation		Important/corrective		systematic		occational		Aucune	

III.3 Conclusion

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

Dans ce chapitre, nous avons présenté plusieurs méthodes de classification empiriques des massifs rocheux. Nous retenons quelques remarques essentielles :

L'utilité d'emploi des systèmes de classification est variable d'un problème à l'autre selon l'échelle de problème, les systèmes de classification empiriques (*RMR*, *GSI*, *SMR*...) sont fréquemment utilisés dans le calcul des ouvrages miniers. Toutefois, leur emploi n'est pas suffisant pour la détermination ou le dimensionnement des soutènements et l'évaluation de la déformabilité et la stabilité des ouvrages. Le recours à ce type de classification doit être limité à la phase préliminaire de l'avant-projet (conception, étude de faisabilité...).

Dans un projet d'ingénierie typique, les échantillons examinés en laboratoire représentent seulement une fraction très petite du volume du massif rocheux. L'inhomogénéité, l'anisotropie de la matrice rocheuse et l'effet d'échelle sont parmi les facteurs les plus importants affectant les propriétés d'un massif rocheux. A ce problème s'ajoute la présence des discontinuités avec des caractéristiques géométriques et mécaniques plus ou moins complexes et incertaines.

L'application directe des valeurs de (*RMR*, *GSI*) sert à estimer les paramètres mécaniques du massif rocheux. Le système *GSI* a été présenté par Hoek en 1994. Cet index a été par la suite modifié et étendu au fur et à mesure de son application sur des problèmes réels de mécanique des roches. Ce système est le seul système de classification des massifs rocheux directement relié à des paramètres mécaniques comme les paramètres de résistance de Mohr-Coulomb, Hoek-Brown ou le module du massif rocheux (Cai *et al.* 2004). Il faut noter, toutefois, le caractère empirique de ces classifications, ce qui a amené d'autres auteurs à proposer de déterminer les propriétés continues équivalentes des massifs rocheux fracturés par des méthodes d'homogénéisation numériques (Pouya et Ghoreychi, 2001 ; Chalhoub, 2006).

IV.1 Introduction

La géologie de la région d'étude a été établie en se référant aux travaux réalisés par de nombreux chercheurs tels que : (Durand-Delga, 1969; Vila 1971,1977et 1980 ; Guiraud, 1973, 1998 ; et Wildi, 1983; Bouillin, 1986), etc. Ces travaux ont montré qu'il s'agit de terrains sédimentaires appartenant aux zones externes de la chaîne des Maghrébides et de son ensemble allochtone sud-sétifien à contexte géologique très complexe.

Sur une transversale Nord-sud, les grands ensembles morpho-structuraux de l'Algérie septentrionale, se présentent de façon schématique par les massifs paléozoïques métamorphisés de Kabylie. Au Sud, ces massifs sont bordés par des formations calcaires dressées, du Mésozoïque- Cénozoïque, formant des «écailles» de la dorsale Kabyle (figure 4.1). Le Tell est marqué par des nappes de charriage superposées sur un avant-pays lui-même écaillé. Plus au Sud, l'Atlas Saharien s'individualise par des mégaplis orientés selon une direction W.S.W.-E.N.E. Cette structure a été générée par les mouvements tertiaires, principalement du Miocène.

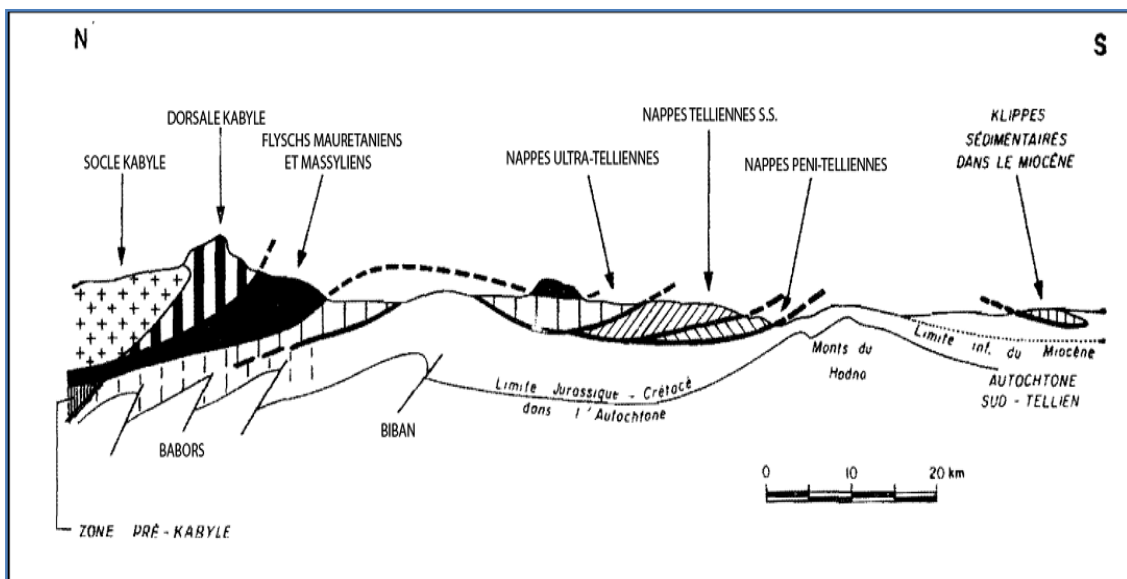


Figure 4.1: Rapports structuraux entre les différentes unités de la chaîne des Maghrébides (modifiés d'après Durand-Delga, 1969).

IV.2 Cadre géologique régional

La chaîne alpine des Maghrébides s'étend sur plus de 2000 Km de long, du Détroit de Gibraltar jusqu'au Nord de la Calabre (Italie), en passant par le Rif marocain, l'Atlas littoral d'Algérie (Kabylie et Tell), de Tunisie (Kroumirie-Nefza), la Sicile et enfin la

Calabre (figure 4.2). Le Tell s'est essentiellement structuré lors des mouvements tertiaires, surtout Miocènes.

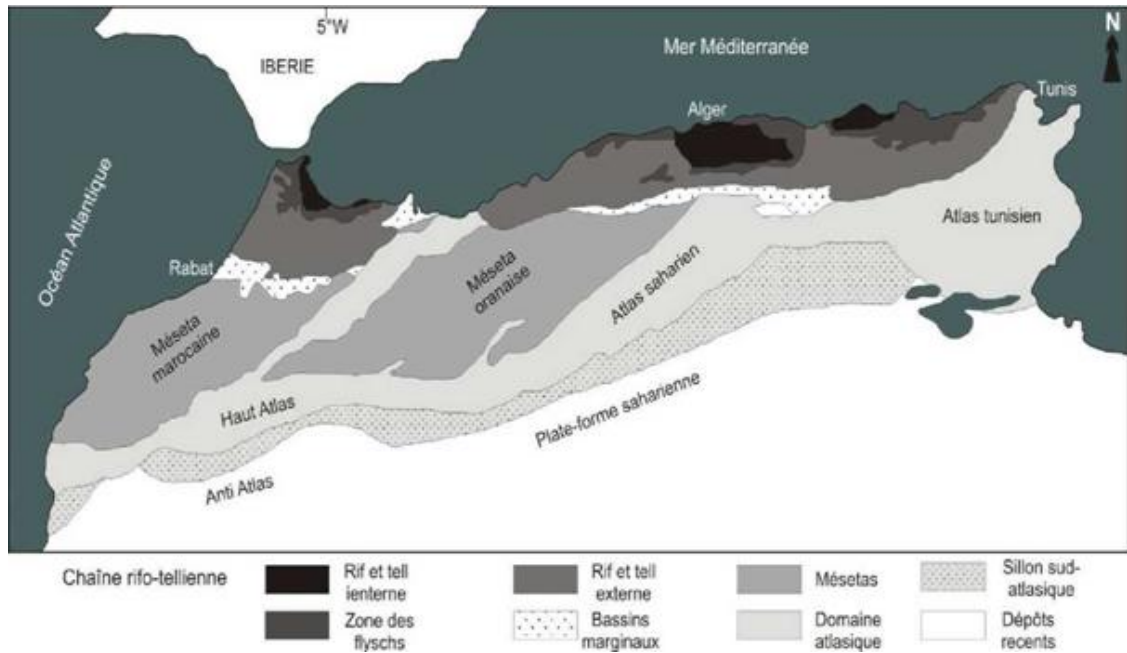


Figure 4.2 : Géologie du Maghreb (Piqué et al. 1998).

IV.2.1 Grands domaines structuraux

Du point de vue géologique, le Dj. Gustar appartient au domaine néritique de la plate-forme Sétifienne. Cet ensemble est constitué d'unités (nappes) encore plus externes que les nappes telliennes et d'allochtonie notable, mais moindre, structurées au Miocène moyen qu'on appelle séries de l'avant-pays allochtone ou tellien et se placent entre les nappes telliennes au Nord et l'autochtone ou para-autochtone atlasique au Sud.

- ❖ **Domaine interne** : appelé aussi socle Kabyle ou Kabylide, est composé de massifs cristallophylliens métamorphiques (gneiss, marbres, amphibolites, micaschistes et schistes) et d'un ensemble sédimentaire paléozoïque (Ordovicien à Carbonifère) peu métamorphique.

Le socle Kabyle est bordé au sud par les unités mésozoïques et cénozoïques de la Dorsale Kabyle appelée parfois « chaîne calcaire » à cause de l'importance du Jurassique inférieur calcaire. Ce domaine est exceptionnellement étroit et ne dépasse jamais quelques Km de largeur.

- ❖ **Domaine médian (ou domaine des flyschs)** : Ce domaine est constitué par des nappes de flyschs Crétacés-Paléogènes qui affleurent dans les zones littorales sur 800

km de long, entre Mostaganem et Bizerte (Tunisie). Il s'agit essentiellement de dépôts de mer profonde mis en place par des courants de turbidités. Ces flyschs se présentent de trois manières :

- en position interne : superposés aux massifs Kabyles, c'est-à-dire rétrocharriés sur les zones internes, et appelés flyschs Nord-Kabyles.
- en position relativement externe : à la bordure sud de la Dorsale Kabyle (flyschs sud-Kabyle)
- en position très externe : sous forme de masse isolées flottant sur le Tell charriés jusqu'à une centaine de kilomètres au sud.

On distingue du Nord au Sud deux grands groupes de flyschs, les flyschs Maurétaniens et les flyschs Massyliens auxquels s'ajoutent un troisième groupe de flyschs plus récent, les flyschs Numidiens d'âge Oligocène supérieur- Burdigalien inférieur.

❖ **Domaine externe : Il comporte**

- **Nappe telliennes :** il s'agit d'épaisses séries à dominante marneuses et marno-calcaire, ce sont des zones à caractère chevauchant vers le Sud. Elles regroupent : La nappe ultra tellienne. Les nappes telliennes au sens strict (Nappe de Djemila). Les nappes péni-telliennes.
- **Série de l'avant pays allochtone :** dans ces séries se rencontrent : Les nappes néritiques constantinoises à l'Est. Les nappes de l'ensemble allochtone Sud-Sétifien à l'Ouest Ensemble para autochtone.
- **Séries d'avant pays autochtone:** Elles sont représentées d'Ouest en Est par les monts du Hodna, les monts de Belezma et le massif de l'Aurès. Elles se caractérisent par des faciès de plate-forme subsidente envahie par une sédimentation gréseuse qui débute au Néocomien et se termine au Vraconien.

IV.2.2 Aperçu lithostratigraphique sur les domaines structuraux Sétifiens

A l'exception de domaine interne (socle et dorsale Kabyle) les hautes plaines Sétifiennes offrent toutes les autres unités de l'Algérie Alpine, on distingue la lithologie suivante :

a) Les nappes telliennes

Il s'agit d'importantes masses allochtones, les terrains sont essentiellement d'âge Mésozoïque à Cénozoïque, ils sont représentés par une série contenue, ou les

formations, à la base, sont des marno-calcaires d'âge Crétacé supérieur. Le sommet comprend des calcaires massifs de l'Yprésien-Lutétien inférieur et des marnes noires, brunes ou grises à bancs et à boules jaunes d'âge Eocène moyen et supérieur. Sur les nappes apparaît en superstructure les nappes numidiennes, qui sont localisés au djebel Megress, et Chouf Karoune, dont les formations sont des grès grossiers à intercalation argileuse.

b) L'ensemble allochtone sud Sétifien

Ils appartiennent aux avant pays plissés et écaillés de la chaîne alpine d'Algérie du Nord. Cet ensemble consiste un empilement d'écaillés chevauchantes qui s'étendent sur 140 km entre le méridien d'Aïn Taghrout à l'Ouest et celui d'Aïn Milila à l'Est, et sur 60 km du Nord au Sud selon sa plus grande largeur. Il détermine trois alignements de reliefs plus ou moins isolés qui émergent dans des plaines élevées, comme suit :

- au Nord les djebels Anini et Guergour.
- au centre djebel Della, Zdimm, Youssef, Braou, Tnoutit.
- au Sud, djebel Sekrine, Kaloun, Tella, Tafourer, Agmerouel...

Les terrains qui composent ces reliefs montrent une série continue allant du trias à l'Eocène. Le Trias est constitué par des argiles et du gypse, il apparaît sous forme de diapir (Guellal) et en semelle de nappes. Le Jurassique constitue une part importante des reliefs de l'ensemble allochtone sud sétifien, il est caractérisé par des dolomies et des calcaires massifs à Clypiena, avec la présence des marnes et des calcaires marneux de Lias supérieur.

Les terrains du Crétacé sont représentés par des calcaires avec la présence des calcaires dolomitiques gréseux du Barrémien et des terrains marneux de Cénomaniens supérieur.

Les affleurements du Tertiaire de l'allochtone sud sétifien sont très réduits :

1. Paléocène : il affleure uniquement au djebel Sekrine, il correspond à des couches phosphatées à exogyra.

2. Eocène : il est représenté par 100m de calcaires à silex.

➤ Litho stratigraphie de l'allochtone sud sétifien

Le Djebel Gustar fait partie de l'avant pays allochtone et comprend la succession stratigraphique suivante (figure 4.3):

- ✓ Le Mésozoïque

- Jurassique dolomitique (Dogger à Malm) : il s'agit de dolomies noires ou grises à grain moyen, azoïques et bien litées en gros bancs de 1 à 15 m d'épaisseur.
- Jurassique supérieur : masse bien litée de calcaires massifs gris en gros bancs et fossilifères.
- Néocomien : il s'agit de quelques dizaines de mètres de marnes à petits bancs calcaires fossilifères. Cette série repose sur les calcaires massifs Jurassiques par l'intermédiaire d'un hard-ground minéralisé.
- Barrémien : série calcaro-dolomitique et gréseuse à grosses barres dolomitiques rousses de 25 à 30 m d'épaisseur.
- Aptien : composé de marnes jaunes surmontés de gros bancs calcaires micritiques.
- Albien : représenté au col du Djebel Gustar par une cinquantaine de mètres d'alternance de grès fins, de calcaires et lumachelles spathiques fossilifères et de marnes et argiles.
- Cénomaniens : représenté par une cinquantaine de mètres de calcaires fins riches en fossiles au Djebel Braou.
- Sénonien supérieur : dans le Djebel Tella par une centaine de mètres de calcaires roux en bancs de 1 à 3 m à Orbitoides. Ces calcaires ont livré une microfaune typique du Sénonien supérieur (Maestrichtien). Les formations du Secondaire que nous venons de citer, appartiennent toutes à l'ensemble allochtone Sud-Sétifien.
- Maestrichtien : est connu à la limite Nord de la faille par des calcaires de la carrière de Bir el Ahrech et qui appartiennent à la nappe de Djemila.

✓ Le cénozoïque

- Mio-pliocène : représenté essentiellement par des conglomérats qui sont des dépôts fluviaux typiques. Et n'affleurant pas dans la carte de Djebel Gustar. Il affleure au Nord-Ouest de la feuille, autour du Djebel Tnoutit et au Nord du Djebel Tella.

✓ Le Quaternaire :

- Glacis polygéniques (éboulis de pentes consolidés) : sur toute la périphérie du Djebel Gustar (comme sur l'ensemble des reliefs de la région) existe une sorte de glacis polygéniques continu, jonché de fragments de roches non roulés et mêlés de terres de décalcification et de sables argilo-calcaire.
- Quaternaire récent indéterminé : formant les terres arables qui sont installées sur des placages limoneux et supportent un sol brun peu ou pas calcaire.

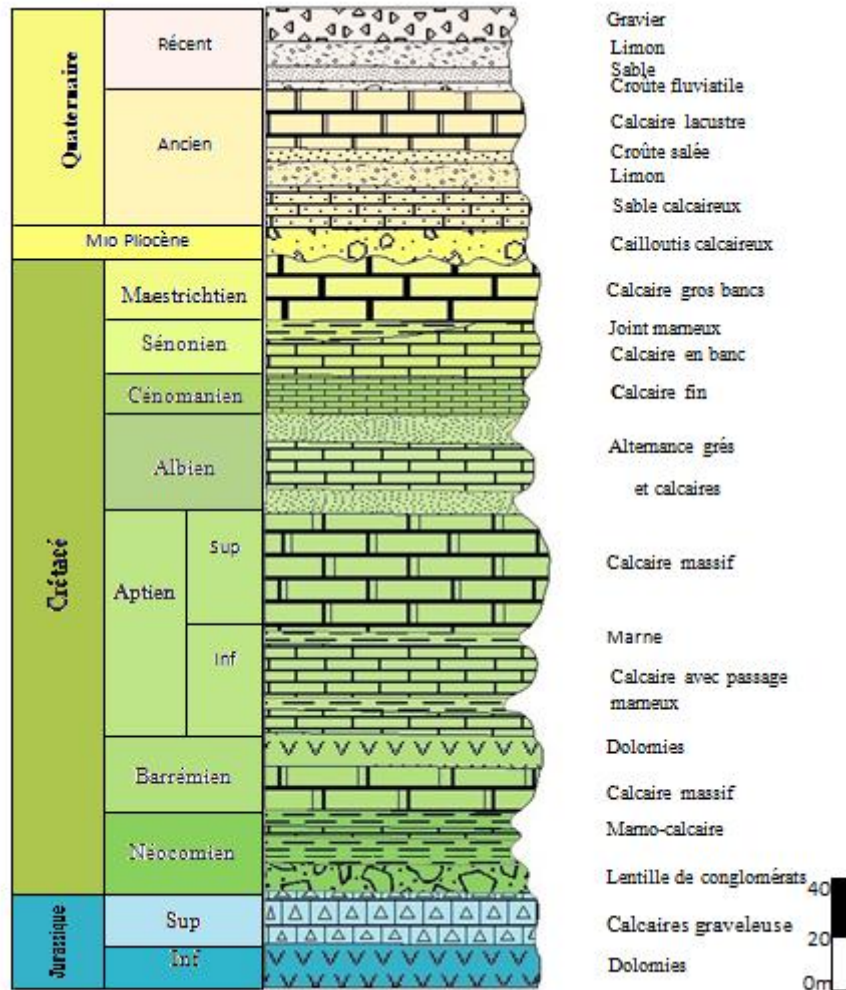


Figure 4.3 : colonne Lithostratigraphique de l'allochtone sud sétifien (Vila, 1980).

c) L'autochtone Hodnéen

Ce domaine est constitué de terrains allant du Jurassique jusqu'au Miocène. On note l'absence de l'Eocène supérieur et l'Oligocène.

Les séries Hodnéennes sont constituées par des marnes et des calcaires parfois gréseux avec la présence de quelques niveaux dolomitiques.

Les calcaires renferment des orbitolines, radiolaires, algues et exogyra.

Ces séries montrent à chaque étage des épaisseurs atteignant une certaine de mètres.

d) Nappe des Flyschs

- Nappe Numidienne : Elle apparaît au niveau de Kharrata et de Djemila, Ainsi au revers de Djebel Mégriss, constitue des formations suivantes : Argiles et grés : c'est une série azoïque formant de grés grossiers avec quartz et argile kaolinite quartzitique, sans microfaune, à la périphérie de Djebel Mégriss.

- Nappe des Flyschs Mauritanien : Elle caractérise les klippe de Ras elfedh et de l'oued Chertioua. Elle renferme les formations suivantes : Formations d'âge Crétacé à Lutétien et grés micacés Priabono-Oligocène : il s'agit de grés beiges et grés jaunâtres friables, et des marnes gréseuses, pauvres de microfaunes.
- Nappe des flyschs Massilyien : Grés, argiles à micro brèches et à blocs Crétacés : Elle est présentée à la feuille 1/50000 d'Aïn Roua, les alternances contiennent des microfaunes du sénonien inférieur.

e) Nappe néritique constantinoise

Elle apparaît sous forme de fenêtre sous la nappe de Djemila, et en klippe sur l'ensemble Allochtone Sud-Sétifien, leurs formations sont carbonatées d'âge Crétacé avec sénonien transgressif.

f) Trias exotique ou extrusif

C'est un complexe broyé triasique et principaux glaçon et calcaro-dolomitique, les masses broyées argilo-gypseuse du Trias jalonnent les contacts anormaux tangentiels.

IV.2.3 Tectonique

L'analyse structurale de la chaîne alpine d'Algérie orientale montre un style tectonique qui se résume essentiellement en quatre phases tectoniques :

a) Tectonique priabonienne (phase atlasique)

Elle est à vergence sud réalisée en grande partie dans la mer. Elle est responsable de la genèse des formations à blocs priaboniens et marque la fin d'une sédimentation débutant par le trias. Elle a pour résultat :

- La genèse de chevauchement Kabyle.
- La genèse des nappes de flyschs et de nappes telliennes représentées par des formations à blocs déposées dans le constantinois.
- Le plissement de l'avant pays de nappes telliennes y compris les plates formes carbonatées sétifiennes et constantinoises.

b) Tectonique Burdigalienne (phase Burdigalienne)

Elle est infra Burdigalienne à vergence Nord engendrant :

- des Olistostrones Kabyles et la nappe Numidienne.
- un bombement du Nord Kabyle méridional.
- des structures plicatives au Sud du domaine Kabyle.

c) Tectonique tortonienne (phase fini pliocène, R. Guiraud, 1973)

Elle est aussi à vergence sud (Vila, 1980). Elle se caractérise par des manifestations morpho tectoniques et des manifestations tectono-sédimentaires (bassin du Hodna). Du Nord au Sud de l'édifice structural, on peut distinguer :

- Les nappes telliennes qui résultent de superpositions plus anciennes reprises en blocs.
- La nappe néritique constantinoise et les unités allochtones sud sétifien.
- L'autochtone méridional.

d) Néotectonique post-Tortonienne

Elle se manifeste par deux types de déformations :

- Déformations cassantes : qui sont de deux types :

- des cassures de direction atlasique (N45°-N60°) correspondant au rejet d'accidents anciens.
- des cassures de directions E.W et de direction conjuguée perpendiculaire à ceux-ci.

- Déformations plicatives : qui limitent l'anticlinal du Dj Telia au Sud de Sétif s'alignant en général dans la direction atlasique.

IV.3 Répartition lithologique de la wilaya de Sétif

Sur le territoire de la wilaya de Sétif, les calcaires sont parmi les roches les plus développées et se rencontrent pratiquement dans les terrains de tous les étages géologiques.

Le mode de gisement et les particularités de la structure géologique de chaque assise diffèrent et sont en fonction de la position géologique et structurale de la région qui les renferme.

En utilisant le SIG qui permettant, à partir de diverses sources, de rassembler et d'organiser, de gérer, d'analyser et de combiner, d'élaborer et de présenter des

informations localisées géographiquement, contribuant notamment à la gestion de l'espace, on peut déduire ce qui suit (figure 4.4):

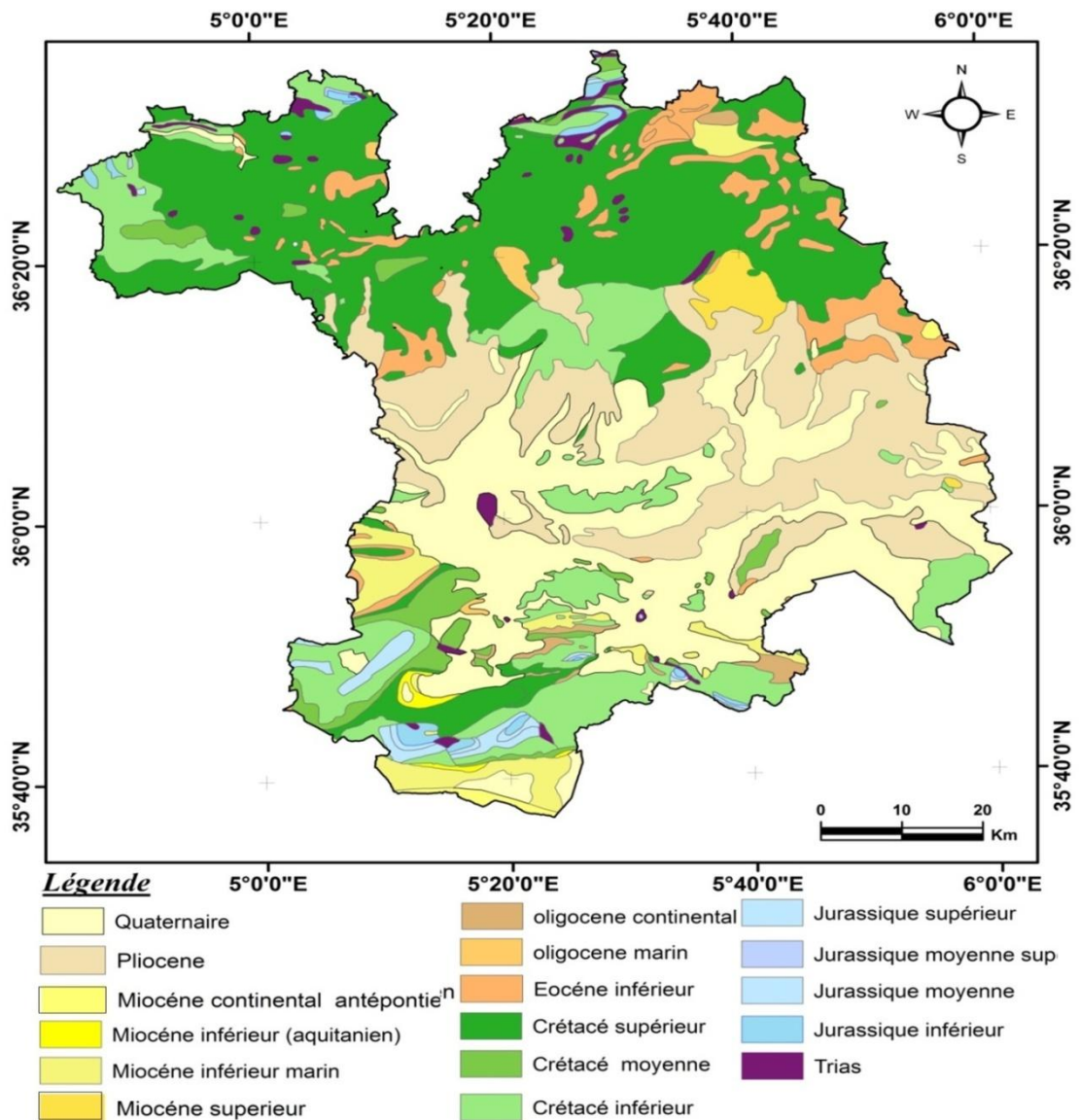


Figure 4.4 : Carte de la répartition lithologique dans la wilaya de Sétif.

Dans la région de Sétif les terrains (affleurements) les plus abondants sont représentés dans le tableau 4.1:

La plus grande surface est occupée par le Crétacé supérieur (1872,466 km²).

La plus petite surface est occupée par les terrains de Jurassique moy sup (2,333 Km²).

Tableau 4.1: répartition lithologique en fonction de la superficie (Sétif)

Age	Superficie Km ²
Quaternaire	1483,996
Pliocène	1202,440
Miocène continental	25,353
Miocène supérieur	75,780
Miocène inférieur marin	210,546
Miocène inférieur	20,002
Oligocène marin	28,224
Oligocène continental	49,066
Eocène inférieur	382,992
Crétacé supérieur	1872,466
Crétacé moyenne	206,878
Crétacé inférieur	893,316
Jurassique supérieur	67,050
Jurassique moy sup	2,333
Jurassique moyenne	18,039
Jurassique inférieur	52,158
Trias	77,463
Total	6668,111

IV.3.1 Répartition des calcaires dans la wilaya de Sétif

Dans l'ensemble les secteurs composés de calcaires présentés dans la figure 4.5, se caractérisent par une structure plissée compliqué et sont affectés de nombreux accidents tectoniques cassants. C'est pourquoi, dans la plupart des cas, les massifs et les corps de calcaires représentent des structures plissées ou certains éléments de ces structures : flancs, des plis, blocs tectoniques isolés et rarement dépôts monoclinaux.

Les calcaires renferment fréquemment des intercalations d'argiles, marnes, grès, conglomérats ou eux-mêmes, ils se présentent en bancs intercalés dans ces roches.

- Les calcaires Jurassiques : ont une extension limitée. Ils sont développés principalement dans la partie Sud de la wilaya où avec les calcaires du Crétacé et les dolomies du Jurassique, ils prenant part à la structure d'une série de massifs isolés :

Djebel Youssef, Djebel Sekrine, Djebel Kalaoun, Djebel Braou. Les gros massifs de calcaires Jurassiques (J¹3-6) se localisent dans la partie centrale du système montagneux du Hodana en formant une partie du noyau d'une grande structure anticlinale. Situés dans un pays montagneux peu accessibles les calcaires souvent inter stratifiés.

Avec les marnes ne présentent pas actuellement d'intérêt pratique. Chimiquement : (47.0% Cao ; 6.0% O₂). Ils se rapportent aux variétés très marneuses et peu exploitables.

Dans une situation analogue se trouvent aussi des calcaires constituant une série de petits massifs dans la partie Nord de la Wilaya, dans la région de la chaîne des Babors, où ils se trouvent dans un relief montagneux, fort accidentée.

Les plus intéressants (de par leur qualité) parmi les terrains Jurassiques sont des calcaires du gisement de Djebel Braou qui font l'objet de l'exploitation en carrière pour les agrégats. Chimiquement (Cao : 52- 54%), ces calcaires peuvent être utilisés dans la métallurgie et dans l'industrie chimique et sucrière.

Les calcaires Crétacés : sont les plus développés parmi les roches de ce type. Rencontrés dans de différentes parties de la wilaya les calcaires sont représentés par des affleurements du Crétacé supérieur et inférieur. Au milieu des terrains du Crétacé inférieur, les calcaires sont les plus développés dans le Barrémien et l'Albien - Aptien, où ils sont constituée principalement par des variétés dolomitisées alternant avec des dolomies. Ils sont cartographiés dans la partie Sud de la wilaya où ils forment de puissantes assises, dans les coupes des massifs Djebel Zdimm, Djebel Youesef, Djebel Tnotite et constituent également la partie centrale de la structure du Hodna. Les calcaires, chimiquement purs (54,43% Cao) sont observés dans le Barrémien sur le versant Nord du massif de Mzaret Sekkaken.

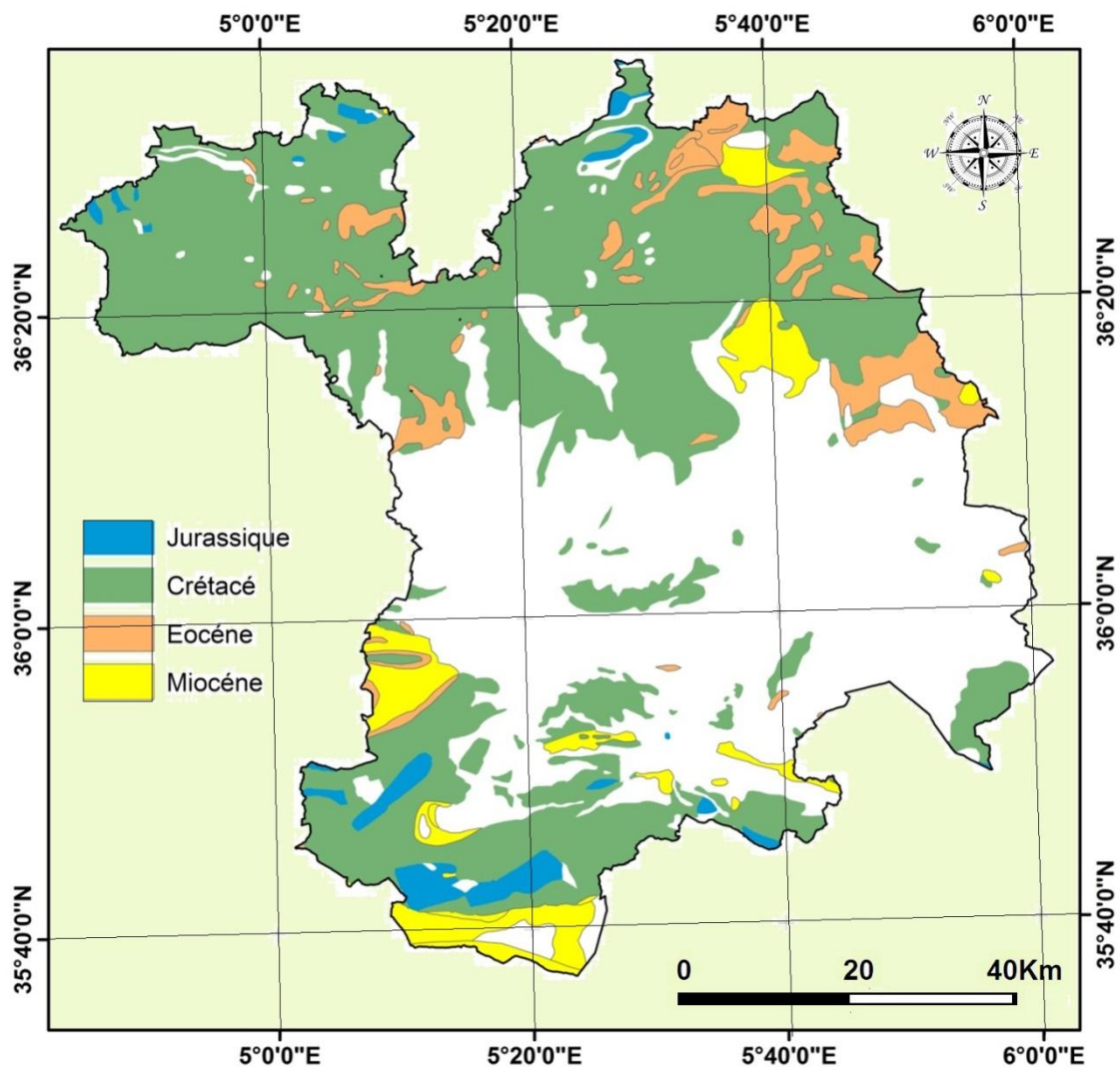


Figure 4.5 : répartition lithologique des calcaires dans la wilaya de Sétif.

