

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

MÉMOIRE PRÉSENTÉ À
L'UNIVERSITÉ DU QUÉBEC À CHICOUTIMI
COMME EXIGENCE PARTIELLE
DE LA MAÎTRISE EN SCIENCES APPLIQUÉES

Par

Julie Bélanger

Analyse de stabilité des pentes rocheuses
de la mine Troilus, Chibougamau, Qc

30 janvier 2005



Mise en garde/Advice

Afin de rendre accessible au plus grand nombre le résultat des travaux de recherche menés par ses étudiants gradués et dans l'esprit des règles qui régissent le dépôt et la diffusion des mémoires et thèses produits dans cette Institution, l'Université du Québec à Chicoutimi (UQAC) est fière de rendre accessible une version complète et gratuite de cette œuvre.

Motivated by a desire to make the results of its graduate students' research accessible to all, and in accordance with the rules governing the acceptance and diffusion of dissertations and theses in this Institution, the Université du Québec à Chicoutimi (UQAC) is proud to make a complete version of this work available at no cost to the reader.

L'auteur conserve néanmoins la propriété du droit d'auteur qui protège ce mémoire ou cette thèse. Ni le mémoire ou la thèse ni des extraits substantiels de ceux-ci ne peuvent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

The author retains ownership of the copyright of this dissertation or thesis. Neither the dissertation or thesis, nor substantial extracts from it, may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

RÉSUMÉ

La mine Troilus est une mine à ciel ouvert qui est la propriété de la corporation minière Inmet. Elle se situe à 175 km au nord de Chibougamau dans la portion orientale de la ceinture volcano-sédimentaire archéenne de Frotet-Evans. La stabilité des pentes rocheuses de la mine Troilus est importante pour différentes raisons : le massif est fortement folié, recoupé de failles et de réseaux de joints systématiques. Il y a différents modes de rupture possible, soit : la rupture progressive par zones de fracturation, la rupture circulaire, le glissement sur un plan ou d'un dièdre et le développement de zone d'instabilité en *kink* pour former des zones de rupture en flambage ou à la limite une rupture par fauchage (*toppling*). Tous ces types d'instabilité peuvent se produire concurremment dans le cadre de la même fosse à ciel ouvert dépendamment de l'attitude spatiale des différentes structures géologiques, de la nature de la roche et de la compétence de la roche. La conception géomécanique de la fosse, dans ces milieux rocheux, doit donc tenir compte de ces divers modes de rupture et d'instabilité des pentes rocheuses jointées et foliées.

Ce projet a comme objectif d'analyser les conditions susceptibles de provoquer le développement des divers modes de rupture dans un massif rocheux fracturé dans le but de développer des critères de conception (*design*) et des modes de soutènement plus adéquats pour assurer la stabilité des pentes de la fosse.

La démarche du projet comporte les étapes suivantes : premièrement, réaliser une compilation et une analyse structurale du gisement; deuxièmement, caractériser les propriétés mécaniques des roches et des discontinuités des murs de la fosse à l'aide des travaux antérieurs; et finalement, simuler par ordinateur les divers modes de rupture susceptibles de se développer. Ces travaux permettront de procéder à un zonage structural de la fosse, c'est-à-dire identifier les zones structurales qui contrôlent la stabilité des gradins et des murs finaux de la fosse. Dans le cadre de ce zonage, les propriétés mécaniques seront établies pour les zones homogènes. Par la suite, l'analyse de la stabilité des murs principaux de la fosse sera évaluée en fonction des modes de rupture mentionnés plus haut à l'aide de méthodes de simulation analytique adaptée aux divers modes de rupture susceptibles de se développer.

Cette étude a permis de cerner quatre domaines structuraux distincts, soit : A(2A), A(2B), A(2B,2C) et B. À l'intérieur de chacun de ces domaines trois familles de discontinuités ont été identifiées. La famille verticale, la famille horizontale et la foliation se retrouvent dans chacun de ces domaines. La différence entre les domaines A(2A), A(2B,2C) et A(2B) est le pendage de la famille horizontale. Les qualificatifs entre parenthèses représentent le pendage de la fracture horizontale. Le qualificatif 2A indique un pendage entre 0 et 15°, tandis que 2B indique un pendage de 16 à 25°. Finalement, le terme 2C indique un pendage de 26 à 40°. Pour ce qui est du domaine structural B, il est caractérisé par une fracture ayant une patine d'altération verdâtre et un pendage vers la

fosse. Cette famille de discontinuité a été appelée zone problématique. C'est le domaine responsable d'un nouveau design au mur ouest.

À l'intérieur de chaque domaine structural les possibilités de rupture ont été identifiées à l'aide d'une étude de stéréogrammes et d'équilibre limite. Ceci a permis de cerner les différentes possibilités de rupture planaire, en coin et fauchage. 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 neuf cas de rupture en coin pour les murs secs et à l'échelle du banc individuel. Six de ces neuf cas correspondent à la zone problématique combinée à un joint vertical. Pour ce qui est de l'échelle inter-rampe, c'est le passage de la zone problématique à l'intérieur du domaine B qui crée les sept cas. La présence d'eau a un effet très important sur la stabilité des pentes. En effet, le nombre de cas de rupture en coin passe de neuf à seize avec l'application d'une pression interstitielle dans les logiciels de modélisation.

Des cas de rupture planaire ont aussi été identifiés. À l'échelle du banc individuel et avec des murs secs, il est possible de retrouver onze cas de rupture planaire. Les deux familles de discontinuités les plus importantes qui présentent des ruptures de type planaire sont la foliation et la zone problématique. À l'échelle inter-rampe, seulement six cas sont présents. Ils sont caractérisés par le passage de la zone problématique. La présence d'eau joue aussi un rôle important pour les cas de rupture planaire. En effet, la présence d'eau diminue grandement le facteur de sécurité de chacune des possibilités de rupture.

Les abaques de Zambak permettent de dire que les possibilités de fauchage sont limitées au couloir de déformation présent au mur ouest de la fosse 87. Ce couloir de déformation est caractérisé par le passage de grands joints de foliation majeurs et continus. Il se situe à l'intérieur des domaines A(2B) et A(2A). Les abaques de Zambak ne tiennent pas compte de plusieurs facteurs et ceci laisse présager que les cas de fauchage pourraient être plus étendus.

REMERCIEMENTS

Je tiens à dire mes sincères remerciements à mon directeur de recherche M. Guy Archambault. Il a su me conseiller et m'encourager tout au long de ce projet. Je dois aussi remercier la mine Troilus pour son support et pour m'avoir permis de publier mes résultats. Une autre personne importante pour ce projet est M. Éric Lamontagne. Ce dernier est ingénieur en chef à la mine Troilus et il a su me conseiller et m'aider pour mettre à bon terme mon projet de maîtrise.

Je ne peux pas manquer l'occasion de remercier mon fiancé Joey Audet. Ce dernier m'a donné l'énergie nécessaire pour combiner écriture et travail. Il m'a permis de conserver ma motivation tout au long de ces années de travail ardu.

TABLE DES MATIÈRES

	page
Résumé	ii
Remerciements	iv
Liste des tableaux	ix
Liste des figures	xii
Chapitre 1- Introduction : La stabilité des pentes rocheuses en massifs rocheux discontinus	1
1.1 Problématique des pentes rocheuses	1
1.2 Revue des travaux antérieurs	5
1.2.1 Analyse de stabilité des pentes rocheuses	5
1.2.2 La résistance au cisaillement le long des discontinuités structurales et l'analyse de stabilité par projection stéréographique	11
1.2.3 Méthodes mathématiques d'analyse de stabilité de pentes rocheuses en milieu fracturé	12
1.3 Objectifs et méthodologie de l'étude	17
Chapitre 2- Site d'étude : Mine Troilus	19
2.1 Historique de la mine	19
2.2 Géologie régionale	21
2.3 Géologie de la mine	22
2.4 Hydrogéologie du secteur et de la mine	26
2.4.1 Topographie	26
2.4.2 Stratigraphie	26
2.4.3 Contexte hydrologique	27
2.4.4 Contexte hydrogéologique	29
2.4.5 Caractérisation physique des eaux de surface et des eaux souterraines	31
2.5 Conditions climatiques du secteur de la mine	34
2.6 Les pressions de terrain	36
2.6.1 Contraintes gravitationnelles	36
2.6.2 Contraintes tectoniques	37
2.6.3 Les travaux effectués par Arjang (CANMET)	38

Chapitre 3- Domaines structuraux au pourtour de la fosse	44
3.1 Collecte et traitement des données structurales	44
3.1.1 Explication de la méthode de cartographie utilisée	44
3.1.2 Localisation de la zone à l'étude	51
3.1.3 Procédures de sécurité	54
3.1.4 Relevés sur carottes de forage	54
3.2 Analyse des discontinuités structurales	58
3.2.1 Compilation et analyse de structures géologiques	58
3.2.2 Caractéristiques des surfaces des discontinuités	61
3.2.3 Caractérisation des divers réseaux de discontinuités	69
3.3 Domaines structuraux au pourtour de la fosse	72
3.3.1 Subdivision des domaines structuraux	72
3.3.2 Définition des domaines structuraux homogènes autour de la fosse	75
Chapitre 4- Caractérisation hydro-géomécanique du massif rocheux au pourtour de la fosse	84
4.1 Propriétés géotechniques des roches du massif	84
4.1.1 Résistance à la compression uniaxiale et triaxiale	84
4.1.2 Module d'élasticité	91
4.2 Résistance des discontinuités	92
4.2.1 Évaluation de la rugosité des discontinuités	92
4.2.2 Paramètres de cisaillement : angle de frottement, cohésion et remplissage des discontinuités	93
4.2.3 Influence de l'eau sur la résistance au cisaillement	96
4.3 Délimitation des zones d'instabilité	97
4.3.1 Délimitation des zones d'instabilité structurale possibles des murs	98
4.3.2 Délimitation des zones de rupture potentielles au pourtour de la fosse	119
Chapitre 5- Caractérisation de l'environnement de la fosse sur sa stabilité	124
5.1 Analyse hydrogéologique de la fosse	124
5.1.1 Analyse des conditions piézométriques	124
5.1.2 Détermination des directions d'écoulement	147
5.1.3 Interprétation des données	148
5.1.4 Inventaire des données météorologiques et des données de débit	154

5.2	L'influence de la pression d'eau	156
5.2.1	Importance de l'analyse de l'influence des eaux souterraines	157
5.2.2	Modélisation de l'écoulement	160
5.2.3	La modélisation digitale	165
5.2.4	Équations analytiques simples pour estimer l'infiltration de l'eau souterraine dans une mine à ciel ouvert	168
5.3	Analyse des pressions de terrain au pourtour de la fosse	176
5.3.1	Évaluation qualitative à partir des relevés dans la région	176
5.3.2	Implication sur l'analyse de stabilité de la fosse	179
Chapitre 6-	Caractérisation des modes d'instabilité des pentes rocheuses de la mine Troilus	184
6.1	Généralités sur la stabilité des pentes	184
6.2	Caractérisation des zones de rupture potentielles de la fosse de la mine Troilus	195
6.2.1	Ruptures sur des surfaces planaires	195
6.2.2	Ruptures en coin	202
6.2.3	Ruptures par fauchage (« toppling »)	203
6.2.4	Ruptures par instabilité en kink	204
6.3	Méthodes d'analyse de stabilité des pentes pour les zones de rupture potentielles de la fosse 87 de la mine Troilus	205
6.3.1	Analyse de stabilité par projection stéréographique	205
6.3.2	Analyse de stabilité par méthodes analytiques : résistance au cisaillement des massifs rocheux densément jointés par équilibre limite	234
6.3.3	Analyse de stabilité de pente par les méthodes d'équilibre limite	244
6.4	Discussion des problèmes d'instabilité des pentes rocheuses de la fosse 87 de la mine Troilus	283
Chapitre 7-	Méthodes de surveillance et contrôle par systèmes de support des pentes à la mine Troilus	287
7.1	Surveillance des pentes de la mine	287
7.2	Contrôle de terrain à l'aide de systèmes de support	292
7.2.1	Le boulonnage	292
7.2.2	Le « shotcrete »	294
7.2.3	Les piliers	295
7.2.4	Les murs de soutènement	296
7.2.5	Les grillages	297

	7.2.6 Les câbles d’ancrage	298
	7.2.7 Cas de la mine Troilus	300
7.3	Contrôle de terrain par le contrôle des eaux	301
Chapitre 8-	Discussion Intégration des divers aspects pour la stabilité des pentes à la mine Troilus	305
Chapitre 9-	Conclusion et recommandations	312
	Références	317
Annexe 1-	Ensemble des stéréogrammes effectués lors de la compilation de données suivant la cartographie structurale	327
Annexe 2-	Ensemble des stéréogrammes effectués pour chaque domaine structural	364
Annexe 3-	Sections condensées utilisées lors de l’étude de Supportek	377
Annexe 4-	Plans des structures majeures dans la fosse 87 de la mine Troilus	398

LISTE DES TABLEAUX

	page
Tableau 1 : Débits mesurés par Entraco	29
Tableau 2 : Élévation du niveau d'eau dans les piézomètres	32
Tableau 3 : Résultats des analyses chimiques d'échantillons d'eau	33
Tableau 4 : Résultats de l'analyse chimique de l'échantillon d'eau souterraine	34
Tableau 5 : Précipitations sous forme de pluie (mm) Station Troilus et précipitations totales (mm) Station Chibougamau	35
Tableau 6 : Compilation des données provenant de la station météorologique Chapais 2, 1962 à 1990	36
Tableau 7 : Orientation des contraintes principales	41
Tableau 8 : Résultats obtenus pour la mine Joe Mann lors des essais de contraintes	43
Tableau 9 : Orientations préférentielles de la foliation	55
Tableau 10 : Direction et pendage des familles de diaclases les plus importants	57
Tableau 11 : Orientation des familles de discontinuité présentes dans la fosse 87 de la mine Troilus	61
Tableau 12 : Caractéristiques de chacune des familles de discontinuité	69
Tableau 13 : Évaluation des RQD pour chaque formation géologique du roc encaissant de meilleure qualité à l'éponte inférieure à partir des sections des RQD	71
Tableau 14 : Évaluation des RQD pour les zones A, B, C et D à partir des sections des RQD	72
Tableau 15 : Stéréogrammes correspondants à chaque sous-domaine	73
Tableau 16 : Caractéristiques des six grandes familles à l'intérieur du domaine A(2A)	77
Tableau 17 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B)	78
Tableau 18 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B,2C)	79
Tableau 19 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine B	80

Tableau 20 :	Résistances en compression uniaxiale et triaxiale	85
Tableau 21 :	Résultats des essais de double poinçonnement	87
Tableau 22 :	Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc de meilleure qualité à l'éponte inférieure (V2 et V2B)	88
Tableau 23 :	Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc des zones A et B	89
Tableau 24 :	Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc des zones C et D	89
Tableau 25 :	Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc de meilleure qualité à l'éponte inférieure (V2 et V2B)	90
Tableau 26 :	Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc des zones A et B	90
Tableau 27 :	Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc des zones C et D	91
Tableau 28 :	Module d'élasticité des roches de Troilus-Frotet	92
Tableau 29 :	Cohésion et angle de frottement d'après la grille de Bieniawski	94
Tableau 30 :	Résumé des essais de cisaillement direct sur les joints	94
Tableau 31 :	Résumé des propriétés géomécaniques à partir des carottes de forage	95
Tableau 32 :	Propriétés typiques des roches	95
Tableau 33 :	Coordonnées des forages et piézomètres	126
Tableau 34 :	Données du piézomètre 1	129
Tableau 35 :	Données du piézomètre 2	132
Tableau 36 :	Données du piézomètre 3	135
Tableau 37 :	Données du piézomètre 4	138
Tableau 38 :	Données du piézomètre 5	141
Tableau 39 :	Coordonnées des puits- Fosse 87	146
Tableau 40 :	Calcul du gradient pour chaque piézomètre	154
Tableau 41 :	Infiltration dans la fosse	155
Tableau 42 :	Résultats obtenus pour les mines Joe Mann, Copper Rand et Lac Shortt lors des essais de contraintes	177

Tableau 43 :	Compilation des possibilités de ruptures en coin selon l'analyse cinématique	245
Tableau 44 :	Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel SWEDGE sur les possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique	249
Tableau 45 :	Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel SWEDGE sur les possibilités de ruptures en coin en présence d'une pression hydraulique	252
Tableau 46 :	Compilation des possibilités de ruptures planaires selon l'analyse cinématique	259
Tableau 47 :	Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel ROCPLANE sur les possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique	265
Tableau 48 :	Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel ROCPLANE sur les possibilités de ruptures planaires en présence d'une pression hydraulique	267
Tableau 49 :	Tableau des possibilités de basculement de la mine Troilus	279

LISTE DES FIGURES

	page
Figure 1 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb	13
Figure 2 : Expériences de Patton sur la résistance au cisaillement	15
Figure 3 : Localisation de la mine Troilus	21
Figure 4 : Géologie simplifiée de la région de Frotet-Troilus	23
Figure 5 : Carte géologique simplifiée de la partie orientale de la ceinture archéenne de Frotet-Evans	25
Figure 6 : Carte géologique du secteur Troilus Nord	26
Figure 7 : Détails des infrastructures minières	30
Figure 8 : Géologie généralisée et le cadre structurale du district minier de l'Abitibi et la localisation des essais de détermination de contraintes	40
Figure 9 : L'orientation des contraintes de compression principale : A) Orientation de la contrainte principale maximale ; B) Orientation de la contrainte principale minimale ; C) Orientation de la contrainte principale intermédiaire	42
Figure 10 : Journal de mesure	50
Figure 11 : Localisation des traverses pour l'année 2001 et 2002	53
Figure 12 : Exemple d'une entrée de données dans le logiciel Dbase	58
Figure 13 : Stéréogramme obtenu à partir des données de base des structures observées dans la section 5200 est	60
Figure 14 : Stéréogramme représentant l'orientation moyenne de la foliation	62
Figure 15 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille sub-horizontale	63
Figure 16 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille verticale	64
Figure 17 : Stéréogramme présentant les deux sous-familles de la zone problématique	65
Figure 18 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille 5, la faille tardive	66
Figure 19 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille 6	67
Figure 20 : Localisation des domaines structuraux de la fosse 87	76

Figure 21 :	Photo représentant la famille de discontinuité appelée zone problématique	81
Figure 22 :	Localisation des domaines structuraux et des différents secteurs	99
Figure 23 :	Séréogramme représentant le secteur Nord-Ouest du domaine A(2B)	100
Figure 24 :	Séréogramme représentant le secteur Nord-Ouest du domaine A(2A)	102
Figure 25 :	Séréogramme représentant le secteur Ouest du domaine A(2A)	103
Figure 26 :	Séréogramme représentant le secteur Sud-Ouest du domaine A(2A)	104
Figure 27 :	Séréogramme représentant le secteur Sud A du domaine A(2A)	105
Figure 28 :	Séréogramme représentant le secteur Nord A du domaine A(2B,2C)	107
Figure 29 :	Séréogramme représentant le secteur Nord B du domaine A(2B,2C)	108
Figure 30 :	Séréogramme représentant le secteur Nord C du domaine A(2B,2C)	109
Figure 31 :	Séréogramme représentant le secteur Est B du domaine A(2B,2C)	110
Figure 32 :	Séréogramme représentant le secteur Est A du domaine A(2B,2C)	111
Figure 33 :	Séréogramme représentant le secteur Est C du domaine A(2B,2C)	112
Figure 34 :	Séréogramme représentant le secteur Sud B du domaine A(2B,2C)	113
Figure 35 :	Séréogramme représentant le secteur Sud A du domaine B	115
Figure 36 :	Séréogramme représentant le secteur Sud Ouest du domaine B	116
Figure 37 :	Séréogramme représentant le secteur Ouest du domaine B	117
Figure 38 :	Séréogramme représentant le secteur Nord Ouest du domaine B	118
Figure 39 :	Séréogramme représentant le secteur Nord A du domaine B	119
Figure 40 :	Localisation du couloir de joints de foliation majeurs traversant le mur ouest de la fosse 87 de la mine Troilus	121