- Les calcaires Crétacés : sont les plus développés parmi les roches de ce type. Rencontrés dans de différentes parties de la wilaya les calcaires sont représentés par des affleurements du Crétacé supérieur et inférieur. Au milieu des terrains du Crétacé inférieur, les calcaires sont les plus développés dans le Barrémien et l’Albien - Aptien, où ils sont constituée principalement par des variétés dolomitisées alternant avec-des dolomies. Ils sont cartographiés dans la partie Sud de la wilaya où ils forment de puissantes assises, dans les coupes des massifs Djebel Zdimm, Djebel Youesef, Djebel Tnotite et constituent également la partie centrale de la structure du Hodna. Les calcaires, chimiquement purs (54,43% Cao) sont observés dans le Barrémien sur le versant Nord du massif de Mzaret Sekkaken.

Dans le Crétacé supérieurs les calcaires sont représentés de façon la plus complète dans les assises indifférenciées du Cénomanién -Turonien et campanien - Maestrichtien (C⁶).

Les dépôts du Cénomaniens-Turonien se localisent dans la partie NE de la wilaya ou ils constituent deux grands reliefs anticlinaux : Djebel Guergour, et Djebel Anini.

Les calcaires principalement massifs, sont ici en association avec les dolomies en formant une puissante assise carbonatée, affectée de nombreux accidents cassants, isolés, différemment orientés. Les calcaires se distinguent par une pureté élevée de la composition chimique. La teneur en CaO varie de 52,0 à 55,0 %. Les massifs isolés plus petits de calcaire du Cénomaniens-Turonien s'observent dans la partie SE de la wilaya à partir de la ville d'Aïn Tagrout à jusqu'à la ville d'Aïn Azel à l'Est. Les calcaires les plus purs chimiquement titrant 56,0% CaO sont observés dans les terrains du Cénomaniens qui constituent des petits massifs dans la partie Ouest de la wilaya.

Les calcaires du Campanien supérieur-Maestrichtien sont les formations caractéristiques de cette région. Ils sont largement répandus dans la partie NE de la wilaya et sortent partiellement en dehors de celle-ci. Sur le plan géologique et structural ces formations font partie intégrante de la nappe puissante de Djemila qui se rapporte au groupe des nappes tectoniques telliennes. Elles se présentent en forme de grands bombements anticlinaux connus dans la littérature sous le nom de " Dômes Sétifiens ". Parmi eux, les plus importants sont les anticlinaux de Djemila, des Ouled Babor et de Djebel Medjounès qui s'allongent sur 12 à 15Km. Lithologiquement, les calcaires sont hétérogènes, dans le Nord ils sont souvent inter stratifiés avec les marnes ou forment, dans ces dernières des passées minces. Vers le Sud, la proportion de la matière marneuse diminue graduellement et dans les limites des massifs de Djebel Aïcel et de Djebel Medjounès, les calcaires deviennent pratiquement homogènes.

Les marnes n'y sont rencontrées qu'à l'état de petites intercalations et dans l'ensemble, la disposition stratiforme de l'assise se conserve. L'épaisseur de l'assise calcaire atteint 250m. Macroscopiquement ce sont des roches cristallines compactes, massives à petits grains de couleur gris-foncé ou presque noir.

Les calcaires titrant 54.15% de CaO qui peut être utilisé en métallurgie et dans d'autres secteurs industriels exigeant une matière première carbonatée chimiquement pure, une vaste superficie est couverte par les calcaires Maestrichtien dans la partie SW de la wilaya, où ils s'étendent en une large bande longue de la limite de celle-ci sur plus de 50 Km. Avec les calcaires du Coniacien, ils constituent les flancs Nord de la grande structure anticlinale du Hodna comme dans les limites de la nappe tellienne les calcaires

sont lités, marneux à degré variable et alternent irrégulièrement avec les marnes. Leur épaisseur totale est de 200 à 250 m. Dans la partie Est du massif du Hodna, les calcaires du Maestrichtien contiennent des variétés chimiquement plus pures à teneur de 51,5 à 52,9% Cao ; 1,9 à 3,2% SiO₂ et 0,4 à 1,2 % MgO, qui peuvent être utilisées en métallurgie.

Elles représentent en forme d'un dépôt monoclin, puissant de 25 à 30 m, dans les marnes du sénonien, à proximité de la route nationale et sont d'accès facile à l'exploitation. Dans la partie centrale de la Wilaya, Sud de la ville d'Aïn Taghrout, les calcaires du Maestrichtien (avec ceux du Cénomaniens - Turonien et de l'Eocène) forment une série de petits massifs isolés. Les calcaires marneux du Crétacé supérieur, représentés par une assise indifférenciée du Sénonien sont observés en proportions moindres dans la partie occidentale de la wilaya, où ils sont encaissés, sous forme de corps isolés, dans les marnes du même âge.

Les calcaires de l'Eocène sont principalement situés dans la partie NE de la wilaya et avec les calcaires du Maestrichtiens, forment de vastes champs. En apparence, ce sont des roches cristallines compactes assez dures, gris-foncé presque noires, à petits grains, partiellement bitumineuses. Elles se caractérisent par la présence, en grande quantité des nodules de silex. D'après la composition chimique, les calcaires sont proches des roches siliceuses, la teneur en SiO₂ y atteint plus de 30 ; Ils ne présentent pas d'intérêt pratique comme matière première minérale à usage technique en volumes réduits, mais sont utilisés dans la construction locale (agrégat).

En Sa petite quantité les calcaires sont rencontrés dans les dépôts indifférenciés du Miocène. Les plus grands affleurements de ces calcaires sont observés à l'Est de la ville de Aïn Azel, où ils forment le petit massif du Djebel Mennohar. Les calcaires se caractérisent une composition chimique irrégulière qui semble être due à la présence de la matière gréseuse. La teneur en SiO₂ varie de 1,38 à 7,96% et en Cao de 48,38 à 53,22%. Ainsi les variétés de calcaires chimiquement pures sont rencontrées en proportions variées pratiquement dans tous les étages susmentionnés, à l'exception de l'Eocène.

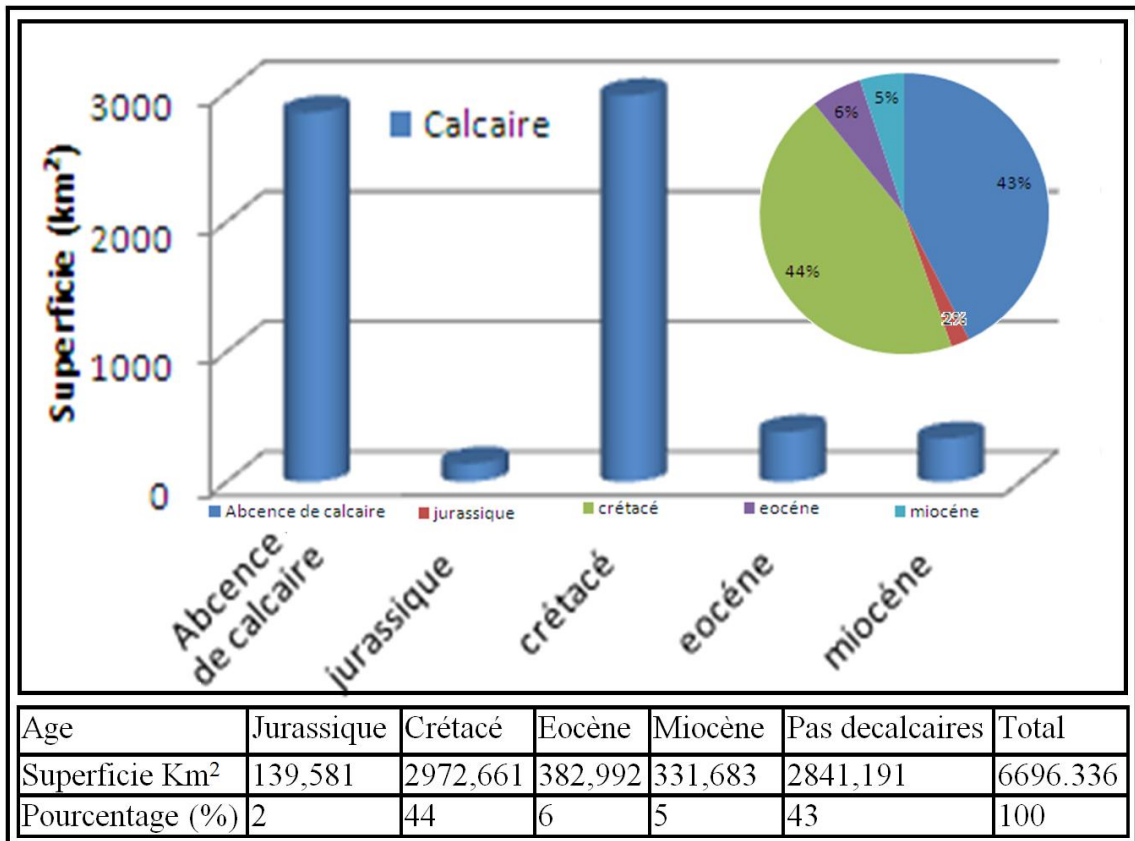


Figure 4.6 : répartition lithologique des calcaires en fonction de superficie (Sétif).

D'après la figure 4.6, la surface estimée de 2841,191km² (43%) de la surface totale est marquée par l'absence des calcaires. Telle que Les calcaires du Crétacé sont les plus dominants, elles occupent 2972,661km² (44%) par contre des calcaire du Jurassique s qu'ont une répartition limitée elles occupent 2% (139.581km²) de la surface totale.

La superficie occupés par les calcaires du l'Eocène et celles du Miocène sont très proches elle égale a (382 ,992km² et 331,683km²) (5% et6%).

IV.3.2 Répartition des dolomies dans la wilaya de Sétif :

Sur le territoire de la wilaya de Sétif, les dolomies surtout leurs variétés pures ont une extension limitée. Génétiquement, elles sont représentées par des sédiments marins datés du Trias, du Jurassique, du Crétacé et de l'Eocène (figure 4.7).

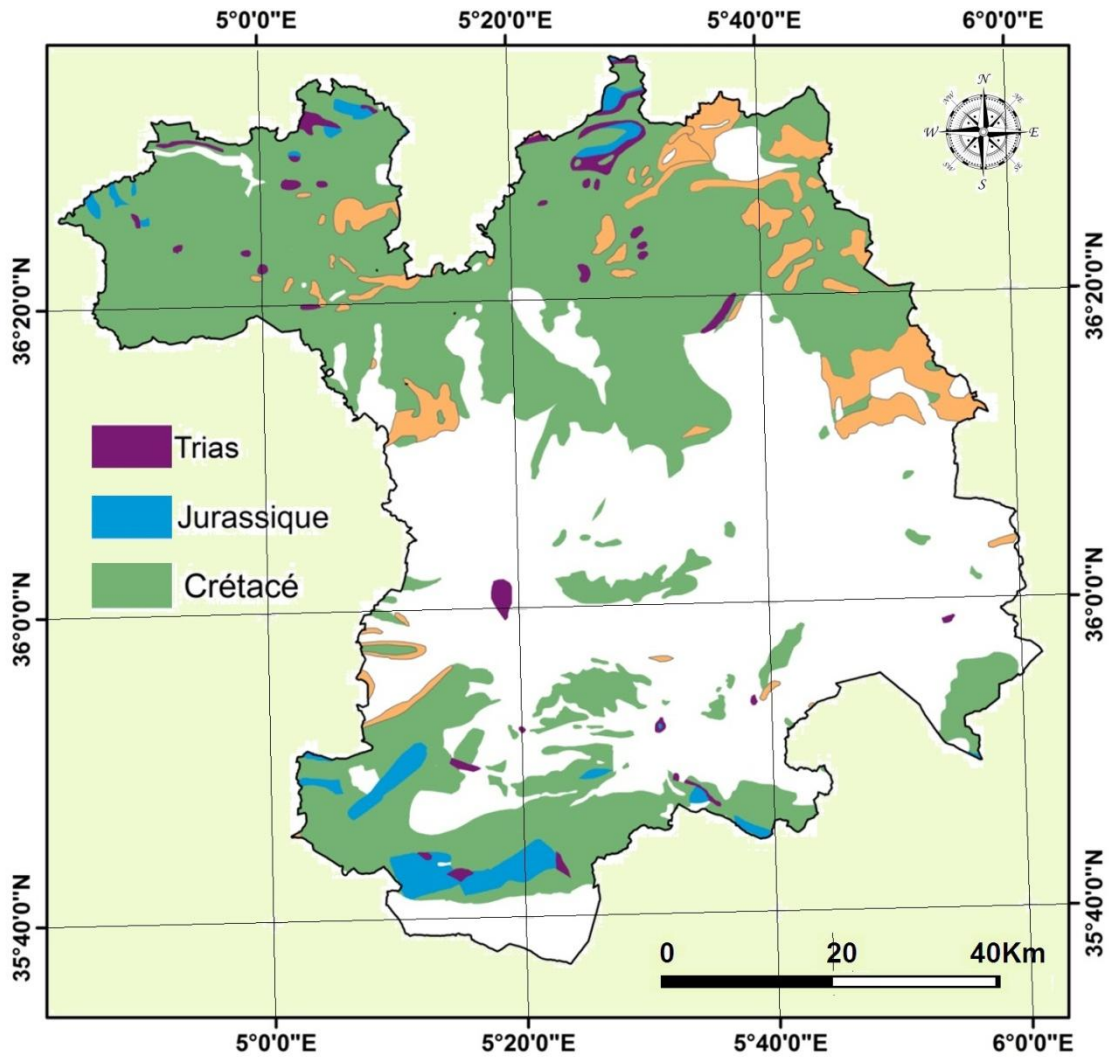


Figure 4.7 : Répartition lithologique des dolomies dans la wilaya de Sétif.

Dolomies du Trias : celles-ci existent en forme de petits massifs isolés au sein des dépôts argilo-marneux et gypsifères déformés qui constituent des corps diapirs. Leurs gîtes présentent une extension limitée et n'ont pas grand intérêt pratique. Les plus intéressants sont des affleurements de dolomies situés à 2 Km au Nord des salines de Guémel.

Chimiquement, les dolomies (19,4% MgO ; 30,7 %CaO ; 0,9% SiO₂) répondent aux exigences de l'industrie consommant les matières premières dolomitiques.

Afin d'estimer les réserves exploitables, l'indice nécessite d'être étudié par travaux de prospection et d'évaluation avec des forages. Dans les dépôts Jurassiques, les dolomies sont plus développées.

Elles sont principalement observées dans la partie Sud de la wilaya où elles interviennent dans la constitution des massifs montagneux de Djebel Youssef, de Djebel

Sekrine, de Djebel Kalaoun. Ainsi elles forment certaines portions des contreforts Est des monts du Hodna. Les dolomies Jurassiques sont des roches compactes cristallines à grain fin, massives rarement litées, colorées en gris, fréquemment de teinte jaune et brunâtre.

En tenant compte des conditions géologiques, minières, économiques et de transport, les contreforts Ouest du massif de Djebel Sekkrine les plus favorables à la mise en valeur industrielle, puisque les dolomies y constituent une série de petites éminences à pente douce, facilement accessibles à l'exploitation et situées à proximité immédiate d'une route goudronnée. D'après les analyses des échantillons prélevés autour des itinéraires de révision, les dolomies se caractérisent par la composition chimique suivante : (21.8 M Mgo ; 30.02% Cao ; 0.17% SiO₂ ; 0.66% Fe₂O₃ ; 0.7 So).

Par une bonne qualité se caractérisent les dolomies situées dans les limites du gisement polymétallique d'Àïn Kahla qui fait l'objet des travaux d'évaluation menés par la base de Tizi Ouzou. La variante la plus intéressante y est l'exploitation à objectifs multiples de ce gisement, y compris l'utilisation des dolomies.

Certains massifs de dolomies Jurassiques existent dans la partie Nord de la wilaya de Sétif, à savoir Djebel Guergour, Djebel Babor. Or, ils se trouvent dans une région montagneuse, peu accessible et sont éloignés notablement des centres industriels, ce qui exclut leur exploitation possible dans l'immédiat. Des dolomies de bonne qualité sont également signalées dans les calcaires Jurassiques du massif de Djebel Braou.

Dans les dépôts du Crétacé, les dolomies à de rares exceptions près, ne forment pas de gîtes indépendants ; elles sont inter stratifiées, le plus souvent avec les calcaires, les dolomies calcaires constituent avec ceux-ci des passages graduels observés dans le Barrémien, l'Aptien, le Cénomaniens et le Turonien, ils ont tendance à se placer dans les parties Sud et centrale du territoire étudié.

Les terrains Barrémiens (n⁴) constitués par des dolomies et calcaires, couvrent d'importantes étendues dans les parties centrales et Est de l'ensemble montagneux du Hodna. Ils interviennent également dans la constitution des massifs de Djebel Hadjar ; Labiod, de Djebel Sekkine, de Djebel Tnoutite et de Djebel Agmerouel.

Les dépôts non-séparés du Cénomaniens et du Turonien (C^{1-2e}) composés de dolomies, calcaires et calcaires dolomités, forment deux grands massifs : Djebel Guergour et Djebel Hanini, situés dans la partie Nord de la wilaya, au Sud de la ville de Bougââ.

La puissance apparente des roches carbonatées y est de centaines de mètres.

Par endroits, elles font l'objet d'exploitation par carrières pour les agrégats. Les conditions d'exploitation sont dans la plupart des cas difficiles en raison d'un relief accidenté.

Il est recommandé d'étudier en priorité les aires d'extension de dolomies Jurassiques, qui se caractérisent par une bonne qualité, la position avantageuse et les conditions d'exploitations favorables. Les dolomies de l'Eocène méritent également l'attention.

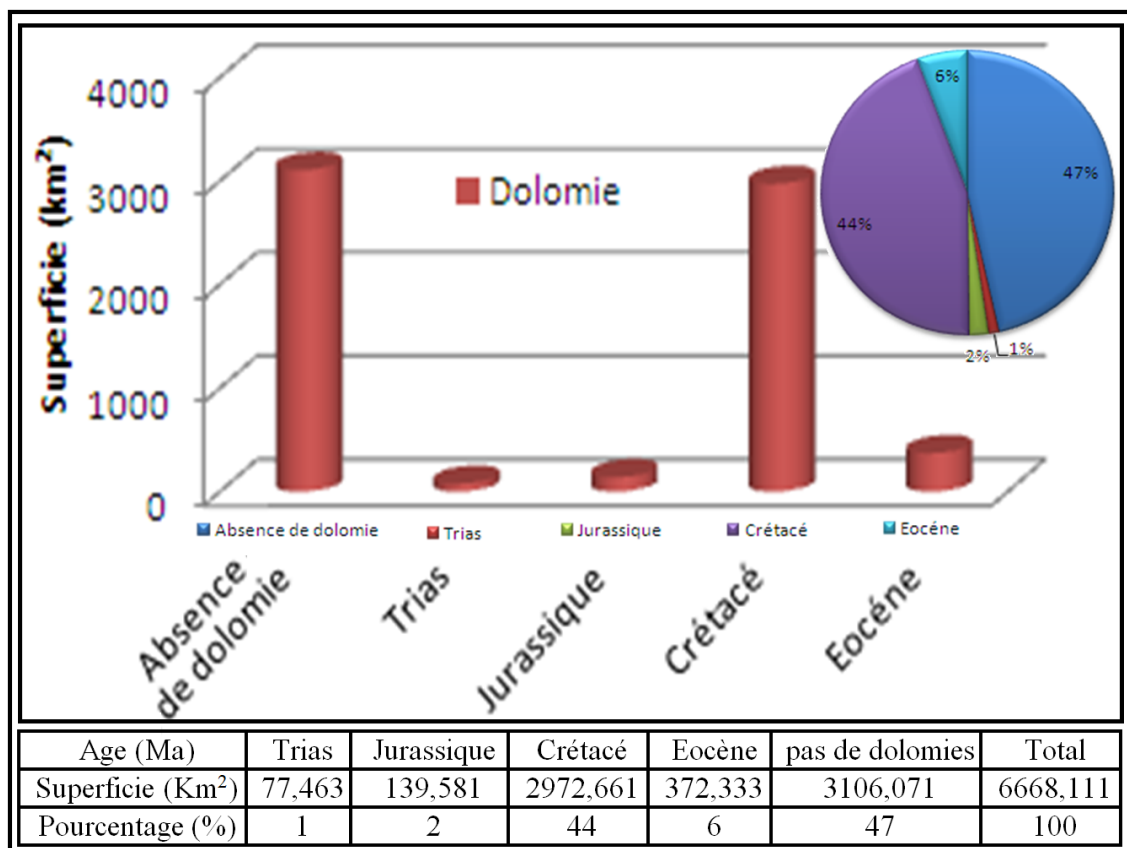


Figure 4.8: répartition des dolomies sur la superficie (wilaya de Sétif).

D'après la figure 4.8, les dolomies du Crétacé sont les plus abondants. Elles occupent une superficie de 2972,661km² de la totalité (44%) et la plus petite surface est occupée par les dolomies du trias (77,463km²) (1%).

Les dolomies de l'Eocène présentent 6% de la superficie totale avec une surface de 372,333 km² Ainsi que celles du Jurassique occupent une surface de 139,581km² (2%).

IV.4 Contexte du site d'étude

Le site choisi pour notre étude, dit carrière ENOF de Djebel Gustar de coordonnées (36°00'43,82"N, 05°32'43,99"E), s'inscrit dans une superficie de plus de 19 ha. Il est attenant à la commune d'Aïn Lahdjar qui est située à 24 Km au Sud du chef-lieu de la wilaya de Sétif (figure 4.9).

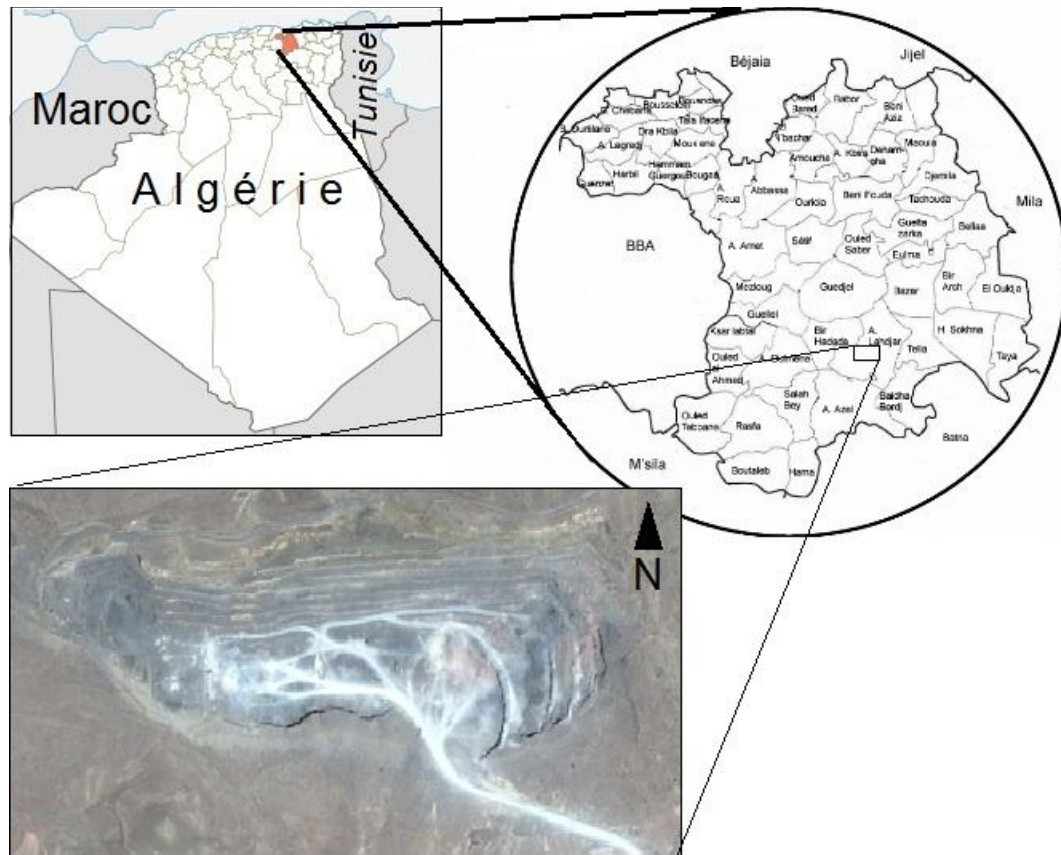


Figure 4.9 : Situation géographique de la région d'étude.

La carrière ENOF de Djebel Gustar est la plus importante carrière de granulats dans la wilaya avec une capacité installée de production atteignant 200t/h et une production annuelle de l'ordre de 344421 m³. Les réserves exploitables sont estimées à 21M de tonne. Conférant à la carrière une durée de vie moyenne de 38 ans avec le taux d'exploitation actuel. Le Djebel Gustar constitue la limite SE du grand massif de Djebel Youssef. Il présente une structure anticlinale allongée NE-SW à voute tabulaire et à flancs de 10° à 45° de pendage. La série stratigraphique consiste en une alternance de formations carbonatées, allant du Jurassique jusqu'à l'actuel.

Le gisement du Gustar est traversé par un réseau de failles normales d'âge Crétacé-Tertiaire dirigées vers le NW-SE, NE-SW caractérisées par un broyage intense,

contient des dépôts de calcite et des miroirs striés. Ces familles de failles majeures divisent le front de la carrière en six compartiments avec des rejets d'ordre métrique. Outre ces failles, le terrain présente d'autres systèmes de fractures ouvertes multi directionnelle avec remplissage de calcite.

Le climat de la région est semi-aride, caractérisé par un été sec et chaud et un hiver froid et pluvieux. Le mois le plus pluvieux est Décembre avec (39.3 mm), et le mois le moins arrosé est Juillet avec (9.6 mm). Les températures très basses au mois de Janvier (5.2°C), atteignent leur maximum en Juillet (26.3°C).

IV.4.1 Litho stratigraphie

Le site d'étude est constituée de terrains Crétacés, d'âge Néocomien à Albien, couverte par du Quaternaire (figure 4.10).

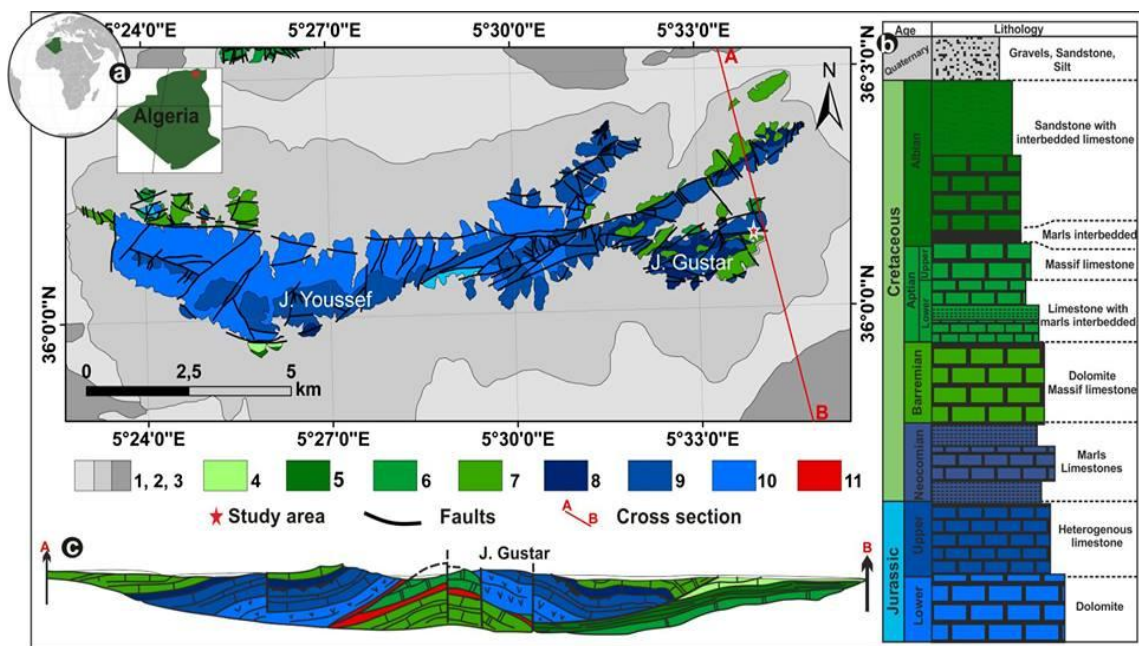


Figure 4.10 : Carte, coupe et log stratigraphique du site d'étude.

1, 2, 3: Quaternaire; 4: Albien; 5: Aptien sup; 6: Aptien inf; 7: Barrémien; 8: Néocomien; 9: Jurassique supérieur; 10: Jurassique inférieur .

❖ Néocomien

Cette formation comprend des marnes à petits bancs leur épaisseur ne dépasse pas 43cm, quelques lentilles de conglomérats à petits galets perforés (brèches), sont observables à la base de cette série; reposant sur des calcaires d'âge Jurassique supérieur.

❖ **Barrémien**

Ses formations affleurent au Sud du Djebel Gustar. Ce sont des calcaires massifs, des dolomies et des grés, leur épaisseur est dépassée les 30 m. C'est une série à grosses barres dolomitiques rousses, bien dégagées par l'érosion et Il est marqué par une fracturation accompagnée ou pas par des remplissages calcitique.

❖ **Aptien inférieur**

Il apparaît en paquets de calcaires pélitomorphes compacts de couleurs grises foncés, à intercalations peu puissantes (0,1 – 0,4 m) de marne jaune gréseuse. Ces dépôts affleurent dans les grands ravins et dans les versants Sud au-dessous du niveau 1070 m.

❖ **Aptien supérieur**

L'Aptien supérieur est constitué de calcaire massifs, de plusieurs variétés de calcaire plus claire à intercalations marneuses, ces calcaires sont parfois dolomitisé (figure 4.11). Elles composent les formations actuellement exploitées au niveau des sept gradins (G1 à G7) de la carrière (figure 4.12).

On constate la présence des lithologies suivantes de bas en haut des calcaires micritiques riches en orbitoline marquée par un lit marneux d'épaisseur qui atteint 32m, affecté par des fracture de plusieurs directions, remplies par la calcite ou la barytite.

Surmontés de calcaire massifs gris d'ordre métrique avec intercalation de rares lits marneux. L'épaisseur de ce niveau atteint les 25m. Ces calcaires sont marqués par la présence des figures de dissolution «stylolythes». Les calcaires massifs sont scellés par des calcaires en bancs (17m) caractérisé par des niveaux marneux, le sommet est riche en fossiles (lamellibranches, huitres, etc ...).

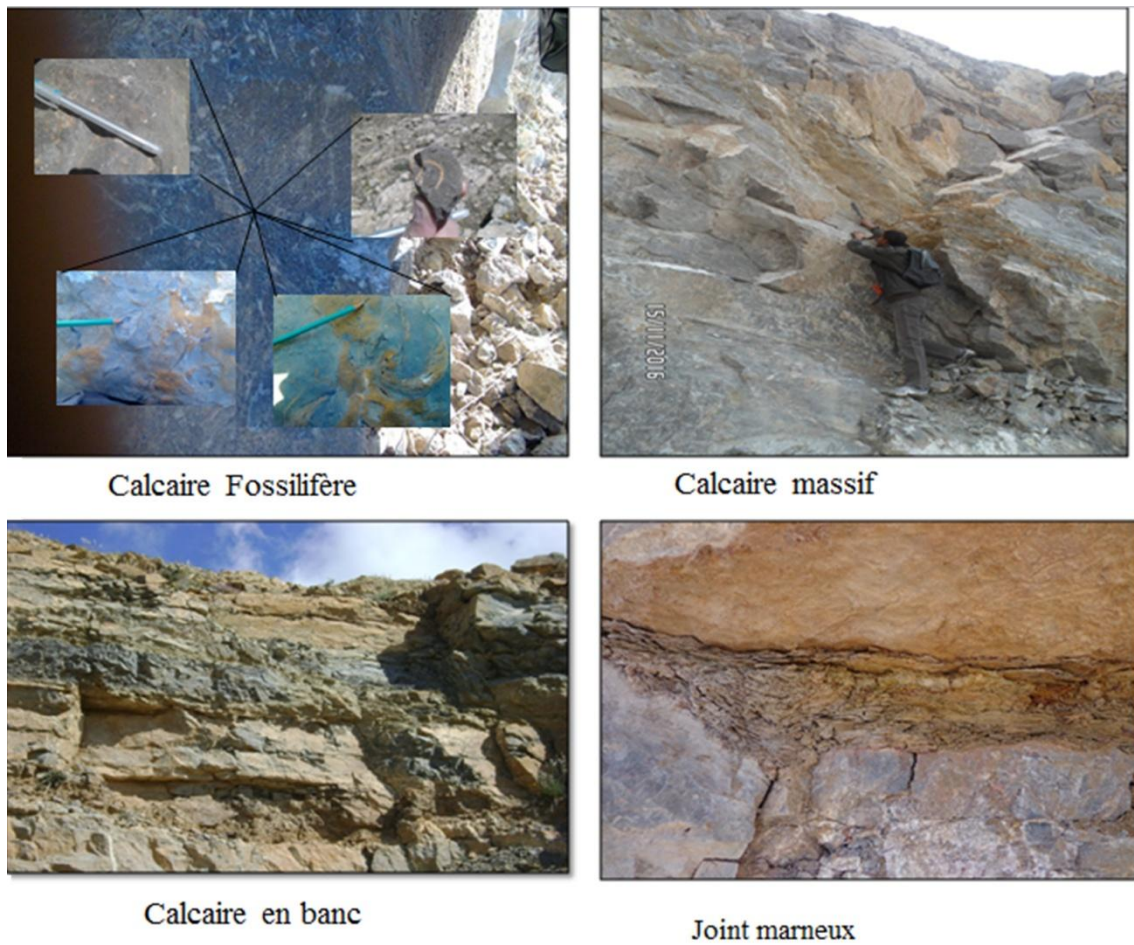


Figure 4.11 : Affleurement des calcaires d'Aptien supérieur.