Figure 41 :	Photo montrant le grand joint de foliation présent sur le mur du banc 5200	122
Figure 42 :	Photo montrant la zone de failles au mur est de la fosse 87 de la mine Troilus	123
Figure 43 :	Schéma du piézomètre PZ-3	127
Figure 44 :	Localisation des piézomètres et des puits présents au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus	144
Figure 45 :	Longitudinale (10300) représentant le PZ1 et le PZ1-M	150
Figure 46 :	Section (13500) représentant le PZ2 et le PZ2-M, ainsi que le puits PT2	151
Figure 47 :	Section (13550) représentant le PZ5 et le PZ5-M, ainsi que le puits PT3	152
Figure 48 :	Section (13900) représentant le PZ3, le PZ3-M, le PZ4 et le PZ4-M	153
Figure 49 :	Rôle de la pression interstitielle sur la rupture d'une roche	157
Figure 50 :	Écoulement net pour l'infiltration à travers une pente	161
Figure 51 :	Analogie par papier conducteur	163
Figure 52 :	Analogie par encre résistante	164
Figure 53 :	Exemple d'une grille pour une analogie électrique	165
Figure 54 :	Une grille typique pour une modélisation par éléments finis	168
Figure 55 :	Schéma pour la solution analytique	170
Figure 56 :	Concentration des contraintes au pourtour d'une ouverture elliptique. Contrainte σ_1 selon l'axe long de l'ouverture	180
Figure 57 :	Localisation de la bande Frotet-Evans et de la région Frotet-Troilus	181
Figure 58 :	Concentration des contraintes au pourtour d'une ouverture elliptique. Contrainte σ_1 selon l'axe court de l'ouverture	182
Figure 59 :	Concentration des contraintes au pourtour d'une ouverture elliptique. Contrainte σ_1 ayant un angle avec l'axe long de l'ouverture	183
Figure 60 :	Rupture circulaire	185

Figure 61 :	Rupture planaire	185
Figure 62 :	Rupture en coin	186
Figure 63 :	Exemples de rupture en coin à la mine Troilus (fosse 87)	187
Figure 64 :	Déformation d'une voie de taille soutenue par des cintres métalliques	188
Figure 65 :	Modèle géométrique pour la formation progressive d'un « kink-band »	189
Figure 66 :	Géométrie d'un bloc sur un plan incliné	190
Figure 67 :	Conditions pour le glissement ou le basculement d'un bloc sur un plan incliné	191
Figure 68 :	Exemples de basculement (« toppling »)	192
Figure 69 :	Mouvement des roches en fonction des pentes de talus	194
Figure 70 :	Exemple d'une possibilité de glissement planaire	196
Figure 71 :	Photos de la zone problématique	198
Figure 72 :	Photo illustrant la famille F4A au mur ouest lors de l'exploitation de la phase 2 de la fosse 87 de la mine Troilus	199
Figure 73 :	Localisation des failles majeures du mur est de la fosse 87 de la mine Troilus	201
Figure 74 :	Un exemple d'analyse à partir du cercle de friction	207
Figure 75 :	Exemple d'une analyse pour un coin rocheux	208
Figure 76 :	Analyse cinématique du domaine A(2B) à l'intérieur du secteur nord-ouest	219
Figure 77 :	Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur nord-ouest	220
Figure 78 :	Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur ouest	221
Figure 79 :	Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur sud-ouest	222
Figure 80 :	Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur sud A	223
Figure 81 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord A	224

Figure 82 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord B	225
Figure 83 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord C	226
Figure 84 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est B	227
Figure 85 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est A	228
Figure 86 :	Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est C	229
Figure 87 :	Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur sud-ouest	230
Figure 88 :	Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur ouest	231
Figure 89 :	Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur nord- ouest	232
Figure 90 :	Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur nord A	233
Figure 91 :	Critère de rupture de Mohr-Coulomb	236
Figure 92 :	Critère bilinéaire de Patton	238
Figure 93 :	Les profils de rugosité et les valeurs correspondantes de JRC	242
Figure 94 :	Estimation de la résistance en compression des murs des joints à partir de la dureté de Schmidt	243
Figure 95 :	Exemples de modèles obtenus avec SWEDGE	248
Figure 96 :	Un modèle de coin planaire dans ROCPLANE	255
Figure 97 :	Une tranche d'une unité de largeur utilisée dans l'analyse	256
Figure 98 :	Les surfaces de relâchements qui sont nécessaires pour permettre le glissement planaire	257
Figure 99 :	Modèle représentant le cas d'une rupture planaire le long de faille (joint no.7) dans le domaine A(2B,2C) secteur Est A de fosse 87 de la mine Troilus	261
Figure 100 :	Modèle de rupture planaire avec boulonnage	262
Figure 101 :	Modèle de rupture planaire à l'échelle inter-banc	263
Figure 102 :	Possibilité de grouper les boulons en un seul	264

Figure 103 :	Basculement par flexure se produisant dans une pente rocheuse	270
Figure 104 :	Basculement par blocs peut se produire dans les roches compétentes	270
Figure 105 :	Basculement par blocs et flexure est caractérisé une flexure pseudo-continue	271
Figure 106 :	Mécanismes de rupture par basculement secondaire	272
Figure 107 :	Conditions de stabilité pour une colonne individuelle sur une base inclinée plane	274
Figure 108 :	Mode de rupture pour une pente en colonnes sur une base en escalier	275
Figure 109 :	Forces interactives de basculement pour les colonnes sur une base en escalier	275
Figure 110 :	Paramètres géométriques lors de l'analyse d'une pente susceptible au basculement	278
Figure 111 :	Graphique H/t vs P^*_1 pour différents paramètres de pente	282
Figure 112 :	Localisation des différents prismes présents dans la fosse 87 de la mine Troilus	288
Figure 113 :	Photo montrant un prisme	289
Figure 114 :	Graphique de la « slope distance » du prisme 520001 situé au mur ouest sur la berme 5200	290
Figure 115 :	Localisation des joints majeurs de foliation	291
Figure 116 :	Installation typique d'un boulon	293
Figure 117 :	Opération typique d'installation de couche de ciment dans une mine à ciel ouvert	295
Figure 118 :	Pilier avec une charge morte de roches	296
Figure 119 :	Types variés de murs de soutènement	297
Figure 120 :	Grillage utilisé comme protection contre des roches instables	298
Figure 121 :	Principales caractéristiques du câble le plus utilisé actuellement	299
Figure 122 :	Photo du Jumbo utilisé à la mine Troilus en pleine action	300
Figure 123 :	Vue rapprochée du bras d'extension	301
Figure 124 :	Photo d'une foreuse utilisée pour la mise en œuvre d'un trou de drainage à la mine Troilus	303

Figure 125 : Les limites pour les pôles de discontinuités qui permettent le basculement commun sur une pente avec un pendage de 70° (β) et un angle de friction de 30° (ϕ).	309
Figure A1.1 : 5340C (de 26 à 36) avec les données de base	328
Figure A1.2 : 5340 domaine C avec quantité égale à 1	329
Figure A1.3 : 5340 C avec les données majorées	330
Figure A1.4 : 5340 domaine A (1 à 18) avec les données de base	331
Figure A1.5 : 5340 domaine A avec quantité égale à 1	332
Figure A1.6 : 5340 domaine A avec les données majorées	333
Figure A1.7 : 5340 domaine D (de 36 à 49) avec les données de base	334
Figure A1.8 : 5340 domaine D avec quantité égale à 1	335
Figure A1.9 : 5340 domaine D avec les données majorées	336
Figure A1.10 : 5200 sud domaine B avec les données de base	337
Figure A1.11 : 5200 sud domaine B avec quantité égale à 1	338
Figure A1.12 : 5200 sud domaine B avec les données majorées	339
Figure A1.13 : 5200 sud domaine A avec les données de base	340
Figure A1.14 : 5200 sud domaine A avec quantité égale à 1	341
Figure A1.15 : 5200 sud domaine A avec les données majorées	342
Figure A1.16 : 5200 ouest domaine A avec les données de base	343
Figure A1.17 : 5200 ouest domaine A avec quantité égale à 1	344
Figure A1.18 : 5200 ouest domaine A avec les données majorées	345
Figure A1.19 : 5200 ouest domaine B avec les données de base	346
Figure A1.20 : 5200 ouest domaine B avec quantité égale à 1	347
Figure A1.21 : 5200 ouest domaine B avec les données majorées	348
Figure A1.22 : 5320 nord domaine B avec les données de base	349
Figure A1.23 : 5320 nord domaine B avec quantité égale à 1	350
Figure A1.24 : 5320 nord domaine B avec les données majorées	351
Figure A1.25 : 5340 domaine B (de 18 à 26) avec les données de base	351
Figure A1.26 : 5340 domaine B avec quantité égale à 1	353
Figure A1.27 : 5340 domaine B avec les données majorées	354

Figure A1.28 : 5220 ouest avec les données de base	355
Figure A1.29 : 5220 ouest avec quantité égale à 1	356
Figure A1.30 : 5220 ouest avec les données majorées	357
Figure A1.31 : 5200 ouest domaine C avec les données de base	358
Figure A1.32 : 5200 ouest domaine C avec quantité égale à 1	359
Figure A1.33 : 5200 ouest domaine C avec les données majorées	360
Figure A1.34 : 5200 est dyke felsique avec les données de base	361
Figure A1.35 : 5200 est dyke felsique avec quantité égale à 1	362
Figure A1.36 : 5200 est dyke felsique avec les données majorées	363
Figure A2.1 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec les données de base	365
Figure A2.2 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec quantité égale à 1	366
Figure A2.3 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec les données majorées	367
Figure A2.4 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec les données de base	368
Figure A2.5 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec quantité égale à 1	369
Figure A2.6 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec les données majorées	370
Figure A2.7 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec les données de base	371
Figure A2.8 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec quantité égale à 1	372
Figure A2.9 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec les données majorées	373
Figure A2.10 : Stéréogramme présentant le domaine B avec les données de base	374
Figure A2.11 : Stéréogramme présentant le domaine B avec quantité égale à 1	375
Figure A2.12 : Stéréogramme présentant le domaine B avec les données majorées	376

Figure A3.1 : Section 12 900 Nord	378
Figure A3.2 : Section 13 000 Nord	379
Figure A3.3 : Section 13 100 Nord	380
Figure A3.4 : Section 13 200 Nord	381
Figure A3.5 : Section 13 300 Nord	382
Figure A3.6 : Section 13 350 Nord	383
Figure A3.7 : Section 13 400 Nord	384
Figure A3.8 : Section 13 450 Nord	385
Figure A3.9 : Section 13 500 Nord	386
Figure A3.10 :section 13 550 Nord	387
Figure A3.11 :Section 13 600 Nord	388
Figure A3.12 :Section 13 650 Nord	389
Figure A3.13 :Section 13 700 Nord	390
Figure A3.14 :Section 13 750 Nord	391
Figure A3.15 :Section 13 800 Nord	392
Figure A3.16 :Section 13 850 Nord	393
Figure A3.17 :Section 13 900 Nord	394
Figure A3.18 :Section 13 950 Nord	395
Figure A3.19 :Section 14 000 Nord	396
Figure A3.20 :Section 14 050 Nord	397
Plan 1 : Structures majeures de la fosse 87	399
Plan 2 : Zone problématique (mur ouest, fosse 87) par rapport au design final 2012R12	400

CHAPITRE 1

INTRODUCTION

LA STABILITÉ DES PENTES ROCHEUSES EN MASSIFS ROCHEUX DISCONTINUS

1.1 Problématique des pentes rocheuses

La mécanique des roches s'est individualisée en tant que discipline nouvelle au cours des dernières décennies. Tout semble indiquer que la création de ce terme est due à J. Talobre. Le développement de la mécanique des roches est lié à plusieurs facteurs, dont la mécanisation dans les travaux miniers, l'intensification de la prospection et la recherche d'une meilleure exploitation des gisements pétroliers, la multiplication des aménagements hydroélectriques dans des sites plus difficiles et la construction des infrastructures de transport (Panet, 1976). Des écoulements de masses rocheuses à caractère catastrophique ont eu lieu au cours de l'histoire. Ces derniers ont attiré l'attention de l'opinion publique sur l'importance d'une bonne étude sur la stabilité des masses rocheuses. Une telle étude est nécessaire à la mine Troilus de Chibougamau pour maximiser l'angle d'exploitation des murs tout en exploitant d'une façon sécuritaire. La mine Troilus est localisée à 175 kilomètres au nord de Chibougamau et elle exploite un gisement d'or à basse teneur. La mine Troilus se situe dans un massif rocheux folié, fracturé et recoupé par des failles ce qui représente un contexte favorable à différents modes d'instabilité. Une étude portant sur la stabilité des pentes rocheuses, dans une mine à ciel ouvert, nécessite que différents aspects

soient approfondis : l'importance des fractures, les divers modes d'instabilité, l'influence de la pression d'eau et l'influence des pressions de terrain sur la stabilité des pentes.

Pourquoi s'intéresse-t-on aux fractures ?

L'importance des fractures s'explique sur la base de deux besoins de conception.

Premièrement, l'étude de la fracturation 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 de la fracturation 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, ...). 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 (Obert et Duvall, 1967; Goodman, 1976; Hoek et Bray, 1981; Priest et Brown, 1983; Brady et Brown, 1985). 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 ou l'écroulement de la face rocheuse peut se faire par différents mécanismes, tels que le glissement, le fauchage (« toppling »), un mécanisme de chute ou une combinaison de ces derniers (Warburton, 1981; Priest et Samaniego, 1983; Goodman et Shi, 1985).

Les divers modes de rupture

Lorsqu'un massif rocheux est folié et jointé, il peut présenter de nombreux risques d'instabilité en raison des possibilités de développement de divers modes de rupture. Ces derniers sont : la rupture circulaire, le glissement sur un plan (failles ou joints) ou d'un dièdre (plusieurs familles de joints) et le développement de zone d'instabilité en kink pour former des zones de rupture par fauchage (« toppling »). Dans les mines à ciel ouvert il y a toujours un dilemme entre des pentes sécuritaires et la maximisation des profits. C'est pourquoi l'analyse structurale est cruciale pour la rentabilité d'une mine.

Les divers modes de rupture qui ont été mentionnés plus haut peuvent se produire concurremment dans le cadre de la même fosse à ciel ouvert. Tout dépend de l'attitude spatiale des différentes structures géologiques par rapport à celles des pentes des murs de la mine. Pour effectuer une meilleure analyse de stabilité, il est préférable de connaître les différents modes de rupture.

L'influence de la pression d'eau

Les roches dans l'écorce terrestre sont généralement saturées en eau. Cette eau a une grande influence sur leurs comportements, en particulier à la rupture. La circulation de l'eau dans les massifs rocheux est liée essentiellement à l'existence des discontinuités qui constituent des chenaux préférentiels. La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement (Panet, 1976).

À la suite des travaux expérimentaux de Terzaghi (1943), il a été démontré que les contraintes appliquées sur un point donné du massif sont en réalité en contrainte effective.

Plusieurs études ont permis de vérifier ces relations, dont celles de Robinson (1959), Heard (1960), Handin et al. (1963), Murrell (1965) et Poirier (1996).

Ceci correspond à l'influence purement mécanique de l'eau. Par contre, celle-ci peut aussi avoir une influence plutôt physico-chimique. La présence d'eau peut avoir un rôle important sur l'altération (modification des minéraux). Cette altération peut diminuer grandement l'angle de frottement du massif rocheux. De plus, l'eau est très active dans le processus de gel et dégel. La mine Troilus se situe dans un climat favorable à ce dernier processus, qui peut avoir des conséquences très néfastes pour la stabilité des pentes.

L'influence des pressions de terrain

Tous les massifs rocheux contiennent des composantes de contraintes in-situ non-nulles. Ces dernières sont dues au poids des matériaux, au confinement et à l'histoire tectonique des contraintes (Goodman, 1989).

Il est souvent possible d'estimer l'ordre de grandeur des contraintes naturelles et leur orientation, mais la marge d'erreur est toujours grande. Les applications de mesures sont assez communes dans les pratiques de minage, mais les mesures de contraintes naturelles *in situ* s'avèrent coûteuses et elles ne sont pas pratiques courantes dans le domaine des applications de l'ingénierie civile et minière. Par contre, la mesure des contraintes naturelles s'avèrent extrêmement importante dans la plupart des travaux d'ingénierie. La forme d'un tunnel et l'orientation de son axe long par rapport à la contrainte maximale n'est qu'un exemple d'ouvrage où la connaissance de l'amplitude et de l'orientation des contraintes naturelles sont importantes. En effet, une mauvaise

décision d'ingénierie peut entraîner des concentrations de contraintes importantes sur les parois de l'ouverture et provoquer des ruptures.

Les contraintes ont des effets multiples. Elles accélèrent la déformation des parois (ou pentes rocheuses) et provoquent leur rupture lorsqu'elles dépassent leur résistance. Cette rupture peut être lente et progressive, ou instantanée, voire explosive. Les contraintes sont dites naturelles lorsqu'elles existent du seul fait de la pesanteur (contrainte verticale) de la roche formée et du passé tectonique (contrainte horizontale).

1.2 Revue des travaux antérieurs

1.2.1 Analyse de stabilité de pentes rocheuses

Les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux peuvent être classées en deux groupes : les méthodes dites d'équilibre limite et les variantes de la méthode des éléments finis. Les unes considèrent que le massif a un comportement rigide-plastique, tandis que les autres supposent un comportement élastique ou élastoplastique. Cependant, elles sont toujours soumises à plusieurs critiques. Les unes pour les limitations imposées par leur caractère semi-empirique et les autres pour les difficultés tant physiques qu'économiques, qui se présentent lors d'applications pratiques.

La stabilité des talus rocheux est un cas particulier du problème fondamental de la mécanique des roches, à savoir, le comportement du massif rocheux sollicité par des charges externes. Une solution complète de ce problème doit satisfaire les équations d'équilibre, les équations de compatibilité géométrique et les conditions statiques et cinématiques aux frontières. La connaissance des lois de comportement est une condition

nécessaire pour obtenir cette solution. Malheureusement, les lois de comportement des massifs rocheux sont extrêmement complexes, non linéaires et dépendent de nombreux paramètres difficiles à évaluer. En général, elles sont connues plutôt qualitativement que quantitativement. En plus, la validité des équations de compatibilité géométrique, basée sur l'hypothèse d'un milieu continu, est souvent contestable étant donné que le massif rocheux est un matériau typiquement discontinu.

L'une des caractéristiques distinctes d'un massif rocheux, c'est qu'il a une très grande superficie et que pour des applications pratiques il peut être supposé comme infini. Pour cause de cette discrétisation de volume, la méthode des éléments finis n'est pas souhaitable pour des problèmes qui ont une faible proportion de surface limite par rapport au volume. En effet, un grand nombre d'éléments deviennent nécessaires pour modéliser la réponse du domaine. Pour les analyses dans le domaine de la mécanique des roches, une méthode où seulement la surface d'une excavation est discrétisée devient immédiatement intéressante (Pande et al. 1990). La quantité de données nécessaires pour décrire le problème diminue grandement et l'influence de la masse rocheuse infinie est automatiquement considérée dans l'analyse. L'une de ces méthodes est la méthode d'équilibre limite.

La méthode d'équilibre limite

L'explication de la méthode d'équilibre limite doit demeurer simple. La méthode d'équilibre limite diffère de la méthode des éléments finis par le fait que l'approximation apparaît seulement sur les frontières du domaine du problème. La solution à l'intérieur du

domaine va toujours satisfaire les équations d'équilibre et de compatibilité. Il est nécessaire d'avoir une solution fondamentale pour utiliser cette méthode. La solution particulière est alors obtenue par la superposition des solutions fondamentales dans une voie à l'intérieur de laquelle les conditions limites sont satisfaites.

Il y a un certain nombre d'approches qui existent (Pande et al.1990). La méthode modifiée de Trefftz est basée sur la méthode utilisée par Trefftz en 1926 pour les problèmes de torsion. Cette méthode est la méthode d'équilibre limite la plus simple et elle est utile pour démontrer les principes de base des éléments limites. La méthode d'équilibre limite indirecte surmonte la plupart des désavantages de la méthode de Trefftz. Par contre, elle requiert une solution pour des forces fictives avant de déterminer les inconnus sur la frontière. Finalement, la méthode d'équilibre limite directe élimine le besoin de résoudre des forces fictives et les inconnus sont déterminés directement.

Dans la méthode directe, le théorème réciproque par Betti (1872) est utilisé pour éliminer les forces fictives. Ce théorème est valide pour n'importe quel solide dans un état d'équilibre élastique. Le théorème de Betti mentionne que : pour un solide linéaire et élastique, sujet à des déplacements quasi-statiques, le travail donné par les déplacements de chargement de cas I et les forces de chargements de cas II est égal au travail donné par les forces de chargement de cas I et de déplacements de chargement de cas II. De façon plus courte :

$$W_{I,II} = W_{II,I}$$

La méthode des éléments finis

Récemment la méthode des éléments finis est devenue la méthode numérique la plus populaire dans plusieurs branches de l'ingénierie. Ses applications sont très variées : mécanique des solides, mécanique des fluides, biomécanique, électricité, magnétisme, transfert de chaleur, semi-conducteur, etc. Cette méthode a été utilisée pour la première fois dans le domaine de l'aviation dans les années 40.

Généralement, n'importe quel phénomène physique gouverné par une équation différentielle peut être modélisé par la méthode des éléments finis. Un corps en 2 ou 3 dimensions possède un nombre infini de points qui ont chacun 2 ou 3 degrés de liberté (déplacements selon deux ou trois axes). Le nombre d'équations et d'inconnus devient infini ce qui fait en sorte que le problème ne présente aucune solution. Par contre, il est possible de choisir un nombre fini, mais assez important, de « nœuds ». Dans ce cas le problème peut être résolu et une forme déformée peut être approximée. Ceci représente les principes de base de la méthode par éléments finis.

Dans la méthode des éléments finis, la structure en construction est divisée en plusieurs petites zones, connues comme les éléments. Les éléments sont attachés les uns aux autres (normalement dans les coins) par ce qui est appelé les nœuds. C'est à chacun de ces nœuds que sont comptabilisés les déplacements. Ainsi le corps avec un nombre infini de degrés de liberté est approximé par un corps ayant un degré de liberté égal à deux ou trois fois le nombre de nœuds. Plus le nombre de nœuds est grand plus la solution va être exacte.

Les déplacements à n'importe quel point à l'intérieur d'un élément sont relatifs aux déplacements des nœuds en effectuant quelques hypothèses. Les déplacements sont fondamentalement variables. Pour le champ des déplacements à l'intérieur de l'élément, les déformations peuvent être calculées. À partir des déformations, il est possible d'obtenir les contraintes à l'aide de la relation contrainte-déformation. L'analyse peut se faire autant en deux dimensions qu'en trois dimensions.

Il a été mentionné au tout début de cette section que les méthodes d'analyse de stabilité des talus rocheux peuvent être classées en deux groupes, soit : les méthodes dites *d'équilibre limite* et les variantes de la *méthode des éléments finis*. Ceci est vrai lorsque l'hypothèse de la continuité est possible. Par contre, dans plusieurs situations, particulièrement dans le domaine de la mécanique des roches, la continuité ne peut être supposée. Dans ces cas, il est nécessaire d'utiliser une autre méthode : la méthode des éléments distincts.

La méthode des éléments distincts

Cette méthode est apparue dans les années 60. Il existe plusieurs variations de la méthode des éléments distincts dans le domaine de la mécanique des roches, incluant la méthode du bloc rigide. Dans sa forme la plus générale la méthode des éléments distincts a la possibilité d'analyser des interactions multiples de déformation continue, discontinue ou de corps fracturé. Comme la méthode des éléments finis, cette méthode permet de faire face à un large éventail de comportements, de lois d'interaction et de géométries arbitraires.

La méthode résout les équations d'équilibre dynamique pour chaque corps. Le grand avantage de cette méthode est d'analyser les corps discontinus, comme la roche.

Dans l'analyse conventionnelle d'une continuité, en utilisant les méthodes différentielles, une maille d'éléments est construite. À l'intérieur de cette maille, les nœuds sont interconnectés et maintiennent la compatibilité des déplacements le long des frontières. Le système des équations est écrit pour l'ensemble des éléments. Dans la méthode des éléments distincts, chaque corps communique avec les corps environnants via les contacts des frontières qui peuvent changer en fonction du temps.

Il est nécessaire de noter que la méthode d'analyse par éléments distincts n'a pas la restriction que chaque élément doit avoir un contact avec un autre, ou qu'un nœud doit avoir un contact avec un autre nœud ou avec une face d'un élément. La force qui est générée entre deux éléments en contact peut être faite pour obéir à différentes lois d'interactions dépendant de la réalité physique qui doit être simulée. La connectivité ou l'interaction d'un élément à l'autre est calculée automatiquement à l'intérieur d'un algorithme. Les équations gouvernant l'équilibre dynamique pour chaque élément distinct peut être sous la forme générale suivante :

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = \{f\}$$

où $\{u\}$ est le déplacement

$[M]$ est la matrice de masse

$[C]$ est la matrice de l'humidité

$[K]$ est la matrice de la dureté

$\{f\}$ est la charge appliquée.

Pour obtenir de plus amples informations sur cette méthode et sur les formules qui lui sont rattachées voir l'ouvrage de Pande et al.(1990).

Avant de parvenir à une analyse de stabilité pour un massif rocheux, il est important de comprendre l'un des plus importants facteurs pour la stabilité des pentes, soit la résistance au cisaillement.

1.2.2 La résistance au cisaillement le long des discontinuités structurales et l'analyse de stabilité par la projection stéréographique

La résistance au cisaillement

Dans l'analyse de stabilité des pentes rocheuses, le plus important facteur à considérer est la géométrie du massif rocheux derrière la face de la pente (Hoek et Bray, 1981). Le second facteur le plus important est la résistance au cisaillement de la surface potentielle de rupture qui peut correspondre à un simple plan de discontinuité ou à un ensemble de discontinuités. La détermination de la valeur de la résistance au cisaillement est une partie critique lors du « design » des pentes. En effet, un petit changement dans la résistance au cisaillement peut avoir une grande influence sur le choix de l'angle des pentes. Le choix approprié de la valeur de la résistance au cisaillement ne dépend pas seulement de la disponibilité des résultats des essais, mais aussi de l'interprétation de ces résultats. En effet, la valeur de la résistance au cisaillement obtenue en laboratoire peut varier à cause de l'influence de différents paramètres, comme l'altération, la rugosité de la surface, la présence d'eau et la différence d'échelle entre la surface testée et la surface sur laquelle la rupture peut se produire.

L'analyse de stabilité par la projection stéréographique

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. L'étape de base pour utiliser un stéréogramme est la reconnaissance que la friction entre les surfaces peut être représentée par un petit cercle dans la projection.

Le cercle de friction permet une évaluation graphique et rapide des forces touchant la stabilité d'un bloc pouvant subir un glissement. Si la résultante des forces (r) se retrouve à l'intérieur du cercle de friction le bloc est stable (Goodman 1989). L'étape de base est la construction d'un « cercle de friction généralisé ». Une rupture en coin avec deux surfaces rocheuses en contact présente trois modes fondamentaux de glissement : deux modes de glissement sur l'un ou l'autre des plans ou un mode de glissement le long d'une ligne d'intersection.

D'autres méthodes ont été développées au cours des années, mais ces dernières sont analytiques.

1.2.3 Méthodes mathématiques d'analyse de stabilité de pentes rocheuses en milieu fracturé

Plusieurs modèles mathématiques permettant l'analyse de stabilité des pentes rocheuses en milieu fracturé ont été développés. Ceux-ci utilisent les différents critères de

rupture des joints rocheux et des massifs rocheux discontinus développés par Jaeger, Barton, Ladanyi et Archambault (modèle LADAR).

Modèle de McLamore et Gray

Le modèle traditionnel est celui de McLamore et Gray (1964). Il faut faire attention lors de l'utilisation de ce modèle parce qu'il surestime les résistances. Ce dernier tient compte de l'angle entre la discontinuité et la contrainte principale majeure (l'angle β).

Critère de Mohr-Coulomb

Le modèle linéaire est le critère de rupture de Mohr-Coulomb. C'est le critère de rupture qui est le plus connu et qui est le plus simple. Il a été noté que le pic de contrainte dans un essai de chargement déviatorique augmente lorsque la roche est confinée (Goodman, 1989). La variation du pic de contrainte σ_1 avec la pression de confinement σ_3 est connue comme un critère de rupture. Le critère de Mohr-Coulomb consiste en une enveloppe linéaire (voir figure 1) touchant tous les cercles de Mohr représentant des combinaisons critiques des contraintes principales. Le critère de Mohr-Coulomb est aussi utilisé pour représenter la résistance résiduelle. Ce critère ne tient pas compte de la rugosité de la surface du joint. Il est donc utile pour les joints lisses.

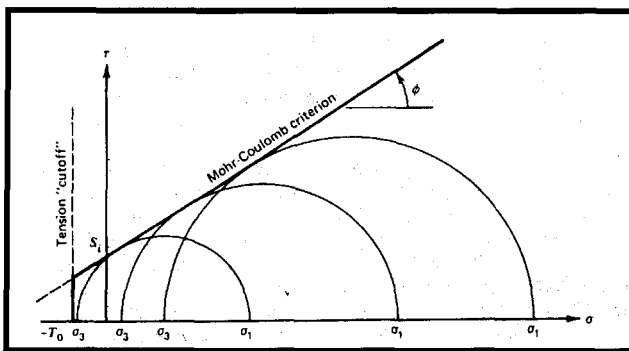


Figure 1 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (tiré de Goodman, 1989).

Modèle bilinéaire de Patton

Une surface naturelle d'une discontinuité à l'intérieur d'un massif rocheux n'est pratiquement jamais lisse. Les ondulations et les aspérités sur la surface naturelle d'un joint ont une influence déterminante sur le comportement en cisaillement d'un joint.

Généralement, l'augmentation de la rugosité de la surface entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement du massif rocheux.

Patton (1966) a démontré cette influence avec des essais expérimentaux en cisaillement sur des échantillons en « dents de scie » (voir figure 2). Il a utilisé des éprouvettes à base de plâtre et de kaolin comportant des aspérités de différentes inclinaisons. Des plans simulant des joints ont été soumis à des essais de cisaillement à force normale constante afin d'obtenir, à partir des résultats des essais, un modèle empirique de comportement mécanique de joints rocheux à surfaces irrégulières en cisaillement. Ce modèle implique deux modes de rupture différents dépendant de la grandeur de la force normale pour diverses inclinaisons d'aspérités. Le déplacement en cisaillement sur ces échantillons se présente comme le résultat des surfaces qui se déplacent sur les faces inclinées, causant la dilatation (augmentation de volume) de l'échantillon.

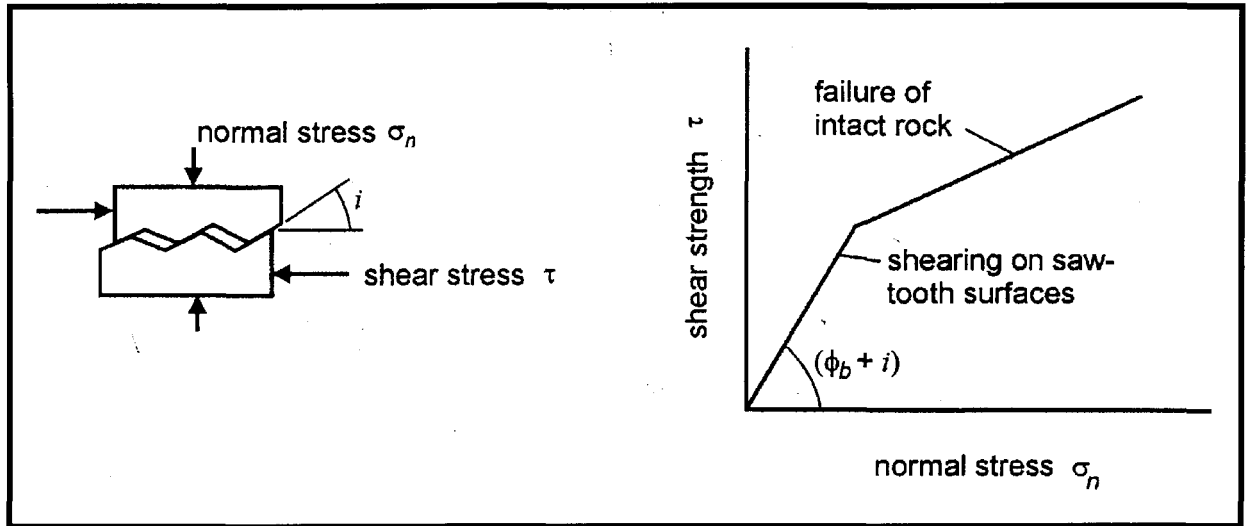


Figure 2 : Expériences de Patton sur la résistance au cisaillement (tiré de Hoek, 2002).

Modèle de Jaeger

La détermination de la résistance en cisaillement d'un massif rocheux présentant des joints très serrés entraîne des problèmes expérimentaux. Plusieurs tentatives ont été faites pour parvenir à faire des essais de cisaillement direct ou des essais triaxiaux sur ce matériel (Hoek et Bray, 1981).

Jaeger (1970) a décrit l'un des essais les plus élaborés pour les massifs rocheux avec un système de joints serrés. Le massif rocheux qui a été testé par Jaeger était une andésite provenant d'une mine à ciel ouvert en Nouvelle-Guinée. L'espacement des joints présents dans ce massif est de 2,54 cm (1 pouce). Les joints sont libres de toute forme de remplissage, mais ils sont érodés par les précipitations. La carotte recueillie a été préparée et incorporée dans une cellule triaxiale. Par la suite, une analyse de régression des données a permis définir différentes constantes.

Modèle Ladanyi et Archambault (LADAR)

La transition de la dilatance au cisaillement a été étudiée théoriquement et expérimentalement par Ladanyi et Archambault (1970). Ils ont proposé une formulation théorique pour la résistance au pic combinant le frottement, la dilatance et la résistance des aspérités intervenant simultanément lors du cisaillement sur les joints dans un modèle contrainte-dilatance.

Le modèle de LADAR est le seul qui tient compte des phénomènes physiques sous forme analytique explicite, en démontrant la contribution du frottement, de la dilatance et de la rupture des aspérités lors du cisaillement des joints au pic.

Modèle empirique JRC-JCS de Barton

Comme il a été mentionné plus haut, le modèle de Patton est plus efficace pour de faible contrainte. L'approche de Patton a le mérite d'être très simple, mais ne reflète pas la réalité parce qu'elle ne tient pas compte du dommage que subit les indentations sous de hautes contraintes. Barton (1973) a développé une autre approche qui utilise deux coefficients : le JRC et le JCS.

Le coefficient de rugosité JRC est un nombre qui peut être estimé en comparant l'apparence de la surface de la discontinuité avec des profils standards publiés par Barton (1973). L'apparence de la surface de la discontinuité est simplement comparée visuellement avec ces profils. Le choix de la valeur du JRC est celui qui se rapproche le plus de l'apparence de la surface.

Une méthode a été suggérée pour estimer la résistance en compression des murs du joint par l'ISRM (1978). Ce coefficient JCS est obtenu en utilisant un scléromètre à marteau et une abaque. Cette méthode s'avère simple, mais elle très subjective.

1.3 Objectifs et méthodologie de l'étude

Objectif général

Ce projet a comme objectif de délimiter les modes de rupture les plus sujets à se développer à l'intérieur du contexte de la mine Troilus. Les divers modes possibles sont la rupture circulaire, le glissement sur un plan (failles ou joints) ou d'un dièdre (plusieurs familles de joints) et le développement de zones d'instabilité en kink pour former des zones de rupture par fauchage (« toppling ») à l'intérieur d'un massif rocheux très fracturé et folié. Cette étude permet de développer des critères de conception (« design ») et des modes de soutènement plus adéquats pour assurer la stabilité des pentes de la fosse. De plus, cette étude devra déterminer l'angle optimal des murs afin de réduire au minimum le rapport stérile/minéral. Pour atteindre l'objectif qui est fixé, il y a différentes étapes à franchir.

Objectifs spécifiques

- ❖ Procéder à un zonage structural de la fosse, c'est-à-dire identifier les zones structurales qui contrôlent la stabilité des gradins et des murs finaux de la fosse ;
- ❖ Évaluer l'importance des fluides (eau) sur la stabilité des murs ;
- ❖ Caractériser les propriétés physiques du massif rocheux ;
- ❖ Caractériser la qualité du massif rocheux ;

- ❖ Analyser et évaluer les divers modes de rupture susceptibles de se développer.

Méthodologie

Ce projet a comme objectif d'analyser les conditions susceptibles de provoquer le développement des divers modes de rupture dans un massif rocheux fracturé. Tout ceci dans le but de développer des critères de conception (« design ») et des modes de soutènement plus adéquats pour assurer la stabilité des pentes d'une mine à ciel ouvert.

Pour parvenir à ces résultats, il faut effectuer les étapes suivantes :

1. Synthèse de l'information géologique et géotechnique disponible;
2. Compilation et analyse du contexte géologique du gisement et de son encaissant;
3. Compilation et analyse structurale (relevés structuraux);
4. Évaluation des paramètres géomécaniques;
5. Caractérisation de l'hydrogéologie de la fosse;
6. Analyse de la stabilité des murs.