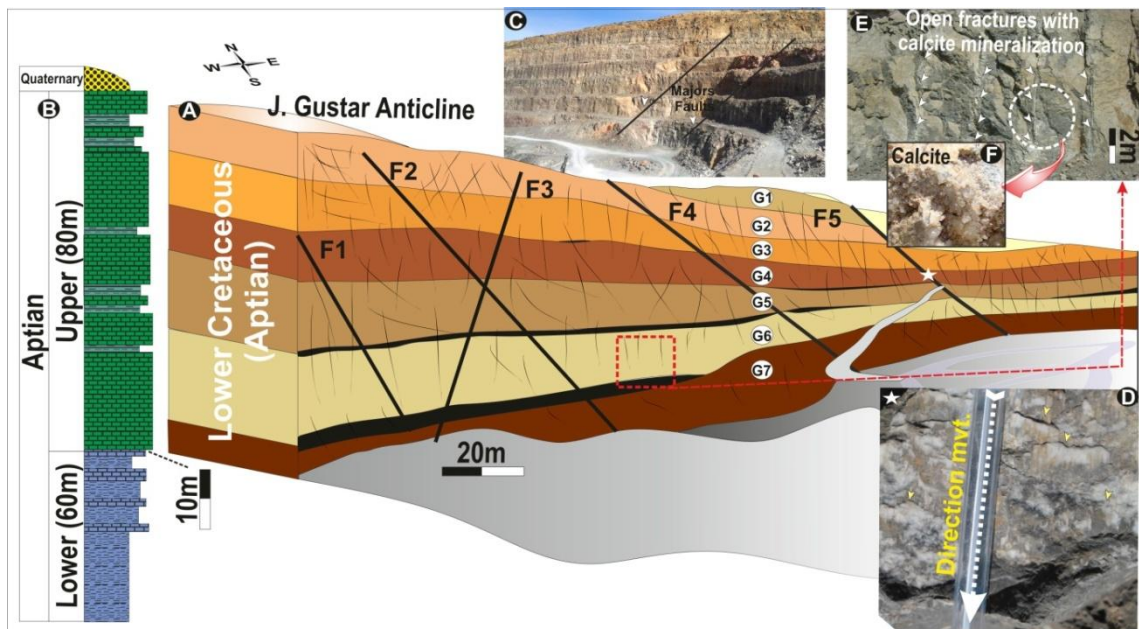


Figure 4.12: Vue panoramique et colonne lithostratigraphique de la carrière de Djebel Gustar.

❖ **Albien**

L'Albien est constitué par des grès et des calcaires gréseux, de couleur jaunâtre et d'aspect rugueux. Cette formation est souvent morcelée en blocs faute de la fracturation intense. L'altération chimique a fortement affecté cette formation, marquée par des surfaces de dissolution, la couleur rougeâtre de la patine et les figures stylolithiques.

❖ **Quaternaire**

A une extension limitée sur le territoire du gisement, il a été reconnu sous forme de "bandes et îlots" d'éboulis de pente dans la partie supérieure du chaînon et rencontré également aux pieds des versants Sud et Ouest. Epaisseur de 0,5 à 4m. Les terrains stériles (grès et marne) sont peu répondus sur le flanc ouest du gisement, ils se localisent au sommet du chaînon.

IV.4.2 Tectonique

La région de Gustar est un anticlinal constitué de formations sédimentaires mésozoïques et affecté par plusieurs types de fractures dues à l'orogénèse alpine. On distingue deux types de structures tectoniques.

a) Structure plicative : correspond au pli de Gustar allongé d'Est en Ouest ; de pendage souple 15°- 23° vers le sud et dont le noyau est constitué de couches Jurassiques.

b) Structures cassante

❖ **Les failles :** représenté par un décrochement de direction NW65-80°E localisé au milieu de la zone d'exploitation, étendue d'environ 30 m et caractérisée par : une forte ferruginisation et un dépôt de calcite (zone broyé). Cinq grandes failles normales dont le rejet n'est pas quantifiable faute des travaux d'exploitation (figure 4.13).

- **Faille 1 :** de direction est (N030–86° SE), marquée par un plan de faille lisse, striée et une ferruginisation due à l'altération.
- **Faille 2 :** de direction est (N052–80°SE), accompagnée d'une zone très broyée.
- **Faille 3 :** de direction est N102–60°SW, Le plan de faille est caractérisé par un remplissage calcique et des stries. De part et d'autre de cette dernière, on remarque une des zones très fracturée avec une ferruginisation intense.

- **Faille 4** : de direction est (N048-58°SE), caractérisée par une zone très broyée dont le miroir de faille est fissuré et strié.
- **Faille 5** : de direction est (N058-80° SE), est caractérisée par une ferruginisation en surface, et un broyage intense. Son miroir est strié et contient des dépôts de calcite. Elle est marquée par l'existence de fissures parallèles au plan de faille (du côté Est).



Figure 4.13 : Grandes failles affectant la carrière ENOF.

❖ **Les fissures** : plusieurs systèmes de fissures de tension et de détente affectent la formation calcaireuse. Des fractures des strates selon les directions NE, N-S et E-W qui sont généralement perpendiculaires à la stratification et remplies par la calcite ou la barytine (figure 4.14).



Figure 4.14 : Fissures et zone fracturée affectant la carrière ENOF.

IV.5 Relations entre plissement et fracturation

La compréhension des relations entre plissement des couches et fracturation est importante dans la reconstruction des déformations affectant une chaîne plissée et un bassin.

Parmi les trois mécanismes existant : le fléchissement qui accompagne une poussée verticale sur les couches, qui peut être dû à la présence d'une faille sous jacente, le flambage qui est facilité par les contrastes lithologiques dans les milieux multicouches, et l'amplification passive de plis préexistants. Nous considérons que l'anticlinale de Djebel Gustar appartient à la fois au plissement de flambage (plissement tangentielle poste Miocène) suivi par ce de fléchissement (résultat de poussée verticale des deux bassins Miocène qui se trouve au nord et au sud de Djebel Gustar).

Etant donné que les épaisseurs des couches de différentes lithologie qui constitue l'anticlinale de Gustar sont constante caractériser par l'absence de cisaillement interne. Ceci conduit à considérer que la croissance des plis est produit ce fait par l'allongement progressif de plis. La formation des plis de l'anticlinal est accompagnée par une intense

fracturation selon la direction axiale dont la zone centrale est verticale à une ferugénéisation très intense. Cette zone est suivie par des fractures au niveau des deux flancs de même direction est à pendage qui converge vers le noyau de l'anticlinal.

Parmi de nombreux mécanisme des plis existant, nous attribuons la croissance du pli de Djebel Gustar comme le mécanisme d'allongement des flancs sans charnière fixe (ceci est démontré par les épaisseurs constant). Le type de plissement de Djebel Gustar fait partie de type générale de Djebel Youssef qui très probablement de type de découlement conformément à ce décrit par Davis et Hyndman, 1989, entre un noyau inférieur d'une lithologie différente de celle qui constituent le Djebel Youssef, (figure 4.15)

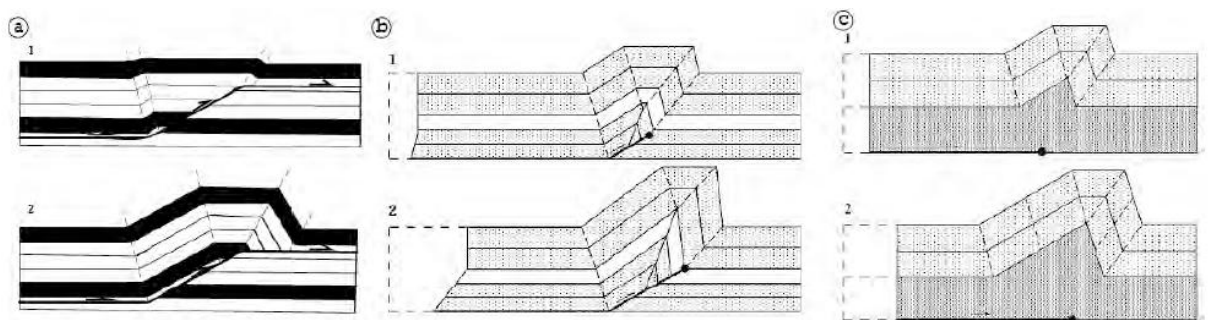


Figure 4.15 : Cinématique et géométrie des 3 types de plis. a) pli cintré sur rampe, b) pli de propagation de faille de socle, c) pli de décollement (Davis et Hyndman, 1989).

Il semble que la formation de plissement c'est produit en deux phase conformément à la proposition de (Tavani et al., 2012), la phase précoce du plissement (*Layer Parallel Shortening* ou *LPS*) est marquée à Djebel Gustar par un raccourcissement faible à pendage de 15° à 20° accompagné par le déplacement du bancs sur bancs dont les surfaces de frottement des couches sont caractérisés par le développement des stylolites et la schistosité dans les joints de stratification marneux. La phase tardive de serrage qui a conduit à une fissuration intense sur un espace de 40 à 50m au niveau du voutés de l'anticlinal, dont les fissures sont parallèles au plan axial de la charnière. Cette fissuration à favoriser la pénétration des eaux météorique en profondeur, en plus de la fracturation principale citer si dessus en signale une grande partie de déformation dans les roches marquer par les stylolites tectonique, les macles de calcite et de barytine.

C'est l'insuffisance de contraintes extensives appliquées ou effectives qui fait que des joints et des fractures cisailantes vont se produire dans les couches sans impliquer de courbure. L'orientation des contraintes appliquées, la lithologie traversée et les

structures préexistantes sont les principaux éléments qui contrôlent ces fractures. La persistance verticale et l'espacement entre des fractures d'une même famille auront un lien avec la lithologie et l'épaisseur du banc.

Les mécanismes de propagation d'une fracture restent globalement mal compris à l'heure actuelle. Il est admis que les hétérogénéités vont perturber la propagation des fractures, qui s'arrêtent sur des fractures ou veines préexistantes ou à une forte interface lithologique, certaines études, toutefois, avancent des indices à plus petite échelle à propos de ces mécanismes de propagation et de la forme de fractures lors de leur propagation. Une observation de la propagation des fractures a été faite par Renard et al. (2009) au moyen de la microtomographie à rayons X au laboratoire. Cette étude confirme que les micro-fractures vont se propager suivant les hétérogénéités de la roche. La figure 4.16 présente un modèle de la propagation des fractures créant des structures telles que les veines en échelon, ces géométries peuvent traduire une variation de la direction de propagation du plan de fracture, ce qui fragmente la fracture en plusieurs petites fractures.

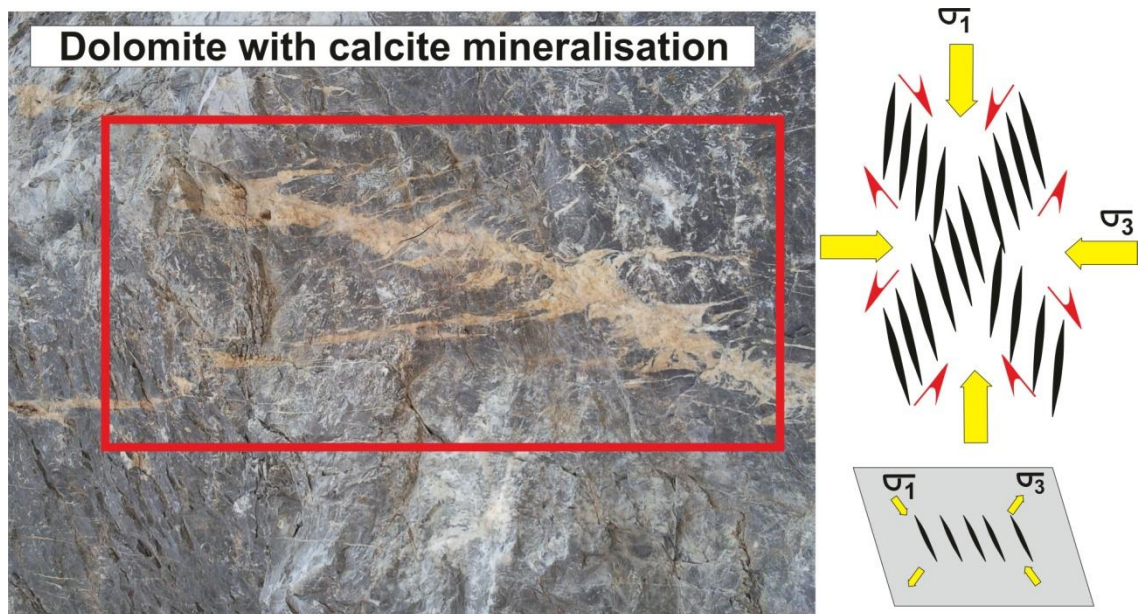


Figure 4.16 : Veines en échelon et mécanismes permettant la formation de ces veines.

IV.6 Relations entre fluides et structures tectoniques

Les joints se forment soit dans un champ de contrainte localement extensif, soit en réponse à une forte augmentation de pression de fluides, qui va avoir pour effet de faire de la contrainte principale minimale compressive une contrainte en tension effective

(Hubert et Rubbey, 1959). Dans les conditions pression-température permettant une accommodation cassante des contraintes appliquées, le développement de fractures est l'un des premiers mécanismes de déformation. Considérant un milieu fracturé, il apparaît que deux facteurs vont être prépondérants dans le contrôle des migrations de fluides : la géométrie du réseau de fractures et la contrainte appliquée.

Les zones de failles sont composées d'un cœur de faille (fault core) et d'une zone fracturée à cause des mouvements parallèles et obliques au cœur de la faille, dite zone d'endommagement (damage zone). Certaines parties de cette zone fracturée peuvent être de très bons drains lorsque la géométrie des fractures permet une connexion importante. La zone d'endommagement est plutôt perméable en fonction des lithologies fracturées et de la géométrie de fractures, les couloirs bien connectés étant très perméables.

Les zones de failles sont donc des milieux où la perméabilité varie dans l'espace, mais aussi dans le temps, avec une cyclicité de perméabilité directement reliée au cycle sismique et aussi à l'impact des changements climatiques (Sibson et al. 1990 ; Hamed et al. 2014, Mokadem et al. 2015). Le développement des zones d'endommagement permet la migration de fluides exotiques dans le système, tant per descensum que per ascensum (figure 4.17).

L'exemple présenté en figure 4.17 propose un modèle de migration convective pour expliquer que les fluides résurgents à Djebel Gustar soient des fluides dérivés de fluides de surface. Ainsi, la connexion entre les fractures en profondeur crée une perméabilité continue via les zones d'endommagement individuelles. Cette figure illustre aussi l'importance de la connectivité des fractures dans les circulations de fluides et à la formation des filons minéralisés.

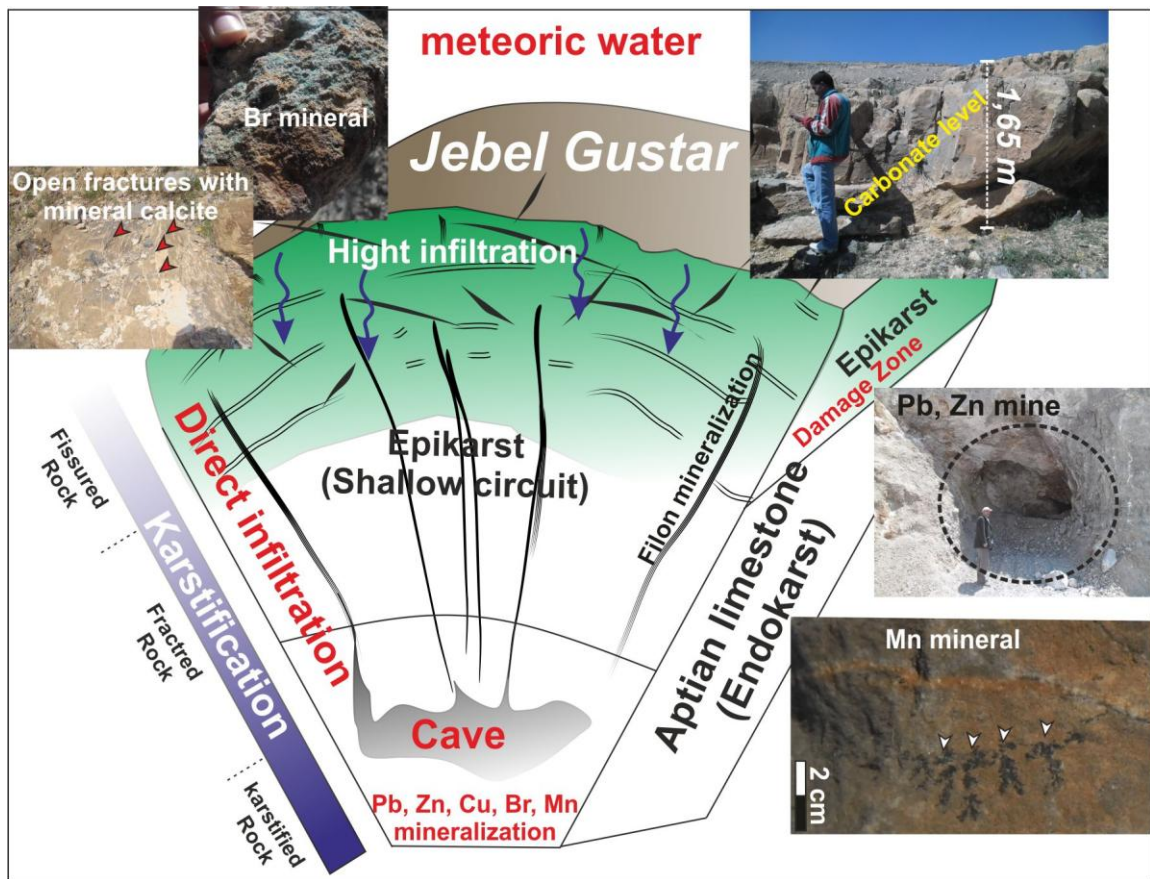


Figure 4.17 : Système de migration de fluides dans les zones d'endommagement et formations des filons minéralisés à Djebel Gustar.

IV.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons dégagé les premières remarques sur le contexte géologique de la zone d'étude. Il s'agit d'un secteur appartenant aux zones externes de la chaîne des Maghrébides et de son ensemble allochtone sud-sétifien à contexte géologique très complexe. Les terrains mésozoïques carbonatés à intercalations marneuses, d'épaisseurs variables, ont été fortement fracturés et profondément plissés. La série stratigraphique se présente sous la forme d'alternance de formations Crétacés, d'âge Néocomien à Albien, couverte par du Quaternaire. Ce dernier est constitué par des alluvions actuelles et récentes, des argiles, sables et des graviers.

Les formations sédimentaires mésozoïques de la zone d'étude sont affectées par plusieurs types de fractures dues à l'orogénèse alpine. On distingue deux types de structures tectoniques: des structure plicative et structures cassante. Ces dernières sont représentées par un décrochement localisé au milieu de la zone d'exploitation, étendue

d'environ 30 m et caractérisée par : une forte ferruginisation et un dépôt de calcite (zone broyé).

Il semble que la formation de plissement de Djebel Gustar c'est produit en deux phase. La phase précoce du plissement (*Layer Parallel Shortening* ou *LPS*) est marquée par un raccourcissement faible accompagné par le déplacement du banc sur banc, La phase tardive de serrage qui conduit à une fissuration intense. En signale une grande partie de déformation dans les roches marquer par les stylolites tectonique, les macles de calcite et de barytine. Le développement des zones d'endommagement ont favorisé la formation des filons minéralisés.

Ce contexte géologique complexe, favorise le déclenchement des mouvements gravitaires de différents types. D'où on remarque que les glissements plans se sont développés comme un processus géomorphologique caractéristique du site.

V.1 Collecte et traitement des données structurales

La première étape est consacrée à un travail de terrain. Elle permet l'acquisition des données, le long du front de taille de la carrière. La structure du massif du Djebel Gustar est abordée de façon à déterminer d'une part les orientations des différentes familles de discontinuités et d'une autre part leurs espacements. Les discontinuités ont été mesurées systématiquement à partir de plusieurs lignes implantées sur chaque gradin du front de taille. La méthode d'échantillonnage des faces rocheuses utilisée est celle des relevés par traverses usuels (Hadjigeorgiou, 1995), permettant d'amasser, pour chaque domaine lithologique, l'essentiel de l'information structurale nécessaire. Les relevés des caractéristiques de discontinuités ont été reportés sur un tableau spécialement conçu pour cette tâche. Un répertoire des azimuts et des pendages de 312 discontinuités relevées sur l'ensemble du front de taille a été établi. Les 24 relevés structuraux effectués sur le site de la carrière ENOF de Djebel Gustar permettent de décrire les caractéristiques physiques et géométriques des discontinuités.

Pour les paramètres géologiques (rugosité et altération), elles sont estimées en comparant l'apparence de la surface de la discontinuité avec des profils standards publiés par (Barton, 1974). La distinction des discontinuités naturelles des discontinuités artificielles créées par des activités de forage, de sautage ou d'excavation est l'une des étapes les plus difficiles dans la cartographie qui a été effectuée dans le cadre de cette étude. A noter ici qu'avant d'effectuer les stéréogrammes, une division des données à cartographier a été faite selon l'unité lithologique présente. De plus, l'effet de biais engendré par l'orientation de la traverse par rapport à celle du talus, l'orientation du mur qui est cartographié doit toujours être notée.

Les différentes formations rocheuses rencontrées à travers le front de taille de la carrière sont : Calcaire en bancs ; Calcaire en massif ; Calcaire à orbitolines ; marne.

Cette information nous permet de diviser la surface de la carrière en deux secteurs (Est et Ouest), dans chaque secteur nous avons pris des orientations représentant le passage de grande faille. Le secteur Est présente trois directions de pendage tel que (170°, 155°, 240°), pour ce qui est de secteur Ouest, elles sont de (190°, 200°, 220°).

V.2 Familles de discontinuités de la carrière ENOF

L'exploitation des données acquises lors de cette campagne constitue le second volet de notre travail. Cette étape tient compte de l'information obtenue à l'aide des relevés structuraux

permettant ainsi de caractériser les principales familles de discontinuité (Priest, 1993 ; Martin, 2000). Les discontinuités relevées peuvent être représentées sur projections stéréographiques et différentes familles de discontinuités peuvent être identifiées et associées aux différents domaines lithologiques. Cette tâche est réalisée à l'aide du logiciel 'DIPS V.5.1'.

La figure 5.1 nous a permis de différencier quatre familles de discontinuités pour le calcaire en bancs.

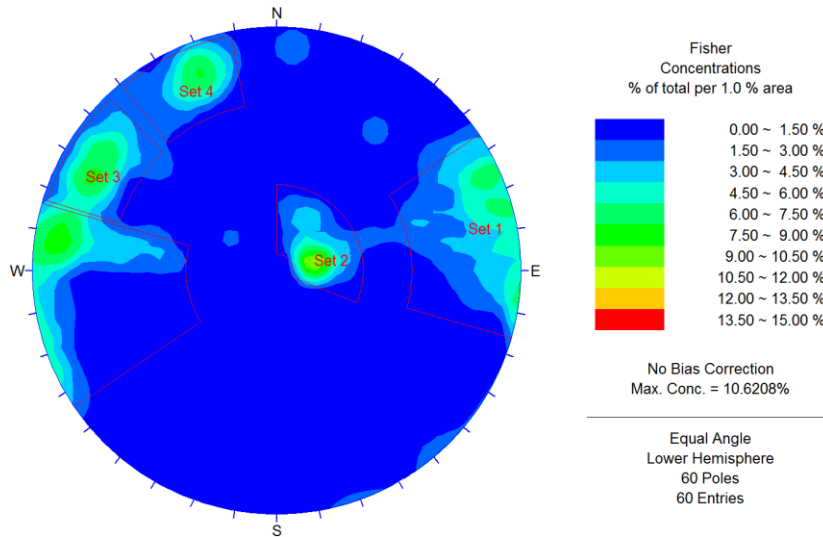


Figure 5.1 : Projection stéréographique des pôles des discontinuités du calcaire en bancs.

La figure 5.2 présente les principales familles du calcaire massif. Les discontinuités qui ne sont pas considérées dans les diverses familles sont dites aléatoires.

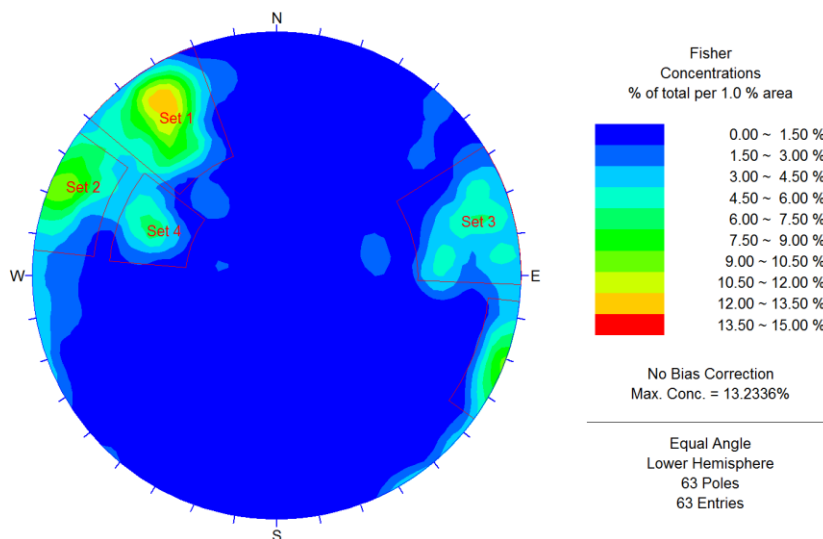


Figure 5.2: Projection stéréographique des pôles des discontinuités du calcaire massif.

La figure 5.3 présente les principales familles du calcaire à orbitolines. Les discontinuités qui ne sont pas considérées dans les diverses familles sont dites aléatoires

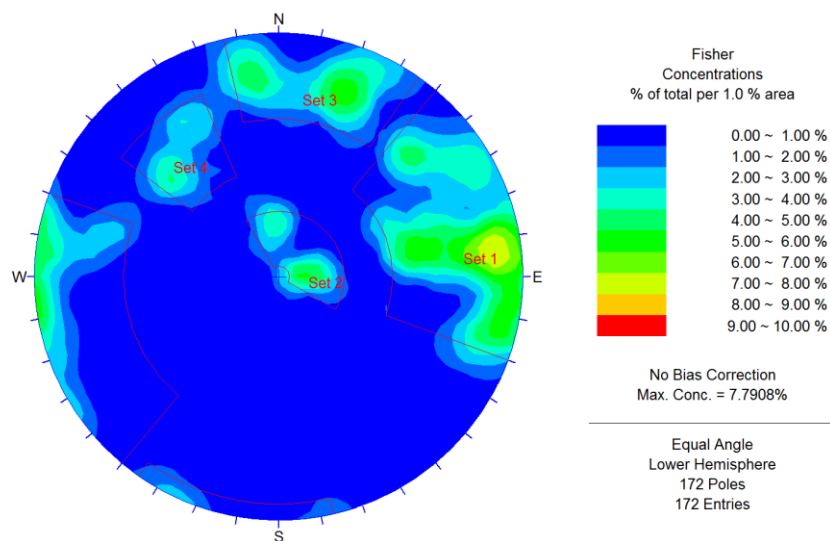


Figure 5.3 : Projection stéréographique des pôles de discontinuités du calcaire à orbitolines

Les différentes formations rocheuses de la carrière ENOF présente quatre concentrations de pôles qui correspondent à quatre familles de discontinuités récapitulées dans le tableau 5.1.

Tableau 5.1 : Orientation des familles de discontinuités les plus importantes

	Calcaire en Bancs		Calcaire Massif		Calcaire à Orbitolines	
	Dip(°)	Dip direction (°)	Dip(°)	Dip direction (°)	Dip(°)	Dip direction (°)
set 1	88	84	76	144	78	260
set2	21	240	85	114	12	225
set 3	80	120	78	259	79	190
set 4	82	154	58	113	65	141

L'étude structurale du massif de Djebel Gustar montre que la structure plicative du site résulte des contraintes compressives de direction N-S liées à la genèse de la chaîne atlasique. Formation d'un décrochement senestre de direction E-W qui a accompagnée par la formation des failles.

D'après les mesures obtenues sur terrain on détermine cinq failles avec des pendages et des directions de pendages suivants :

Tableau 5.2 : Orientations des failles.

	Failles		Direction de pendage du talus (°)
	Dip direction (°)	Dip(°)	
1	120	86	220
2	142	80	200
3	192	60	190
4	138	58	170
5	148	80	155

V.3 Analyse statistique des paramètres géométriques

Dans cette approche, l'analyse statistique est réalisée afin de comparer la sensibilité des différents paramètres des réseaux de discontinuités (Baecher et al, 1997 ; Dezayes, 2007 ; Piteau et Martin, 1982) face aux variations des conditions structurales observées lors des travaux d'échantillonnage sur le site.

L'analyse des résultats obtenus de chacune des familles de discontinuités définies dans l'approche précédente, en utilisant le logiciel '*STATISTICA 8.0*', permet de quantifier l'orientation, l'ouverture, la persistance et l'espacement pour l'ensemble du site.

L'orientation de la famille prédominante dans la carrière (famille 01) est 174° (figure 5.4, a). Cette direction est parallèle à l'axe du pli de Djebel Gustar qui est le résultat des contraintes compressives de direction NS auxquelles la genèse de la chaîne Atlasique est intimement liée. A partir de la description suggérée par l'ISRM (International Society of Rock Mechanics) pour les principaux paramètres géométriques des joints. La roche est découpée en blocs de formes variées et de coins car le talus de la carrière présente plus de 3 familles de discontinuités qui se recoupent. Cette situation augmente les possibilités de glissements potentiels sur ces joints.

D'autant plus l'histogramme d'ouverture (figure 5.4, b) montre des ouvertures plus importantes dans les familles 01 et 02 (une moyenne de 30mm), suivies par les familles 03 et 04 (avec une moyenne de 20 mm). Elles sont largement ouvertes.

L'histogramme de persistance (figure 5.4, c) présente la famille 1 comme la plus dominante avec une valeur moyenne plus de 3.50m pour un effectif de 30. La famille 02 présente une moyenne de 0.20m. La persistance mineure correspond à la famille 04.

L’histogramme d’espacements pour les quatre familles indiqué dans la figure 5.4, d présente un seul mode avec un pic de la famille 01 qui est la plus dominante avec une valeur moyenne de 40 cm et un effectif de 48, la famille 02 et 03 ont un espacement moyen de 50cm. C’est-à-dire de classe modérée.

Si on se réfère aux caractéristiques de Piteau, les ruptures par fauchage (toppling) sont considérées comme critiques si l'ensemble des fractures a une continuité de plus de 10 mètres et un espacement de moins de 2 mètres. Ce qui n’est pas notre cas de figure. Par contre les familles, 1, 2 et 3, où l'espacement moyen est de moins de 2 mètres, peuvent potentiellement générer des ruptures de faible volume pouvant être captés par les bermes de sécurité.

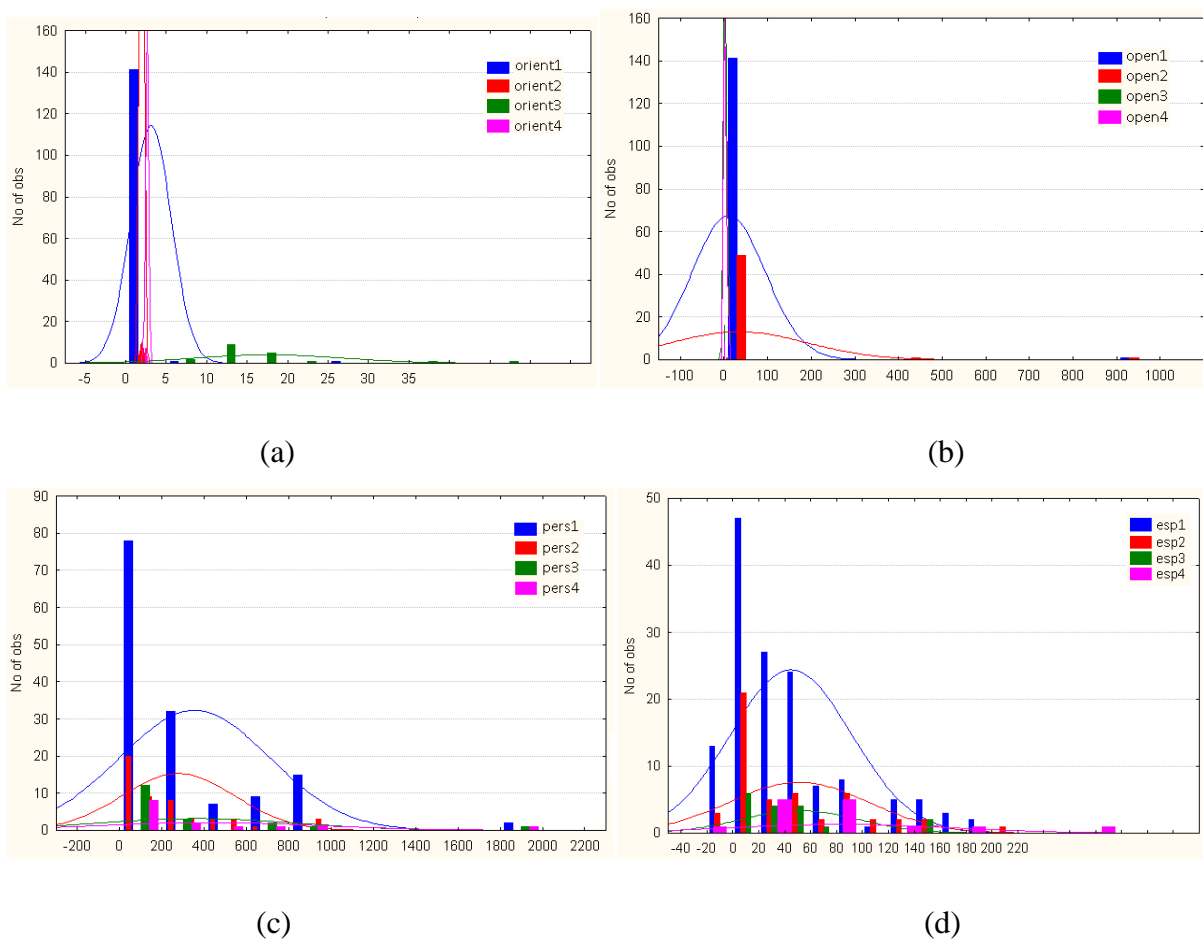


Figure 5.4 : Histogrammes des paramètres géométriques des réseaux de discontinuités. a) orientation, b) ouverture, c) Persistance, d) espacement.