Tous ces travaux permettront de procéder à un zonage structural de la fosse, c'est-à-dire d'identifier les zones structurales qui contrôlent la stabilité des gradins et des murs finaux de la fosse. Par la suite les différentes informations pertinentes permettront de procéder à l'analyse de stabilité des pentes rocheuses

Il est proposé d'étudier la stabilité des murs principaux à l'aide de différentes approches en fonction du type d'instabilité. Tout d'abord, il faut étudier la sensibilité des paramètres géométriques des structures sur la stabilité potentielle de coins ou de dièdres découpés par les familles de discontinuités les plus importantes. Par la suite, une analyse

de la possibilité de rupture de murs selon un plan de faiblesse majeure, créé soit par une zone cisailée, par la foliation très développée ou par des joints dévaforables continus doit être faite. Finalement, l'éventualité du développement d'une zone d'instabilité en kink ou à la limite de fauchage (« toppling ») des couches doit être étudiée lors de l'analyse de stabilité des pentes rocheuses d'une mine à ciel ouvert. Comment s'y prend-on pour effectuer une telle analyse ?

CHAPITRE 2

SITE D'ÉTUDE : MINE TROILUS

La mine Troilus se situe à 175 kilomètres au nord de Chibougamau (voir figure 3). Elle se situe au cœur du parc Assinica, dans le territoire régi par la convention de la Baie James. L'histoire de cette mine débute en 1958. Voici un bref historique de la découverte du gisement à aujourd'hui.

2.1 Historique de la mine

L'intérêt pour ce secteur a commencé en 1958, avec la découverte de rochers contenant du cuivre et du nickel. De 1958 à 1976, il y a eu une campagne d'exploration ayant comme cible les sulfures massifs de cuivre et de zinc. Cette campagne a permis de mettre à jour deux indices, soit : Moleon avec 0,2 million de tonnes et Lessard avec 1,46 million de tonnes. Par la suite, de 1976 à 1985, différentes études gouvernementales ont permis de confirmer la possibilité de découvertes de gisements d'or et de cuivre. De 1985 à 1988, Kerr Addison fait des relevés et entreprend une campagne de forage. La cible visée par Kerr Addison a été isolée grâce à une traînée de blocs glaciaires minéralisés. Suite à leur découverte, Minnova achète 50 % du gisement. De 1988 à 1993, Minnova met en branle une vaste campagne de forage et réalise une étude de faisabilité positive. À ce moment Minnova devient acquéreur de 100 % du projet. De 1993 à 1996, les études sont

finalisées et le financement est trouvé. Les travaux de construction pour les bâtiments sont réalisés de 1995 à 1996. L'exploitation a débuté en août 1996 et la première coulée se fit en octobre 1996. En mars 2003, une annonce a permis à mine Troilus de déclarer de nouvelles réserves, soit : 42,5 millions de tonnes avec un ratio de stérile/minerais de 1,3 :1. La teneur moyenne pour l'or est de 0,9 gr/t et la récupération au moulin est de 83%. Ceci donne un total de 1 040 000 d'onces d'or. La mine Troilus exploite aussi le cuivre avec un pourcentage moyen de 0,09 % et une récupération de 88 %. Il y a donc 32 000 tonnes de cuivre à extraire. La fin de la production est maintenant prévue pour 2010.

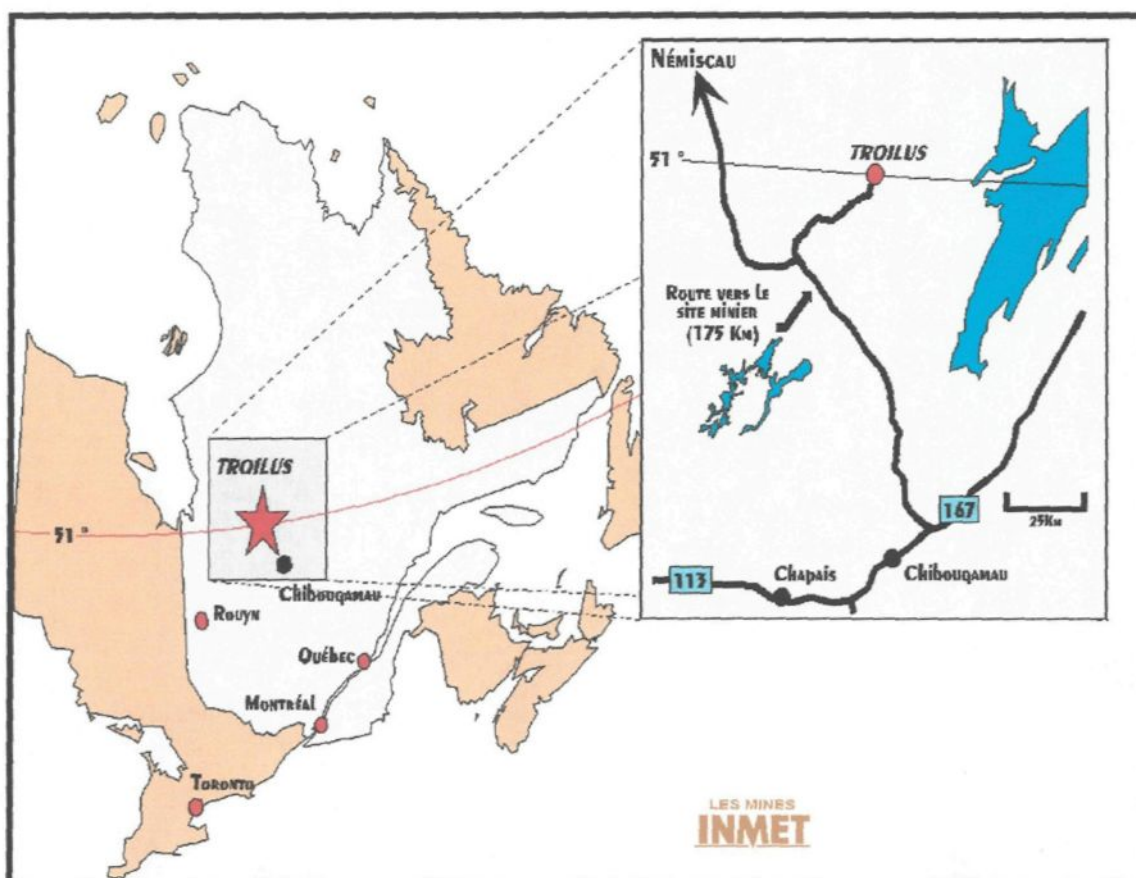


Figure 3 : Localisation de la mine Troilus.

2.2 Géologie régionale

La séquence volcano-sédimentaire archéenne de Frotet-Troilus est située à environ 100 km au nord de Chibougamau. Elle comprend quatre cycles volcaniques principaux (Simard, 1987; Gosselin, 1996 et 1998). Le cycle 1 correspond à une période de volcanisme tholéiitique représentée par les formations de De Maurès, de La Fourche et de Dompierre. Le cycle 2 est constitué principalement des dépôts pyroclastiques calco-alcalins de la Formation de Frotet. Le cycle 3 représente une période de volcanisme extrêmement complexe où s'accumulent en alternance des dépôts volcaniques d'origine variée. Ce sont soit des laves d'affinité transitionnelle des formations de Châtillon, de Parker, de Domergue Sud et de Domergue nord (Gosselin, 1996 et 1998), soit des basaltes komatiitiques du Membre de Crochet dans le secteur de Troilus sud et de nombreux horizons constitués de dépôts pyroclastiques calco-alcalins et de roches sédimentaires du membre de Testard et du membre médian de la formation de Parker. Des basaltes primitifs d'affinité tholéiitique sont également rencontrés dans la formation de Châtillon (voir figure 4). Le cycle 4 correspond à une période de volcanisme tholéiitique représentée par la Formation de Ménière dans la partie nord de la région et par celle d'Oudiette au sud. Ces formations se composent principalement de basaltes qui possèdent une composition chimique remarquablement homogène. Les dépôts basaltiques ne sont qu'occasionnellement interrompus par des niveaux restreints de roches pyroclastiques et sédimentaires, parfois minéralisées en sulfures de fer généralement stériles. Un de ces niveaux, le Membre de l'Habitation, possède toutefois une extension régionale (Gosselin, 1996 et 1998).

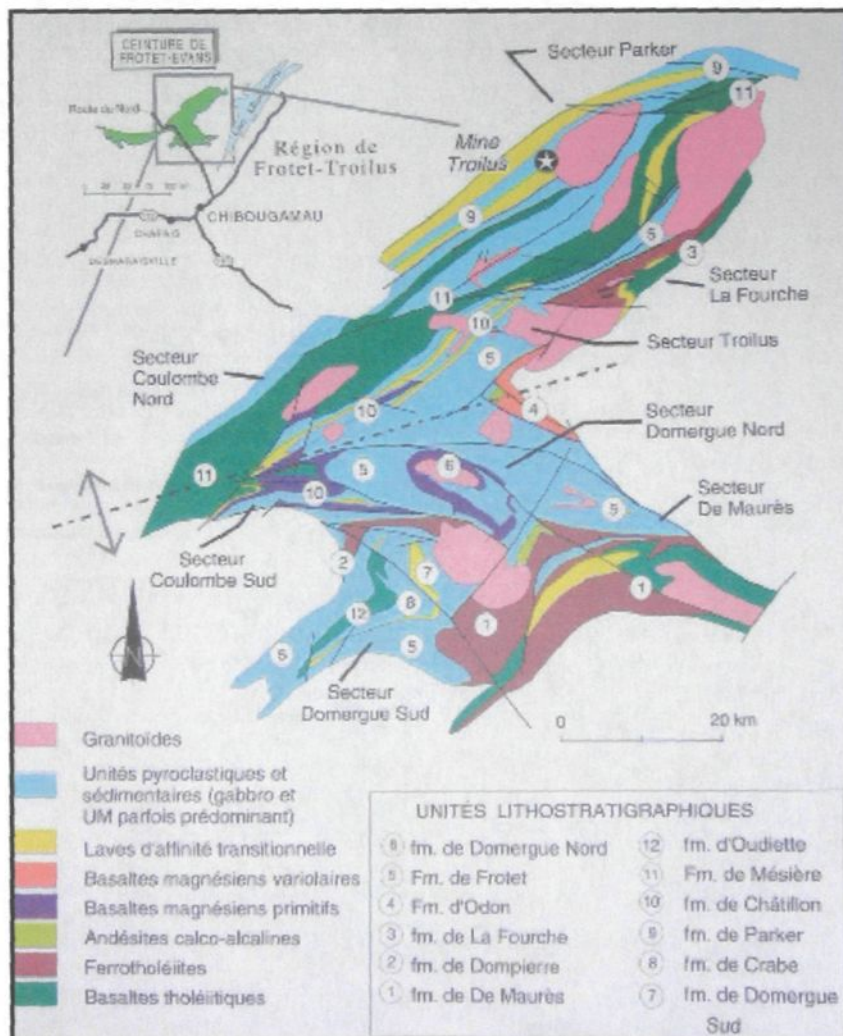


Figure 4 : Géologie simplifiée de la région de Frotet-Troilus (modifiée de Gosselin, 1996 et 1998).

2.3 Géologie de la mine

Le gisement du Lac Troilus se situe au nord-est de la partie orientale de la ceinture archéenne de Frotet-Evans (voir figure 5). Il se situe, plus particulièrement, à l'intérieur de la zone de métamorphisme amphibolitique rencontrée près du contact entre la ceinture de roches vertes et les granitoïdes qui délimitent l'ensemble supracrustal (Simard, 1987).

L'empilement volcanique de la région de Frotet-Troilus est caractérisé par l'alternance des

laves mafiques magnésiennes et de formations volcanoclastiques intermédiaires à felsiques d'affinité calco-alcaline (Simard, 1987). Cette région comprend quatre grands domaines structuraux séparés entre eux par des failles régionales. Ceux-ci sont, du sud vers le nord, les domaines De Maurès, Domergue-sud, Domergue-nord et de Troilus (voir figure 5). Le gisement du Lac Troilus se situe dans le domaine Troilus. Ce domaine est délimité au sud par une faille majeure traversant le lac Frotet d'est en ouest et par des intrusions granitoïdes au nord, à l'est et à l'ouest. Le gisement est situé sur le flanc nord-ouest du synclinal du Lac Troilus (voir figure 6) qui occupe la partie nord du lac du même nom (Magnan, 1993). Ce synclinal, déversé vers le sud-est, est orienté nord-est et sa charnière plonge vers le nord-est.

Le gisement comprend deux secteurs, soit : la zone 87 et la zone J4. Pour ce qui est de la zone J4 l'exploitation a débutée à l'automne 2003. La minéralisation se présente sous deux formes, soit en veinules et disséminée (Carles, 2000). Ces deux formes de minéralisation sont associées à deux événements minéralisateurs distincts, l'un principalement d'or, et l'autre d'or et de cuivre. La minéralisation disséminée est principalement constituée de pyrite, pyrrhotine, chalcopryrite et magnétite. Par contre, à l'intérieur des veinules de quartz on retrouve de la sphalérite et de la galène (Magnan, 1993). La minéralisation semble avoir une relation spatiale avec les dykes felsiques présents dans le secteur de la mine.

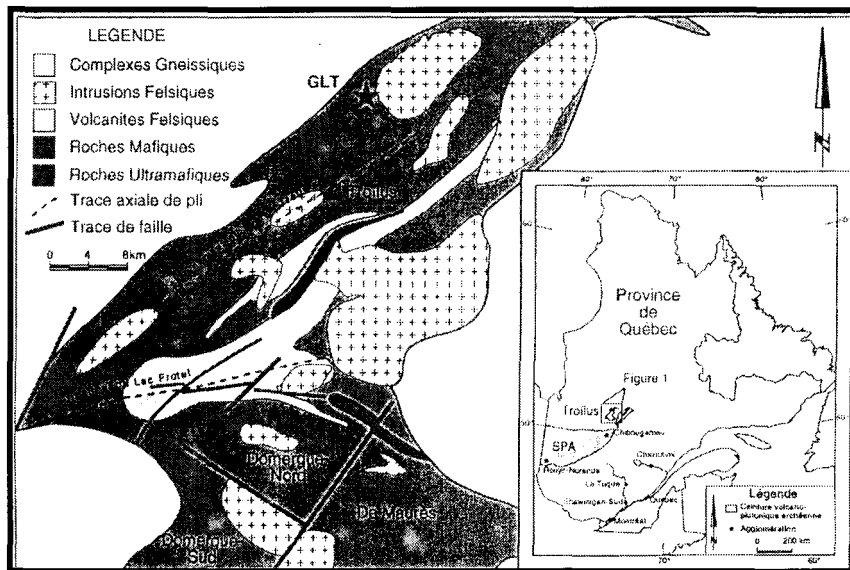


Figure 5 : Carte géologique simplifiée de la partie orientale de la ceinture archéenne de Frotet-Evans. Modifiée d'après Simard (1987). SPA = sous-province de l'Abitibi, GLT = Gisement du Lac Troilus.

Plusieurs unités lithologiques distinctes sont présentes dans la mine. On rencontre de la diorite, des volcaniques intermédiaires, de la brèche à biotite-amphibole et de l'amphibolite (terme de terrain qui représente une diorite fortement altérée en amphibole et en biotite). Ces unités sont recoupées par des dykes felsiques. De plus, au nord-est du gisement on retrouve le pluton du Lac Parker. Il se retrouve à moins de un kilomètre à l'est de la zone 87 et il couvre une superficie d'environ 70 km² (figure 5).

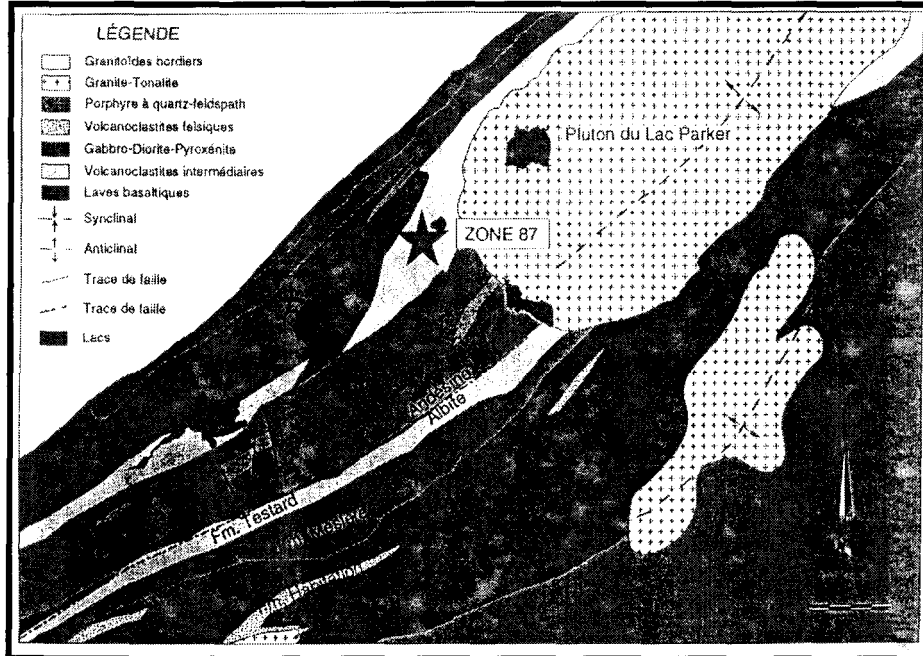


Figure 6 : Carte géologique du secteur Troilus Nord. Modifiée d'après Simard (1987).

Dans la région du gisement la foliation a un pendage d'environ 70° vers le nord-ouest. L'intensité de la foliation est dépendante de la proportion de biotite dans les roches mafiques et intermédiaires, et de la quantité de muscovite dans les roches felsiques. En d'autres mots, le développement de la foliation est relié au degré d'altération hydrothermale dans les roches (Goodman et al., 2003). Le secteur de la fosse 87, tout comme celui de J4, est assujetti à une déformation sévère se présentant sous la forme d'une forte fabrique planaire appelée foliation un peu plus haut. Cette dernière a une orientation sud-ouest et un pendage fort vers le nord-ouest. À l'intérieur de ce plan il est possible de retrouver une linéation d'étirement. Cette dernière est fortement développée et plonge vers le nord-ouest. Il serait possible que la déformation principale masque les évidences de déformations plus anciennes (Daigneault, 2001).

2.4 Hydrogéologie du secteur et de la mine

Une étude hydrologique et hydrogéologique a été faite en 1993 par GEOCON une division de SNC-LAVALIN. Le but principal de cette étude était de fournir une bonne compréhension de l'hydrologie et de l'hydrogéologie du site considérant les effets des opérations minières.

2.4.1- Topographie

Pour ce qui est de la topographie, le site fait partie des basses-terres d'Eastmain division de l'unité physiographique de la région James. La zone à l'étude couvre une superficie de 40 km² en incluant tous les aménagements miniers. Le relief est accidenté et montueux au sud de la zone à l'étude; ce secteur correspond à une colline rocheuse alignée dans un axe nord-est/sud-ouest où l'altitude maximale est de 520 mètres. Au nord la zone est bordée par une crête rocheuse orientée nord-est/sud-ouest d'altitude maximale de 430 mètres. Le secteur compris entre ces deux reliefs forme une vallée dont l'altitude varie entre 365 mètres et 400 mètres.