V.4 Classifications géomécanique du massif rocheux de Djebel Gustar

Dans le cadre de cette analyse, nous avons récoltés des échantillons représentatifs de notre terrain d’étude sur les différentes formations rocheuses rencontrées ; ces échantillons sont

soumis à des essais au laboratoire pour la détermination des propriétés physico-mécaniques des roches.

Les principales données géomécaniques qui ont été déterminées indiquent des valeurs moyennes représentatives à chaque formation rocheuse. La compilation de ces données a permis de classer le massif rocheux à l'aide de trois systèmes, soit le RMR (Rock Mass Rating), le GSI (Geological Strength Index) et le SMR (Slope Mass Rating).

V.4.1 Classification RMR du massif rocheux de la carrière ENOF

La classification de Bieniawski prévoit l'évaluation de différents paramètres pour chacun desquels un coefficient numérique.

La somme de ces coefficients détermine la valeur du RMR, qui peut varier entre 0 et 100. Cette valeur est divisée en cinq classes qui décrivent la qualité du massif rocheux. D'un extrême à l'autre, on passe de la classe 1, pour un RMR compris entre 81 et 100, qui est décrite comme une roche de très bonne qualité à la classe 5 pour un RMR inférieur à 20 et qui correspond à une roche de très mauvaise qualité.

Les mesures des paramètres obtenues sur terrain et les résultats des essais mécaniques ont permis de classer le massif de Dj.Gustar selon la classification RMR (Bieniawski, 1976).

Le tableau 5.3 détaille l'évaluation de la classification géomécanique RMR pour Les différentes formations rocheuses

Tableau 5.3 : Classification RMR des formations rocheuses

	Calcaire en Bancs	Cacaire Massif	Calcaire à Orbitoline	Marne
Uniaxial compressive strength	7	7	7	2
RQD	13	13	13	8
Spacing between discontinuity	20	20	20	10
Condition of discontinuities	12	20	25	6
Ground water in joint	10	10	10	10
<i>RMR</i>	62	70	75	36
Rock mass quality	Bonne	Bonne	Bonne	Médiocre

V.4.2 Classification GSI du massif rocheux de la carrière ENOF

L'indice GSI sert à estimer la réduction de résistance du massif rocheux pour différentes conditions géologiques. Le système donne une valeur GSI estimée à partir de la structure du massif et des conditions de surface des discontinuités. On a utilisé la classification modifiée de *Sonmez et Ulusay (1999)*, qui est basé sur la combinaison de deux paramètres, (*le Surface Condition Rating SCR*, et *le Structure Rating SR*). Cette classification possède l'avantage d'obtenir des valeurs précises de GSI.

Les résultats de classification par le GSI du massif rocheux dans la carrière de Djebel Gustar sont mentionnées dans le tableau 5.4 avec les classes correspondantes.

Tableau 5.4 : Classification GSI des formations rocheuses

	Calcaire en Bancs	Calcaire Massif	Calcaire à Orbitolines	Marne
GSI	56	62	70	35
Qualité du massif rocheux	Moyenne	Moyenne	Bonne	Mauvaise

V.4.3 Classification SMR du massif rocheux de la carrière ENOF

Cette approche est basée sur l'indice d'évaluation de la stabilité appelé SMR obtenu à partir de la classification RMR en ajoutant un facteur d'ajustement factoriel et un autre facteur de correction en fonction de la méthode d'excavation.

Depuis la publication du SMR en 1985, de nombreux auteurs ont modifié ou adapté le SMR à leurs besoins. (Anbalagan et al, 1992) ont suggéré une adaptation du SMR pour le mode de rupture en coin. Ils ont proposé de calculer les relations géométriques entre la discontinuité et la pente pour calculer les valeurs initialement proposées par Romana en utilisant la ligne d'intersection des deux plans de la rupture dièdre.

(Tomas et al, 2012) ont développé une méthode graphique basée sur la représentation stéréographique des discontinuités et la pente pour obtenir les paramètres de correction du SMR (F1, F2 et F3). Les principaux avantages de cette approche selon (Tomas et al, 2012) sont :

- pour effectuer des calculs rapides des paramètres de correction de SMR dans les cas où toutes les pistes ont le même pendage avec direction du pendage différente (comme dans les infrastructures linéaires et exploitation minière à ciel ouvert) ;
- la possibilité de travailler avec toutes les discontinuités afin de déterminer la distribution des paramètres de correction pour sélectionner les valeurs les plus appropriées (valeur minimale, par exemple).

(Riquelme et al, 2014) ont publié un format d'accès ouvert, une calculatrice programmée dans MS Excel pour le calcul des coefficients F_1 , F_2 et F_3 à partir des vecteurs de direction de la pente (azimut et pendage) et la discontinuité (ou la ligne d'intersection des plans dans le cas de rupture en coin) appelé *SMRTool*. Cette règle calcule automatiquement les angles auxiliaires A, B et C, ainsi que le type de rupture (planaire ou basculement) compatible avec la géométrie de l'étude de cas et fournit les valeurs de SMR de (Romana, 1985) et de (Tomás et al, 2007), y compris également la description de la classe, la stabilité, les modes de ruptures et le système de soutènement recommandé par (Romana, 1993).

Dans le cadre de cette étude on a utilisé une version plus récente (figure 3.4) programmée dans un MATLAB, qui est caractérisée par les paramètres d'entrées multiples (toutes les familles d'une formation par exemple), et permet aussi de détecter les ruptures en coin automatiquement.

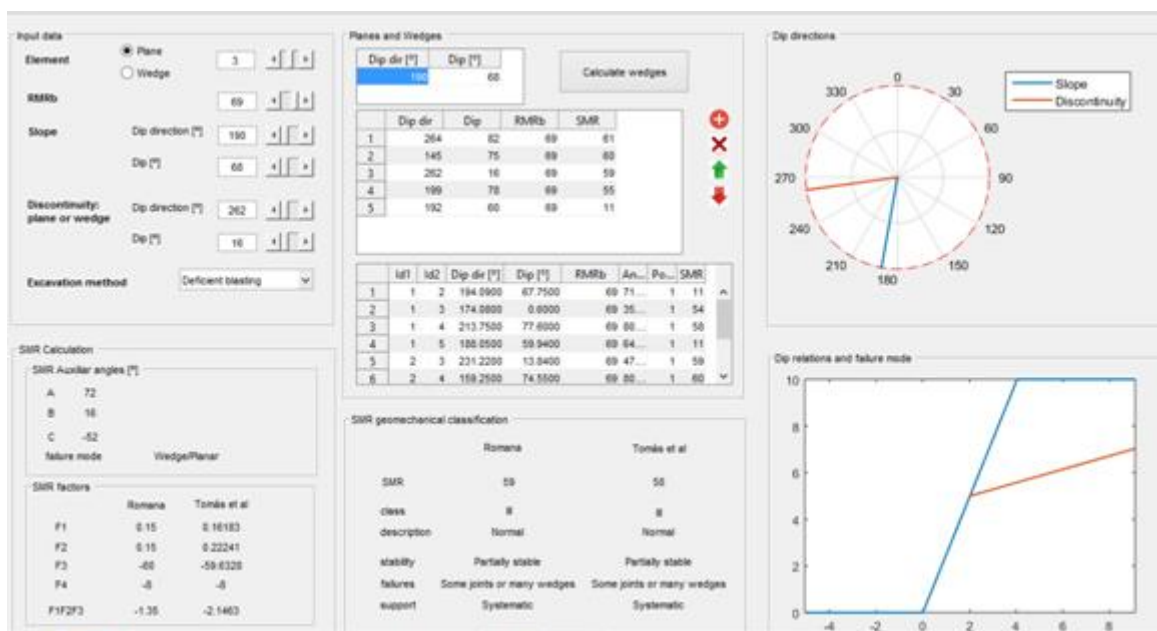


Figure 5.5 : exemple d'affichage de l'application SMRtool

Discussion des résultats SMR

Rappelons que la carrière est divisée en deux secteurs, le secteur Est présente trois directions de pendage tel que (170°, 155°, 240°), pour ce qui est de secteur Ouest elles sont de (190°, 200°, 220°). Indiquons ici que l'angle de face du banc est de 80° tandis que la pente inter-banc elle est de 68°.

L'analyse SMR sera réalisée pour chacun des secteurs de la carrière (Est et Ouest), chacun des secteurs présentant des possibilités de rupture seront analysés séparément. Dans le secteur Est qui présente une direction de pendage de 240° au niveau des calcaires en banc sera ignoré parce qu'elle ne présente aucune exploitation dans cette direction.

Vu leur grande taille, les résultats du calcaire massif et du calcaire à orbitolines seront arrangés à part, dans les tableaux de classification de l'annexe 3.

❖ Calcaire en bancs

Le tableau 5.5 comporte les résultats de la classification SMR du calcaire en bancs, en considérant seulement les ruptures planaires qui peuvent se produire à l'échelle du banc individuel, et à l'échelle inter-banc dans les deux secteurs de la carrière. Sur la base de ces considérations et selon les différentes directions utilisées, ces calcaires ont été classés comme étant un massif partiellement stable, à l'exception d'un cas observable, qui est celui de la faille (192/60) avec une note SMR de 04 (complètement instable), à cause du parfait parallélisme avec le talus d'orientation (190/68).

Le tableau 5.6 présente les résultats de cette classification en fonction des basculements possibles. Ce type de rupture a lieu juste dans le secteur ouest de la carrière avec une classe SMR de III, cette classe traduit une stabilité partielle.

Les possibilités d'avoir des ruptures en coin sont supérieures aux précédents types. Le tableau 5.7 résume l'ensemble des classes SMR obtenues à propos de ces glissements. La majorité des valeurs indique un massif partiellement stable (SMR classe III). Cependant l'examen approfondi nous a permis de détecter quelques particularités prouvées par des conditions locales, qui sont capables de générer un véritable risque citant l'intersection entre les deux familles F_1 et F_3 dans les faces correspondantes aux orientations (170/80, 155/80 et 190/80). L'intersection de ces dernières familles de discontinuités avec les failles (138/58, 192/60)

correspondantes aux orientations (170/68, 190/68) présente des possibilités de ruptures en coin.

❖ **Calcaire massif**

Selon les classes obtenues en fonction des ruptures planaires mentionnées dans le tableau 3.1 (Annexe 3). Contrairement au faciès précédent, ce terme de calcaire présente une certaine diversité marquée par la présence de plusieurs notes SMR caractéristiques à une masse stable (SMR classe II). En générale, d'un point de vue de la stabilité ces calcaire massif sont stables à partiellement stables, néanmoins cet état n'empêche pas de trouver trois cas spécifiques présentés par les familles F_1 et F_3 à l'échelle du banc individuel du secteur Est, qui ont les directions de pendage dites successivement (155° , 240°) avec un SMR de classe IV, la faille (192/60) existe dans le secteur Ouest au niveau inter-banc d'une orientation de (190/68) présente un SMR de classe V.

Les résultats obtenus par cette classification en tenant compte des ruptures par basculements de blocs qui sont résumés dans le tableau 3.2 (Annexe 3) nous indiquent que ce type de rupture est possible à l'échelle du banc et à l'échelle inter-banc qui sont définis par les directions de pendage (155° , 240° et 220°) avec une note SMR de 58 (classe III) qui reflète une stabilité partielle.

Une grande variabilité des résultats de la classification SMR de cette formation rocheuse en fonction des ruptures en coin est observée dans le tableau 3.3 (Annexe 3), où plusieurs cas varient entre instables et complètement instables (SMR classe IV, et V) sont localisés dans les deux secteurs de la carrière. Les intersections des familles (F_1 , F_2 , F_3 et F_4) entre elles dans l'orientation (170/80) du secteur Est, les orientations (190/80, 200/80) du secteur Ouest, génèrent un vrai risque d'instabilité lié directement au mauvais sens d'exploitation utilisé. Cet état est devenu ensuite plus complexe et plus critique à l'échelle inter-banc qui possède l'orientation (190/68), car l'intersection (familles-faille) entre dans le jeu par l'ajout de trois possibilités de ruptures possédant la dernière classe SMR (classe V), ces dièdres sont formés par l'intersection de la faille (192/60) avec les familles (F_1 , F_2 , et F_3). A l'échelle inter-banc, l'orientation (170/68) du secteur Est, est affectée par deux possibilités qui possèdent une note SMR faible, ces ruptures sont l'intersection entre les deux familles (F_3 , F_4) et l'intersection de la faille (138/58) avec la famille F_3 . Le secteur ouest de la carrière est plus affecté par rapport au secteur Es, car les orientations (200/68, 220/68) présentent plusieurs autres instabilités locales signalées à l'échelle inter-banc par les intersections des familles F_1 et F_3 avec les

failles (142/80, 120/86). En plus l'orientation (220/80) présente aussi d'autres possibilités marquées par les intersections des familles (F_1, F_3), et (F_2, F_3).

❖ Calcaire à Orbitolines

Les résultats de la classification SMR de ce type de calcaire, en fonction des ruptures planaires possibles qui sont résumés dans le tableau 3.4 (Annexe 3) nous indiquent que cette formation est en général plus stable par rapport aux deux formations sus-jacentes, en raison de la note RMR plus élevée, et l'orientation des discontinuités qui l'affectent par rapport aux directions d'exploitation utilisées dans cette carrière. D'un point de vue de la stabilité en fonction de la classification SMR, ce facies est classé stable à partiellement stable à l'exception de cinq cas. La famille F_4 génère un risque d'instabilité dans le secteur Est présente une orientation de (155/80) à l'échelle du banc individuel. La famille F_3 engendre aussi un risque de rupture planaire à l'échelle du banc dans les orientations (190/80 et 200/80), de plus la faille (192/60) génère aussi un vrai risque d'instabilité à l'échelle inter-banc présenté dans l'orientation (190/68) avec une note SMR faible (classe V).

Les basculements dans cette formation sont possibles juste selon les familles F_1 et F_4 , au niveau du banc individuel et à l'échelle inter-banc dans les directions de pendage (170° , 155° , et 240°). Le basculement est possible selon la faille (120/86) à l'échelle inter-banc qui possède l'orientation (220/68). Les résultats des classes SMR obtenues à propos de ce type de rupture sont résumés dans le tableau 3.5 (Annexe 3).

Selon les ruptures dites dièdres, la méthode SMR classe ces calcaires comme un ensemble stable à partiellement stable avec la présence de quelques cas particuliers. Les résultats sont mentionnés dans le tableau 3.6 (Annexe 3). L'intersection de la famille F_1 avec la famille F_4 définit un véritable risque dans les directions de pendage (170° , 190° , 200°) au niveau du banc individuel et à l'échelle inter-banc. Les dièdres formés par les intersections de la famille F_1 avec les failles (138/58, 192/60, 120/86) déterminent un risque à l'échelle inter-banc dans les directions de pendage (170° , 190° , et 220°). Les talus inter-bancs présentent les directions de pendage (190° , 220°) sont touchés aussi par un autre risque qui due à l'intersection de la famille F_4 avec les failles (192/60, et 120/86). L'intersection de la famille F_1 avec la famille F_3 amène similairement un risque d'instabilité ciblé au niveau du banc individuel dans les directions de pendage (240° dans le secteur Est, et 220° dans le secteur Ouest).

Tableau 5.5 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (ruptures planaire)

	Angle de face du banc = 80°				Inter-banc = 68°	
	Directions de pendage	Pendage	Familles de discontinuités	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Est	170°	80°	F1	53	III	Partiellement stable
			F2	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
			F4	49	III	Partiellement stable
	68°	F1	54	III	Partiellement stable	
		F2	50	III	Partiellement stable	
		F3	54	III	Partiellement stable	
		F4	54	III	Partiellement stable	
		FA	45	III	Partiellement stable	
	155°	80°	F1	53	III	Partiellement stable
			F2	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
F4			48	III	Partiellement stable	
68°	F1	54	III	Partiellement stable		
	F2	50	III	Partiellement stable		
	F3	54	III	Partiellement stable		
	F4	54	III	Partiellement stable		
	FA	54	III	Partiellement stable		
Secteur Ouest	190°	80°	F2	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
			F4	53	III	Partiellement stable
		68°	F2	50	III	Partiellement stable
	F3		54	III	Partiellement stable	
	F4		54	III	Partiellement stable	
	FA		4	V	Complètement instable	
	200°	80°	F2	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
			F4	53	III	Partiellement stable
		68°	F2	50	III	Partiellement stable
	F3		54	III	Partiellement stable	
F4	54		III	Partiellement stable		
FA	54		III	Partiellement stable		
220°	80°	F2	44	III	Partiellement stable	
		F4	54	III	Partiellement stable	
	68°	F2	44	III	Partiellement stable	
		F4	54	III	Partiellement stable	

Tableau 5.6 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (basculements)

		Angle de face du banc = 80°			Inter-banc = 68°	
	Directions de pendage	Pendage	Familles de discontinuité	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Ouest	190°	80°	F1	50	III	Partiellement stable
		68°	F1	50	III	Partiellement stable
	200°	80°	F1	50	III	Partiellement stable
		68°	F1	50	III	Partiellement stable
	220°	80°	F1	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
		68°	F1	50	III	Partiellement stable
			F3	50	III	Partiellement stable
			FA	50	III	Partiellement stable

Tableau 5.7 : Classification et description des classes SMR du calcaire en bancs (ruptures dièdre)

		Angle de face du banc = 80°			Inter-banc = 68°	
	Directions de pendage	Pendage	Familles de discontinuités	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Est	170°	80°	F1&F2	45	III	Partiellement stable
			F1&F3	4	V	Complètement instable
			F1&F4	49	III	Partiellement stable
			F2&F3	52	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable
			F3&F4	46	III	Partiellement stable
		68°	F1&F2	45	III	Partiellement stable
			F1&F3	48	III	Partiellement stable
			F1&F4	54	III	Partiellement stable
			F1&FA	0	V	Complètement instable
			F2&F3	52	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable
	155°	80°	F2&FA	52	III	Partiellement stable
			F3&F4	54	III	Partiellement stable
			F3&FA	47	III	Partiellement stable
			F1&F2	47	III	Partiellement stable
			F1&F3	19	V	Complètement instable
			F1&F4	48	III	Partiellement stable
			F2&F3	52	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable

			F3&F4	46	III	Partiellement stable
		68°	F1&F2	47	III	Partiellement stable
			F1&F3	49	III	Partiellement stable
			F1&F4	54	III	Partiellement stable
			F1&FA	54	III	Partiellement stable
			F2&F3	52	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable
			F2&FA	50	III	Partiellement stable
			F3&F4	54	III	Partiellement stable
			F3&FA	54	III	Partiellement stable
			F4&FA	53	III	Partiellement stable
Secteur Ouest	190°	80°	F1&F2	47	III	Partiellement stable
			F1&F3	34	IV	instable
			F1&F4	53	III	Partiellement stable
			F2&F3	47	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable
			F3&F4	46	III	Partiellement stable
	68°	F1&F2	47	III	Partiellement stable	
		F1&F3	51	III	Partiellement stable	
		F1&F4	54	III	Partiellement stable	
		F1&FA	19	V	Complètement instable	
		F2&F3	47	III	Partiellement stable	
		F2&F4	50	III	Partiellement stable	
		F2&FA	52	III	Partiellement stable	
		F3&F4	54	III	Partiellement stable	
	F3&FA	4	V	Complètement instable		
	F4&FA	45	III	Partiellement stable		
	200°	80°	F1&F2	50	III	Partiellement stable
			F1&F3	46	III	Partiellement stable
			F1&F4	53	III	Partiellement stable
			F2&F3	46	III	Partiellement stable
			F2&F4	50	III	Partiellement stable
			F3&F4	46	III	Partiellement stable
		68°	F1&F2	50	III	Partiellement stable
			F1&F3	53	III	Partiellement stable
F1&F4			54	III	Partiellement stable	
F1&FA			54	III	Partiellement stable	
F2&F3			46	III	Partiellement stable	
F2&F4			50	III	Partiellement stable	
F2&FA	44	III	Partiellement stable			
F3&F4	54	III	Partiellement stable			
F3&FA	54	III	Partiellement stable			
220°	80°	F1&F2	52	III	Partiellement stable	
		F1&F3	53	III	Partiellement stable	
		F1&F4	54	III	Partiellement stable	
		F2&F3	47	III	Partiellement stable	
		F2&F4	44	III	Partiellement stable	
	68°	F1&F2	52	III	Partiellement stable	
		F1&F3	53	III	Partiellement stable	
		F1&F4	54	III	Partiellement stable	

		F1&FA	54	III	Partiellement stable
		F2&F3	47	III	Partiellement stable
		F2&F4	44	III	Partiellement stable
		F2&FA	47	III	Partiellement stable
		F4&FA	54	III	Partiellement stable

❖ **Familles de discontinuités du talus de la carrière ENOF**

La figure 5.6 présente les principales familles pour le talus de la carrière. Les discontinuités qui ne sont pas considérées dans les diverses familles sont dites aléatoires.

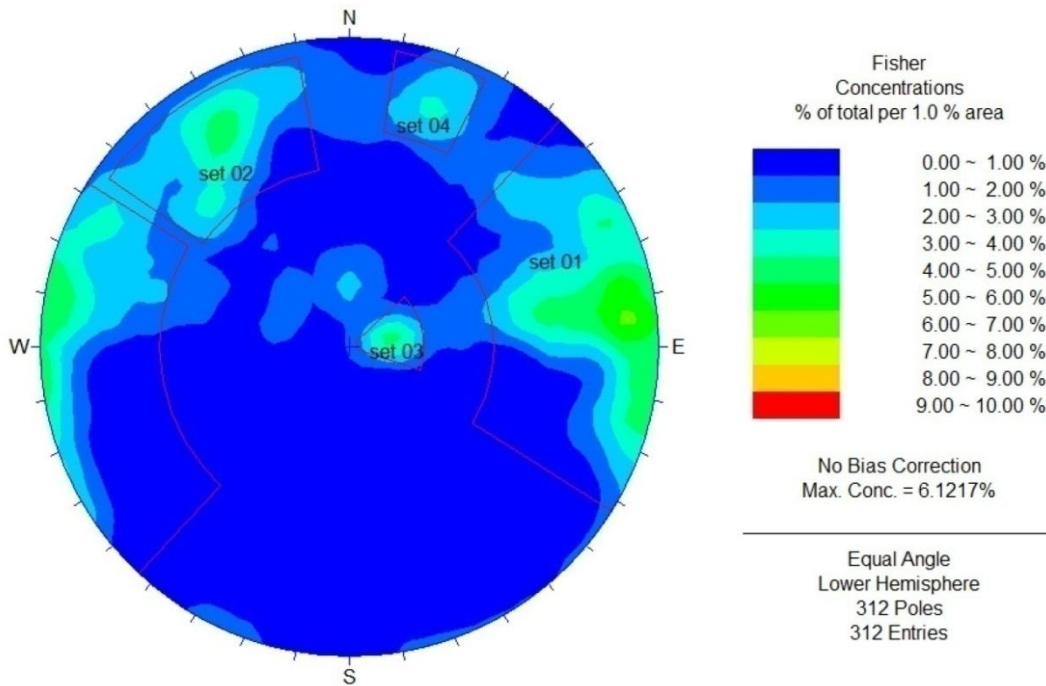


Figure 5.6 : Projection stéréographique des pôles des discontinuités du talus de la carrière.

Nous avons entré les données collectées à travers le front la carrière, ce qui nous a permis de donner une idée sur la fracturation. Quatre zones de plus forte concentration représentent les familles de discontinuités. Les orientations de ces familles sont écrites dans le tableau suivant.

Tableau 5.8 : Récapitulatif des familles de fractures du talus de la carrière

Nom de famille	Pendage (°)	Direction de pendage (°)
Set 1	82	264
Set 2	75	145
Set 3	16	262
Set 4	78	199

❖ Classification SMR à l'échelle du talus

Des paramètres moyens sont utilisés dans le calcul des notes SMR à l'échelle de la pente globale. Le tableau 5.9 résume les résultats des ruptures planaire possibles. D'un point de vue risque, seule la faille (192/60) peut engendrer un grand glissement plan à l'échelle du talus de la carrière qui possède l'orientation (190/68) dans le secteur ouest avec une note SMR de 11 (classe V). Le reste est classé stable à partiellement stable.

Les basculements sont possibles à cette échelle dans toutes les directions du secteur Est selon les familles (F_1 , F_2) et dans le secteur Ouest qui possède la direction de pendage 220° selon la faille (120/86). Les résultats sont mentionnés dans le tableau 5.10.

Selon les ruptures dièdres, les résultats de cette classification SMR qui sont groupés dans le tableau 5.11, nous indiquent que ce massif rocheux est classé en général partiellement stable. Mais, des conditions locales ont favorisé l'apparition de six cas défavorables. Un SMR de classe V caractérise les intersections des familles (F_1 , F_2) dans les faces du talus possédant les directions de pendage (190° et 200°), cette classe est caractéristique aussi pour les dièdres formés par les intersections de la famille 1 avec les failles dites successivement (138/58, et 192/60) dans les faces du talus des directions de pendage (170° et 190°). Enfin un SMR de classe IV est donnée à l'intersection de la famille F_2 avec la faille (192/60) dans la face du talus de direction 190° , et avec la faille (120/86) dans la face du talus qui possède la direction de pendage 220° .

Tableau 5.9 : Classification et description des classes SMR à l'échelle du talus (ruptures planaire)

		RMR _b = 69		Angle du talus = 68°	
	Directions de pendage	Familles de discontinuités	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Est	170°	F1	57	III	Partiellement stable
		F2	58	III	Partiellement stable
		F4	58	III	Partiellement stable
		FA	52	III	Partiellement stable
	155°	F2	56	III	Partiellement stable
		F4	60	III	Partiellement stable
		FA	61	II	stable
	240°	F1	61	II	Partiellement stable
		F3	57	III	Partiellement stable

		F4	60	III	Partiellement stable
Secteur Ouest	190°	F1	61	II	stable
		F2	60	III	Partiellement stable
		F3	59	III	Partiellement stable
		F4	55	III	Partiellement stable
		FA	11	V	complètement instable
	200°	F1	61	II	stable
		F2	60	III	Partiellement stable
		F3	59	III	Partiellement stable
		F4	55	III	Partiellement stable
		FA	61	II	stable
	220°	F1	61	II	stable
		F2	60	III	Partiellement stable
		F3	59	III	Partiellement stable
		F4	58	III	Partiellement stable

Tableau 5.10 : Classification et description des classes SMR à l'échelle du talus (basculements)

RMR _b = 69		Angle du talus = 68°			
	Directions de pendage	Familles de discontinuités	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Est	170°	F3	61	II	Stable
	155°	F1	57	III	Partiellement stable
		F3	61	II	Stable
	240°	F2	57	III	Partiellement stable
Secteur Ouest	220°	FA	57	III	Partiellement stable

Tableau 5.11 : Classification et description des classes SMR à l'échelle du talus (ruptures dièdre)

RMR _b = 69		Angle du talus = 68°			
	Directions de pendage	Familles de discontinuités	Note SMR	Classe	Stabilité
Secteur Est	170°	F1&F2	41	III	Partiellement stable
		F1&F3	52	III	Partiellement stable
		F1&F4	60	III	Partiellement stable
		F1&FA	19	V	complètement instable
		F2&F3	59	III	Partiellement stable
		F2&F4	56	III	Partiellement stable
		F3&FA	59	III	Partiellement stable
		F4&FA	52	III	Partiellement stable
	155°	F1&F2	53	III	Partiellement stable

		F1&F3	54	III	Partiellement stable
		F1&F4	60	III	Partiellement stable
		F1&FA	60	III	Partiellement stable
		F2&F3	59	III	Partiellement stable
		F2&F4	55	III	Partiellement stable
		F3&FA	59	III	Partiellement stable
		F4&FA	58	III	Partiellement stable
	240°	F1&F2	53	III	Partiellement stable
		F1&F3	59	III	Partiellement stable
		F1&F4	58	III	Partiellement stable
		F2&F3	53	III	Partiellement stable
		F2&F4	60	III	Partiellement stable
		F3&F4	59	III	Partiellement stable
		Secteur Ouest	190°	F1&F2	11
F1&F3	54			III	Partiellement stable
F1&F4	58			III	Partiellement stable
F1&FA	11			V	complètement instable
F2&F3	59			III	Partiellement stable
F2&F4	60			III	Partiellement stable
F2&FA	26			IV	instable
F3&FA	59			III	Partiellement stable
F4&FA	59		III	Partiellement stable	
200°	F1&F2		18	V	complètement instable
	F1&F3		57	III	Partiellement stable
	F1&F4		56	III	Partiellement stable
	F1&FA		55	III	Partiellement stable
	F2&F3		59	III	Partiellement stable
	F2&F4		60	III	Partiellement stable
	F2&FA		51	III	Partiellement stable
	F3&F4		59	III	Partiellement stable
F3&FA	57		III	Partiellement stable	
F4&FA	56		III	Partiellement stable	
220°	F1&F2		41	III	Partiellement stable
	F1&F3		59	III	Partiellement stable
	F1&F4		55	III	Partiellement stable
	F1&FA		58	III	Partiellement stable
	F2&F3		54	III	Partiellement stable
	F2&F4		60	III	Partiellement stable
	F2&FA		26	IV	instable
	F3&F4		59	III	Partiellement stable
F3&FA	54		III	Partiellement stable	
F4&FA	58	III	Partiellement stable		

V.5 Conclusion

L'analyse statistique des paramètres géométriques de l'ensemble des discontinuités affectant les formations du massif rocheux de la carrière de Djebel Gustar, nous a permis de les

organiser en familles en fonction de l'orientation . Cette analyse nous aide de définir aussi la taille des blocs et d'examiner la stabilité de pente en rocher et le glissement de blocs rocheux. Les résultats des classifications RMR, GSI, nous indiquent que le massif rocheux de la carrière de Djebel Gustar est constitué de formations de moyenne à bonne qualités. Ces résultats seront utilisés, par la suit, pour l'évaluation des paramètres mécaniques du massif rocheux de la carrière.

Les résultats de la classification SMR montrent que la carrière présente des possibilités de ruptures de différents types (planaire, dièdre, basculement) au niveau des formations rocheux. D'une manière générale, la méthode empirique SMR reste un outil d'analyse rapide qui peut donner une idée générale sur les pentes des talus stables en se basant sur des paramètres qualitatifs. Par contre, cette méthode ne peut pas garantir des résultats fiables. Il faut analyser chaque type de rupture (planaire, dièdre, basculement...) à l'aide des outils qui tiennent compte de tous les paramètres qui influencent la stabilité notamment le facteur de sécurité. Ce que nous verrons de développer dans le chapitre suivant.

VI.1 Introduction

Différents types d'analyse permettent de déterminer le potentiel d'instabilité structurale. Une analyse cinématique est d'abord réalisée afin d'identifier les modes de rupture potentiels à l'échelle du banc et à l'échelle de la pente globale. Ensuite, il est possible de quantifier le potentiel d'instabilité selon les modes de rupture possibles par l'analyse à l'équilibre limite. Cette dernière permet d'obtenir un facteur de sécurité et une probabilité de rupture pour les différents modes de rupture. L'application de la méthode des éléments finis c'est avéré l'un des meilleurs moyens permettant de valider les résultats trouvés par les approches précédentes.

VI.2 Paramètres mécaniques des discontinuités du massif rocheux de la carrière ENOF

En raison de l'évolution historique de la mécanique des roches, la plupart des analyses utilisées pour calculer les facteurs de sécurité, sont exprimés en termes de l'angle de cohésion (c) et de l'angle de frottement (ϕ), Un critère très courant et souvent utilisé dans le domaine de la mécanique des sols et des roches est celui de Mohr-Coulomb.

Depuis les années 1970, il a été reconnu que la relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte normale est représentée de façon plus précise par une relation non- linéaire, telle que celle proposée par Barton et Bandis (1990).

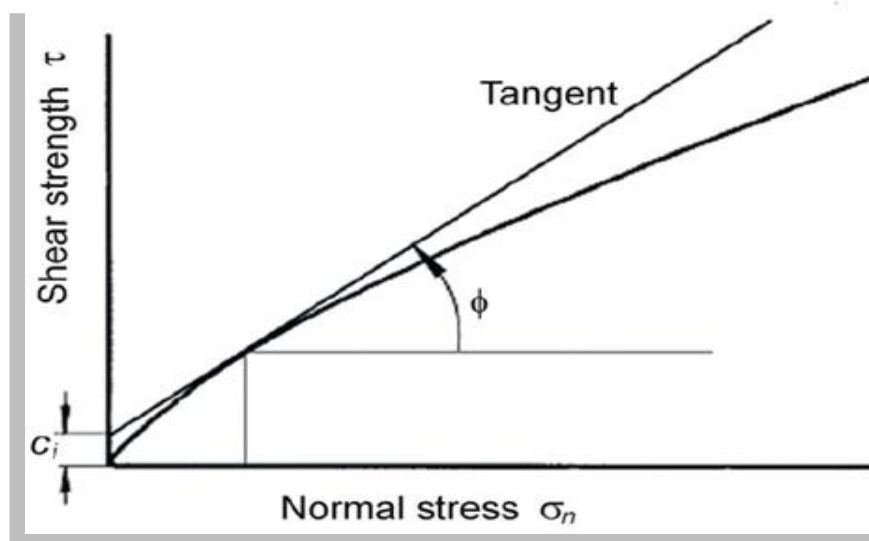


Figure 6.1: Définition de la cohésion instantanée C_i et l'angle de frottement instantané ϕ_i pour un critère de rupture non-linéaire (Heok ,1981).

La figure 6.1 donne des définitions de la cohésion instantanée C_i et l'angle de frottement instantané ϕ_i pour une contrainte normale de σ_n . Ces quantités sont données par le point d'intersection et l'inclinaison, respectivement, de la tangente à la relation non linéaire entre la résistance au cisaillement et de la contrainte normale. Ces quantités peuvent être utilisées pour les analyses de stabilité dans lequel le critère de rupture de Mohr-Coulomb est appliqué, à condition que la contrainte normale σ_n soit assez proche de la valeur utilisée pour définir le point tangent.

Notons que l'équation (16) mentionnée dans le chapitre 1 n'est pas valable pour $\sigma_n = 0$, il cesse d'avoir un sens pratique pour $\phi_r + JRC \log_{10}(JCS / \sigma_n) > 70^\circ$, cette limite peut être utilisée pour déterminer une valeur minimum pour σ_n . Une limite supérieure pour σ_n est donnée par $\sigma_n = JCS$.