2.4.2 Stratigraphie

Un fait important par rapport à la stratigraphie est qu'en dépit des zones d'altération et des cassures, la roche de fond est réputée relativement imperméable. De plus, les dépôts meubles qui recouvrent le socle rocheux sur la majeure partie de la zone à l'étude sont essentiellement d'âge quaternaire et d'origines glaciaires, fluvio-glaciaire et alluvionnaire. Directement sur le socle rocheux repose un till couvrant la majorité du site et pouvant atteindre près de 30 mètres d'épaisseur. Ce till est composé de blocs, cailloux, gravier et sable avec une proportion variable de silt et argile.

2.4.3 Contexte hydrologique

La description du contexte hydrologique permet de réaliser que la vallée, où se retrouvent les aménagements miniers, possède son propre bassin hydrographique qui s'écoule selon l'axe de la vallée du sud-ouest au nord-est. Ce bassin versant débute à environ 15 km au sud de la fosse 87 et possède une superficie de 58 km² jusqu'à la sortie du lac A. Ce lac marque la limite des aménagements miniers (figure 7). L'exutoire du lac A constitue l'exutoire principal du réseau hydrologique de surface de la vallée. Cet exutoire fait partie intégrante du bassin hydrographique du lac Boisfort, lui-même inclus dans celui de la rivière Rupert. Cette description mentionne aussi que la moyenne annuelle des précipitations est de l'ordre de 990 mm, soit environ 640 mm de pluie et 350 mm de neige. Ces données proviennent d'Environnement Canada. De plus, la direction du réseau hydrique du ministère de l'Environnement du Québec possède une station de mesure de débit sur la rivière Broadback (station n° 80809) qui a permis d'emmagasiner une série de données entre 1972 et 1990. Cette station de mesure est celle dont les conditions hydrologiques et géomorphologiques en amont de la station ressemblent le plus à celles du site étudié. En moyenne sur 18 ans, le débit évalué en l/s/km² varie de 5,6 au mois de mars à 37,5 au mois de mai avec une moyenne annuelle de 17,4. Une énumération complète de ces données a été présentée par Entraco (1991). Entraco (1991) a aussi effectué des mesures de débit à trois endroits sur le site (tableau 1).

Tableau 1 : Débits mesurés par Entraco (1991)

Point de mesure	Superficie drainée (km²)	Débit mesuré en août 1991 (l/s)
M7	26,3	475
M4	28,5	274
M1	67,0	1994

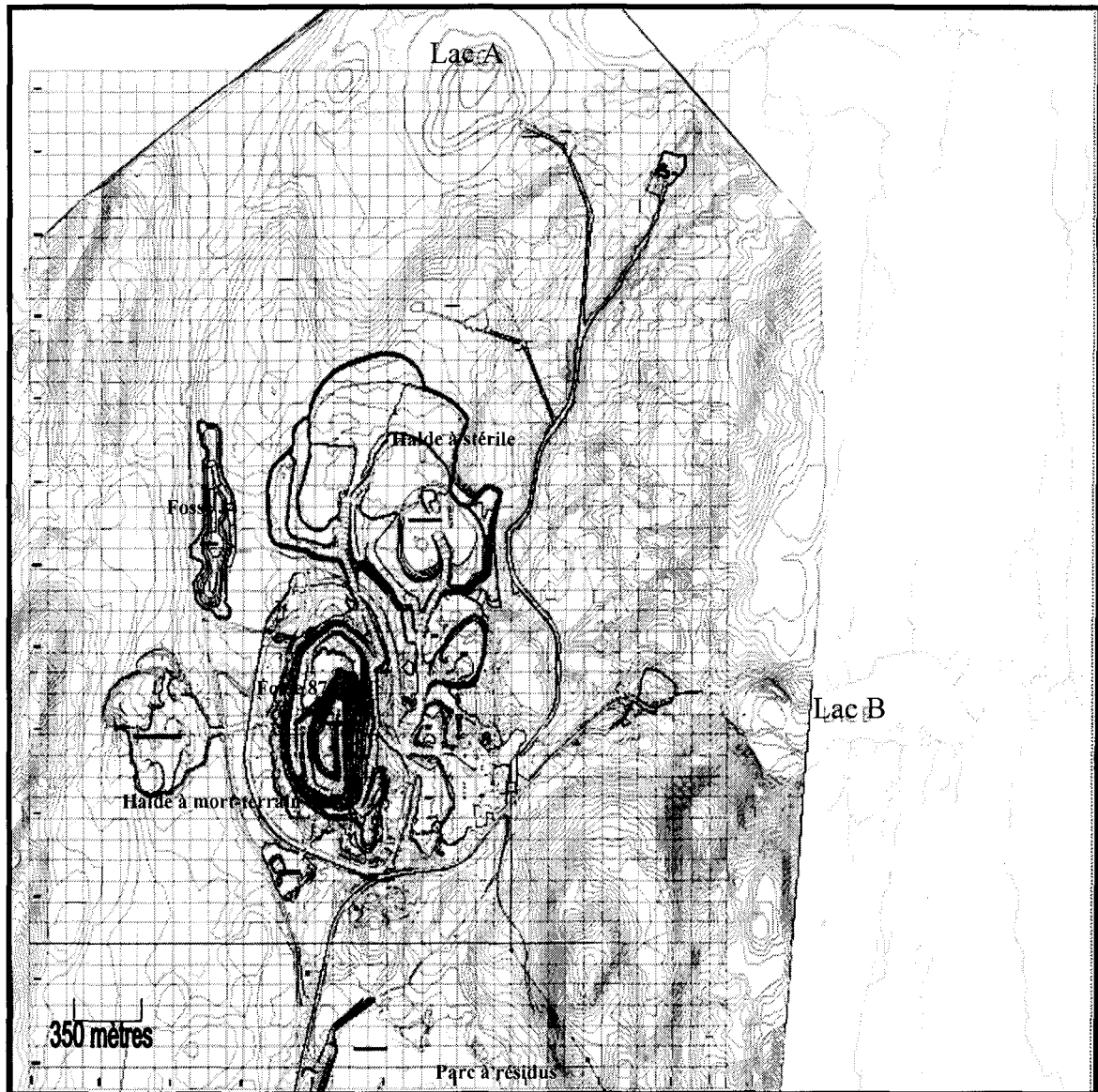


Figure 7 : Détails des infrastructures minières

2.4.4 Contexte hydrogéologique

Pour établir le contexte hydrogéologique de la région, l'aménagement de dix forages avec des piézomètres doubles (un dans la partie supérieure du roc et l'autre au niveau des dépôts meubles) a été réalisé par Entraco en 1991. Le niveau d'eau de ces piézomètres a été relevé cinq fois avant la rédaction du rapport de GEOCON (1993). Les

données sont présentées au tableau 2. L'examen des données piézométriques du tableau 2 indique que sauf pour quelques anomalies, notamment aux piézomètres PP-2 et PP-9, la position relative des niveaux d'eau dans les piézomètres est restée semblable à celle d'octobre 1991. Des essais de perméabilité à charge variable ont été réalisés (Entraco, 1991) dans cinq piézomètres : deux aménagés dans le roc et les trois autres aménagés dans le till. Les résultats de ces essais indiquent que le roc aurait une perméabilité (K) variant de $1,3 \times 10^{-6}$ à $2,4 \times 10^{-6}$ cm/s (2 valeurs mesurées seulement) et que pour le till, K serait compris entre $1,3 \times 10^{-4}$ et $3,2 \times 10^{-4}$ cm/s (6 valeurs mesurées). De ces valeurs, deux observations peuvent être tirées : 1) le roc est environ 100 fois moins perméable que le till et; 2) les six valeurs mesurées dans le till sont toutes semblables, ce qui surprend pour un dépôt aussi hétérogène. Finalement, les directions d'écoulement horizontale et verticale ont été déterminées par Entraco (1991). Entraco a utilisé les données du relevé piézométrique d'octobre 1991 ainsi que les niveaux des lacs pour établir les directions d'écoulement horizontales dans le mort terrain. De façon générale, l'écoulement de l'eau souterraine semble suivre la topographie et se faire du sud-ouest vers le nord-est le long de l'axe de la vallée. Quant au sens de l'écoulement vertical, évalué en comparant les niveaux d'eau du piézomètre dans les dépôts meubles et celui du roc pour chaque forage, il semble être généralement dirigé vers le haut dans les forages de la partie centrale de la vallée, ce qui indique une zone de décharge. Dans les forages situés près des reliefs rocheux, l'écoulement est généralement dirigé vers le bas ce qui est un indicatif d'une zone de recharge de la nappe d'eau.

Tableau 2 : Élévation du niveau d'eau dans les piézomètres

Forage	Élev. du sol (m)	Longueur hors terre des tiges (m)		Niveau d'eau (m)									
				01 octobre 1991		29-30 janvier 1992		3 mars 1992		27 avril 1992		Septembre 1992	
		MT	ROC	MT	ROC	MT	ROC	MT	ROC	MT	ROC	MT	ROC
PH 1	366,38	1,20	1,20	366,26	366,26	*365,89	*365,85	*365,89	*365,85	366,29	366,86	366,13	366,25
PH 2	371,08	1,18	1,28	371,58	372,33	*371,70	*372,36	*371,70	*372,36	*371,70	*372,36	371,72	^s 372,36
PF 1	368,30	0,71	1,00	367,09	366,94	366,72	366,61	366,54	366,46	367,23	366,90	366,44	367,34
PF 2	378,52	0,78	0,89	370,10	370,08	369,45	369,81	368,74	368,99	368,58	368,77	369,68	369,88
PP 2	403,00	0,78	0,79	392,26	391,79	391,97	391,47	382,95	372,35	382,95	391,00	383,95	373,08
PP 3	396,60	1,00	1,00	395,40	395,13	394,92	394,78	394,60	394,49	395,18	394,84	395,31	394,98
PP 9	363,69	1,00	0,30	363,16	362,95	362,96	?355,68	360,90	?354,15	361,69	?355,42	361,74	?354,99
PP 10	380,38	1,00	1,00	371,45	372,39	372,32	372,29	372,05	372,21	372,50	372,45	372,38	372,32
PP 13	376,21	0,98	0,98	375,15	374,23	*376,38	*376,28	373,87	373,13	373,76	367,30	376,38	374,09
PP 14	397,00	0,30	0,30	-	-	*397,04	*396,82	*397,04	*396,76	^s 397,40	^s 397,40	396,90	396,79

- * = Gelé
- s = Submergé
- PP = Parc à résidus
- PH = Halles à stériles
- PF = Fosse
- MT = Piézomètre avec aménagement dans le mort-terrain
- ROC = Piézomètre avec aménagement dans le socle rocheux
- ? = Lecture erronée

2.4.5 Caractérisation physique des eaux de surface et des eaux souterraines

La caractérisation physique des eaux de surface et des eaux souterraines a été faite, elle aussi, dans le cadre du rapport d'Entraco (1991). Deux échantillons ont été prélevés à la sortie du lac A et du lac B pour en faire une analyse chimique. Les résultats (voir tableau 3) démontrent que les deux échantillons prélevés à l'exutoire des deux lacs sont généralement de bonne qualité puisqu'ils respectent les principes directeurs reconnus pour

la protection de la vie aquatique. Jusqu'à présent un seul échantillon d'eau souterraine a fait l'objet d'analyse chimique. Les résultats sont présentés dans le tableau 4. L'eau de cet échantillon respecte les critères de potabilité énoncés par le Ministère de l'Environnement du Québec. Bien qu'il y ait interaction entre les eaux de surface et l'eau souterraine, la composition chimique des deux types d'eau peut différer considérablement.

Tableau 3 : Résultats des analyses chimiques d'échantillons d'eau (tiré de Entraco, 1991)

Paramètres	E-1 (2)	E-2 (2)	Critère de qualité sélectionné par Entraco (1991) (1)
pH	5,6	6,6	6,5 à 9
Couleur (UCV)	3	2	-
Turbidité (UTN)	0,7	1,4	≥ 20
Alcalinité (CaCO_3)	2,7	6,8	0,005
Cyanures Totaux (en CN)	$< 0,02$	$< 0,02$	≤ 10
Matières en suspension	< 1	< 1	-
Carbone Organique Dissous	< 1	< 1	-
Carbone Inorganique Dissous	1,3	1,7	230
Chlorure (Cl)	0,7	1,0	-
Dureté (CaCO_3)	9	13	0,002
Sulfures (H_2S)	$< 0,05$	$< 0,05$	-
Sulfates	4,6	5,1	0,01
Huiles et Graisses Totales	$< 0,5$	$< 0,5$	0,05
Arsenic	$< 0,005$	$< 0,005$	0,0002
Cadmium	$< 0,001$	$< 0,001$	0,002
Cuivre	$< 0,02$	$< 0,02$	0,3
Fer	0,07	0,13	-
Magnésium	0,16	0,18	0,0001
Mercure	$< 0,0002$	$< 0,002$	0,025
Nickel	$< 0,01$	$< 0,01$	0,001
Plomb	$< 0,01$	$< 0,01$	0,03
Zinc	$< 0,01$	$< 0,01$	-

Notes :

(1) Sources : Conseil canadien des ressources et de l'environnement, 1981.
Recommandation pour la qualité des eaux du Canada ou ministère de
l'Environnement du Québec, 1990, selon le cas

(2) E-1 = point d'échantillonnage à la sortie du lac B
E-2= point d'échantillonnage à la sortie du lac A

Tableau 4 : Résultats de l'analyse chimique de l'échantillon d'eau souterraine (tiré de GEOCON, 1993)

Paramètres	Unité	Résultats	Maximum acceptable
pH		7,9	6,5 – 8,5
Couleur vraie	U.C.V.	< 2,5	15
Turbidité	U.T.N.	0,2	5
Conductivité	µmhos/cm	118	-
Alcalinité totale	mg/l CaCO ₃	42	30 - 500
Argent total	mg/l Ag	< 0,01	0,05
Arsenic total	mg/l As	< 0,002	0,05
Azote ammoniacal	mg/l N	0,24	0,5
Baryum total	mg/l Ba	< 0,1	1,0
Bore total	mg/l B	< 0,2	5,0
Cadmium total	mg/l Cd	< 0,005	0,005
Calcium total	mg/l Ca	16	200
Chlorures	mg/l Cl	1	250
Chrome total	mg/l Cr	< 0,01	0,05
Cuivre total	mg/l Cu	< 0,01	1
Cyanures totaux	mg/l CN	< 0,01	0,20
DCO totale	mg/l	3	-
Dureté totale	mg/l CaCO ₃	94	120
Dureté calcique	mg/l CaCO ₃	40	-
Fer total	mg/l Fe	0,06	0,3
Fer dissous	mg/l Fe	< 0,05	-
Fluorures	mg/l F	< 0,25	1,5
Manganèse total	mg/l Mn	0,04	0,05
Magnésium total	mg/l Mg	13	150
Mercure total	mg/l Hg	< 0,0001	< 0,001
Nickel	mg/l Ni	< 0,01	-
Nitrates + Nitrites	mg/l N	0,12	10
Ortho-phosphates	mg/l P	0,02	0,065
Plomb total	mg/l Pb	< 0,01	0,05
Sélénium total	mg/l Se	< 0,001	0,01
Sodium total	mg/l Na	4,2	270
Solides dissous totaux	mg/l	95	500
Solides totaux	mg/l	101	-
Sulfates	mg/l SO ₄ ²⁻	15	500
Sulfures	mg/l S ²⁻	< 0,02	0,05
Uranium	mg/l U	-	0,02
Zinc total	mg/l Zn	< 0,01	5,0
Coliformes totaux	U.F.C. / 100 ml	0	0
Coliformes fécaux	U.F.C. / 100 ml	0	0
Streptocoques	U.F.C. / 100 ml	0	0
B.H.A.	U.F.C. / 100 ml	> 500	-

2.5 Conditions climatiques du secteur de la mine

Au cours des années d'exploitation de la mine Troilus, plusieurs données météorologiques ont été compilées par le département de l'environnement. Une station pluviométrique présente à la mine permet de compiler (en mm) la quantité de précipitation (sous forme de pluie) tombée à chaque jour. Pour ce qui est des précipitations sous forme de neige, il est possible d'utiliser les données provenant de la station de Chibougamau. La compilation des données (1997 à 1999) des stations Troilus et Chibougamau est montrée au tableau 5.

Tableau 5 : Précipitations sous forme de pluie (mm) Station Troilus et précipitations totales (mm) Station Chibougamau

Précipitations sous forme de pluie (mm) Station Troilus

	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total
97						110,1	66	184,4	107,8	87,5			555,8
98					61,7	191,6	124,5	133,2	110,6	71,7			693,3
99					79,5	234	157,4	77,7	176,9	89,1			814,6

Précipitations (mm) Station Chibougamau

	Jan	Fév	Mars	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Total	Mois hiver
97	92,8	35	45,2	22,6	119,2	111,5	148,9	100,1	139,6	71,6	54,7	32,5	973,7	402
98	42	34,5	66,5	23,5	58	128,5	156,5	27	137	63,5	131	51,5	919,5	349
99	73	33,5	71,5	32,5	64	73,5	135,5	72	191,5	126,5	131	57	1061,5	398,5

Sur le site Internet d'environnement Canada (<http://www.qc.ec.gc.ca> consulté en juillet 2002), il est possible de recueillir plusieurs données. Le tableau 6 montre les données de température compilée par la station météorologique Chapais 2 de 1962 à 1990.

Tableau 6 : Compilation des données provenant de la station météorologique Chapais 2, 1962 à 1990.

	Jan	Fév	Mar	Avr	Mai	Juin	Juil	Août	Sept	Oct	Nov	Déc	Année
Température													
Maximum quotidien (°C)	-12.9	-10.7	-3.1	5	13.2	19.6	22.1	20	13.7	6,8	-1.6	-10.7	5.1
Minimum quotidien (°C)	-24	-23	-15.9	-6	1.5	7.6	10.1	9	4.6	-0.8	-8.4	-20.2	-5.5
Moyenne quotidienne (°C)	-18.4	-16.8	-9.4	-0.5	7.4	13.6	16.1	14.5	9.2	3	-5	-15.3	-0.1
Maximum extrême (°C)	4.5	7	16	28	30.6	34.5	33.3	33.3	28	24.4	17.8	11	
Minimum extrême (°C)	-43.3	-42.8	-38	-27.2	-16.1	-5.6	-0.6	-2.2	-6	-13.3	-30	-40.6	
Degrés-jour													
Au dessus de 18° C	0	0	0	0	2.2	13.8	22.7	13	1.7	0	0	0	53
Au dessous de 18° C	1131	980	851.1	555.4	332.4	143.8	83	123.2	265.6	466.8	692.1	1036.5	6661
Au dessus de 5° C	0	0	0.4	15	111	261.6	342.7	293	136.5	34	1.5	0.1	1196
Au dessous de 0° C	573.2	472.3	302.9	77.4	7.2	0.1	0	0	0.3	21	168	479.1	2102

Ce tableau met en évidence le fait que le secteur de la mine Troilus se situe dans un environnement froid. En effet, de 1962 à 1990 il y a eu seulement 53 jours avec une température plus élevée que 18° C. De plus, la température moyenne quotidienne, dans ces mêmes années, est de - 0.1° C.

2.6 Les pressions de terrain

Les contraintes dans la roche peuvent être regroupées selon leurs origines en contraintes naturelles ou en contraintes induites. Les contraintes naturelles sont celles qui sont présentes dans le massif rocheux avant le début de l'excavation. Pour ce qui est des contraintes induites, elles correspondent au changement de l'état de contraintes suite aux travaux d'excavation. Les contraintes naturelles peuvent être divisées en deux différents groupes dans le cas présent, soit : les contraintes gravitationnelles et les contraintes tectoniques.

2.6.1 Contraintes gravitationnelles

Les contraintes gravitationnelles sont le résultat du poids de la colonne de roche par unité de surface sur un point donnée de la surface de la croûte terrestre. Pour calculer la composante verticale (σ_v), il est possible d'écrire :

$$\sigma_v = \int_0^z \rho g dz$$

où ρ = densité = masse/volume

g = accélération gravitationnelle

z = profondeur

La densité pour les roches communes (grès quartzeux, argilite, roche silicifiée) est environ de 2670 kg/m^3 . La composante verticale à une profondeur de 1000 mètres sera de :

$$\sigma_v = \frac{\text{densité} \times \text{accélération} \times \text{surface} \times \text{profondeur}}{\text{surface}}$$

$$\sigma_v = \frac{2670 \text{ kg} \times 9,8 \text{ m/m}^2 \times 1000 \text{ m}}{\text{m}^3 \times \text{s}^2 \times 1 \text{ m}^2}$$

$$= 26 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 3771 \text{ psi} = 265 \text{ kg/cm}^2$$

Pour les roches magmatiques et métamorphiques, la densité est plutôt de 3000 kg/m³.

Même si la composante verticale est identifiée facilement, il en est autrement pour la composante horizontale. La composante horizontale est plus difficile à déterminer en raison de l'effet des conditions limites et de l'effet des propriétés du massif rocheux. Si le matériel dans la croûte terrestre est considéré comme étant strictement élastique et qu'il n'y a pas de déplacement horizontal possible, la composante horizontale est égale à :

$$\sigma_H = (\nu / (1 - \nu)) \sigma_v \quad \text{où } \nu \text{ est le coefficient de Poisson.}$$

Le coefficient de Poisson varie entre 0,15 et 0,35 pour la plupart des roches, avec une valeur plus commune de 0,25.

2.6.2 Contraintes tectoniques

Au cours des temps géologiques, la croûte terrestre a subi des variations dans sa température et des variations dans son chargement. Les phénomènes ignés, de métamorphisme, d'érosion et de glaciation en sont quelques signatures. Ces variations de température et de chargement ont donné naissance à des forces qui sont appelées, de façon générale, forces tectoniques. La présence de failles, de zones de cisaillement, des diaclases, des plissements et de ceintures de métamorphisme sont, entre autres, les résultats de

l'action de ces forces. Elles subsistent parfois aujourd'hui et elles donnent lieu à des pressions dont l'intensité, d'ailleurs fort variable, peut être beaucoup plus grande que celle que produirait la pesanteur seule. Bien que la plupart du temps les forces tectoniques se font sentir horizontalement, elles peuvent agir suivant n'importe quelle direction.

2.6.3 Les travaux effectués par Arjang (CANMET)

Depuis les années 60 le centre de recherche CANMET effectue des mesures dans différents sites miniers au Canada pour déterminer l'état des contraintes naturelles. La détermination des contraintes naturelles est nécessaire pour l'application d'un modèle numérique dans les analyses de stabilité dans le cadre d'une excavation minière. Les travaux de Arjang (1996) sont résumés dans les résultats obtenus pour les mine suivantes : Kidd Creek, Dome, Macassa, Detour Lake, Selbaie, Eldrich, Ansil, Corbet, Bousquet 2, Dumagami, Kiena, Sigma, Chimo, Louvicourt, Lac Shortt, Isle Dieu, Norita, Copper Rand et Joe Mann. La localisation de ces différents sites est présentée à la figure 8. Les essais ont été effectués à différentes profondeur, soit de 60 à 2005 mètres. À chaque site deux mesures consistantes sont prises. Les essais se font à l'intérieur de cellules de déformation triaxiales. La plupart des essais de détermination de contrainte ont été faits dans des roches fortement à moyennement résistantes. Le module élastique variait entre 43 et 100 GPa, tandis que le coefficient de Poisson se retrouvait entre 0.16 et 0.30.

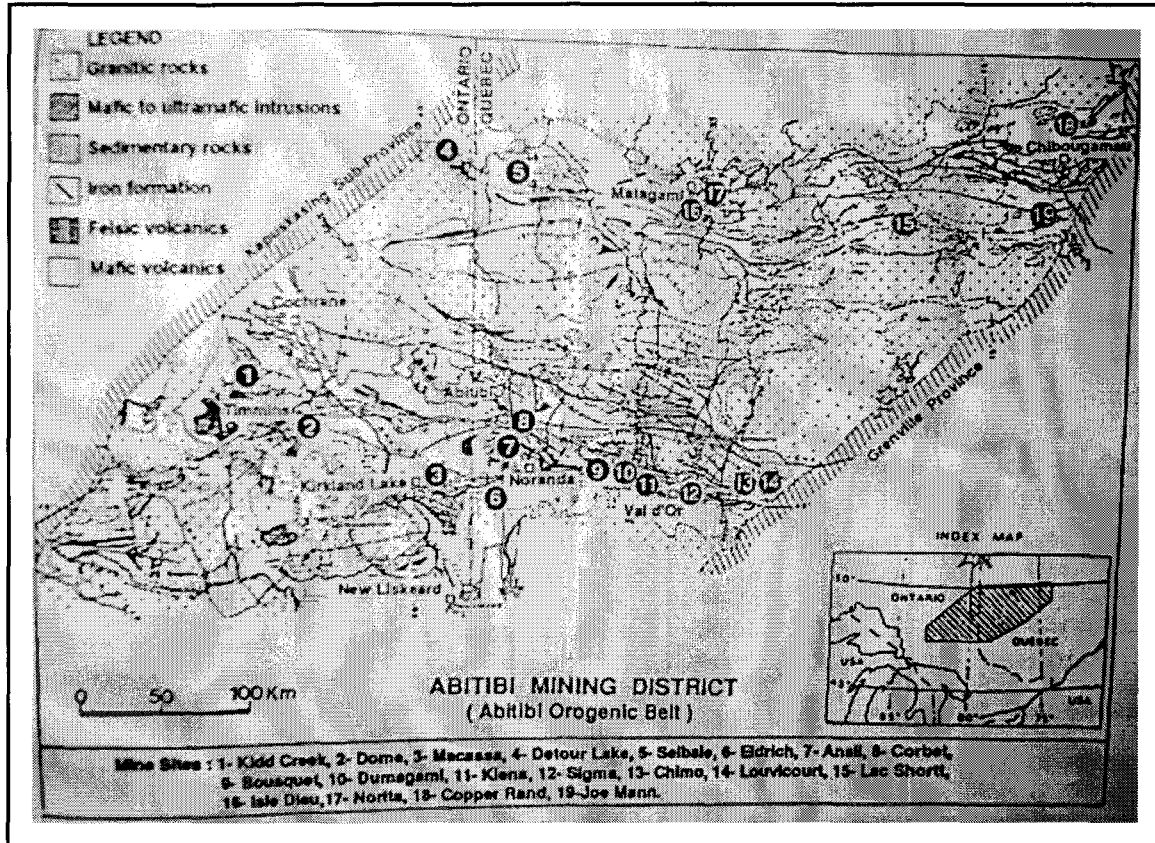


Figure 8 : Géologie généralisée et le cadre structural du district minier de l'Abitibi et la localisation des essais de détermination de contraintes (Tiré de Arjang, 1996).

Pour la compilation des données disponibles, 68 tenseurs de contraintes ont été analysés. Les résultats compilés sont disponibles dans Arjang (1996). Cet article présente aussi de l'information sur le type de roche, les constantes élastiques des roches et la méthode utilisée pour la détermination des contraintes.

Dans le district minier de l'Abitibi, la majorité des valeurs de contrainte de compression maximal et intermédiaire (σ_1 et σ_2) sont alignées sur un plan horizontal ou subhorizontal. Alors, les contraintes horizontales maximale et minimale (σ_{Hmax} , σ_{Hmin}) sont équivalentes à σ_1 et σ_2 respectivement. L'orientation des contraintes de compression

principales sont illustrées à l'aide de stéréogramme à la figure 9. Cette figure montre qu'il y a une grande dispersion des valeurs pour la contrainte principale maximale, ainsi que pour la contrainte principale intermédiaire. Basé sur les concentrations de pôle pour la direction et la plongée, présentées sous la forme de % du total par % de surface, les concentration maximales sont identifiées pour les contraintes principales au tableau 7.

Tableau 7 : Orientation des contraintes principales

Contrainte	Direction/Plongée (degrés)	Concentration de pôles maximale
σ_1	232/05	9 %
σ_2	343/15	6 %
σ_3	140/80	12 %

Tiré de Arjang (1996)

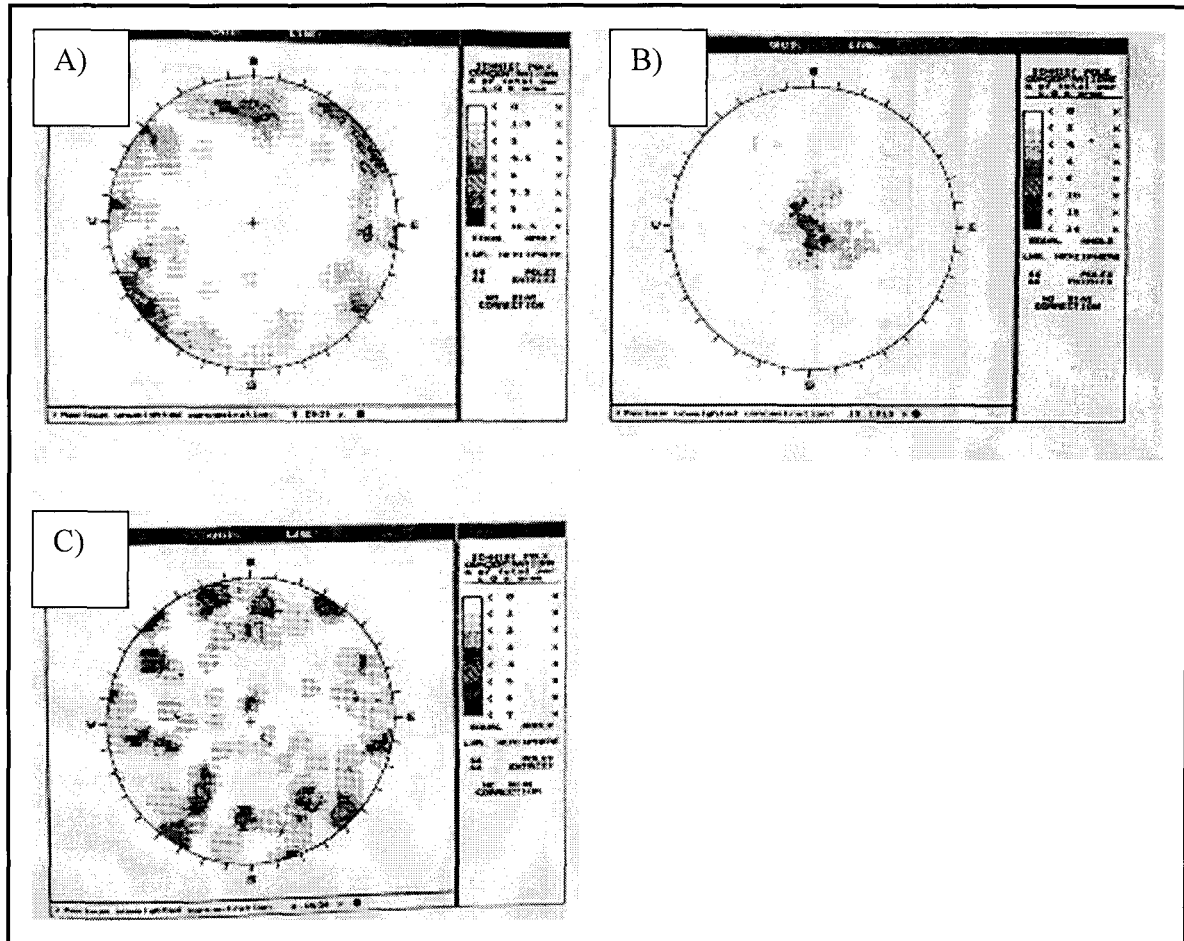


Figure 9 : L'orientation des contraintes de compression principale : A) Orientation de la contrainte principale maximale ; B) Orientation de la contrainte principale minimale ; C) Orientation de la contrainte principale intermédiaire. (Tiré de Arjang, 1996).

Une analyse de régression linéaire sur les magnitudes des contraintes principales a permis de déterminer différentes équations, soit :

$$\sigma_1 = 12 + 0,0366 \text{ MPa/m de profond avec un coefficient de corrélation de } 0,9$$

$$\sigma_2 = 6,1 + 0,0253 \text{ MPa/m de profond avec un coefficient de corrélation de } 0,88$$

$$\sigma_3 = 1,2 + 0,0190 \text{ MPa/m de profond avec un coefficient de corrélation de } 0,92$$

Cette analyse de régression permet d'affirmer que les contraintes principales de compression augmentent avec la profondeur dans une relation linéaire.

Ces données pour les contraintes peuvent être utilisées comme valeurs moyennes lors des études initiales de faisabilité. Par contre, pour des besoins plus exigeants de « design », utiliser ces valeurs pourraient sur ou sous-estimer les charges réelles.

La mine Joe Mann est la mine qui se retrouve dans un environnement le plus semblable à celui de la mine Troilus par rapport à sa localisation et à la profondeur des essais. La mine Copper Rand est plus proche, mais les essais ont été effectués à une trop grande profondeur (806 à 1078 m) pour avoir une bonne comparaison avec Troilus. Donc, les résultats obtenus pour la mine Joe Mann (voir tableau 8) peuvent donner une idée pour les valeurs à utiliser lors de l'étude de stabilité de la mine Troilus.

Tableau 8 : Résultats obtenus pour la mine Joe Mann lors des essais de contraintes

Profondeur de l'essai (m)	Contraintes principales (MPa)			Contrainte verticale (MPa)			
	σ_1 (dir/plongée)	σ_2 (dir/plongée)	σ_3 (dir/plongée)	σ_v	Unité lithologique	E (GPa)	ν
365	26,4	13,8	11,1	11,5	Gabbro	73,1	0,35
	236/02	145/22	332/68				
365	25	11,3	10,2	11,3	Gabbro	73,1	0,35
	228/03	127/73	320/15				
556	28,9	17,4	11,6	12,1	Gabbro	42,6	0,21
	178/04	085/14	288/74				
556	26,9	17,9	12,4	12,9	Gabbro	42,6	0,21
	336/09	067/65	351/84				
716	51,2	44,8	20,1	21,4	Gabbro	102	0,25
	330/02	061/13	230/77				

Modifié de Arjang, 1996.

CHAPITRE 3

DOMAINES STRUCTURAUX AU POURTOUR DE LA FOSSE

3.1 Collecte et traitement des données structurales

3.1.1 Explication de la méthode de cartographie utilisée

La méthode de cartographie structurale utilisée dans le cadre de ce projet, est celle de la fenêtre. Tout d'abord, lorsqu'on se retrouve devant un mur à cartographier il faut déterminer l'étendue de la fenêtre. Une fenêtre, c'est le cadre à l'intérieur duquel la description et la mesure des différentes fractures est faite. Dans cette technique de cartographie toutes les discontinuités qui ont une partie de leur longueur à l'intérieur de l'aire défini du mur sont mesurées. Cette approche réduit le biais d'échantillonnage pour l'orientation et la dimension créé par un échantillonnage linéaire. Par contre, comme l'aire étudiée est limitée, il peut y avoir un problème de raccourcissement des discontinuités, ces dernières peuvent être tronquées par la fenêtre (Priest, 1993). Il y a aussi le biais créé par l'orientation du mur. La fenêtre échantillonnage peut être définie par un rectangle mesuré à l'aide d'un ruban sur le mur. La fenêtre doit être la plus large possible pour minimiser l'effet de biais. La fenêtre peut intersecter entre 30 à 100 discontinuités. Une telle méthode a été proposée par Pahl en 1981. Cette dernière requiert que trois types de discontinuités soient mesurés :

- 1) Les discontinuités qui intersectent la fenêtre et dont les deux terminaisons sont visibles dans la fenêtre sont contenues à l'intérieur de la fenêtre;

- 2) Les discontinuités qui intersectent la fenêtre et dont une seule terminaison se retrouve à l'intérieur de la fenêtre traversent la fenêtre. L'autre terminaison dépasse les limites de la fenêtre;
- 3) Les discontinuités qui intersectent la fenêtre et dont aucune des deux terminaisons sont visibles à l'intérieur de la fenêtre sont transverses à la fenêtre. Les deux terminaisons sont à l'extérieur des limites de la fenêtre.

Ces trois types de discontinuité ont été mesurés dans le cadre de ce travail. La fenêtre utilisée variait de 10 à 15 mètres de largeur selon la densité de la fracturation. Comme les bancs sont hauts de 20 mètres, le cadre à l'étude avait une dimension de 10 (ou 15m) par 20m à chaque fenêtre.

Le terme discontinuité est utilisé dans un sens large. Il représente n'importe quel type de fracture (tension ou cisaillement) dans la roche. Le terme discontinuité ne fait pas de distinctions concernant l'âge, la géométrie ou le mode de formation (Priest, 1993). Dans plusieurs cas il est nécessaire de distinguer les discontinuités naturelles des discontinuités artificielles créées par des activités de forage, de sautage ou d'excavation. Cette distinction est l'une des étapes les plus difficile dans la cartographie qui a été effectuée. Dans le cadre de cette dernière étude les principales familles de discontinuité sont mesurées (direction/pendage) à l'aide d'une boussole de type « Brunton ». Les mesures ont été faites avec la convention de la main droite. Les petites fractures isolées ne sont pas prises en compte. De plus, pour effectuer une bonne cartographie il faut décrire toutes les caractéristiques de la discontinuité. Ceci se fait à l'aide d'un journal de mesure.

Présentation du journal de mesure

Lors de la cartographie structurale d'un massif rocheux il est nécessaire de décrire différentes caractéristiques dans un journal, comme :

- L'orientation (direction/pendage);
- L'unité lithologique;
- La dureté;
- Le type de discontinuité;
- L'altération ou le remplissage;
- L'épaisseur du remplissage;
- La présence ou l'absence d'eau;
- La forme;
- La rugosité;
- L'espacement;
- La quantité;
- La continuité;
- La terminaison;
- Le domaine structural.

La figure 10 montre un exemple du journal utilisé lors des cartographies de l'été 2001 et 2002. Les mesures et descriptions correspondent à celles recommandées par la firme de consultants en hydrogéologie et en géotechnique « **Piteau et Associés** ». La majorité des caractéristiques décrites sont communes. Par contre, l'explication de quelques-unes d'entre elles peut être intéressante.

Le type de discontinuité

Il peut y avoir différents types de discontinuité en fonction de l'abondance, de l'extension ou de la géométrie de celles-ci. Les différents types de discontinuité répertoriés lors de la campagne de cartographie structurale de l'été 2001 sont les suivants :

- Joint majeur;
- Joint mineur;
- Joint long;
- 1 à 2 joints
- Quelques joints;
- Faille;
- Biais (joint parallèle à la face du mur).