Dans une application pratique typique, un calcul peut être utilisé pour résoudre l'équation (16) du chapitre 1 et de calculer les valeurs de cohésion et de frottement instantanées pour une gamme de valeurs de contraintes normales C_i et ϕ_i :

$$\phi_i = \arctan\left(\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n}\right) \quad (1)$$

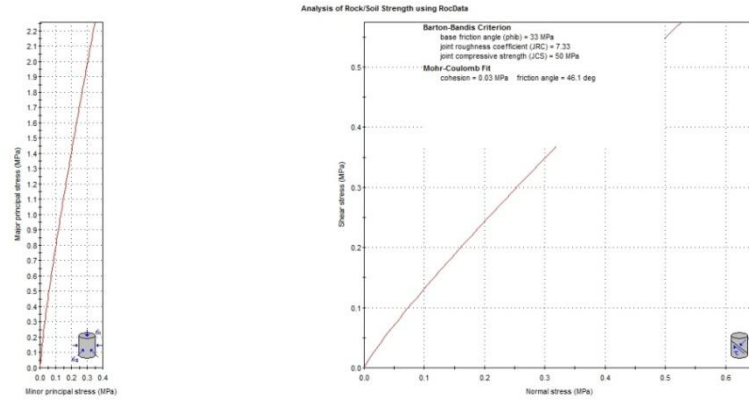
$$\frac{\partial \tau}{\partial \sigma_n} = \tan\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right) - \frac{\pi JRC}{180 \ln 10} \left[\tan^2\left(JRC \log_{10} \frac{JCS}{\sigma_n} + \phi_r\right) + 1 \right] \quad (2)$$

La cohésion instantanée est calculée à partir de la relation:

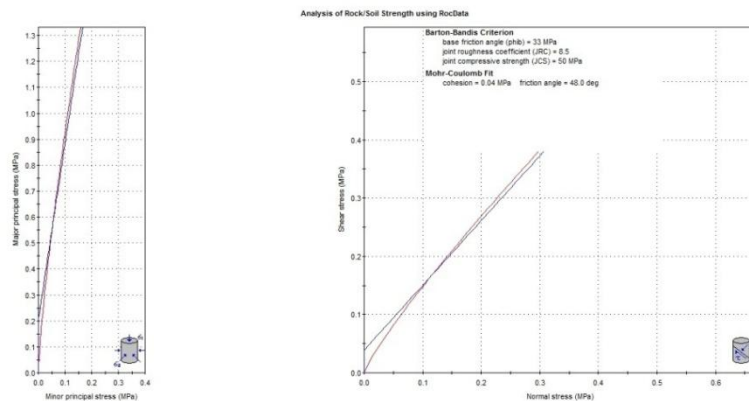
$$C_i = \tau - \sigma_n \tan \phi_i \quad (3)$$

En choisissant les valeurs de C_i et ϕ_i pour une utilisation dans une application particulière, la contrainte normale moyenne σ_n agissant sur les plans de discontinuité doit être estimée et utilisée pour déterminer la ligne appropriée dans le tableau de calcul. Pour de nombreux problèmes pratiques dans le domaine, une valeur moyenne unique de σ_n suffira, mais des problèmes de stabilité critiques sont envisagées, cette sélection doit être faite pour chaque surface de discontinuité importante.

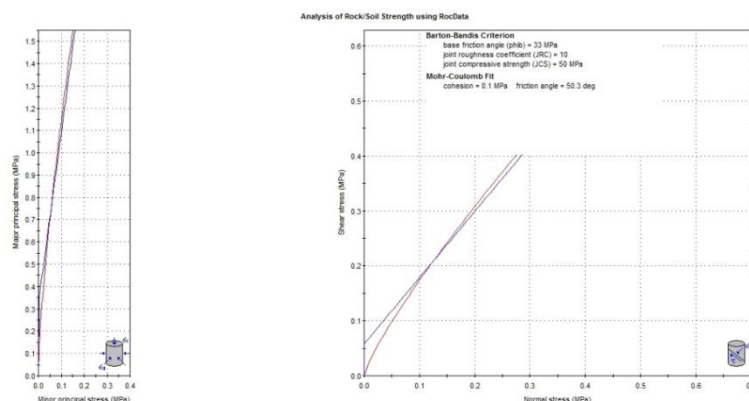
Les valeurs des paramètres mécaniques des discontinuités du massif de Djebel Gustar sont obtenues à l'aide du logiciel (ROCDATA de *Rocscience*) en utilisant des relations telles que celles proposées par (Barton et Bandis, 1990) ainsi que le tableau publié par (Barton, 1974) pour les discontinuités remplies et les matériaux de remplissage.



(a)



(b)



(c)

Figure 6.2 : Cohésion et angle de frottement interne des discontinuités de la carrière de Djebel Gustar. a) calcaire en bancs, b) calcaire massif, c) calcaire à orbitolines.

VI.3 Analyse de stabilité par projection stéréographique

L'identification des modes de ruptures pour les différentes familles de discontinuités identifiées, associées aux différents domaines lithologiques est réalisée par une analyse cinématique à l'aide de la projection stéréographique en utilisant le ROCKPACK III, ce dernier permet de mieux visualiser les données d'une manière assez compréhensive, qui nous fournit l'occasion de délimiter 02 zones critiques dont la première concerne les ruptures planaires et dièdres, à propos de ces deux modes nous avons basé sur les travaux de (Markland ,1972 ; Hocking ,1976) modifiés par (Wyllie and Mah, 2004), la deuxième présente les conditions pour avoir des ruptures par basculements (Goodman,1989).

L'analyse cinématique sera réalisée pour chacun des secteurs de la carrière (Est et Ouest), chacun des secteurs présentant des possibilités de rupture seront analysés séparément. Dans le secteur Est, présente une direction de 240° au niveau des calcaires en banc sera ignoré parce qu'elle ne présente aucune exploitation dans cette direction.

❖ Calcaire en bancs

Les figures 6.3 à 6.7 présentent l'analyse cinématique des deux secteurs (Est et Ouest) pour chacun de ces directions au niveau du calcaire en bancs. Des possibilités de rupture ont été ciblées à l'intérieur de chaque secteur à l'échelle des bancs et à l'échelle de l'inter-banc.

La figure 6.3 présente l'analyse pour le secteur Est de direction de pendage 170° . Cette analyse a permis de confirmer que la rupture en coin le long de l'intersection entre les deux familles de discontinuités (F_1 et F_3) est possible à l'échelle du banc vu l'orientation de cette intersection de 168/75. La rupture en coin est possible aussi au niveau de calcaire en bancs à l'échelle inter-banc le long de l'intersection entre la faille (138/58) et la famille 1 (084/88) vu l'orientation de cette intersection qui est de (171/53).

La figure 6.4.a montre bien qu'il y a deux types de rupture possibles dans cette direction. En effet, la famille 4 présente une orientation favorable au phénomène de rupture planaire, car le pendage de cette famille est près de l'angle de face du banc 80degrés. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de la zone critique de rupture planaire ce qui limite passablement les risques associés à ce type de rupture. L'autre type de rupture qui pourrait être observé dans cette direction est une rupture en coin. En effet, l'intersection entre les deux familles (F_1 et F_3) se retrouve à l'intérieur de la zone critique de rupture en coin. En plus,

l'intersection entre les familles (F_3 et F_4), (F_1 et F_4) présentent des orientations de (124/79) et (160/81) respectives présentent aussi des possibilités de rupture en coin. Par contre, les deux dernières possibilités de cette rupture sont réduites parce que l'intersection entre les familles se retrouve à la limite de la zone critique de rupture. Les possibilités de rupture à l'échelle inter-banc présentées dans la figure 6.4.b s'avèrent impossible parce que la ligne de pendage maximal de toutes les intersections se retrouve à l'extérieur de la zone critique de rupture.

La figure 6.5 présente l'analyse pour le secteur Ouest d'une direction de pendage 190° . Cette dernière fait ressortir que la seule possibilité est de rupture en coin à partir de l'intersection entre la famille 1 (084/88) et la famille 3 (120/80) à l'échelle du banc. La ligne de pendage maximal se retrouve à l'intérieur de la zone critique pour ce type de rupture. A l'échelle inter-banc, cette analyse a permis de confirmer que la rupture planaire le long de la faille (192/60) est possible. La rupture en coin le long de l'intersection entre la faille et la famille 1 (084/88) est possible vu l'orientation de cette intersection de (170/58). La rupture en coin selon l'intersection entre la faille et les familles de discontinuités F_3 (120/80) à une orientation de (194/60) s'avère possible. L'intersection de la faille et F_4 (154/82) présente aussi la possibilité de rupture en coin vu l'orientation de cette intersection de (234/53).

La figure 6.6 permet d'observer que les possibilités de rupture pour le secteur Ouest de direction de pendage 200° sont les mêmes que pour le secteur Ouest qui présente une direction de 190° à l'échelle des bancs. Les possibilités de rupture à l'échelle inter-banc présentées dans cette direction s'avèrent impossible parce que la ligne de pendage maximal de toutes les intersections se retrouve à l'extérieur de la zone critique de rupture.

La figure 6.7 illustre l'analyse du secteur Ouest d'une direction de pendage 220° . Sur cette figure, il est possible d'observer qu'à l'échelle du banc individuel le basculement dans cette direction est maintenant possible à travers la famille 1 (084/88). La rupture en coin s'avère possible parce que l'intersection entre les deux familles (1 et 3) se retrouve à la limite de la zone critique de rupture ce qui limite les possibilités des risques associés à ce type de rupture. Dans cette direction il est possible d'observer plusieurs intersections entre les différentes familles de discontinuité à l'échelle inter-banc, mais aucune de ces lignes d'intersection ne sont dans la zone des ruptures potentielles.

❖ Calcaire massif

Le calcaire massif englobe deux secteurs (Est, Ouest) à l'intérieur de chacun de ces secteurs possède trois directions de pendages. Les figures 6.8 à 6.13 présentent l'analyse cinématique pour chacun de ces directions où des possibilités de rupture ont été ciblées. La figure 6.8 démontre que le secteur Est d'une direction de pendage 170° possède plusieurs possibilités de rupture en coin. La famille 1 présente des possibilités de rupture en coin avec les deux familles de discontinuités (F_2 et F_3). Une autre possibilité réelle de rupture en coin correspond à l'intersection entre la famille 2 et la famille 3. L'intersection présente une orientation de $194/63$. De plus, quatre scénarios de rupture en coin sont illustrés, soit l'intersection entre la faille ($138/58$) et F_3 , l'intersection entre la faille et F_4 , l'intersection entre les familles de discontinuités F_1 et F_3 et l'intersection entre les familles de discontinuités F_2 et F_3 . Ces intersections présentent des orientations respectives de $183/49$, $125/57$, $198/66$ et $194/63$. Ces quatre possibilités de glissement pourraient se produire à l'échelle inter-banc 68° .

La figure 6.9 montre l'analyse cinématique du secteur Est de direction de pendage 155° . La famille 1 de cette figure présente une possibilité de rupture de type planaire. La ligne de pendage maximal se retrouve à l'intérieur de la zone critique pour ce type de rupture. La famille 1 présente aussi des possibilités de rupture en coin avec les familles de discontinuités (2 et 3). L'intersection entre la famille 1 et la famille 2 a une orientation de $189/71$ tandis que l'intersection entre la famille 1 et la famille 3 a une orientation de $198/66$. Ces glissements sont possibles à l'échelle du banc individuel qui a une pente de 80° . En effet, l'intersection entre les deux familles (2 et 3) permet aussi la rupture en coin à l'échelle de banc. A l'échelle inter-banc, l'intersection entre la famille 2 et la famille 3 a une orientation de $194/63$ présente une possibilité de rupture en coin. L'orientation de cette intersection ne semble pas favorable à une rupture en coin.

La figure 6.10 permet de constater qu'il y a deux types de rupture possibles dans la direction 240° à l'échelle du banc individuel. En effet, la famille 3 présente une orientation favorable au phénomène de rupture planaire. L'autre type de rupture qui pourrait être observé dans cette direction est une rupture en coin. La famille 3 présente des possibilités de rupture en coin avec les familles de discontinuités (F_1 et F_2). En effet, l'intersection entre les deux familles de discontinuités (1 et 2) se retrouve à la limite de la zone potentielle de rupture. Ceci fait en sorte que la rupture rendrait très limités. Les possibilités de rupture à l'échelle inter-banc

présentées dans cette direction s'avèrent impossible parce que la ligne de pendage maximal de toutes les intersections se retrouve à l'extérieur de la zone critique de rupture.

La figure 6.11 démontre bien l'existence de trois possibilités de rupture en coin dans la direction de pendage 190° à l'échelle du banc individuel. Premièrement, l'intersection entre la famille 1 et la famille 2 (189/71) se retrouve dans la zone critique de rupture. Deuxièmement, l'intersection entre la famille 1 et la famille 3 (198/66) se retrouve aussi dans la zone critique de rupture. Troisièmement, l'intersection entre la famille 2 et la famille 3 (194/63) se retrouve dans la zone critique de rupture. A l'échelle inter-banc, cette direction possède plusieurs possibilités de rupture. La faille (192/60) peut subir une rupture de type planaire. La faille présente des possibilités de rupture en coin avec les familles de discontinuités (F_1 et F_2). L'intersection entre La faille et la famille 1 a une orientation de 208/59 tandis que l'intersection entre la faille et la famille 2 a une orientation de 195/60. La faille présente aussi des possibilités de rupture en coin avec les deux familles de discontinuités (F_3 et F_4). L'intersection entre la faille et la famille 3 a une orientation de 189/60 tandis que l'intersection entre la faille et la famille 4 a une orientation de 150/51. Une autre possibilité est présentée par l'intersection entre les deux familles (F_2 et F_3). Il est possible de constater que l'intersection entre les familles de discontinuités (F_1 et F_2), (F_1 et F_3) se retrouve à la limite de la zone potentielle de rupture. Ceci fait en sorte que la rupture rendrait très limités.

La figure 6.12 présente l'analyse pour le secteur Ouest de direction de pendage 220° . Celle-ci permet de démontrer que les possibilités de rupture en coin à partir de cette direction sont les mêmes que celles déjà observées pour les secteurs Ouest de direction 190° à l'échelle du banc individuel. L'intersection entre les deux familles de discontinuités (F_2 et F_3) présente une possibilité de rupture en coin à l'échelle inter-banc. La famille 3 présente aussi deux possibilités de rupture en coin avec la faille (142/80) et la famille de discontinuité 1 (144/76). L'intersection entre la faille et la famille 3 a une orientation de 204/69 tandis que l'intersection entre la famille 3 et la famille 1 a une orientation de 198/66. Les plongées de ces deux intersections sont plus prononcées que la pente inter-banc, donc les possibilités de glissement rendraient très limités.

La figure 6.13 permet d'observer qu'il y a trois possibilités de rupture en coin à l'échelle du banc dans le secteur Ouest de direction de pendage 200° . En effet, l'intersection entre la famille 1 et les deux familles de discontinuités (2 et 3) présente une rupture en coin, l'autre

possibilité est l'intersection entre la famille 2 et la famille 3. A l'échelle inter-banc, cette direction présente des possibilités de rupture en coin. L'intersection entre les deux familles de discontinuités F_2 (114/85) et F_3 (259/78) a une orientation de 194/63, présente une possibilité de rupture en coin à l'échelle inter-banc. La faille (120/86) présente deux possibilités de rupture en coin avec les familles de discontinuités (F_1 et F_3). L'intersection entre la faille et la famille 1 a une orientation de 200/66 tandis que l'intersection entre la faille et la famille 3 a une orientation de 200/68. La ligne de pendage maximal de ces deux dernières intersection se retrouve à la limite de la zone critique de rupture ce qui limite passablement les risques associés à ce type de rupture.

❖ Calcaire à orbitolines

Le calcaire à orbitolines possède six directions où des possibilités de rupture ont été observées aussi bien à l'échelle du banc individuel et à l'échelle inter-banc. Les figures 6.14 à 6.19 présentent l'analyse cinématique pour chacun de ces directions dans les deux secteurs.

La figure 6.14 démontre qu'il y a deux possibilités de rupture dans la direction de pendage 170 degrés pour le secteur Est à l'échelle du banc. Premièrement, la famille 3 (190/79) présente une possibilité de rupture planaire. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de la zone critique de rupture ce qui limite les risques associés à ce type de rupture. Deuxièmement, l'intersection entre la famille 4 (141/65) et les deux familles de discontinuités F_1 (260/78) et F_3 (190/79) présente une possibilité de rupture en coin. En effet, l'intersection entre chaque deux famille de discontinuités se retrouve dans la zone potentielle de rupture. Ceci fait en sorte que la rupture rendrait possible. La rupture en coin pourrait être observée dans cette direction à l'échelle inter-banc. En effet, l'intersection entre les deux familles de discontinuités (F_1 et F_4) se retrouve à l'intérieur de la zone critique de rupture en coin. La ligne d'intersection a une orientation de 188/56. La faille (138/58) présente aussi une possibilité de rupture en coin à l'échelle inter-banc avec la famille 3. En effet, La ligne d'intersection qui a une orientation de 117/56 se retrouve à la limite de la zone potentielle de rupture. Ceci fait en sorte que la rupture rendrait très limités.

La figure 6.15 présente l'analyse pour le secteur ouest dans la direction de pendage 155 degrés. Cette dernière fait ressortir l'existence de deux possibilités de rupture en coin dans cette direction à l'échelle du banc. Premièrement, l'intersection entre la famille 1 et la famille 4 a une orientation de 188/56 qui se retrouve dans la zone critique de rupture. Deuxièmement, l'intersection entre la famille 3 et la famille 4 a une orientation de 124/64 qui

se retrouve aussi dans la zone critique de rupture. A l'échelle inter-banc, la seule rupture possible est la rupture en coin selon l'intersection entre la famille (F_1) et la famille (F_4). La plongée de cette intersection est plus prononcée que la pente globale dans ce secteur (68°).

La figure 6.16 illustre l'analyse du secteur Est de direction de pendage 240 degrés. Sur cette figure, il est possible d'observer plusieurs possibilités de rupture à l'échelle du banc. La rupture planaire selon la famille 1 (260/78) est maintenant plus difficile. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de la zone potentielle de rupture. La rupture en coin le long de l'intersection entre la famille 1 et la famille 4 est possible vu l'orientation de cette intersection de (188/56). La rupture en coin selon l'intersection entre la famille 1 et la famille de discontinuités 3 (190/79) s'avère possible vu l'orientation de cette intersection de (228/76). La rupture en coin à l'échelle inter-banc est possible car l'orientation de l'intersection entre les deux familles de discontinuités (1 et 4) se retrouve à la limite de la zone potentielle de rupture. Ce qui réduit les possibilités de cette rupture.

La figure 6.17 montre l'analyse cinématique du secteur Ouest de direction de pendage 190 degrés à l'échelle du banc. Cette dernière prouve bien que la rupture planaire dans cette direction est remarquable par une orientation de (190/79) de la famille 3. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de zone potentielle de rupture, donc les possibilités de glissement rendraient très réduites. La rupture en coin dans cette direction est possible par l'intersection entre les deux familles de discontinuités (F_1 et F_4) qui présente une orientation favorable à une telle rupture. En effet, deux autres possibilités de rupture en coin sont remarquables le long de l'intersection de la famille 1 avec la famille 3 et l'intersection entre la famille 3 avec la famille 4. Ces intersections présentent des orientations respectives de 228/76, 124/64. Ces deux possibilités de glissement ne semblent pas évidentes parce que ces intersections retrouvent à la limite de zone potentielle de rupture. Trois scénarios de rupture en coin sont illustrés, soit l'intersection entre la faille (192/60) et F_1 , l'intersection entre la faille et F_4 et l'intersection entre les familles de discontinuités F_1 et F_3 . Ces intersections présentent des orientations respectives de 191/60, 179/59 et 188/56. Ces trois possibilités de glissement pourraient se produire à l'échelle inter-banc de 68° . La rupture de type planaire selon la faille (192/60) ayant une orientation présente une direction favorable.

La figure 6.18 montre les différents risques d'instabilité pour le secteur ouest d'une direction de pendage de 220 degrés à l'échelle du banc individuel. Les intersections entre la famille 1 (260/78) et la famille 4 (141/65) ainsi que La famille 1 et la famille 3 (190/79) présentent des

orientations favorables à une rupture en coin. La rupture de type planaire selon la famille 3 ayant une direction favorable. Par contre, la ligne de pendage présente une orientation beaucoup moins favorable. Les intersections entre la faille (142/80) et la famille 1 (260/78) ayant une orientation de 204/68 ainsi que La famille 1 et la famille 4 présentent une direction favorable à une rupture en coin à l'échelle inter-banc.

La figure 6.19 permet de cibler les différentes possibilités de rupture pour le secteur ouest d'une direction de pendage de 220 degrés à l'échelle du banc. Les mêmes commentaires qu'au secteur ouest de direction de pendage 200 degrés peuvent être appliqués à cette direction. Cette direction présente aussi des possibilités de rupture en coin à l'échelle inter-banc présentée par la famille 1 et la faille (120/86) avec une orientation de (198/65) et l'intersection de la famille 1 et la famille 4 qui présente une orientation de (188/56).

❖ Calcaire en bancs

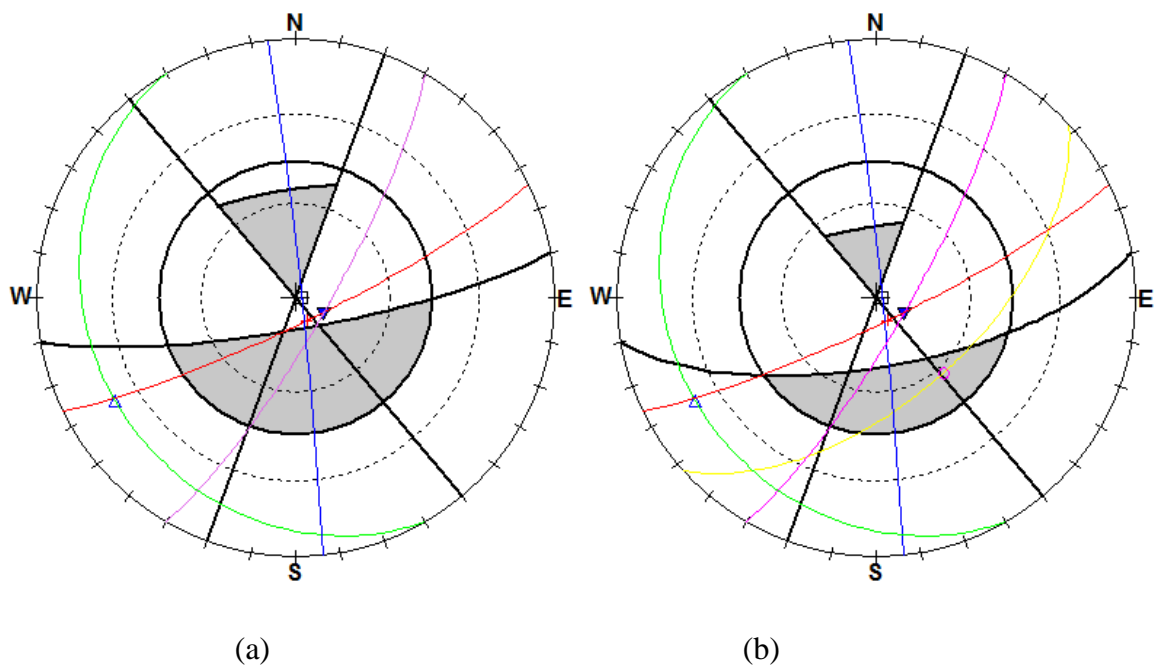


Figure 6.3 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170°. a) pendage de 80°, b) pendage de 68°.

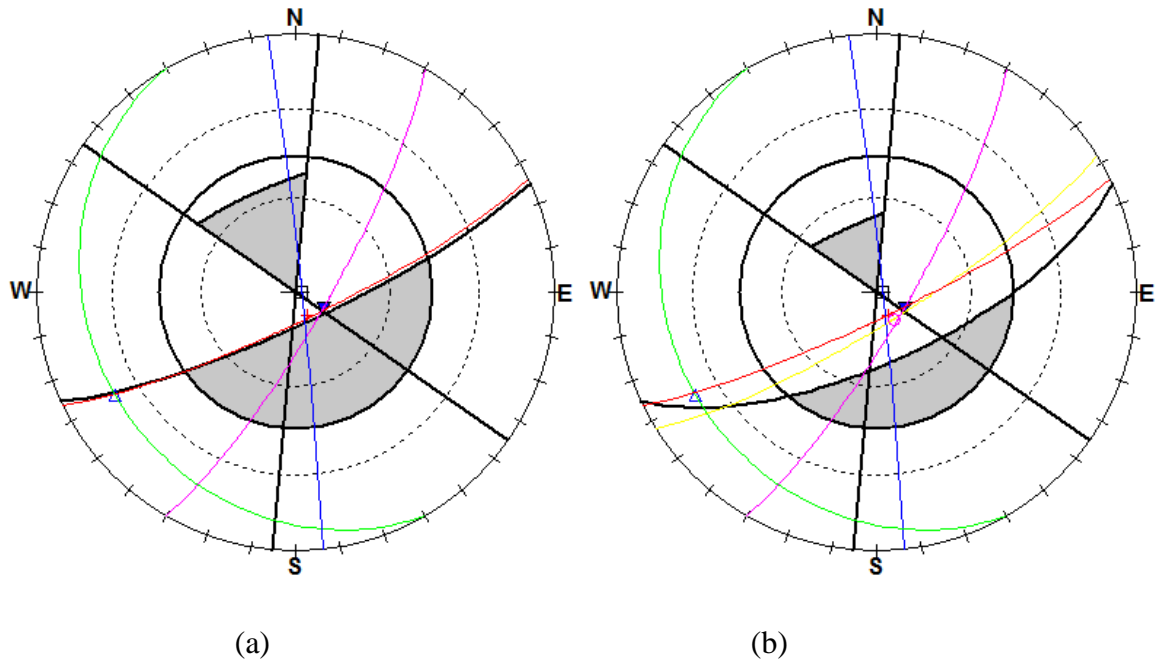


Figure 6.4 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

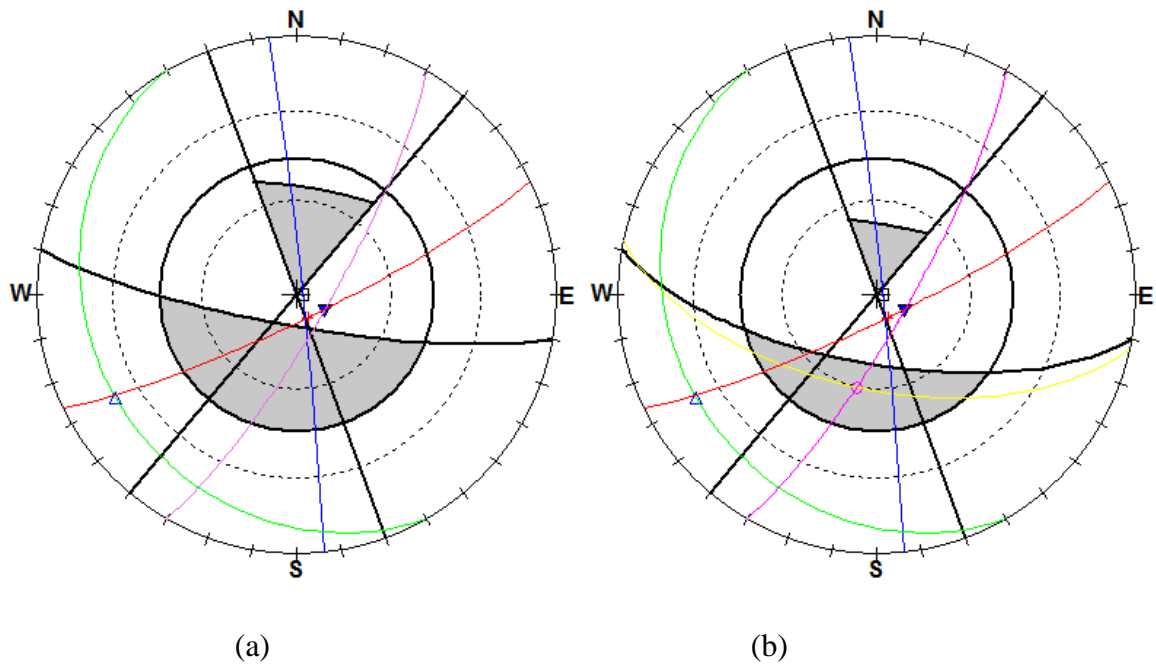


Figure 6.5 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

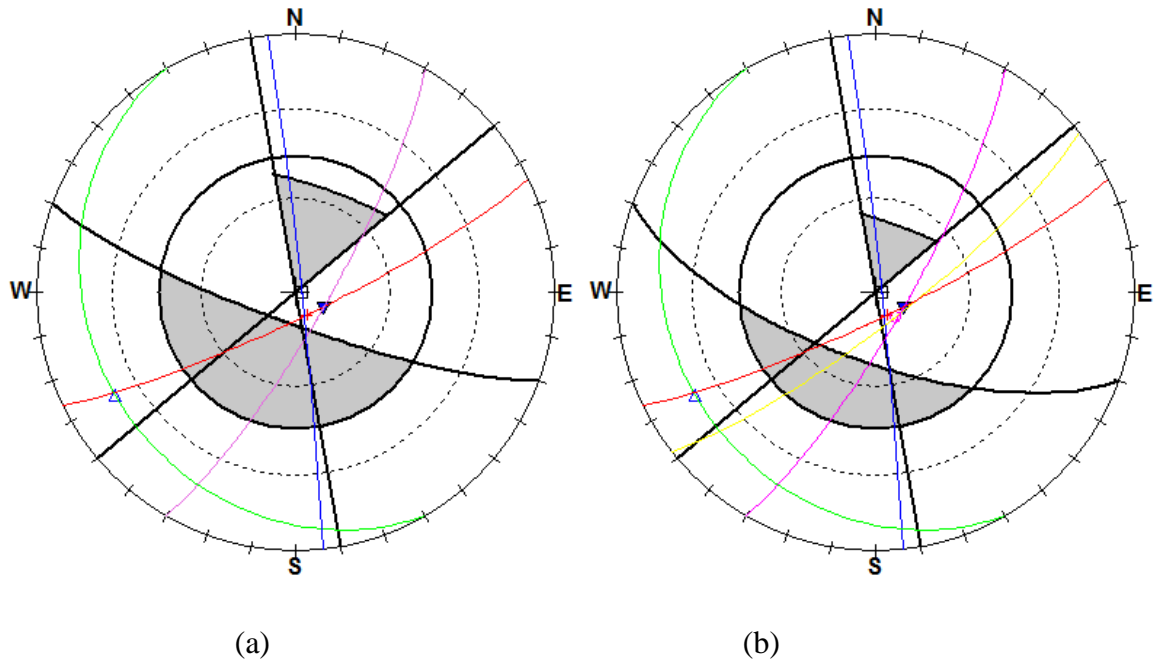


Figure 6.6 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

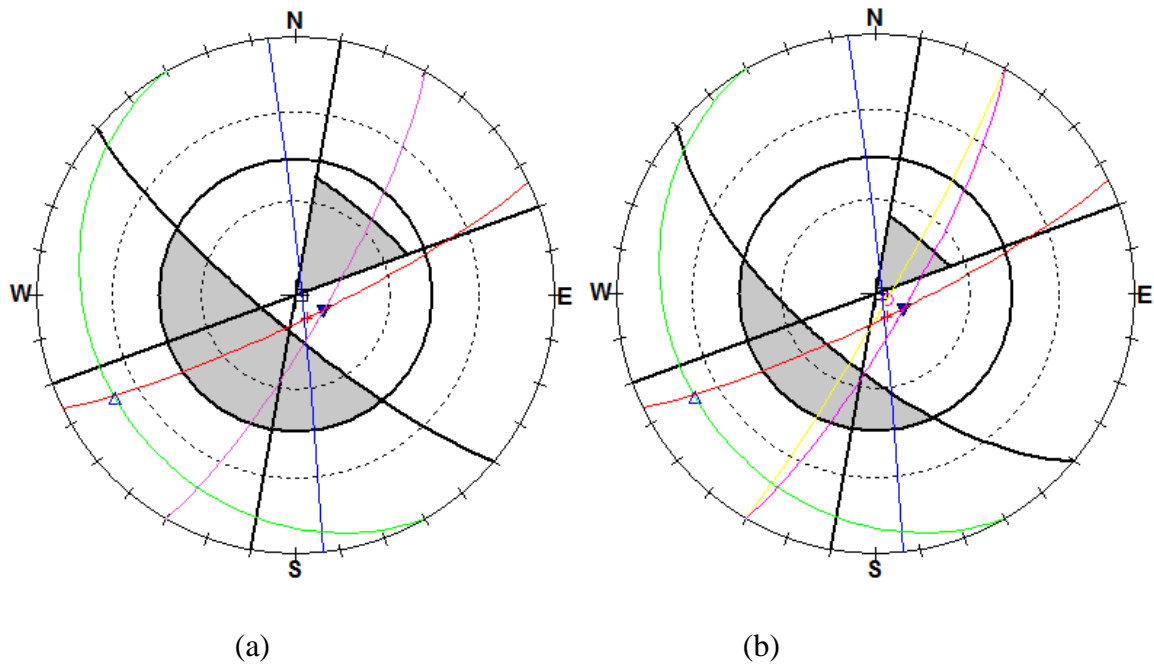


Figure 6.7 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire en bancs dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