Voici une brève description de chacun de ces types. La notation majeure signifie une famille de joint omniprésente dans la section de 10 mètres. La notation mineure, représente une famille de joint avec espacement aux deux mètres ou 5 à 8 joints dans une section de 10 mètres. La notation 1 à 2 joints signifie des joints peu nombreux, mais montrant une continuité de 5 mètres. La notation joint long, signifie un joint suivi sur 20 mètres et plus. La notation biais permet de faire attention à l'effet de biais engendré par la direction de cartographie de la face lors de l'interprétation. La notation quelques joints représente une famille de joints peu nombreux (3 à 5 joints dans une section de 10 mètres). Finalement, la notation faille indique une structure majeure présentant un mouvement et parfois de la boue entre les parois.

La forme et la rugosité

La forme de la discontinuité est une caractéristique qualitative. Les trois termes utilisés lors de la campagne de 2001 étaient planaire, courbé ou ondulé. Une autre caractéristique est la rugosité. Celle-ci peut être mesurée en prenant une empreinte de la surface et en qualifiant le résultat en une valeur de JRC (Joint Roughness Coefficient) donnée. Par contre, dans le cadre de ce travail cette caractéristique était purement qualitative. Elle était décrite à l'aide de deux qualificatifs : lisse ou rugueux. Cette description était faite seulement à l'aide du toucher.

L'espace, la quantité et la continuité

L'espace, la quantité et la continuité sont trois caractéristiques de la distribution spatiale de la discontinuité à l'intérieur de la fenêtre d'échantillonnage.

L'espace décrit l'espace qu'il y a entre deux joints d'une même famille. Pour ce qui est de la quantité, elle représente le nombre de joints de la même famille présent dans une fenêtre échantillonnage. Finalement, la continuité représente l'extension de la discontinuité; sa longueur.

La terminaison

La terminaison de la discontinuité permet de savoir si cette dernière se prolonge ou non à l'extérieur de la fenêtre à l'étude. Cette caractéristique se décrit à l'aide de trois chiffres, soit : 0, 1, et 2. La notation « 0 » indique que la discontinuité se prolonge à l'extérieur de la fenêtre par ses deux extrémités. Par contre, la notation « 1 » indique que l'une des extrémités se termine dans la fenêtre. Tandis que la notation « 2 » indique que les deux extrémités se terminent dans la fenêtre.

Le domaine structural

Cette dernière caractéristique n'est pas déterminée lors de la cartographie, mais lors de l'interprétation des données. Le but de cette caractéristique est de diviser le massif rocheux en différents secteurs ayant des propriétés semblables au plan de l'hydro-géomécanique. Ce point sera développé plus longuement dans le chapitre.

3.1.2 Localisation de la zone à l'étude

Le but de cette cartographie est de diviser la fosse 87 de la mine Troilus en domaines structuraux. Une telle subdivision est nécessaire pour évaluer le « design » des pentes finales des différents murs. Une attention particulière sera portée sur le mur ouest en raison d'une famille de fracture ayant un fort pendage vers l'est. Cette dernière a été observée lors de l'exploitation de la phase 2 de la fosse 87. Pour bien évaluer les différents risques d'instabilité il faut localiser les fenêtres de mesure dans l'espace.

Pour effectuer ceci l'arpentage devient un outil indispensable. En effet, lors de la cartographie des traces de peinture sont faites à chaque extrémité des fenêtres pour leur donner une numérotation. Une fois que les mesures structurales sont prises, l'arpenteur va relever les différents points à l'aide d'une station totale robotisée utilisée à la mine Troilus. Les coordonnées obtenues par l'arpenteur sont par la suite transférées dans l'ordinateur en format texte. À la figure 11, il est possible d'observer la localisation des différentes zones à l'étude en 2001. La localisation des différentes traverses est indiquée à l'aide de lignes vertes. De plus, la hauteur des bermes (tablette de sécurité entre chaque banc) est indiquée en vert. Pour déterminer l'élévation de la traverse il suffit de soustraire la hauteur de la berme de la hauteur initiale, soit 5370. Plusieurs bermes (5200, 5220, 5340 et 5320) ont été analysées permettant de couvrir la presque totalité de la circonférence de la mine. La figure 11 permet aussi de remarquer que le mur ouest a été observé de plus près. En effet, une famille de joints subhorizontaux crée un problème d'instabilité dans ce secteur. À la figure 11, la localisation des différentes zones à l'étude en 2002 est aussi présente. La localisation des différentes traverses est indiquée à l'aide de lignes rouges, ainsi que la

hauteur des bermes en rouge. La cartographie a été effectuée selon la même procédure utilisée en 2001. En 2002, une emphase particulière a été portée à la détermination de la zone problématique. Le mur ouest a été le seul à être cartographié. Une analyse d'une telle envergure nécessite différentes mesures de sécurité parce que les risques d'accidents sont grands.

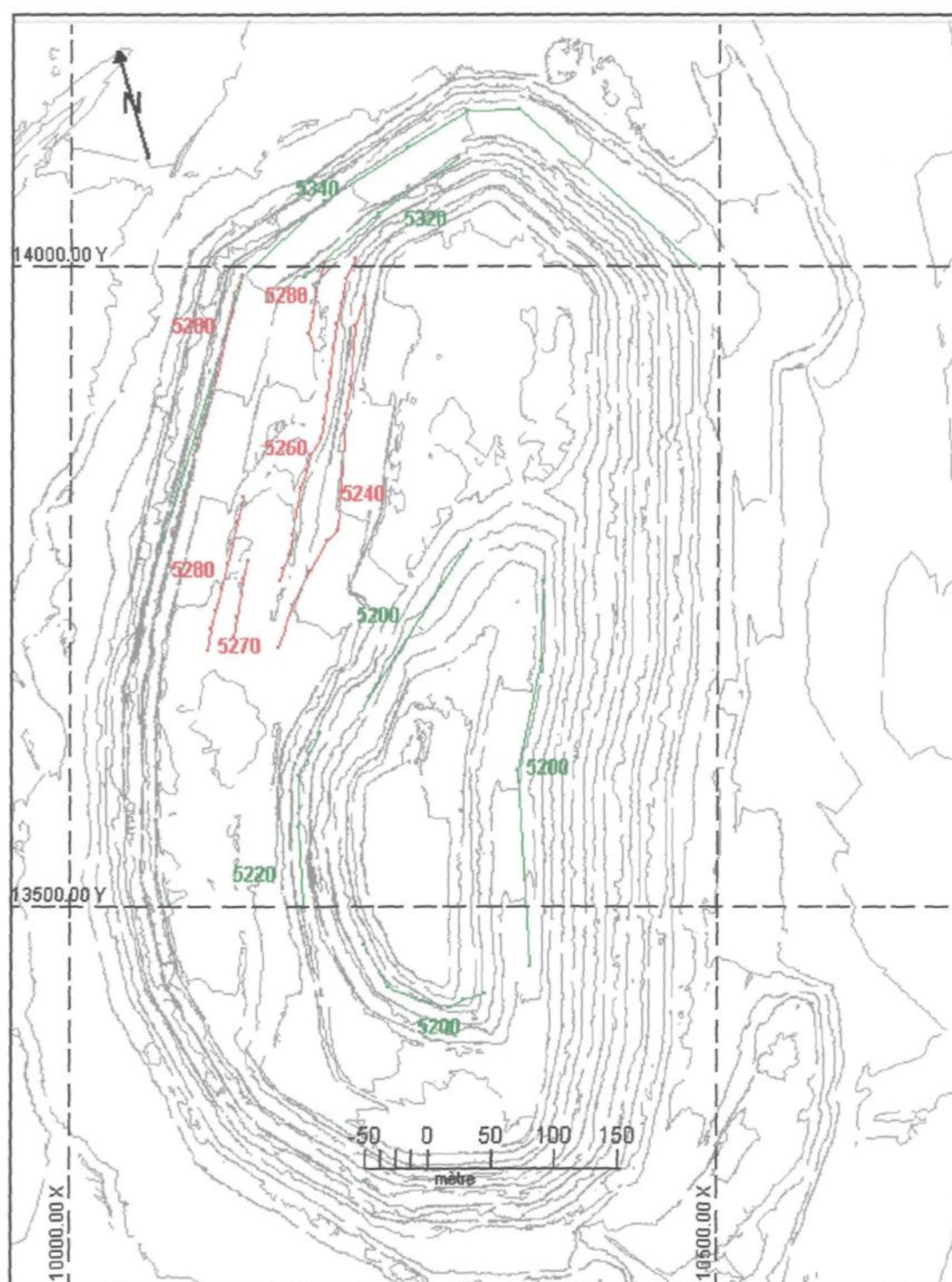


Figure 11 : Localisation des traverses pour l'année 2001 et 2002. Les traverses de 2001 sont indiquées en vert et celles de 2002 en rouge.

3.1.3 Procédure de sécurité

À la mine Troilus il y a un règlement qui empêche de s'approcher à plus de 10 mètres des murs. Par contre, lors de la cartographie structurale, il apparaît évident que les murs doivent être approchés à l'intérieur de cette limite. En effet, la prise de mesures nécessite d'être à très grande proximité des parois rocheuses. Il y a donc de grandes précautions à prendre avant d'effectuer la prise de mesures structurales. Voici une brève description de ces différentes mesures de sécurité.

Tout d'abord, il faut s'assurer que l'écaillage de la zone à l'étude soit effectué. Il ne doit pas rester de blocs instables et le plancher doit être bien dégagé. Par la suite, avant de s'approcher du mur il faut bien observer le secteur. Il faut vérifier si des zones d'instabilité peuvent être un danger. Une autre mesure est d'annoncer sa présence à la radio lorsque les travaux se font en bordure des chemins d'accès. Finalement, les vêtements de sécurité (gants, bottes, chapeau et lunette) sont toujours de mise.

3.1.4 Relevés sur carottes de forage

Dans son étude de pré-faisabilité, Roche (1992), a utilisé les relevés sur carottes de forage. Cette étude permet de faire ressortir quelques points pertinents.

Les principales orogénèses ont imprimé aux formations une foliation dont l'intensité varie de moyenne à forte et dont l'orientation est similaire au litage original. Toutefois, cette dernière a un pendage un peu plus faible. Ce grain tectonique principal est souligné par l'allongement de certains minéraux (hornblende et biotite). La foliation, en forage, montre une orientation moyenne de 210/60 à 65. Le tableau 9 montre que la foliation est variable en fonction de la profondeur. Entre les profondeurs 0 et jusqu'à 55 mètres,

l'orientation est généralement différente de l'orientation à plus grande profondeur, dont la valeur moyenne est de l'ordre de 210° . Pour le secteur situé près de la surface, cette orientation varie de 160° à 220° . Il est possible d'observer cette variation de l'orientation sur plusieurs portions de forages orientés.

Quant au pendage de la foliation, il y a aussi certaines tendances en fonction de la profondeur. Pour les trous de forage situés au sud de la fosse, le pendage est généralement plus faible près de la surface. Le pendage augmente par la suite avec la profondeur, pour atteindre une valeur moyenne de 60 à 65° . Il y a quelques exceptions où l'inverse se produit.

Tableau 9 : Orientations préférentielles de la foliation

Numéro du trou	Profondeur (mètres)	Orientations de la foliation (direction - pendage)
KN 174 (ZONE 87)	0-44 44-90	220 / 46 198 / 68
KN 177 (ZONE 87)	-----	213 / 60
KN 182 (ZONE 87)	0-50 50-100	168 – 193 / 71 – 66 171 – 204 / 81 – 71
KN 184 (ZONE 87)	0-70 70-140 140-220	159 / 39 211 / 62 215 / 63
KN 190 (ZONE 87)	-----	182 / 79
KN 193 (ZONE 87)	0-140 140-210	212 / 59 217 / 60
KN 198 (ZONE J4)	0-70 70-140 140-220	199 / 63 213 / 62 187 / 58
KN 199 (ZONE J4)	0-70 70-140 140-210	203 / 63 214 / 62 198 / 62
KN 200 (ZONE J4)	0-55 55-110	162 / 86 204 / 70
KN 201 (ZONE 87 SUD)	0-75 75-155	200 / 80 (moyenne) 214 / 64

La foliation n'est pas la seule famille de fracture qui a été **Tiré de Roche (1992)**

Le tableau 10 montre l'ensemble des familles de joints déterminées à partir des relevés sur les

carottes de forage orientées. Pour chaque lithologie principale, chaque famille observée est listée. De façon générale, les volcanites V2 et V2B contiennent plus de familles de joints que l'intrusion I1. Considérant la variabilité de l'orientation et du pendage de chacune de ces unités lithologiques, il est normal d'observer une variation similaire de ces paramètres pour les familles de joints. Toutefois, il est assez simple de faire ressortir des attitudes préférentielles pour les plans de fracturation naturelle. Il y a quatre principales familles de diaclases qui ont été identifiées par Roche (1992). Deux familles de diaclases se retrouvent dans tous les trous, soient MJ-1 et MJ-2. La famille MJ-1 est sub-parallèle à la foliation (direction 215° , pendage 60°). La famille MJ-2 (direction de 15° à 40° et pendage variant entre 10° et 30°) est sub-horizontale et très continue. Une troisième famille, MJ-3, orientée à environ 125° et ayant un pendage variant entre 63° et 84° , se retrouve dans la plupart des trous de forage situés dans la zone de la fosse 87. La quatrième famille principale, MJ-4, possède une orientation plus variable et sa fréquence est moins importante. Sa direction est de 300° et son pendage de 75° . La famille conjuguée à MJ-4 est appelée MJ4-C (elle est de direction opposée) et a une direction générale de 135° et un pendage de 65° .

Une famille mineure MN-2 est conjuguée à la famille MJ-2 et est observée dans la volcanite felsique avec une direction de 285° et un pendage de 30° . MN-2 est aussi observée dans l'intrusion I1 avec une direction de 350° .

La famille de diaclases sub-parallèles à la structure appelée foliation est probablement issue d'un phénomène tectonique récent, selon Roche (1992). Une dernière observation, faite par Roche (1992), concerne les familles de diaclases marquées d'un astérisque au tableau 10 (voir KN 199). L'orientation respective de ces familles laisse

croire que ce sont des plans de cisaillement majeurs. Leur orientation, relativement aux forages, en réduit la fréquence d'observation dans les carottes, mais un grand nombre de ces diaclases observés présentaient des signes de cisaillement et de déplacement.

Tableau 10 : Direction et pendage des familles de diaclases les plus importants

Numéro du trou	Unité lithologique			
	V2	I1	V2B	V2T
KN 174 (zone 87)	029 / 25 216 / 50 331 / 84 145 / 50	210 / 58		
KN 177 (zone 87)	213 / 60 014 / 13 145 / 60	216 / 65 016 / 26		
KN 182 (zone 87)	225 / 60 032 / 30 283 / 33 209 / 88 116 / 63 150 / 65	231 / 70 348 / 15 117 / 58	210 / 72 040 / 30 255 / 55 107 / 57	
KN 184 (zone 87)	211 / 52 ? / 30 283 / 71 145 / 69	215 / 63 350 / 10 001 / 70		
KN 190 (zone 87)	244 / 61 037 / 21 279 / 28 122 / 77 186 / 84		195 / 80 356 / 16 097 / 78 292 / 46	
KN 193 (zone 87)	209 / 60 019 / 08	218 / 59 234 / 05 025 / 33		
KN 198 (zone J4)	190 / 58 011 / 31 287 / 48	198 / 75 059 / 13		220 / 83 034 / 15
KN 199 (zone J4)	201 / 64 055 / 15 296 / 66* 321 / 43*	188 / 69 223 / 55 299 / 22		
KN 200 (zone J4)	242 / 70 036 / 24			
KN 201 (zone 87 sud)	070 / 13 340 / 35 298 / 64			

Tiré de Roche (1992)

3.2 Analyse des discontinuités structurales

3.2.1 Compilation et analyse de structures géologiques

Compilation des données

Utilisation du logiciel Dbase

Pour effectuer la compilation des mesures structurales, un petit logiciel en environnement DOS a été utilisé. Ce logiciel se nomme Dbase. À la figure 12, il est possible de visualiser l'interface de ce logiciel. L'utilisation de ce dernier a été suggérée par la firme **Piteau et Associés**. De plus, le journal de mesure a été fortement inspiré par celui-ci. L'environnement de ce logiciel est peu convivial, mais il est simple d'utilisation.



Figure 12 : Exemple d'une entrée de données dans le logiciel Dbase.

Traitement des données

À l'intérieur du logiciel Dbase des fichiers ASCII (.dips) seront générés. Ces derniers fichiers pourront être traités à l'aide du logiciel DIPS. Ce dernier a été commercialisé par la compagnie Rockscience de Toronto. Ce logiciel de traitement de données permet d'effectuer des stéréogrammes qui montrent, de façon graphique, l'orientation des structures observées sur le terrain.

Avant d'effectuer les stéréogrammes il est nécessaire de faire une division des données selon différentes caractéristiques, telles que : l'unité lithologique, l'apparition d'une nouvelle famille de joint et la localisation de la traverse. Une première subdivision des données a été faite selon l'emplacement des traverses (élévation et situation géographique). Par la suite, une seconde division a été faite selon l'unité lithologique présente (dyke felsique, brèche ou diorite) et l'apparition d'une nouvelle famille de joint. De plus, trois types de stéréogrammes ont été effectués afin d'évaluer l'effet de biais engendré par l'orientation de la traverse par rapport à celle du mur : un premier type en utilisant la majoration; un deuxième type en prenant le nombre réel de fracture observé sur le terrain; un troisième type en ramenant l'ensemble des mesures à un poids égal à 1. À l'annexe 1, il est possible de retrouver tous les stéréogrammes obtenus à l'aide des différentes divisions. La majoration met un poids différent selon l'importance du joint. La majoration utilisée était la suivante :

$$JM = 8$$

$$Jm = 4$$

$$JL = 3$$

$$QJ, 1J, 2J = 1$$

L'orientation du mur qui est cartographié doit toujours être notée. En effet, cette direction de face peut engendrer un effet de biais très important. Lorsqu'une famille de joint se retrouve parallèle à la face du mur, il devient très difficile de caractériser son espacement, son importance et sa quantité.

La figure 13, montre un exemple d'un stéréogramme obtenu par DIPS.