❖ Calcaire massif

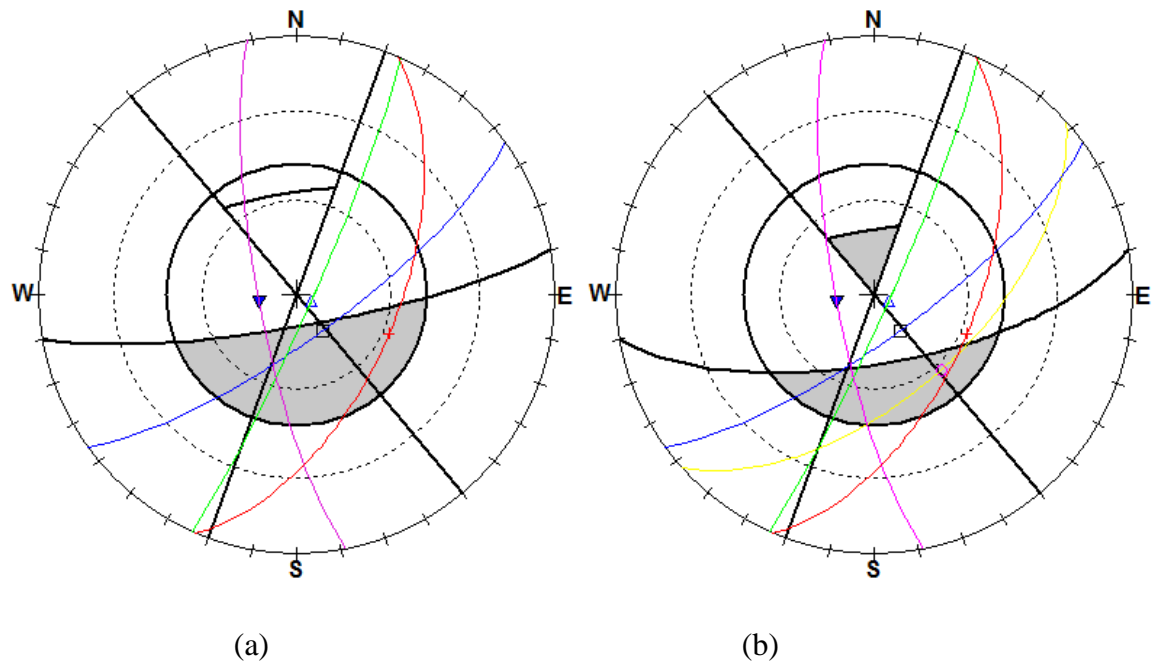


Figure 6.8 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

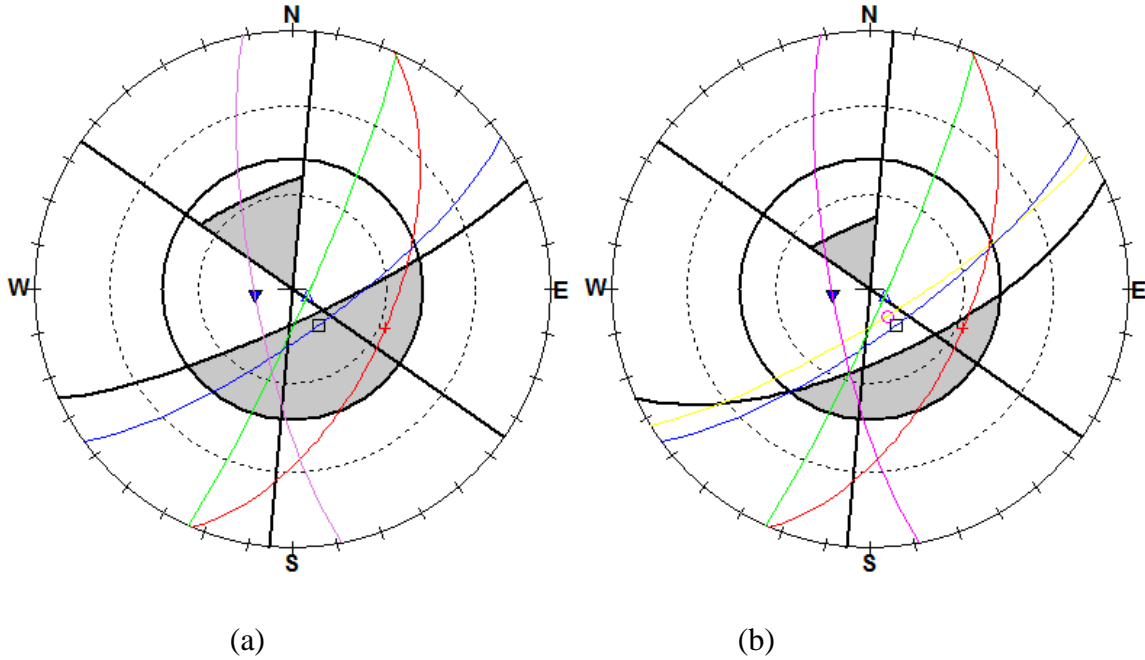


Figure 6.9 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

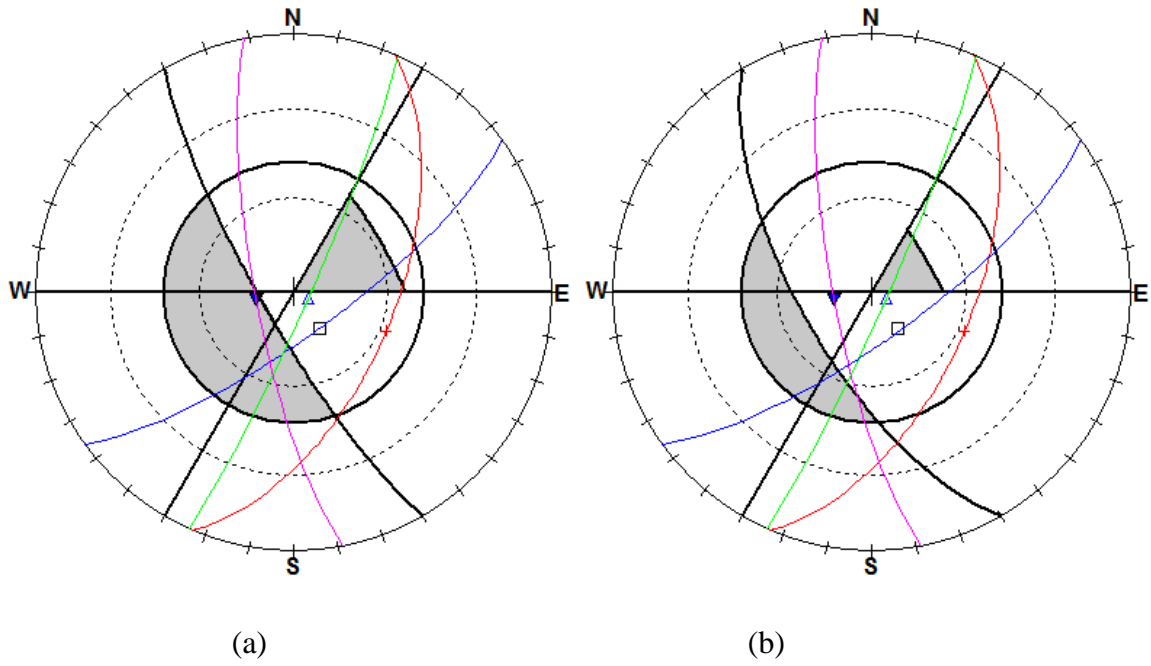


Figure 6.10 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Est d'une direction de pendage de 240° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

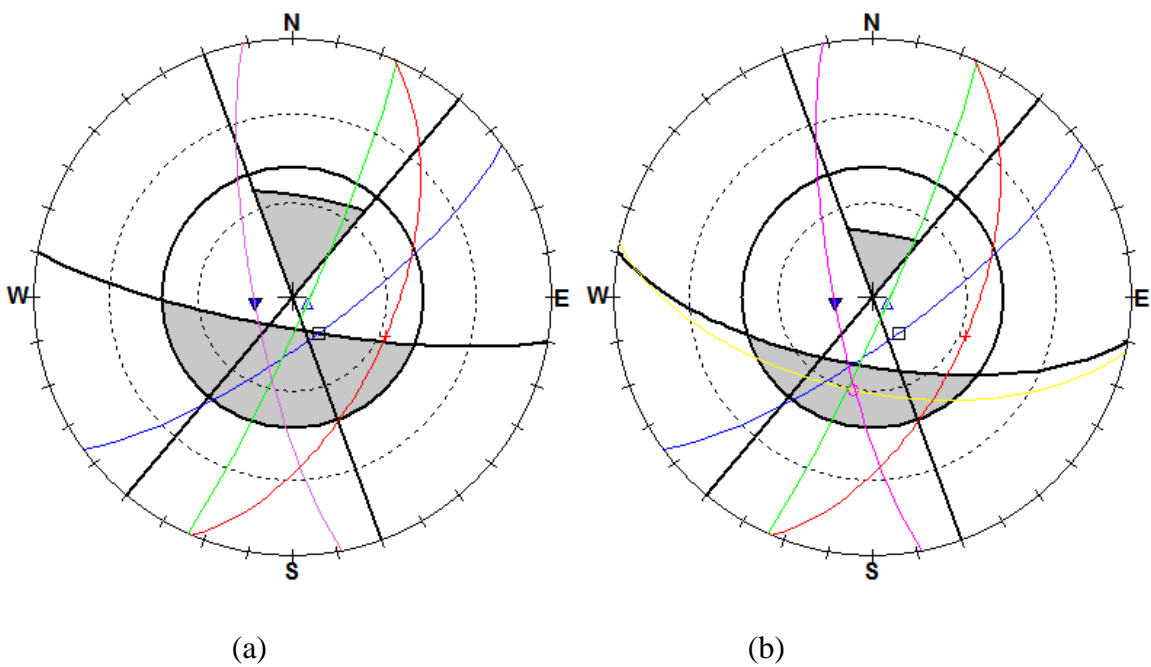


Figure 6.11 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

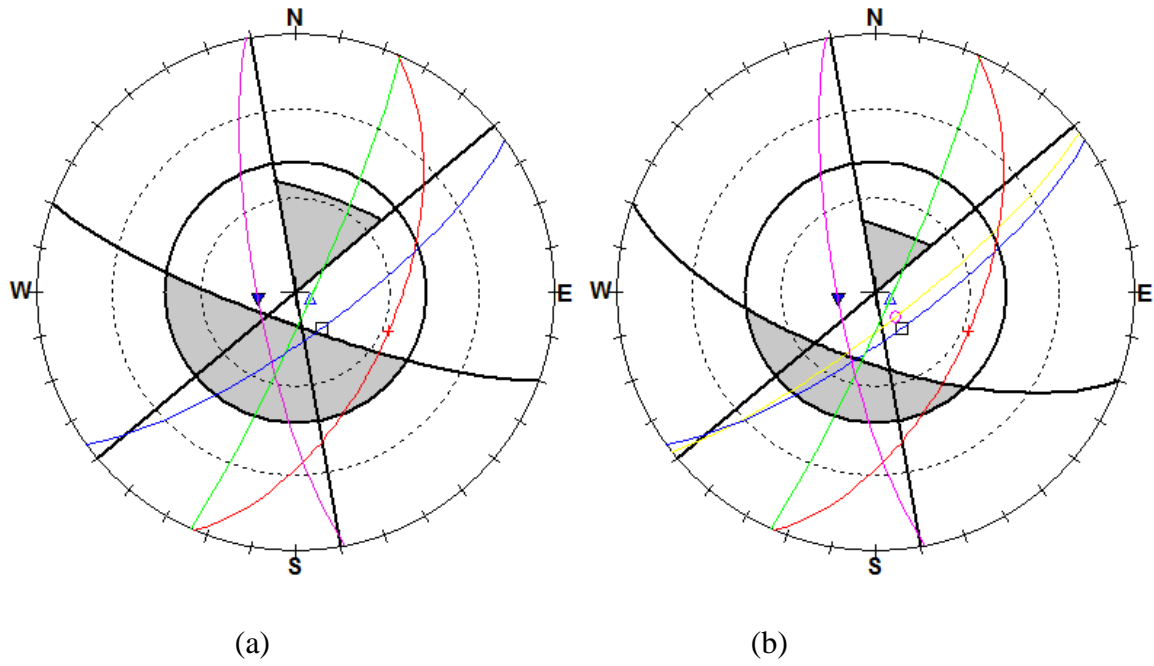


Figure 6.12 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

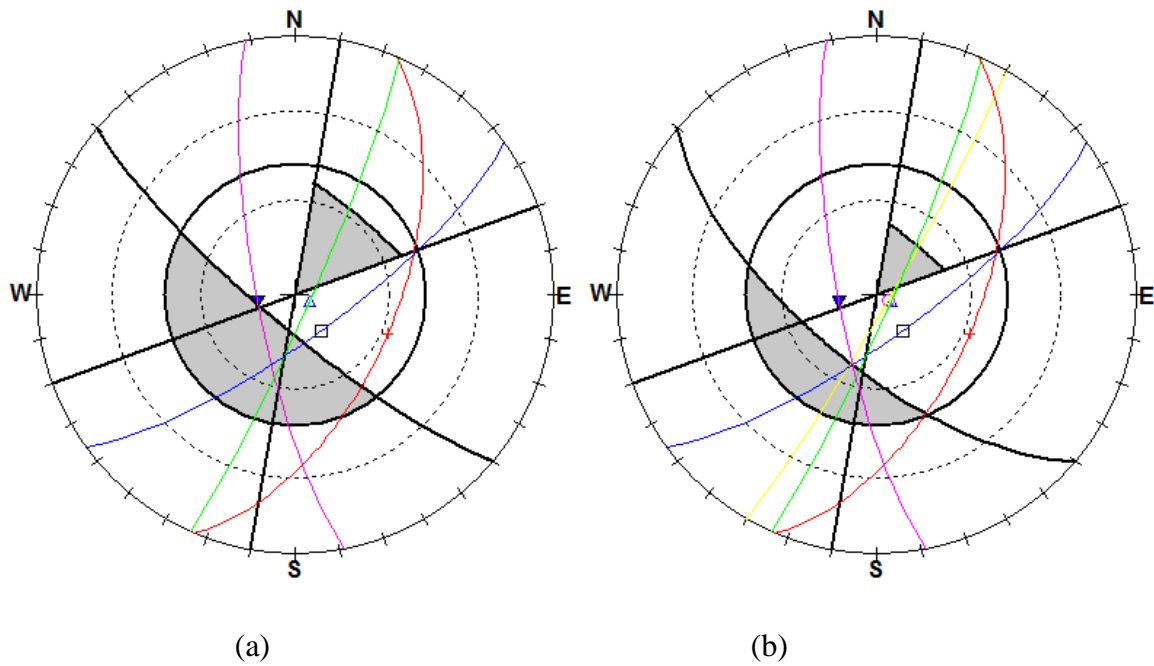


Figure 6.13 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire massif dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

❖ Calcaire à orbitolines

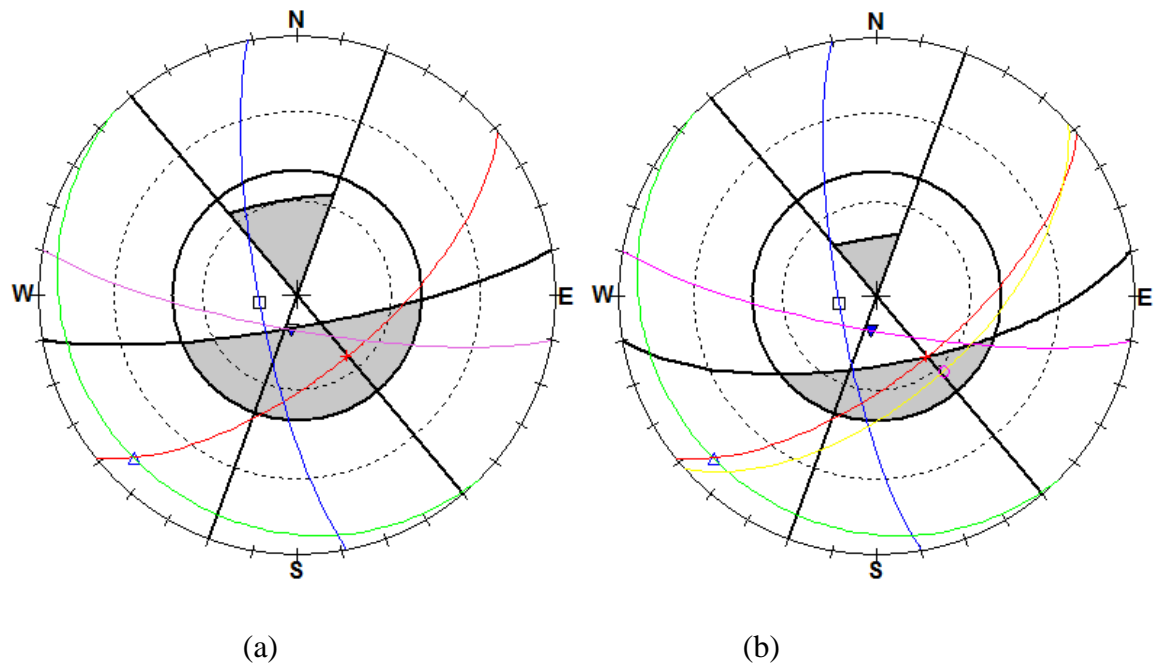


Figure 6.14 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 170° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

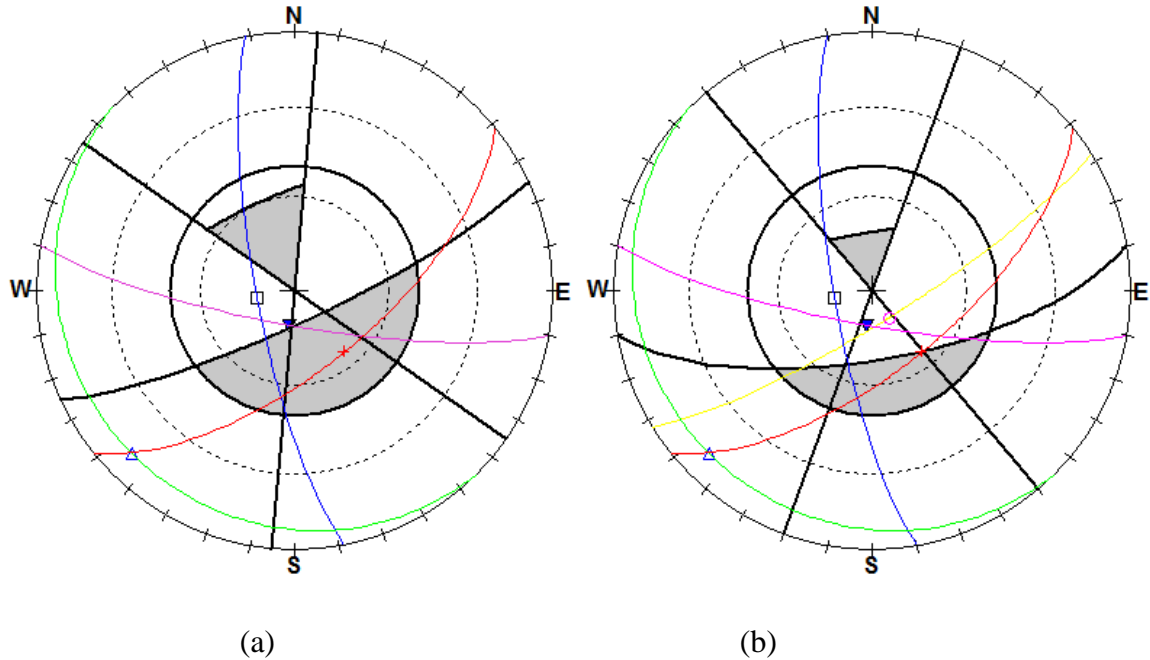


Figure 6.15 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 155° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

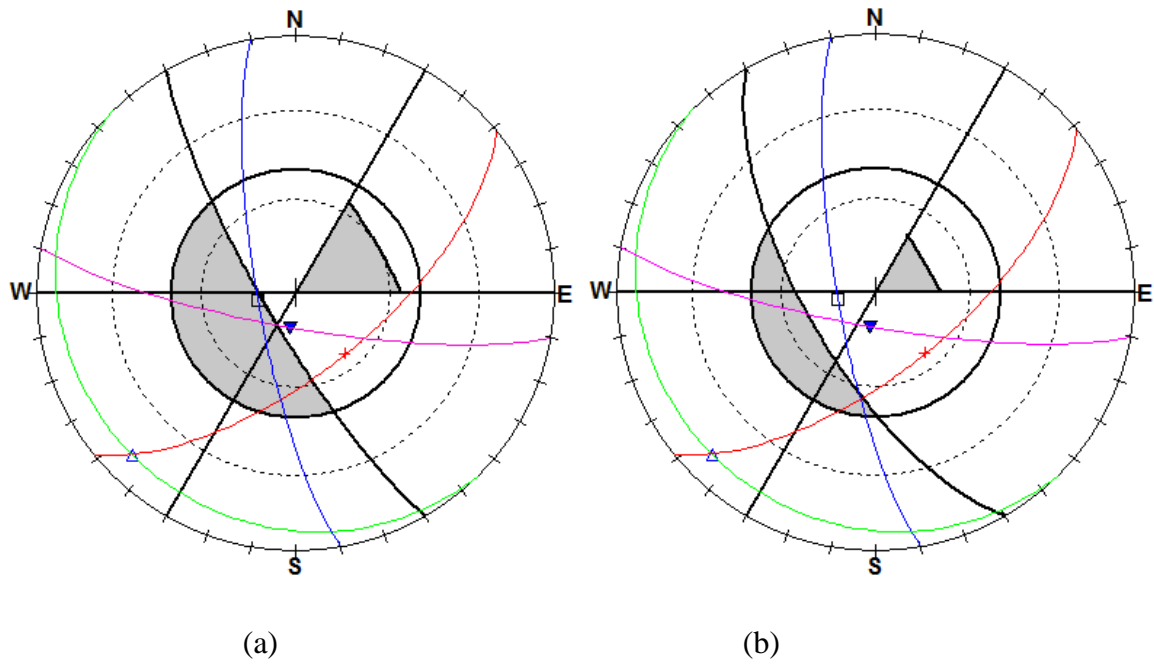


Figure 6.16 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Est d'une direction de pendage de 240° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

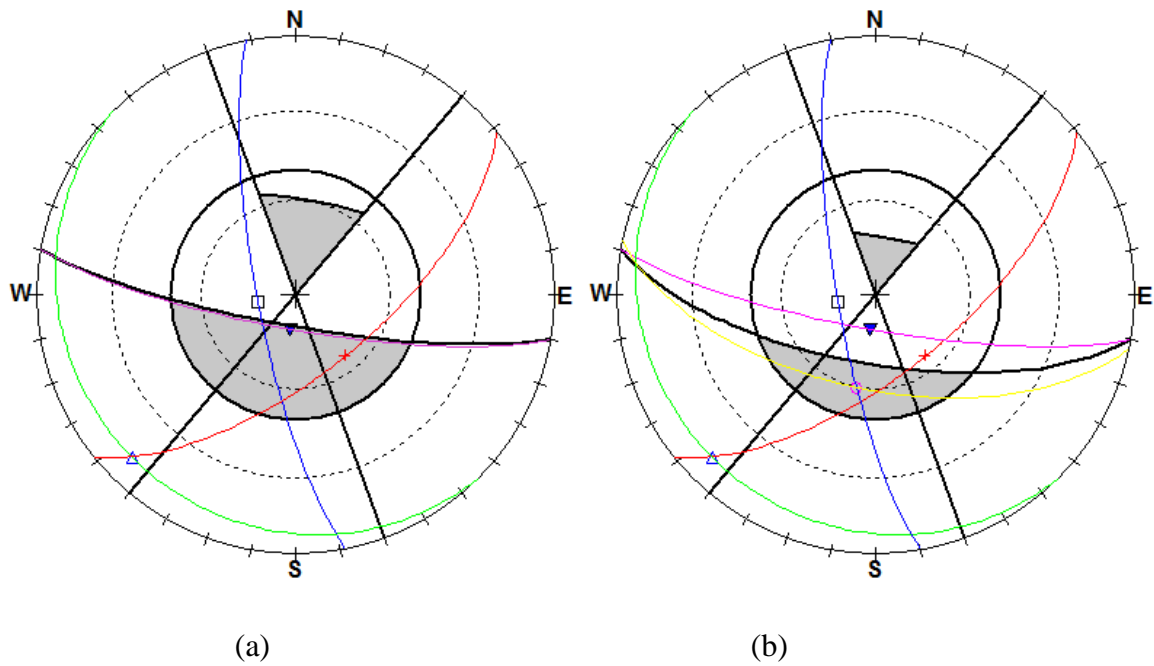


Figure 6.17 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 190° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

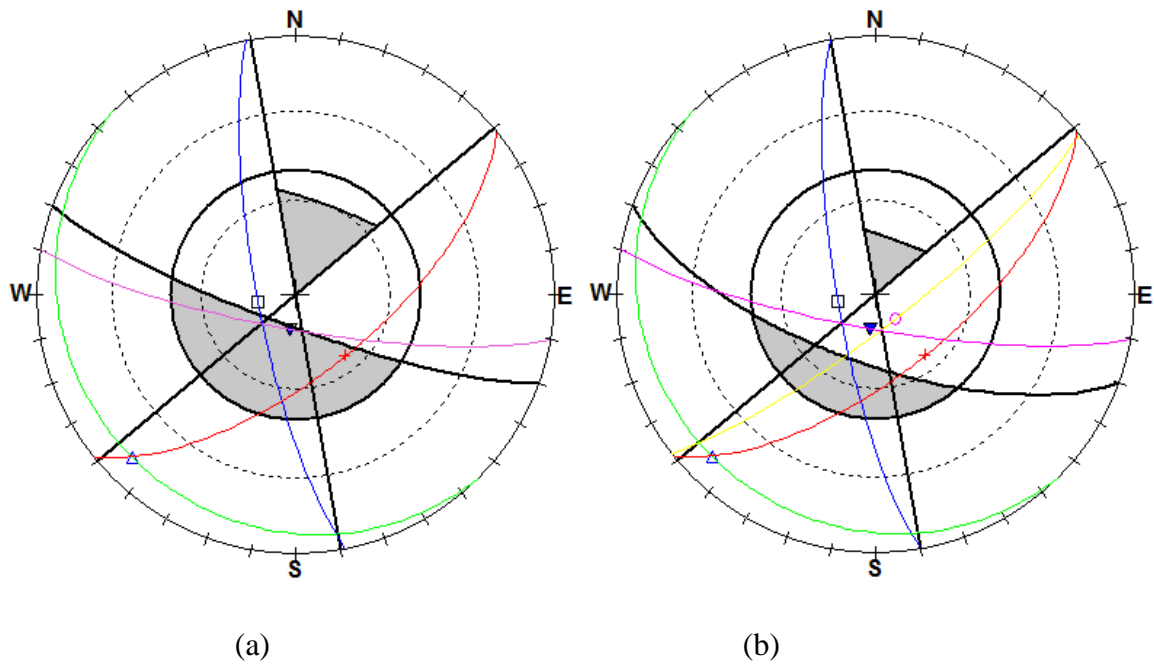


Figure 6.18 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 200° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

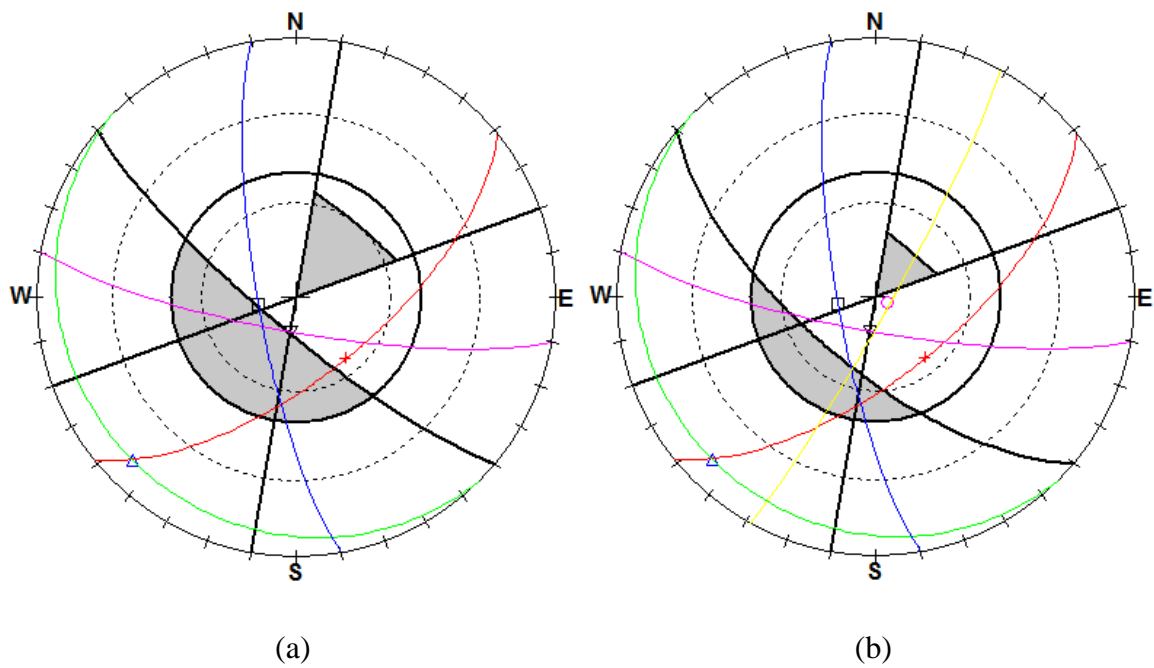


Figure 6.19 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible au niveau du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest d'une direction de pendage de 220° . a) pendage de 80° , b) pendage de 68° .

❖ **Délimitation des zones d'instabilité structurale possibles du talus**

Comme il a été mentionné précédemment, deux secteurs ont été ciblés pour le talus de la carrière. Chacun de ces secteurs présente des caractéristiques particulières et des possibilités d'instabilité. De plus, une série de grands joints majeurs (comme des failles) peuvent représenter des zones de rupture potentielles.

Quatre grandes familles structurales ont été identifiées dans le talus de la carrière de Djebel Gustar, soit la famille de discontinuités F_1 (264/82), la famille F_2 (145/75), la famille F_3 (262/16) et la famille F_4 (199/78). Le secteur Est est caractérisé par le passage de deux failles, le secteur Ouest est caractérisé par trois failles principales.

Chaque secteur présente trois directions de pendage et une homogénéité dans l'angle du talus atteint 68° . Chacun des secteurs peuvent être représentés de façon graphique par stéréogramme. L'angle de friction utilisé pour ces représentations sera de 48 degrés, ce qui représente une valeur moyenne.

• **Secteur Est**

Le secteur Est présente des directions de pendage de 170° , 155° et 240° avec un angle du talus de 68° . La figure 6.20.a, présente les différentes familles de discontinuité dans la direction de pendage 170° , ainsi que l'orientation du talus dans cette direction. La zone comprise entre le talus et l'angle de friction correspond à la zone pouvant présenter d'éventuelles ruptures en coin. En observant cette zone, la possibilité de rupture en coin ressort. En effet, la faille (138/58) présente une intersection avec la famille 4 (199/78) avec une orientation de 129/57 favorable à un tel phénomène. De plus, la famille 1 (264/82) forme des intersections avec la famille 2 (145/75) et la faille. Ces intersections présentent des orientations respectives de 194/68, 183/49, pourraient résulter en des ruptures en coin. Par contre, l'orientation de cette dernière intersection ne semble pas favorable à un tel phénomène.

L'observation de la figure 6.20.b, permet de faire ressortir les différentes possibilités de rupture dans la direction de pendage 155 degrés. Dans cette direction il est possible d'observer plusieurs intersections entre les différentes familles de discontinuité, mais aucune de ces lignes d'intersection ne sont dans la zone des ruptures potentielles. En observant la zone des possibilités de rupture (voir figure 6.20.c). Dans cette direction aussi il est possible d'observer plusieurs intersections entre les différentes familles de discontinuité, mais aucune de ces

lignes d'intersection ne sont dans la zone des ruptures potentielles. Pour ce qui est de la rupture de type planaire, aucune possibilité ne peut être observée

- **Secteur Ouest**

Le secteur Ouest présente des directions de pendage de 190° , 200° et 220° avec un angle de talus de 68° . La figure 6.21.a, présente les différentes familles de discontinuité présentes dans la direction de pendage 190° , ainsi que l'orientation du talus. La zone comprise entre le talus et l'angle de friction correspond à la zone pouvant présenter d'éventuelles ruptures. En observant cette zone, la possibilité de rupture planaire ressort. En effet, la faille (192/60) présente une orientation favorable à un tel phénomène. De plus, cette faille forme des intersections avec les deux familles de discontinuité (F_1 et F_2). Ces intersections présentent des orientations respectives de 189/60, 209/58, pourraient résulter des ruptures en coin. Finalement, les deux familles de discontinuité (1 et 2) forment une intersection entre elle. Ceci représente aussi une possibilité de rupture en coin.

Les différentes intersections pouvant présentées des possibilités de rupture en coin dans le secteur Ouest selon la direction de pendage 200 degrés sont présentées à la figure 6.21.b. Par contre, il y a seulement l'intersection entre les deux familles de discontinuités (1 et 2) qui présente une orientation de 194/68 favorable à une telle rupture. La ligne de pendage maximal se retrouve à la limite de zone potentielle de rupture ce qui rend la rupture peu probable. La rupture de type planaire selon cette direction devient impossible.

La figure 6.21.c, permet de cibler les différentes possibilités de rupture dans la direction de pendage 220 degrés du secteur Ouest. Les intersections entre la famille 2 et la faille (120/86) ayant une orientation de 201/64 ainsi que les familles de discontinuités 1 et 2 présentent des orientations favorables à des ruptures en coin. Par contre, la ligne d'intersection de cette dernière présente une orientation beaucoup moins favorable.

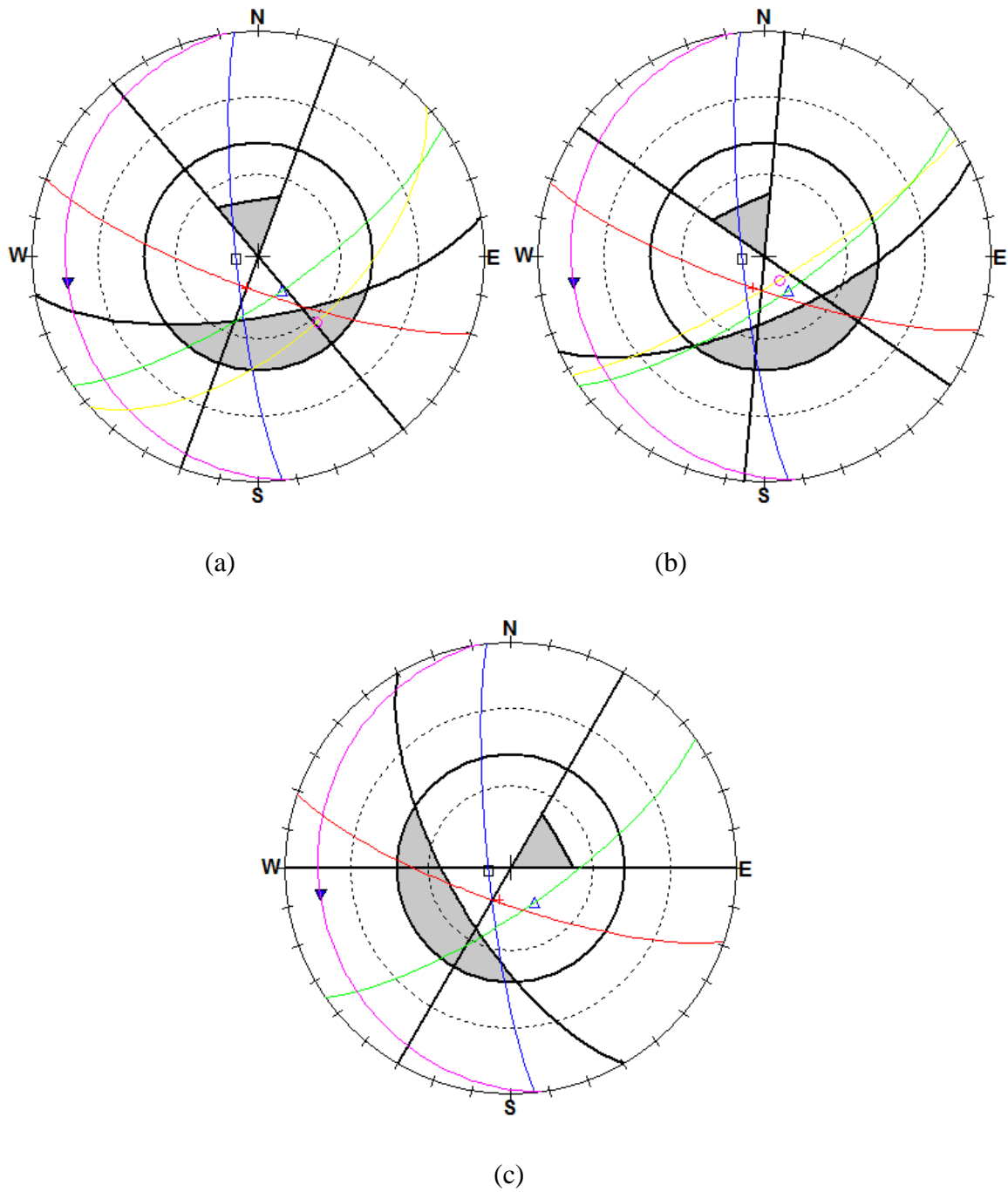


Figure 6.20 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible dans le talus de la carrière du secteur Est présente des directions de pendage. a) 170°, b) 155°, c) 240°.

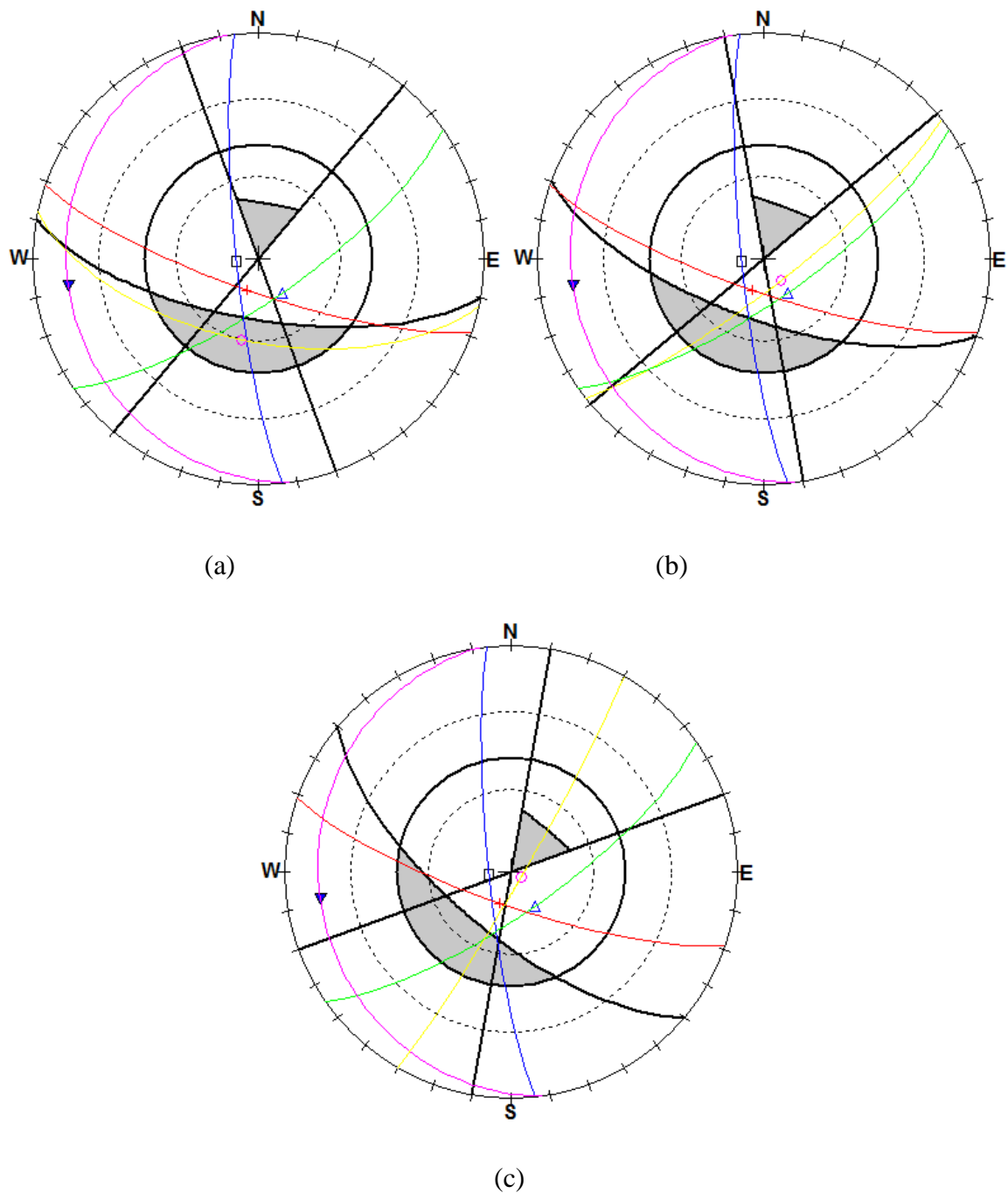


Figure 6.21 : Analyse cinématique des différents modes de rupture possible dans le talus de la carrière du secteur Ouest présente des directions de pendage. a) 190°, b) 200°, c) 220°.

VI.4 Analyse de stabilité par la méthode d'équilibre limite

Plusieurs modèles analytiques permettant le calcul de la stabilité des pentes rocheuses en milieu fracturé ont été développés. Ceux-ci utilisent les différentes équations de rupture des joints rocheux et des massifs rocheux discontinus. Développés, par Jaeger, Barton, Ladanyi et Archambault et d'autre. Un survol des théories existantes sur l'analyse de stabilité par

méthodes analytiques vient d'être exposé. Par contre, plusieurs paramètres sont difficiles à estimer pour appliquer ces méthodes. C'est pour cette raison que les zones de ruptures potentielles au pourtour de la carrière de Djebel Gustar vont plutôt être analysées à l'aide de méthodes d'équilibre limite.

La méthode analytique basée sur la théorie d'équilibre limite par le calcul du facteur de sécurité associé à chaque mode de rupture déterminée à l'aide de l'analyse cinématique s'avère adéquate. Celle-ci permet de quantifier la stabilité d'un bloc rocheux, renforcé ou non, à l'aide d'un facteur de sécurité. Ce facteur est le ratio des forces stabilisatrices et des forces déstabilisatrices agissant sur le bloc, un facteur de sécurité de 1,3 (indice de stabilité pour les mines à ciel ouvert) a été utilisé comme limite entre la stabilité et l'instabilité (Hoek and al. 1995). Dans le cadre de cette étude l'utilisation des logiciels (ROCPLANE, SWEDGE) qui sont des outils rapides, interactifs et simples à utiliser pour évaluer les possibilités d'apparition d'une rupture planaire et dièdre à l'intérieur d'un massif rocheux de façon déterministe. La modélisation peut inclure des forces externes et sismiques, un support par boulonnage actif ou passif et un support par l'application d'un ciment.

La théorie de stabilité développée par (Norrish & Wyllie, 1996 ; Hoek, 2007) est utilisée pour le calcul de l'expression analytique du facteur de sécurité pour le glissement plan et celle de (Kumsar and al, 2000) est appliquée pour le calcul du facteur de sécurité des ruptures en dièdre.

Un fait intéressant à noter est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1.3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement qui est évaluée à l'aide des logiciels. Pour assurer le meilleur rondement du tirant il faut que l'effort normal soit inférieur à la résistance au cisaillement (Wyllie et Mah, 2004). En plus le facteur de sécurité d'une pente renforcée par des tirants pour les deux types de ruptures varie avec l'inclinaison de ce dernier, La direction du tirant utilisée pour les ruptures en dièdre doit être calculée selon la direction de la ligne d'intersection ($trend+180^0$) des deux plans.

Dans le cadre de cette étude voici les différents paramètres utilisés :

Densité de la roche = 2,65 t/m³ ;

Hauteur de la pente pour banc individuel = 15 mètres ;

Hauteur de la pente pour inter-banc = 30 mètres

Largeur de la berme = 04 mètres ;

Aucune fissure de tension ;

Aucune force externe, séismique ou pression d'eau ;

La présentation de chacun des modèles obtenus serait beaucoup trop fastidieuse.

Par contre, la figure 6.22 illustre l'un des cas étudié de rupture planaire. Le cas présenté est celui du calcaire en bancs dans le secteur Ouest présentant une direction de pendage de 190° . Plus particulièrement, le glissement sur la faille n°.3 (190/62). Par contre, une évaluation du nombre de boulons actifs avec une capacité de 16 tonnes par mètres nécessaires pour avoir un facteur de sécurité plus grand que 1.3 sont évalués à l'aide du logiciel. Les boulons nécessaires sont représentés par un seul avec la résistance combinée nécessaire..

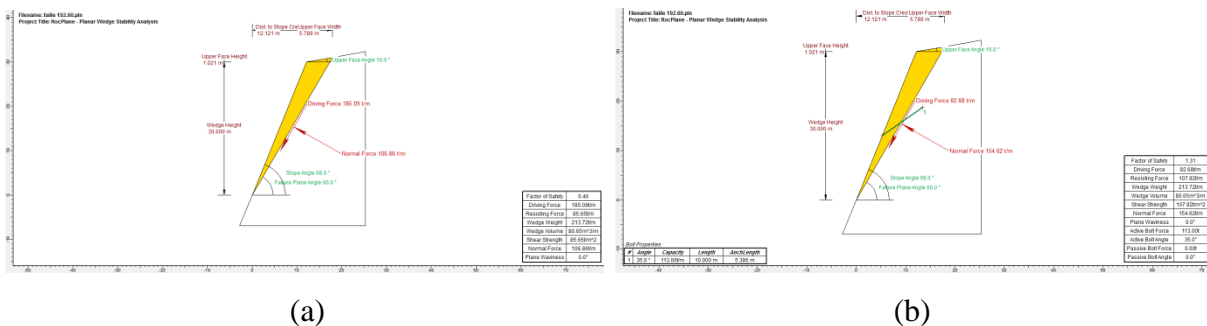


Figure 6.22 : Modèle représentant le cas d'une rupture planaire à l'échelle inter-banc dans la direction de pendage 190° secteur Ouest de la carrière : a) modèle représentant le cas du calcaire en banc, b) modèle représentant le même cas, Par contre, les boulons nécessaires pour un (F.S. > 1.3) sont illustrés.

La figure 6.23 illustre l'un des cas étudié. Le cas présenté est celui du calcaire à orbitolines dans le secteur Ouest présentant une direction de pendage de 200° . Plus particulièrement, l'intersection entre la faille n°.2 (142/80) et la famille de discontinuités F1 (260/78). Un fait intéressant à noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement était évaluée à l'aide du logiciel. Un facteur de sécurité de 1,3 est jugé acceptable pour les ouvrages miniers comme celui de la carrière ENOF.

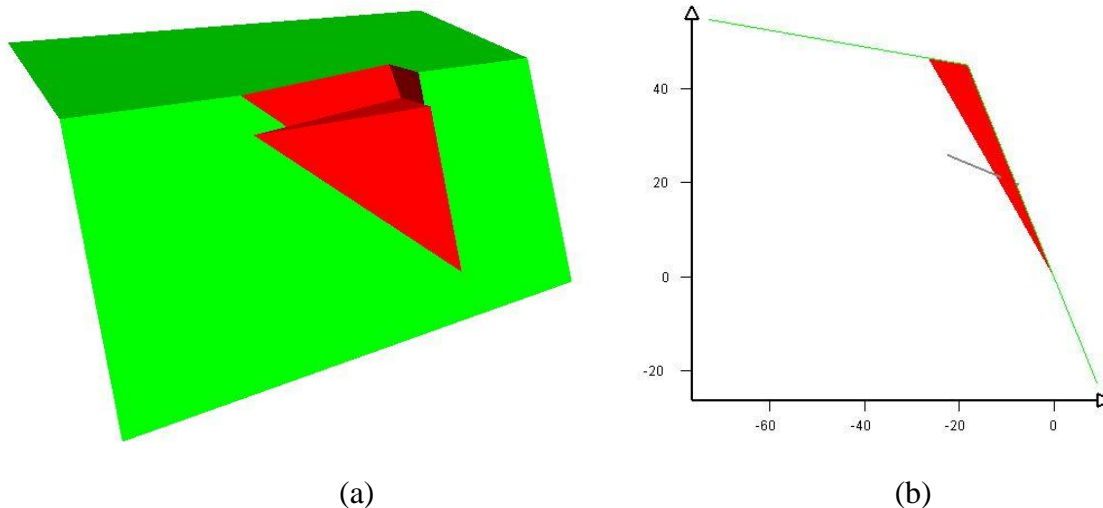


Figure 6.23 : Exemples de modèles obtenus avec SWEDGE à l'échelle inter-banc dans la direction du pendage 200° du secteur Ouest : a) Modèle représentant le cas du calcaire à orbitolines (F.S. = 0.45) ; b) Modèle représentant le cas du calcaire à orbitolines avec les boulons illustrés par un seul (F.S.= 1,30).

Même si le logiciel SWEDGE opère seulement dans le domaine planaire (deux dimensions), il permet quand même d'obtenir une image du modèle dans le milieu tridimensionnel. Le type d'images obtenues est illustré dans la figure 6.23.a. La figure 6.23.a permet d'observer le modèle obtenu en 3D pour le cas du coin créé par la faille du secteur Ouest (faille n°.2) et la famille de discontinuités (F1). Ce scénario se situe dans le secteur Ouest avec une orientation de talus de $200/68$ (inter-banc). La figure 6.23.b permet de visualiser la possibilité de modéliser un système d'ancrage, dans le cadre de cette étude un boutonnage actif a été utilisé.

❖ Calcaire en bancs

Le tableau 6.1 présente un résumé des possibilités de ruptures planaires, leur facteur de sécurité associé, et le poids du bloc en cause. A noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.1 : Résumé du résultat de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire en bancs.

Secteur	Orientation Du talus		Famille de discontinuité	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour Fs > 1.3	Poids du bloc (tonnes/ mètre)
	direction	pendage				
Ouest	190°	68°	FA 192/60	0.46	113	213.72

Le tableau 6.2 présente un résumé des possibilités de rupture en coin, leur facteur de sécurité associé, le poids du bloc en cause ainsi que le plan sur lequel le glissement se produit. A noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.2 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire en bancs.

Secteur	Orientation du talus		Familles de discontinui- tés	Orientatio n du plan de rupture	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour Fs > 1.3	Poids du bloc (tonnes)
	Direction du pendage	Pendage					
Est	170°	80°	F1&F3	166/76	9.88	/	6.96
		68°	FA&F1	171/53	1.53	/	673.42
	155°	80°	F1&F3	166/76	9.07	/	8.78
Ouest	190°	80°	F1&F3	166/76	14.30	/	3.09
		68°	FA&F1	171/58	0.81	3147	11443.9
			FA&F3	192/60	0.55	4436	10688.7
			FA&F4	233/52	0.57	4111	8876.59
	200°	68°	FA&F1	171/58	0.61	870	1733.95

❖ Calcaire massif

Le tableau 6.3 présente un résumé des possibilités de ruptures planaires, leur facteur de sécurité associé, et le poids du bloc en cause. Notons que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.3 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire massif.

Secteur	Orientation Du talus		Familles de discontinuités	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour Fs > 1.3	Poids du bloc (tonnes/ mètre)
	Direction du pendage	pendage				
Est	155°	80°	F1	3.20	/	22.06
	240°	80°	F3	6.04	/	10.87
Ouest	190°	68°	FA 192/60	0.46	113	213.72

Le tableau 6.4 présente un résumé des possibilités de rupture en coin, leur facteur de sécurité associé, le poids bloc en cause ainsi que le plan sur lequel le glissement se produit. A noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.4 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire massif.

Secteur	Orientation du talus		Familles de discontinuités	Orientation du plan de rupture	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour Fs > 1.3	Poids du bloc (tonnes)
	Direction du pendage	pendage					
Est	170°	80°	F1&F2	190/70	6.46	/	54.33
			F1&F3	199/67	3.49	/	129.97
			F2&F3	194/63	6.18	/	53.93
		68°	FA&F3	183/49	1.91	/	511.84
			FA&F4	125/57	2.27	/	31.54
			F2&F3	194/63	11.48	/	25.88
	155°	80°	F1&F2	190/70	6.02	/	83.90
			F1&F3	199/67	4.04	/	137.06
			F2&F3	194/63	6.18	/	64.48
	240°	80°	F3&F1	199/67	4.18	/	91.98
			F3&F2	194/63	5.59	/	100.47
	Ouest	190°	80°	F1&F2	190/70	7.36	/

			F1&F3	199/67	3.37	/	121.19
			F2&F3	194/63	6.14	/	42.25
		68°	FA&F1	210/59	0.56	5352	10110.3
			FA&F2	195/60	0.55	5107	10511
			FA&F3	191/60	0.62	4636	10483.1
			FA&F4	150/52	1.08	1388	13068.5
			F2&F3	194/63	7.47	/	73.81
	200°	80°	F1&F2	190/70	8.06	/	28.85
			F1&F3	199/67	3.42	/	112.2
			F2&F3	194/63	6.29	/	45
		68°	F2&F3	194/63	7.41	/	75.71
			F1&F3	199/67	12.81	/	10.50
	220°	80°	F1&F2	190/70	10.74	/	14.53
			F1&F3	199/67	3.48	/	116.11
			F2&F3	194/63	5.60	/	76.13
		68°	F2&F3	194/63	11.54	/	26.5
			FA&F1	201/65	17.22	/	5.50

❖ Calcaire à orbitolines

Le tableau 6.5 présente un résumé des possibilités de ruptures planaires, leur facteur de sécurité associé, et le poids du bloc en cause. A noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.5 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du calcaire à orbitolines.

Secteur	Orientation du talus		Familles de discontinuités	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour $F_s > 1.3$	Poids du bloc (tonnes/mètre)
	Direction du pendage	Pendage				
Est	170	80	F3	29.16	/	5.40
	240	80	F1	14.77	/	10.87
Ouest	170	80	F3	29.16	/	5.40
	240	80	F1	14.77	/	10.87
	190	68	Faille 192/60	0.39	275	480.87
	200	80	F3	29.16	/	5.40

Le tableau 6.6 présente un résumé des possibilités de rupture en coin, leur facteur de sécurité associé, le poids bloc en cause ainsi que le plan sur lequel le glissement se produit. En indiquant que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.6 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du calcaire à orbitolines.

secteur	Orientation du talus		Familles de discontinuités	Orientation du plan de rupture	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour $F_s > 1.3$	Poids du bloc (tonnes)
	Direction du pendage	pendage					
Est	170°	80°	F1&F4	188/56	8.57	/	77.9
			F3&F4	123/64	3.16	/	178.57
	155°	80°	F1&F4	188/56	7.2	/	199.01
			F3&F4	123/64	3.46	/	489.87
	240°	80°	F1&F4	188/56	4.08	/	4485.46
			F1&F3	229/76	14.19	/	24.80

		68°	F1&F4	188/56	27.72	/	35.24
Ouest	190°	80°	F1&F4	188/56	9.57	/	49.09
			F1&F3	229/76	51.58	/	20.05
			F3&F4	123/64	1.79	/	49.31
		68°	FA&F1	192/60	0.53	17806	35258.4
			FA&F4	179/59	0.67	14301	38761.4
		200°	80°	F1&F4	188/56	9.65	/
	F1&F3			229/76	21.2	/	16.63
	68°		FA&F1	192/60	0.45	4961	8933.3
			F1&F4	188/56	4.14	/	2331.88
	220°	80°	F1&F4	188/56	9.56	/	49.78
			F1&F3	229/76	14.19	/	21.46
		68°	FA&F4	179/59	1.24	6	129.73

❖ A l'échelle du talus

Le tableau 1.7 présente un résumé des possibilités de ruptures planaires, leur facteur de sécurité associé, et le poids du bloc en cause. En indiquant que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.7 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique du talus de la carrière.

Secteur	Orientation du talus		Famille de discontinuité	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour $F_s > 1.3$	Poids du bloc (tonnes/mètre)
	Direction du pendage	Pendage				
Ouest	190°	68°	FA 192/60	0.32	1609	2618.09

Le tableau 1.8 présente un résumé des possibilités de rupture en coin, leur facteur de sécurité associé, le poids bloc en cause ainsi que le plan sur lequel le glissement se produit. A noter, est que lorsque le facteur de sécurité obtenu était inférieur à 1,3, une évaluation du nombre de boulons actifs nécessaires pour le soutènement est évaluée.

Tableau 6.8 : Résumé des résultats de l'analyse des possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique du talus de la carrière.

Secteur	Orientation du talus		Familles de discontinuités	Orientation du plan de rupture	Fs sans boulon	Nombre de boulons pour $F_s > 1.3$	Poids du bloc (tonnes/mètre)
	Direction du pendage	pendage					
Est	170°	68°	FA&F4	129/58	0.40	5238	8926.97
			FA&F1	183/48	1.40	/	20637.8
Ouest	190°	68°	FA&F1	188/60	0.41	25538	455755
			FA&F2	209/59	0.35	30359	436263
			F1&F2	194/68	28.66	/	11.01
	200°	68°	F1&F2	194/68	40.42	/	5.31
	220°	68°	FA&F2	209/59	0.89	6296	29733.6

VI.5 Analyse de la stabilité par la méthode des éléments finis

La méthode des éléments finis est un outil de calcul très puissant. Elle est aussi une méthode numérique largement appliquée dans le domaine de la mécanique des milieux continus. L'idée de base de la méthode des éléments finis est la division d'une structure, d'un corps ou d'une région pour être analysée en un large nombre des éléments finis, ces éléments peuvent être uni, bi, ou dans le cas générale tri dimensionnelles.

La méthode des éléments finis a été utilisée pour résoudre des problèmes d'ingénierie très complexes particulièrement dans l'industrie aéronautique. Actuellement elle entraîne de gagner de large acceptation dans d'autre discipline tel que (l'analyse thermique, la mécanique des fluides et en électromagnétisme,... etc.).

VI.5.1 Principes généraux de la méthode des éléments finis

Le principe de base le plus courant pour l'application de la méthode des éléments finis est le suivant :

- Le milieu considéré est bi ou tridimensionnel ;
- Le milieu continu est divisé par des lignes (ou des surfaces) imaginaires en un certain nombre d'éléments fini ;

- Les éléments sont supposés reliés entre eux en un nombre fini de points nodaux situés sur leur frontières (ce sont généralement les sommets des éléments et parfois d'autre point sur les faces ou les arêtes). Ces points nodaux transmettent les efforts d'un élément à l'autre. Les déplacements de ces points nodaux sont les inconnues de base du problème ;
- Une fonction permet de définir de manière unique le champ de déplacement à l'intérieur de chaque élément fini en fonction des déplacements de ses nœuds. (il existe une grande variété des types des éléments et de fonction d'interpolation) ;
- Ces fonctions de déplacement définissent maintenant sans ambiguïté l'état des déformations à l'intérieur d'un élément en fonction des déplacements nodaux et par suite, compte tenue des propriétés rhéologique du matériau, définissent l'état des contraintes (l'état de contrainte de l'élément est défini en un ou plusieurs points de l'élément appelés point d'intégration) ;
- A partir de ces fonctions de déplacement et des lois rhéologiques choisies on détermine une relation de raideur qui à tout champ de déplacement sur le solide (défini donc de façon complète par les composantes U des déplacements aux nœuds de la structure), fait correspondre un champ de sollicitations (défini de la même façon par les composantes F des forces aux nœuds). Cette relation s'écrit donc :

$$\{F\} = [K] \times \{U\}$$

$[K]$: matrice de rigidité globale qui dépend des propriétés des éléments finis.

$\{F\}$: vecteur des forces appliquées aux nœuds.

$\{U\}$: vecteur des déplacements aux nœuds.

Une fois déterminée la matrice de rigidité $[K]$ du système, tout le problème consiste donc généralement à résoudre le système linéaire : $\{F\} = [K] \times \{U\}$.

Où les inconnues sont les composantes $\{U\}$ des déplacements des nœuds (si l'une de ces composantes est imposée par des conditions aux limites elle est remplacée par la réaction qui en résulte).

Tout changement se traduit par des forces aux nœuds. Lorsqu'il s'agit d'incrément de charge, les déplacements obtenus sont des incréments de déplacement qui s'ajoutent aux déplacements obtenus lors de l'incrément précédent. Il en est de même pour les contraintes.

VI.2 Modélisation par éléments finis

En vue de valider les résultats trouvés par les approches précédentes; l'application de la méthode des éléments finis c'est avéré l'un des meilleurs moyens permettant d'atteindre cet objectif (Kourdey, 2001 ; Hammah, 2009). Les résultats de cette modélisation sont exprimés par l'intermédiaire de figures, celles-ci permettent d'observer l'évolution du comportement du talus de la carrière. Ces figures sont tirées du logiciel avec l'option de traitement des résultats : le déplacement total (total displacement), contrainte de cisaillement (shear stress) et déformation de cisaillement (shear strain) avec l'option d'affichage shading et de détecter les points de déformation irréversibles (plastic points). Cela donne un rendu clair sur le comportement de l'ensemble de talus ainsi que de chaque gradin

Pour les conditions initiales, les déplacements sont nuls et les contraintes initiales sont égales aux contraintes engendrées par le terrain sous son propre poids. on utilise dans ce cas la lois élasto-plastiques de Mohr-Coulomb (5 paramètres avec la dilatance). Les paramètres mécaniques nécessaires à la modélisation sont basés sur le système RMR et ses relations empiriques (Merrien-Soukatchoff, 2001 ; Ozturk, 2013). Ainsi les propriétés du massif sont déterminées avec des caractéristiques équivalentes. L'analyse du comportement du massif est prise en mode drainé. Le tableau 6.9 donne les valeurs des caractéristiques rhéologiques et intrinsèques des différentes formations de la carrière. Le modèle est bidimensionnel calculé en déformations planes dans le profil en travers d'une section de talus. Il est constitué de 4989 éléments triangulaires à 15 nœuds. Après observation des résultats obtenus par la modélisation en (2D) et les graphes de déplacements, plusieurs résultats peuvent être déterminés.

La méthode mise en œuvre a porté sur le comportement du talus de la carrière avec pour objectif la détermination des seuils de stabilité des sept gradins composant le model géométrique.

Tableau 6.9 Paramètres des facies rocheux composant la carrière.

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2	3	4
		Calcaire à Orbitolines	Calcaire Massif	Calcaire en Bancs	Marne
γ_{unsat}	[kN/m ³]	26,00	25,70	25,00	19,00
γ_{sat}	[kN/m ³]	27,00	26,56	25,50	21,00
E_{ref}	[kN/m ²]	42,170	26,610	18,840	4,470
N	[-]	0,230	0,250	0,280	0,400
G_{ref}	[kN/m ²]	17,142	10,644	7,359	1,596
E_{oed}	[kN/m ²]	48,887	31,932	24,085	9,579
c_{ref}	[kN/m ²]	375,00	335,00	305,00	180,00
Φ	[°]	53,00	49,00	46,00	33,50
Ψ	[°]	23,00	19,00	16,00	3,50

Nombreux paramètres influencent directement le comportement du model tel que la hauteur des gradins, l'angle du talus, la direction de stratification etc. En plus de ces paramètres les résultats sont directement affectés par les options propres aux logiciels, la finesse du maillage, et le nombre de nœuds de l'élément de base ont des conséquences très visibles sur les résultants obtenus.

Il a été observé que sous l'influence de leur propre poids, les gradins supérieurs du talus sont instables avec des déplacements (U_x , U_y) d'ordre métrique donnant une valeur maximale dans le gradin N°6. La position des zones critiques est bien individualisée en utilisant les options d'affichage du logiciel Arrows (flèches) ou shadings (ombres) (figure 6.24). Ce mouvement est la source de deux types de déformation qui sont le glissement plan et le basculement. La réduction des valeurs de l'angle de frottement ϕ de l'interface calcaire marne provoque une augmentation dans la valeur du déplacement. Egalement les valeurs du déplacement selon x (U_x) et selon y (U_y) augmentent avec l'augmentation de la hauteur des gradins ! Ce phénomène peut être expliqué par l'effet de bord.

Les limites des déformations par cisaillement (shear strain) montrent des valeurs extrêmes (inadmissibles) produites par les joints marneux, spécialement dans le premier joint intersectant le gradin N°1. Le deuxième joint produit lui aussi des valeurs inadmissibles, mais inférieures au précédent. Les deux joints restant sont relativement stables.

La figure 6.25 montre le modèle déformé avec un détail sur les déformations subites par le talus avec l'option d'affichage shadings.

L'évaluation de la contrainte de cisaillement est nécessaire dans notre cas. La résistance au cisaillement peut être définie comme la contrainte de cisaillement (shear stress) sur le plan de rupture, au moment de la rupture. Elle est distinctement trop élevée (dépassant largement le RC) dans la base du talus et le long du joint marneux intersectant le premier gradin (Figure 6.26). Les déformations maximales en extension apparaissent dans les mêmes endroits où l'on aperçoit la fissuration initiale (à la base inférieure et dans le premier joint marneux). Deux modes de déformation sont présents simultanément, il est donc essentiel de calculer les deux déformations en traction et en cisaillement afin de s'assurer de quel mode est le plus défavorable.

Les points plastiques sont dénotés comme des endroits de rupture plastique. S'ils sont justes au delà de l'enveloppe de Mohr-Coulomb, ils subissent des déformations irréversibles pas toujours nettes. S'ils dépassent largement l'enveloppe ; la déformation devient très claire. La tension de cisaillement est concentrée dans les niveaux supérieurs et inférieurs du talus (Figure. 6.27).

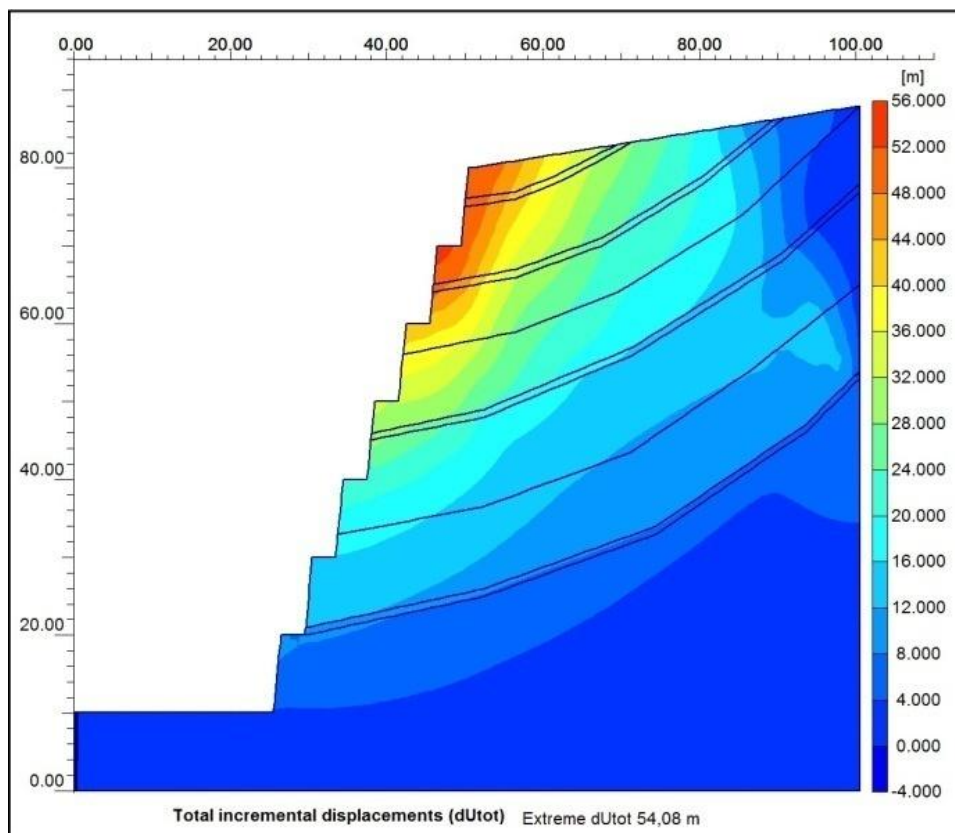


Figure 6.24 : Déplacements incrémentaux totaux.

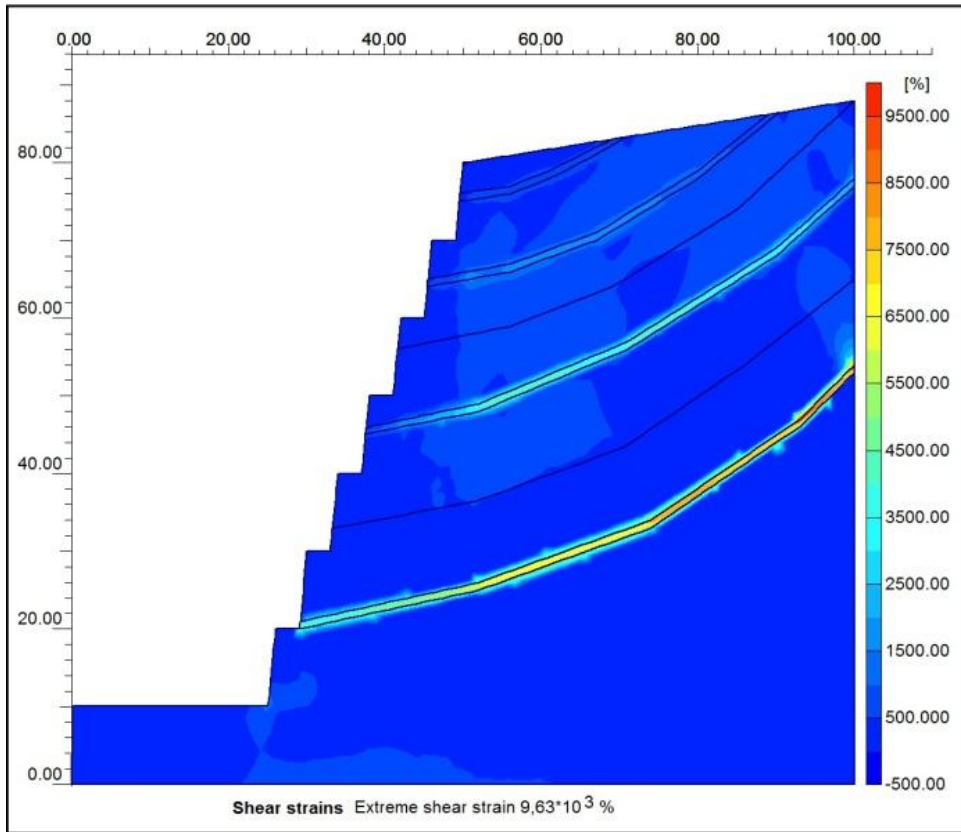


Figure 6.25 : Déformations de cisaillement.

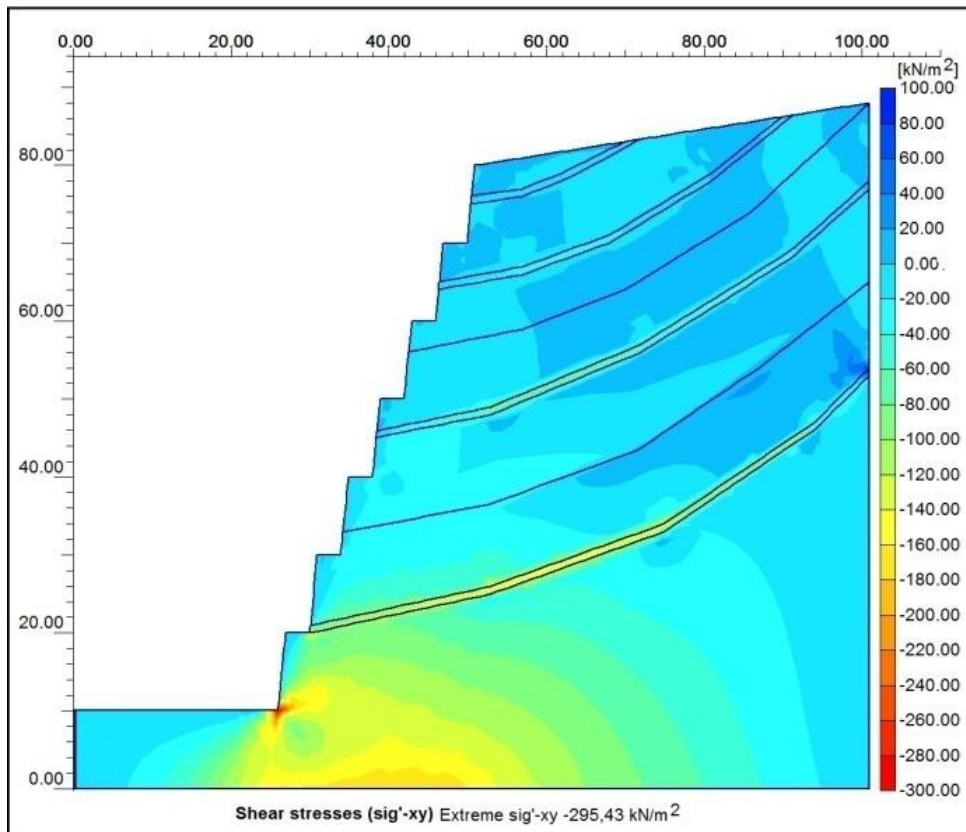


Figure 6.26: Contraintes de cisaillement.

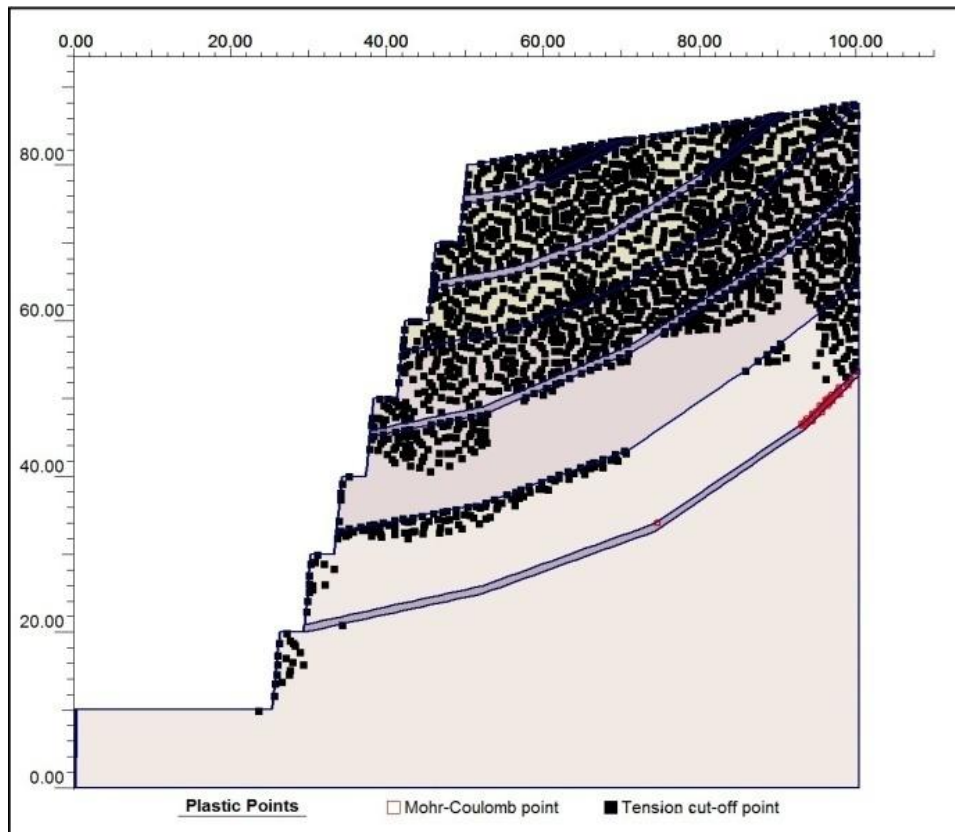


Figure 6.27 : points plastique.

VI.6 Conclusion

L'évaluation de la stabilité de la carrière à l'aide de l'analyse cinématique des différents secteurs montre que la carrière présente des risques de glissement de différents types, selon les ruptures planaire et les ruptures en dièdre.

Les résultats de l'analyse à l'équilibre limite montrent bien que la carrière présente un grand risque au niveau de la faille 3 (192/60) dans les différentes formations rocheuses de la carrière ENOF, cette faille présente la possibilité de rupture planaire et aussi les possibilités de rupture en dièdre avec d'autres familles de discontinuités.

Les résultats de la modélisation numérique confirment aussi que la carrière présente une stabilité médiocre spécialement au niveau des joints de stratification.

Conclusion et recommandations

L'objectif de cette recherche est d'identifier les différents modes de rupture susceptibles de se développer à l'intérieur de la carrière ENOF de Djebel Gustar comme cas d'étude présentant la plus importante carrière de granulats dans la wilaya de Sétif. Ceci a nécessité plusieurs investigations, soit : une étude structurale, une caractérisation de la qualité du massif rocheux et de ses propriétés mécaniques et une analyse des réseaux de failles, des fractures et des joints etc. La méthode est une approche multi étapes (Statistique, Empirique, Géométrique, Analytique et Numérique).

L'analyse statistique des paramètres géométriques de l'ensemble des discontinuités affectant les formations du massif rocheux de la carrière de Djebel Gustar, nous a permis de déterminer quatre grandes familles de discontinuités présentes dans chaque faciès (F_1 , F_2 , F_3 , F_4) en fonction de l'orientation. On a fait une analyse statistique des paramètres distincts de discontinuités (l'orientation, l'espacement, l'ouverture, la persistance) ce qui permet de discriminer et quantifier chacune des familles de discontinuités pour l'ensemble de site en se basant sur la description suggérée par l'ISRM et de déterminer l'orientation de la famille prédominante dans la carrière qui est parallèle à l'axe du pli de Djebel Gustar. Cette analyse nous aide de définir aussi la taille des blocs et d'examiner la stabilité de pente en rocher et le glissement de blocs rocheux.

Les résultats des classifications RMR, GSI, nous indiquent que le massif rocheux de la carrière de Djebel Gustar est constitué de formations de moyenne à bonne qualités.

Les résultats de la classification SMR montrent que la carrière présente des possibilités de ruptures de différents types (planaire, dièdre, basculement) au niveau des formations rocheux. D'une manière générale, la méthode empirique SMR reste un outil d'analyse rapide qui peut donner une idée générale sur les pentes des talus stables en se basant sur des paramètres qualitatifs. Par contre, cette méthode ne peut pas garantir des résultats fiables. Il faut analyser chaque type de rupture à l'aide des outils qui tiennent compte de tous les paramètres qui influencent la stabilité.

Les différents modes d'instabilité potentiels ont été caractérisés à l'aide d'une étude cinématique pour chaque faciès ainsi que pour l'ensemble du talus. Cette analyse nous a permis de faire ressortir neuf cas de rupture en coins à l'échelle du talus, trois de ces neuf cas présentent dans le secteur Est de direction de pendage 170° , Les autres cas sont réparties les directions de pendage (190° , 200° , 220°) au secteur Ouest, la seule possibilité de rupture de type planaire dans le talus est représentée par la faille n°3 (192/60). Au niveau des faciès, plusieurs possibilités de ruptures en coins marquées par les intersections entre les familles de discontinuités à l'échelle des bancs individuels dans les deux secteurs de la carrière. Les intersections entre les failles et les différentes familles de discontinuités et les intersections des familles dans les deux secteurs génèrent plusieurs possibilités de ruptures en coins à l'échelle de la pente inter-bancs. Les ruptures planaires sont aussi remarquables dans les deux secteurs de la carrière. Notons ici que les cas de basculement mentionnés n'ont impliqué jusqu'à maintenant que de faibles volumes pouvant être captés par les bermes de sécurité. La simplicité avec laquelle les relations en trois dimensions peuvent être mises en graphique et manipulées en projection stéréographique fait en sorte que cette méthode devient intéressante pour des problèmes de stabilité en massif rocheux particulièrement pour les ruptures en coin.

Par la suite, chaque potentiel de rupture a été étudié à l'aide de la méthode d'équilibre limite.

Pour les ruptures en coin le logiciel *SWEDGE* a été utilisé. Tandis que le logiciel *ROCPLANE* a été utilisé pour les ruptures de type planaires. Dans le cadre de cette analyse de stabilité, un facteur de sécurité de 1,3 a été utilisé comme limite entre la stabilité et l'instabilité. Cette analyse a permis de faire ressortir douze cas de rupture en coin au niveau des formations rocheuses à l'échelle de la pente inter-banc dans le secteur Ouest. Pour ce qui est de l'échelle du talus, ce sont les failles (1, 3 et 4) et les familles de discontinuités (F_1 , F_2 et F_4) qui créent les quatre cas. La faille n° 3 présente aussi des possibilités de rupture de type planaire à l'échelle de la pente inter-banc aussi bien à l'échelle du talus de la carrière.

La dernière étape consistant en une analyse numérique au moyen d'un modèle conceptuel convenablement élaboré en utilisant la méthode des éléments finis, montre que les faibles déformations coïncident bien avec les résistances élevées, par contre les formations rocheuses caractérisées par une qualité médiocre (faible résistance mécanique) montrent de

grandes déformations. Les paramètres mécaniques nécessaires à la modélisation sont tirés de l'approche géomécanique du système RMR. Les résultats obtenus montrent des déplacements inadmissibles dans les gradins supérieurs, des contraintes dépassant en large la résistance au cisaillement des roches développées le long des joints marneux inférieurs et dans la base du talus et des déformations correspondantes trop élevées dans ces mêmes endroits. Les points plastiques sont nombreux. Ils montrent l'état critique dont est soumise la stabilité de talus.

L'étude par la méthode des éléments finis du comportement de l'ouvrage présente de grands avantages tel que la réduction des coûts par rapport aux essais à grande échelle et à la non-nécessité de condition de similitude par rapport aux essais sur modèles réduits au laboratoire. Mais le plus grand avantage de l'approche numérique se situe dans la capacité d'effectuer des études paramétriques, L'utilisation du logiciel 'Plaxis 8.2' a pour avantage d'être moins coûteuse et plus rapide que des essais expérimentaux sur modèles réduits ou des essais in situ .

La comparaison des résultats quantitatifs essayés de ces quatre approches permet d'évaluer qualitativement la stabilité du talus de la carrière. Les résultats sont confirmés par différentes visites dans les carrières voisines situées dans la même mégastructure du Djebel Gustar qui sont touchés par ces mêmes mécanismes de ruptures.

À partir de ces constatations, nous recommandons ce qui suit :

- Les études paramétriques sont très efficaces pour la détermination de l'influence des différents paramètres sur le comportement de l'ouvrage ;
- La modélisation en 3 dimensions permet d'abaisser le coût des campagnes d'essais géotechniques ;
- Les résultats obtenus lors de notre travail serviront éventuellement de base pour des études plus approfondies. Ils seront appuyés par d'autres modèles issus d'autre logiciels (tel que Flac 3D, Phase, UDEC,...), puis il y'aura lieu de comparer entre les résultats des différents logiciels et ceux réellement obtenus lors des vrais essais ;
- La cartographie structurale à grande échelle sur tout le pourtour de la carrière est nécessaire pour parvenir à un zonage structural permettant ainsi d'implanter des plans de tir spécifiques pour chaque zone afin d'améliorer le rendement d'exploitation (éviter les hors gabarits) tout en assurant la stabilité et la sécurité du chantier ;

- Une analyse tenant compte des contraintes tectoniques sur la stabilité des pentes rocheuses pourrait faire l'objet d'une autre étude ;
- Un soutènement par boulonnage est recommandé pour assurer la stabilité du site et la sécurité du chantier.

Références Bibliographiques

- Aksoy, C. O. (2008). Review of rock mass rating classification: Historical developments, applications, and restrictions. *Journal of Mining Science*, 44(1), 51-63.
- Alejano, L. R., Ferrero, A. M., Ramírez-Oyanguren, P., & Fernández, M. Á. (2011). Comparison of limit-equilibrium, numerical and physical models of wall slope stability. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(1), 16-26.
- Anbalagan, R., Sharma, S., & Raghuvanshi, T. K. (1992, October). Rock mass stability evaluation using modified SMR approach. In 6th National Symposium on Rock Mechanics. Proceedings (Vol. 1, pp. 258-268).
- Baecher, G. B., Lanney, N. A., & Einstein, H. H. (1977, January). Statistical description of rock properties and sampling. In The 18th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS). American Rock Mechanics Association.
- Bandis, S. C., Lumsden, A. C., & Barton, N. R. (1983,). Fundamentals of rock joint deformation. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 20, No. 6, pp. 249-268). Pergamon.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering geology*, 7(4), 287-332.
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. In *International Journal of rock mechanics and mining sciences & Geomechanics abstracts* (Vol. 13, No. 9, pp. 255-279). Pergamon.
- Barton, N., & Bandis, S. (1991). Review of predictive capabilities of JRC-JCS model in engineering practice. *Publikasjon-Norges Geotekniske Institutt*, 182, 1-8.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), 1-54.
- Barton, N., Lien, R., & Lunde, J. (1974). Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Rock mechanics*, 6(4), 189-236.

- Belytschko, T., Plesha, M., & Dowding, C. H. (1984). A computer method for stability analysis of caverns in jointed rock. *International journal for numerical and analytical methods in geomechanics*, 8(5), 473-492.
- Berest, P., & Billaux, D. (2000). *Manuel de Mécanique des Roches, Tome 1: Fondements*. Paris: Les presses de l'Ecole des Mines.
- Bieniawski Z.T. (1989). *Engineering rock mass classification*. John Wiley and Sons, New York 251 p.
- Bieniawski, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 74(8), 312-320.
- Bieniawski, Z. T. (1976). Rock mass classification of jointed rock masses. *Exploration for Rock Engineering*. Johannesburg: Balkema, 97-106.
- Bieniawski, Z. T. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunnelling* (No. Monograph).
- Billaux, D., Feuga, B., & Gentier, S. (1984). Etude théorique et en laboratoire du comportement d'une fracture rocheuse sous contrainte normale. *REV FR GEOTECH*, (26).
- Bouillin, J. P. (1986). Le "bassin maghrebin"; une ancienne limite entre l'Europe et l'Afrique à l'ouest des Alpes. *Bulletin de la Société géologique de France*, 2(4), 547-558.
- Brady, B. H. G., & Brown, E. T. (1985). 2004 "Rock Mechanics for Underground Mining" George Allen & Unwin—London.
- Brady, B. H. G., & Brown. (2004). *Rock mechanics for underground mining*. 3rd Edition. George Allen & Unwin# London, 5(1).
- Cai, M., Kaiser, P. K., Uno, H., Tasaka, Y., & Minami, M. (2004). Estimation of rock mass deformation modulus and strength of jointed hard rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(1), 3-19.
- Calembert, L., Montjoie, A., Polo-Ciapolini, C., & Schroeder, C. (1981). *Géologie de l'ingénieur et mécanique des roches (1e suite)*[*Engineering geology and mechanics of rocks*]. *Ann Trav Publics Belg*, (6).

- Chalhoub, M. (2006). Contributions of numerical homogenization methods on the rock mass classifications, (Apports des méthodes d'homogénéisation numérique sur la classification des Massifs Rocheux Fracturés) (Doctoral dissertation, Ph. D thesis, Ecole des Mines des Paris).
- Chalhoub, M., & Pouya, A. (2006). A geometrical approach to estimate the mechanical REV of a fractured rock mass. First Euro Mediterranean in Advances on Geomaterials and Structures – Hammamet 3-5 May Tunisia , (663-670).
- Cundall, P. A. (1971). A computer model for simulating progressive, large scale movement in blocky rock systems. In Symp. ISRM, Nancy, France.
- Cundall, P. A. (1980). UDEC-A Generalised Distinct Element Program for Modelling Jointed Rock (No. PCAR-1-80). Cundall (Peter) Associates Virginia Water (England).
- Davis, E. E., & Hyndman, R. D. (1989). Accretion and recent deformation of sediments along the northern Cascadia subduction zone. Geological Society of America Bulletin, 101(11), 1465-1480.
- Deer, D. U., Hendron, A. J., Patton, F. D., & Cording, E. J. (1967). Design of surface and near surface construction in rock, failure and breakage of rock. In Proceeding of the 8th Symposium on Rock Mechanics, University of Minnesota, American Institute of Mineral Engineering.
- Deere, D. U. (1968). Geological considerations. Rock mechanics in engineering practice, 1-20.
- Dezayes, C. (2007). Réseau de fractures dans le Dogger de Bourgogne. Données pour le calcul de perméabilité équivalente. BRGM/RP-54955-FR.
- Durand Delga, M. (1969). Mise au point sur la structure du Nord-Est de la Berbérie. Publ. Serv. Carte géol. Algérie, NS. Bull. soc. Géol. fr.,(7), xiii, 328-337.
- Edelbro, C. (2003). Rock mass strength: a review. Luleå tekniska universitet. engineering, pp. 1-23.
- Fairhurst, C. (1964). On the validity of the 'Brazilian' test for brittle materials. In International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 1, No. 4, pp. 535-546). Pergamon.

- Gadri, L., Hadji, R., Zahri, F., Benghazi, Z., Boumezbeur, A., Laid, B. M., & Raïs, K. (2015). The quarries edges stability in opencast mines: a case study of the Jebel Onk phosphate mine, NE Algeria. *Arabian Journal of Geosciences*, 8(11), 8987-8997.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to rock mechanics* (Vol. 2, p. 576). New York: Wiley.
- Goodman, R. E., & Shi, G. H. (1985). *Block theory and its application to rock engineering*. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
- Goodman, R. E., & St John, C. (1977). *Finite element analysis for discontinuous rocks. Numerical methods in geotechnical engineering*.
- Goodman, R. E., Taylor, R. L., & Brekke, T. L. (1968). A model for the mechanics of jointed rocks. *Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.*
- Guiraud, R. (1973). *Évolution post-triasique de l'avant-pays de la chaîne alpine en Algérie, d'après l'étude du bassin du Hodna et des régions voisines*, Univ. Nice, Nice.
- Guiraud, R. (1998). Mesozoic rifting and basin inversion along the northern African Tethyan margin: an overview. *Geological Society, London, Special Publications*, 132(1), 217-229.
- Hadjigeorgiou, J., Lessard, J. F., & Flament, F. (1995). Characterizing in-situ block size distribution using a stereological model. *Canadian tunnelling*, 1995, 111-121.
- Hadjigeorgiou, J., Lessard, J. F., Villaescusa, E., & Germain, P. (1995). An appraisal of structural mapping techniques. *Mechanics of jointed and faulted rock*. Rotterdam: Balkema, 191-7.
- Hamed, Y., Al-Gamal, S. A., Ali, W., Nahid, A., & Dhia, H. B. (2014). Palaeoenvironments of the Continental Intercalaire fossil from the Late Cretaceous (Barremian-Albian) in North Africa: a case study of southern Tunisia. *Arabian Journal of Geosciences*, 7(3), 1165-1177.
- Hammah, R. E., Yacoub, T. E., & Curran, J. H. (2009). Probabilistic slope analysis with the finite element method. In *43rd US Rock Mechanics Symposium & 4th US-Canada Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association.

- Hocking, G. (1976). A method for distinguishing between single and double plane sliding of tetrahedral wedges. *Int. J. Rock Mech. Mining Sci.*
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, 23 (3), 187-223.
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), 4-16.
- Hoek, E. (2007). *Practical Rock Engineering*, Chapter : The development of rock
- Hoek, E. (2009). Fundamentals of slope design. Keynote address at Slope Stability, 9-11.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1980). *Underground excavations in rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E., & Bray, J. (1981). *Rock Slope Engineering*, The Institution of Mining and Metallurgy, London, p399.
- Hoek, E. & Brown, E.T. (1988). The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update, pp. 31-38. In: *Proc.15th Canadian Rock Mech. Symp.*, Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.
- Hoek, E., & Brown, E. T. (1997). Practical estimates of rock mass strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(8), 1165-1186.
- Hoek, E., Carranza, C. & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown failure criterion – 2002 edition, Vol. 1, pp. 267-273. In: *Proc. NARMS-TAC Conference*, Toronto.
- Hoek E., Kaiser, P.K. & Bawden, W.F. (1995). Support of underground excavations in hard rock, 27-50.
- Hoek, E., Kaiser, P. K., & Bawden, W. F. (2000). *Support of underground excavations in hard rock*. CRC Press.
- Hoek, E., Wood, D. & Shah, S. (1992). A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses. In: *Proc. of the Inter. ISRM Symp. on Rock Characterization, Eurock '92*, Chester, UK.
- Houghton, D. A. (1976, November). The role of rock quality indices in the assessment of rock masses. In *Proc. Symp. Expl. Rock Eng.*, Johannesburg, Balkema, Cape Town (Vol. 1, pp. 129-135).

- Höwing, K., & Kutter, H. (1985). Time-dependent shear deformation of filled rock joints. In A keynote lecture. Fundamentals of rock joints: Proceedings of the international symposium on fundamentals of rock joints, björkliden (pp. 113-122).
- Hubbert, M. K., & Rubey, W. W. (1959). Role of fluid pressure in mechanics of overthrust faulting I. Mechanics of fluid-filled porous solids and its application to overthrust faulting. *Geological Society of America Bulletin*, 70(2), 115-166.
- Hudson, J.A., Harrison, J.P., (1997). *Engineering Rock Mechanics - An Introduction to the Principle*. Elsevier Science, Ltd., Oxford. 444p.
- ISRM. (1978). Suggested Methods for the Quantitative Description of Discontinuities in Rock Masses. International Society of Rock Mechanics, Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 15, 319-368.
- Kourdey, A., Alheib, M., Piguet, J. P., & Korini, T. (2001). Evaluation of the slope stability by numerical methods. S. arkk. a, Eloranta, editors. *Rock mechanics—a challenge for society*. Swetz and Zeitlinger Lisse, ISBN,90(2651), 821.
- Kovari, K., & Fritz, P. (1975, January). Stability analysis of rock slopes for plane and wedge failure with the aid of a programmable pocket calculator. In *The 16th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.
- Krahn, J., & Morgenstern, N. R. (1979). The ultimate frictional resistance of rock discontinuities. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts (Vol. 16, No. 2, pp. 127-133)*. Pergamon.
- Kulatilake, P. H. S. W., Hudaverdi, T., & Wu, Q. (2012). New prediction models for mean particle size in rock blast fragmentation. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30(3), 665-684.
- Kumsar, H., Aydan, Ö., & Ulusay, R. (2000). Dynamic and static stability assessment of rock slopes against wedge failures. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 33(1), 31-51.
- Ladanyi, B., & Archambault, G. (1969). Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. In *The 11th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association.

- Ladanyi, B., & Archambault, G. (1977). Shear strength and deformability of filled intended joints. In Proc. Int. Symp. On Geotechnics of Structurally Complex Formations, Italian Geotech. Assoc., Capri, Vol. 1, 317-326.
- Lama, R. D. (1978). Influence of clay fillings on shear behaviour of joints. Int. Proc. 3rd Int. Conf. Int. Association of Engineering Geology, Madrid. 27-34.
- Marache, A., Hopkins, D. L., Riss, J., & Gentier, S. (2001). Influence of the variation of mechanical parameters on results of the simulation of shear tests on a rock joint. In Proc. of EUROCK'2001 Symposium (pp. 517-522).
- Marinos, P., & Hoek, E. (2000, November). GSI: a geologically friendly tool for rock mass strength estimation. In ISRM International Symposium. International Society for Rock Mechanics.
- Markland, J. T. (1973). A useful technique for estimating the stability of rock slopes when the rigid wedge slide type of failure is expected. Interdepartmental Rock Mechanics Project, Imperial College of Science and Technology.
- Martin, G. (2000). Conception des excavations minières souterraines à l'aide de la modélisation de réseaux de discontinuités. Thèse présentée à l'Université Laval, Québec, Canada. 163p.
- Merrien-Soukatchoff, V., Quenot, X., & Guglielmi, Y. (2001). Apports de méthodes géomécaniques quantitatives à l'investigation de grands versants instables: application au glissement de la Clapière (Saint-Etienne-de-Tinée, Alpes Maritimes). In XVème Congrès Français de Mécanique, Nancy.
- Milne, D. (2007, May). Rock mass classification challenges. In Rock Mechanics: Meeting Society's Challenges and Demands, Two Volume Set: Proceedings of the 1st Canada-US Rock Mechanics Symposium, Vancouver, Canada, 27–31 May 2007 (p. 191). CRC Press.
- Mokadem, N., Hamed, Y., Hfaïd, M., & Dhia, H. B. (2015). Hydrogeochemical and isotope evidence of groundwater evolution in El Guettar oasis area, Southwest Tunisia. Carbonates and Evaporites, 30(4), 417-437.

- Norrish, N. I., & Wyllie, D. C. (1996). Rock slope stability analysis. Landslides: investigation and mitigation, Special Report, 247, 391-425.
- Ozturk, C. A. (2013). Support design of underground openings in an asphaltite mine. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 38, 288-305.
- Palmström, A. (1982). The volumetric joint count—a useful and simple measure of the degree of rock jointing. *Proc. 4th Int. Cong. Int. Assoc. Eng. Geol*, 5, 221-228.
- Palmström, A. (1995). RMI – a rock mass characterization system for rock engineering purposes. PhD. thesis, Oslo University, Norway, 400 p.
- Palmstrom, A., & Broch, E. (2006). Use and misuse of rock mass classification systems with particular reference to the Q-system. *Tunnelling and underground space technology*, 21(6), 575-593.
- Palmström, A., & Singh, R. (2001). The deformation modulus of rock masses—comparisons between in situ tests and indirect estimates. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 16(2), 115-131.
- Panet, M. (1976). *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*.
- Pantelidis, L. (2009). Rock slope stability assessment through rock mass classification systems. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(2), 315-325.
- Papaliangas, T., Hencher, S. R., Lumsden, A. C., & Manolopoulou, S. (1993, April). The effect of frictional fill thickness on the shear strength of rock discontinuities. In *International journal of rock mechanics and mining sciences & geomechanics abstracts* (Vol. 30, No. 2, pp. 81-91). Pergamon.
- Patton, F. D. (1966, January). Multiple modes of shear failure in rock. In 1st ISRM Congress. International Society for Rock Mechanics.
- Pells, P. J. N., Bertuzzi, R., & BE, M. E. (2007). Limitations of rock mass classification systems for tunnel support designs. *Tunnels and Tunnelling International*, 1-11.

- Pique, A., Brahim, L. A., Ouali, R. A., Amrhar, M., Charroud, M., Gourmelen, C., & Tricart, P. (1998). Evolution structurale des domaines atlasiques du Maghreb au Meso-Cenozoique; le role des structures heritees dans la deformation du domaine atlasique de l'Afrique du Nord. *Bulletin de la Société géologique de France*, 169(6), 797-810.
- Piteau, D. R., & Martin, D. C. (1982). *Mechanics of rock slope failure. stability in surface mining*, 3rd edn. Society of Mining Engineers of the American Institute of Mining, Metallurgical, and Petroleum Engineering, New York.
- Pouya, A., & Ghoreychi, M. (2001). Determination of rock mass strength properties by homogenization. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25(13), 1285-1303.
- Priest, S. D. (1993). *Discontinuity Analysis for Rock Engineering* Chapman and Hall. New York, NY (473pp.).
- Priest, S. D., & Brown, E. T. (1983). *Probabilistic stability analysis of variable rock slopes*. Institution of Mining and Metallurgy Transactions.
- Priest, S. D., & Hudson, J. A. (1976). Discontinuity spacings in rock. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics. Abstracts*, 13(5), 135-148).
- Renard, F., Bernard, D., Desrues, J., & Ougier-Simonin, A. (2009). 3D imaging of fracture propagation using synchrotron X-ray microtomography. *Earth and Planetary Science Letters*, 286(1), 285-291.
- Riquelme, A., Abellán, A., & Tomás, R. (2014). *SMRTool Beta. A Calculator for Determining Slope Mass Rating (SMR)*.
- Rocscience (2004-b) *RocPlane 2.0 Planar sliding stability analysis for rock slopes*. Rocscience Inc. Toronto. <http://www.rocscience.com/>
- Rocscience (2004-c) *Swedge 4.0 Surface Wedge Stability Software*. Rocscience Inc. Toronto. <http://www.rocscience.com/>
- Rocscience Inc. (2004). *DIPS V5.1, Graphical and Statistical Analysis of Orientation Data*. Rocscience Inc. Toronto. <http://www.rocscience.com/>

- Rocscience. (2004). RocData 3.0, Strength analysis of rock and soil masses using the Generalized Hoek-Brown, Mohr- Coulomb, Barton-Bandis and Power Curve failure criteria. Rocscience Inc. Toronto. <http://www.rocscience.com/>
- Romana, M. (1985, September). New adjustment ratings for application of Bieniawski classification to slopes. In Proceedings of the international symposium on role of rock mechanics, Zacatecas, Mexico (pp. 49-53).
- Romana, M. (1993). A geomechanical classification for slopes: slope mass rating. *Comprehensive rock engineering*, 3(1), 575-599.
- Serafim, J. L., & Pereira, J. P. (1983). Constructions of the geomechanics classification of Bieniawski. In Proc. Int. Symp. on Engg. Geol. and Underground Construction. LNEC, Lisob, Portugal.
- Sibson, R. H. (1990). Conditions for fault-valve behaviour. Geological Society, London, Special Publications, 54(1), 15-28.
- Sonmez, H., & Ulusay, R. (1999). Modifications to the geological strength index (GSI) and their applicability to stability of slopes. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(6), 743-760.
- Sonmez, H., & Ulusay, R. (2002). A discussion on the Hoek–Brown failure criterion and suggested modifications to the criterion verified by slope stability case studies. *Yerbilimleri*, 26(1), 77-99.
- Stille, H., & Palmström, A. (2003). Classification as a tool in rock engineering. *Tunnelling and underground space technology*, 18(4), 331-345.
- Tahiri, A. (1992). Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. Thèse de doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole nationale des ponts et chaussées.
- Tavani, S., Storti, F., Bausa, J., & Munoz, J. A. (2012). Late thrusting extensional collapse at the mountain front of the northern Apennines (Italy). *Tectonics*, 31(4).
- Tomas, R., Cuenca, A., Cano, M., & García-Barba, J. (2012a). A graphical approach for slope mass rating (SMR). *Engineering geology*, 124, 67-76.

- Tomás, R., Delgado, J., & Serón, J. B. (2007). Modification of slope mass rating (SMR) by continuous functions. *International journal of rock mechanics and mining sciences*, 44(7), 1062-1069.
- Tomás, R., Valdes-Abellan, J., Tenza-Abril, A. J., & Cano, M. (2012b). New insight into the slope mass rating geomechanical classification through four-dimensional visualization. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 53, 64-69.
- Trunk, U., & Hönisch, K. (1989). Cited flatrock mechanics design in mining and tunneling. *Bieniawski*, 183.
- Ulusoy, M., Kivrak, A. S., Uysal, I. I., Karabulut, A. K., Paksoy, Y., & Fazliogullari, Z. (2013). Anomalías del Desarrollo del Árbol Bronquial: un Estudio Mediante Tomografía Computarizada Multidetector. *International Journal of Morphology*, 31(3), 1049-1055.
- Vila J.M., 1980. La chaîne alpine d'Algérie orientale et des confins algéro-tunisiens. Thèse Doct. Etat, Paris VI, 665 pp.
- Vila., J.M. (1971). Paléogéographie et tectonique des unités allochtones de type tellien et de type flysch à microbrèches dans le Nord-Est du Constantinois (Algérie). *C. R. Acad. Sci. Paris*, (8), 1047-1050.
- Vila., J.M. (1977). Notice explicative de la carte géologique au 1/50000 de Kherrata. Direction des mines et de la géologie, service de la carte géologique de l'Algérie.
- Wildi, W. (1983). La chaîne tello-rifaine (Algérie, Maroc, Tunisie): structure, stratigraphie et évolution du Trias au Miocène. *Revue de géographie physique et de géologie dynamique*, 24(3), 201-297.
- Wittke, W. (2014). *Rock mechanics based on an anisotropic jointed rock model (AJRM)*. John Wiley & Sons.
- Wyllie, D.C., Mah, C.W. (2004). *Rock slope engineering: civil and mining*, Spon Press, New York.