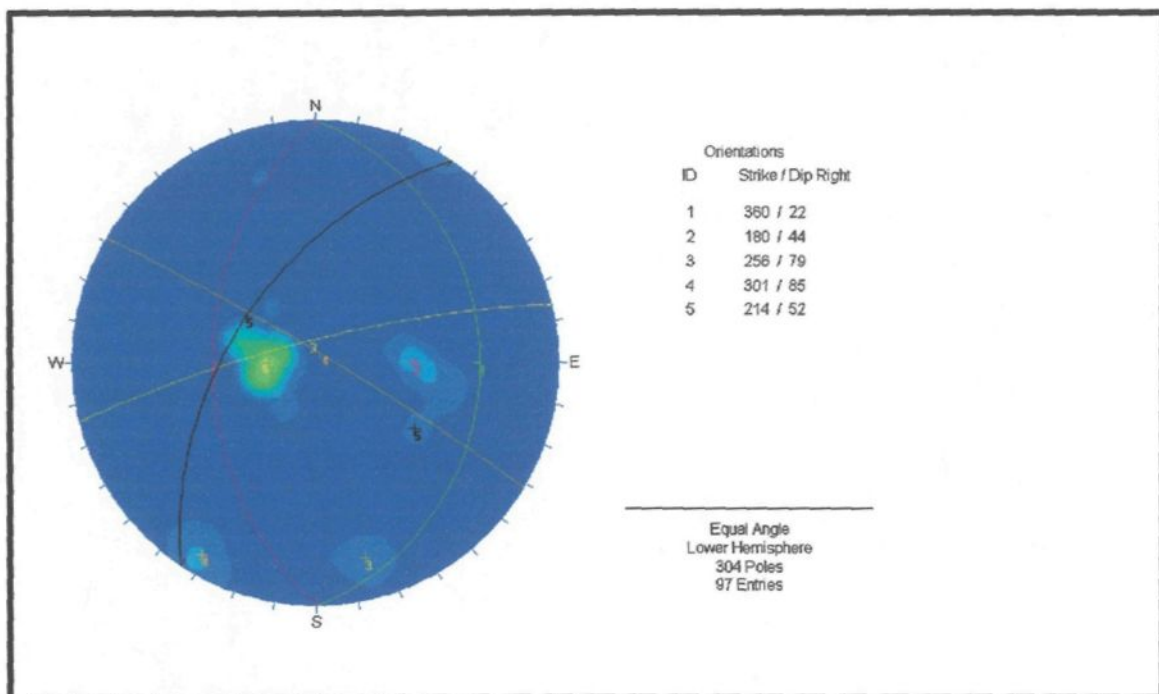


Figure 13 : Stéréogramme obtenu à partir des données de base des structures observées dans la section 5200 est.

Cette figure montre les différentes concentrations de pôles qui sont compilées à partir des mesures disponibles dans Dbase. À partir de ces pôles, il est possible de tracer les plans représentant les familles principales de joints. Sur cette figure, on remarque cinq grandes familles distinctes.

3.2.2 Caractéristiques des surfaces des discontinuités

Présentation des familles

La compilation des données provenant des cartographies des étés 2000 à 2002, a permis de cibler 6 grandes familles de discontinuités, dont deux qui sont présentes partout. En effet, les deux premières familles en importance sont la foliation et la famille sub-horizontale. Ces deux familles de diaclase sont continues et présentes dans l'ensemble de la fosse 87 de la mine Troilus. Contrairement à l'étude effectuée par Roche en 1992, il n'y a pas de distinction faite entre la famille sub-parallèle à la foliation et la foliation elle-même. L'étude en cours touche la stabilité des pentes de la fosse 87 de la mine Troilus, donc une fabrique (orientation préférentielle des minéraux) ne constitue pas nécessairement un problème de stabilité. Par contre, un joint suivant l'orientation de cette fabrique peut devenir significatif pour ce qui est de la stabilité des pentes. Le tableau 11 présente les différentes familles de discontinuité rencontrées lors de cette étude. La famille 3 (verticale) est présente de façon fréquente. Par contre, cette présence n'est jamais dense et peu continue. Pour ce qui est des familles 4 à 6, elles sont présentes de façon locale et en général elles sont peu continues.

Tableau 11 : Orientation des familles de discontinuité présentes dans la fosse 87 de la mine Troilus (direction selon le nord magnétique).

Nom	Direction / pendage moyen	Comparaison avec Roche (1992)
F1 : Foliation	217 / 65	MJ-1 : 215 / 60
F2 : Sub- horizontale	036 / 15	MJ-2 : 015-040 / 10-30
F3 : Verticale	287 / 88 106 / 87	MJ-4 : 300 / 75 MJ-3 : 125 / 63-84
F 4 : Zone Problématique	F4 A : 056 / 59 F4 B : 038 / 58	
F 5 : Faille 1	239 / 64	
F 6 : Joint 6	059 / 55	

Les données présentées ne sont que des moyennes obtenues à l'aide de. Il apparaît évident que les orientations des différentes familles ont une certaine variabilité. Les figures 14 à 19 représentent bien cette variabilité. Sur chaque figure le grand cercle moyen est indiqué, mais il est aussi possible d'observer le nuage de dispersion des données. La famille 5 (figure 18) est interprétée comme une faille tardive qui a été observée lors des cartographies antérieures.

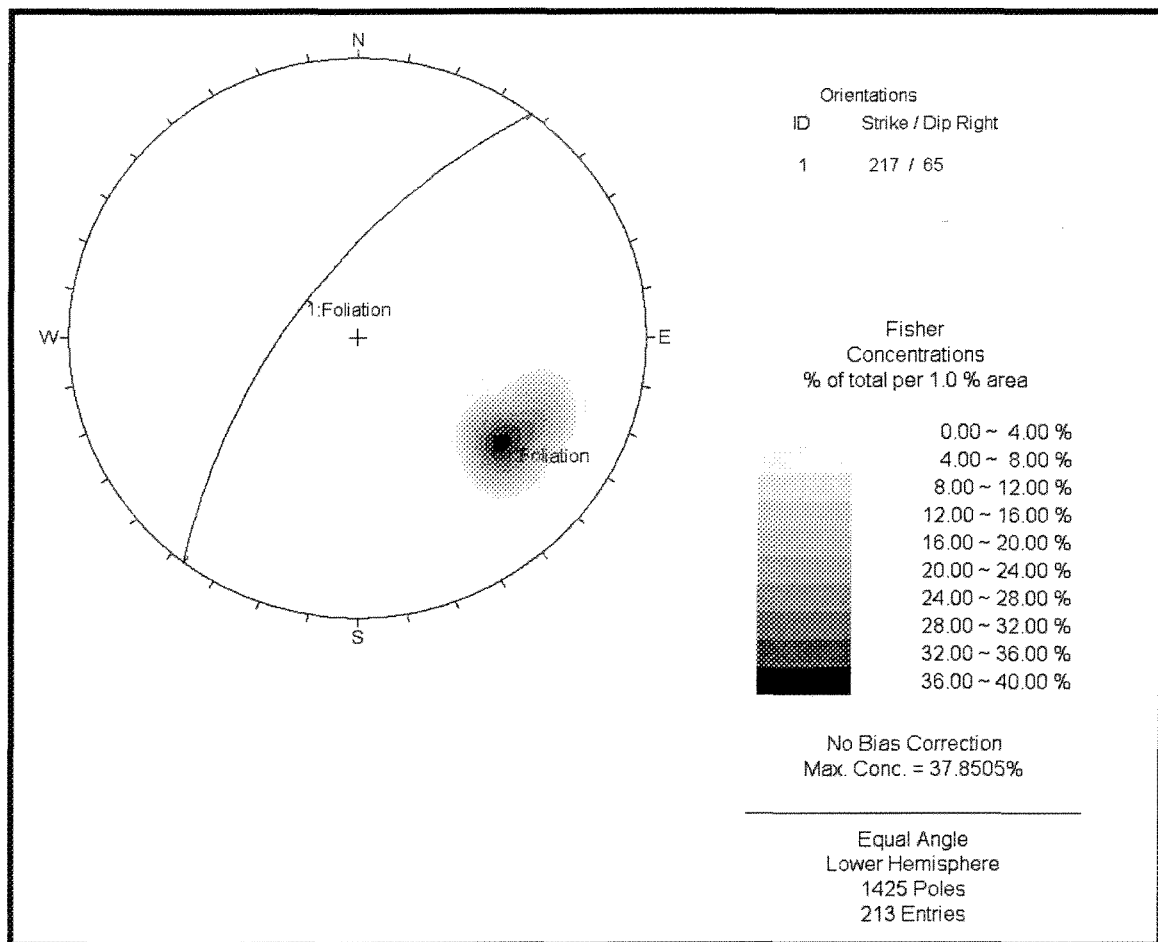


Figure 14 : Stéréogramme représentant l'orientation moyenne de la foliation.

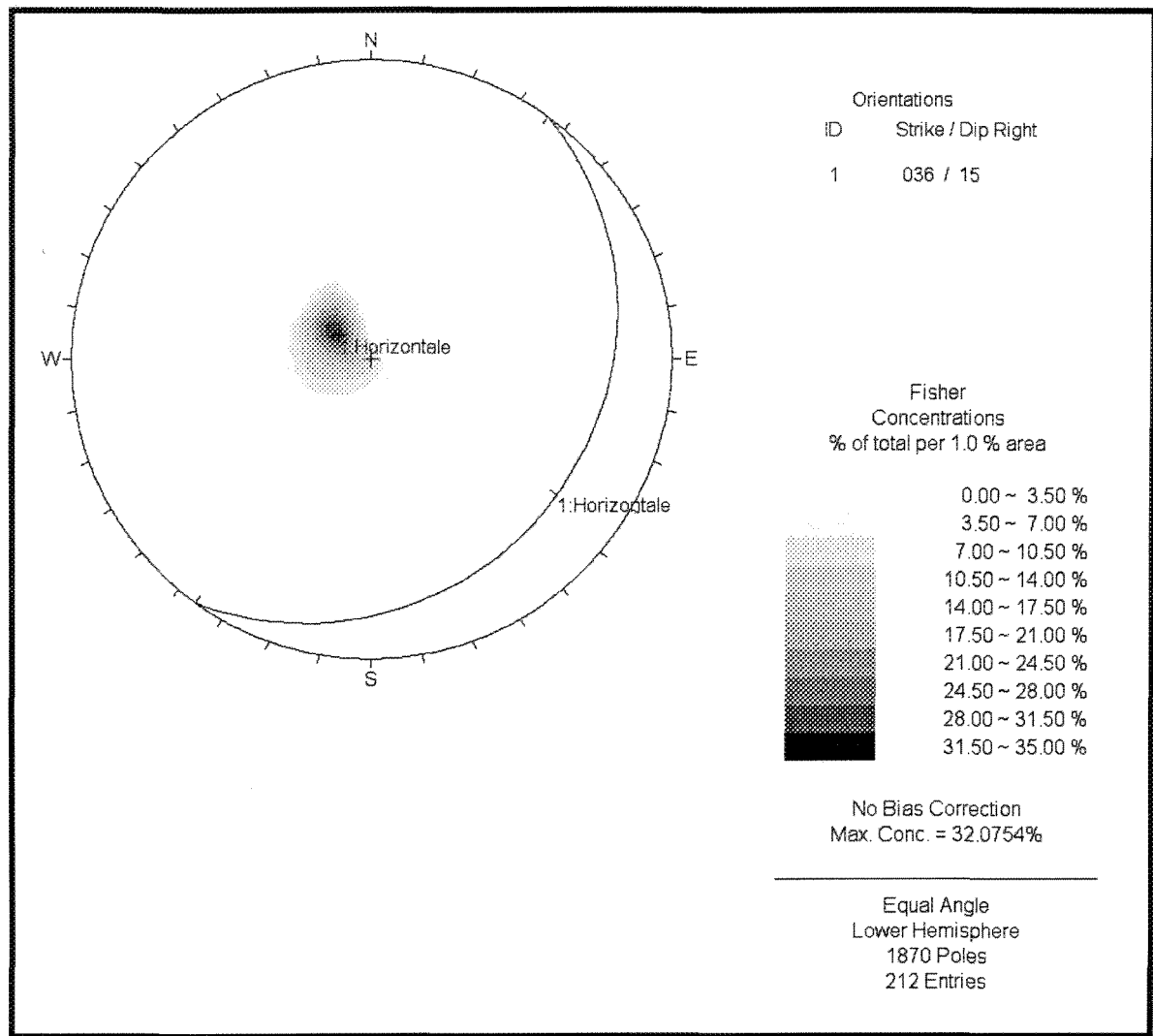


Figure 15 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille sub-horizontale.

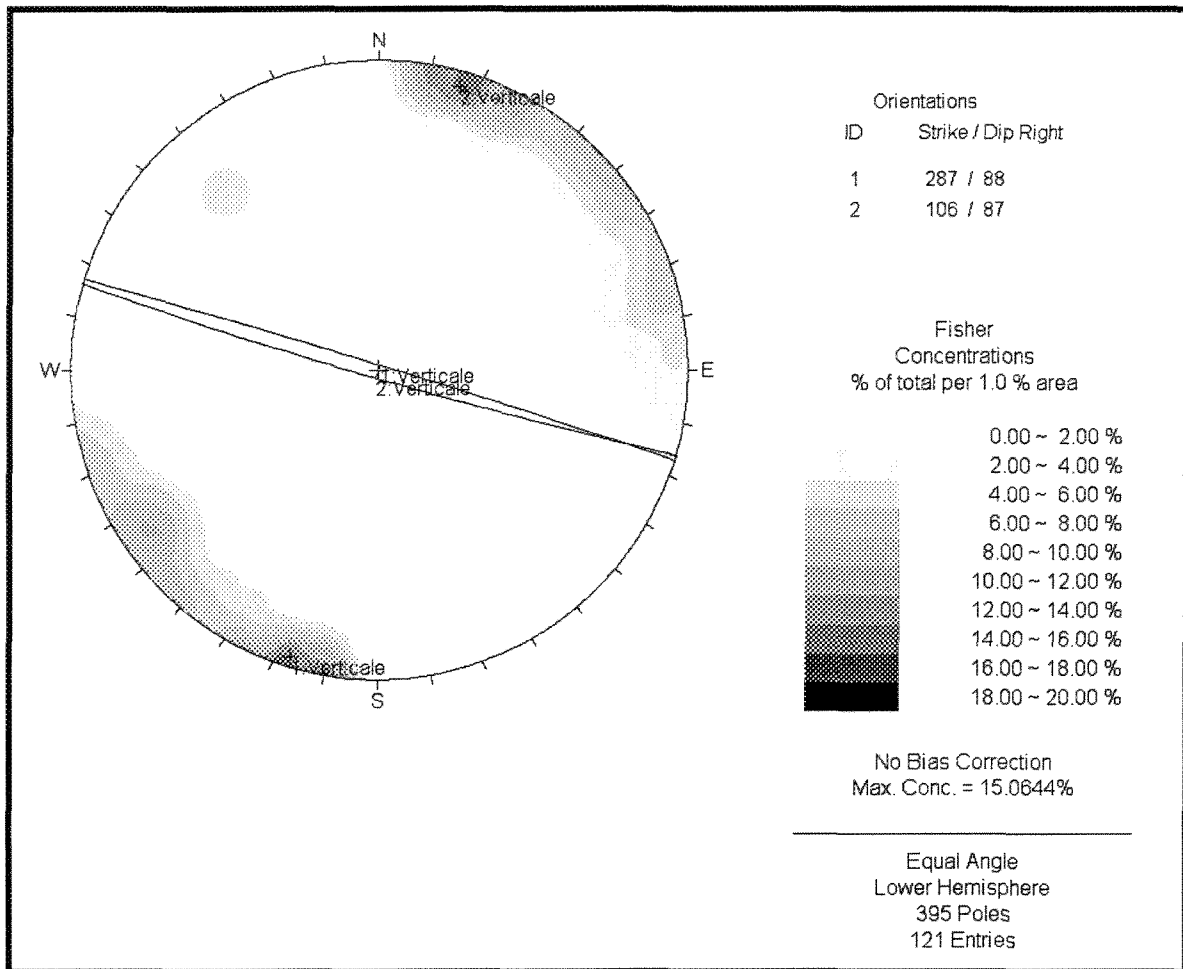


Figure 16 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille verticale.

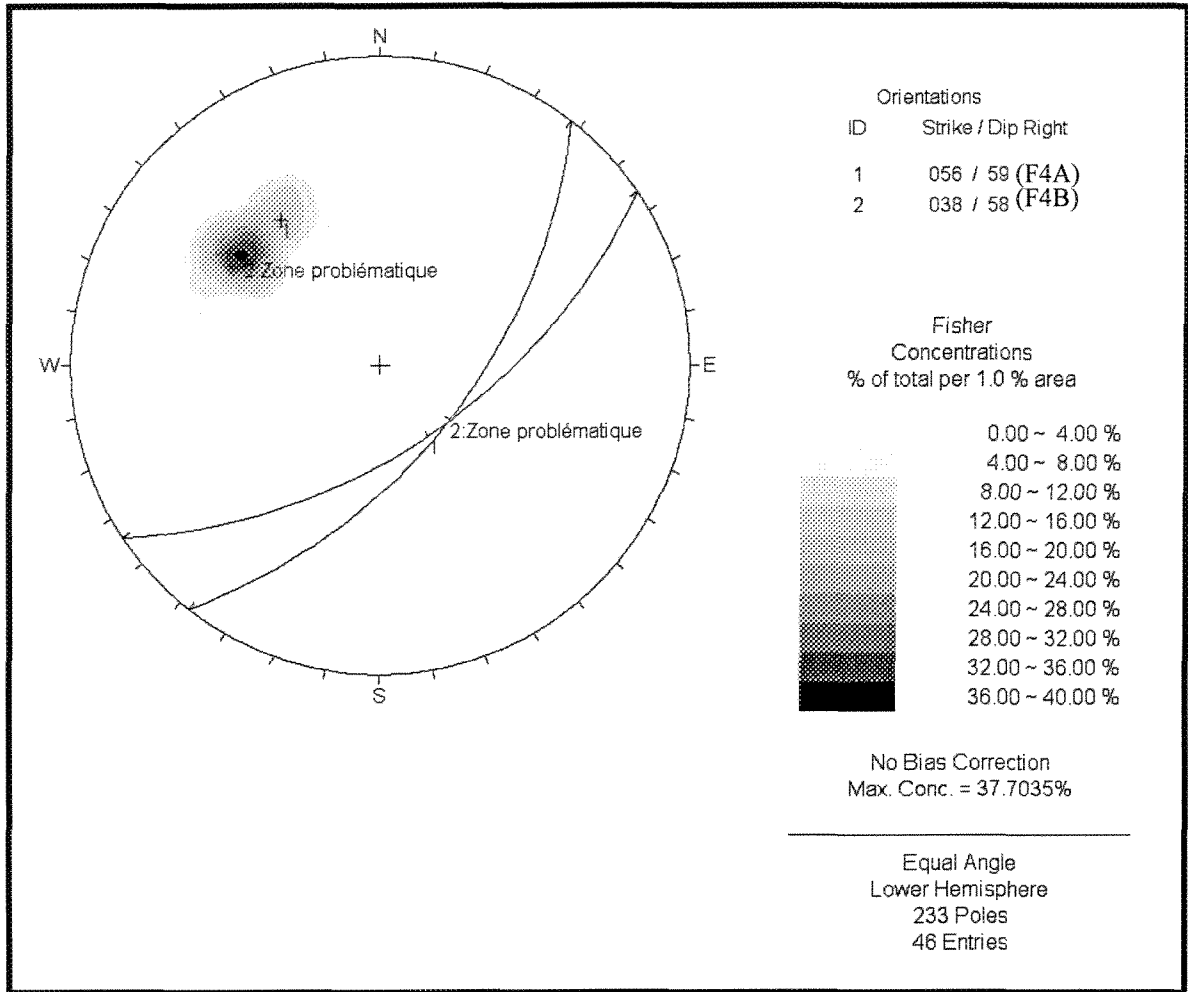


Figure 17 : Stéréogramme présentant les deux sous-familles de la zone problématique.

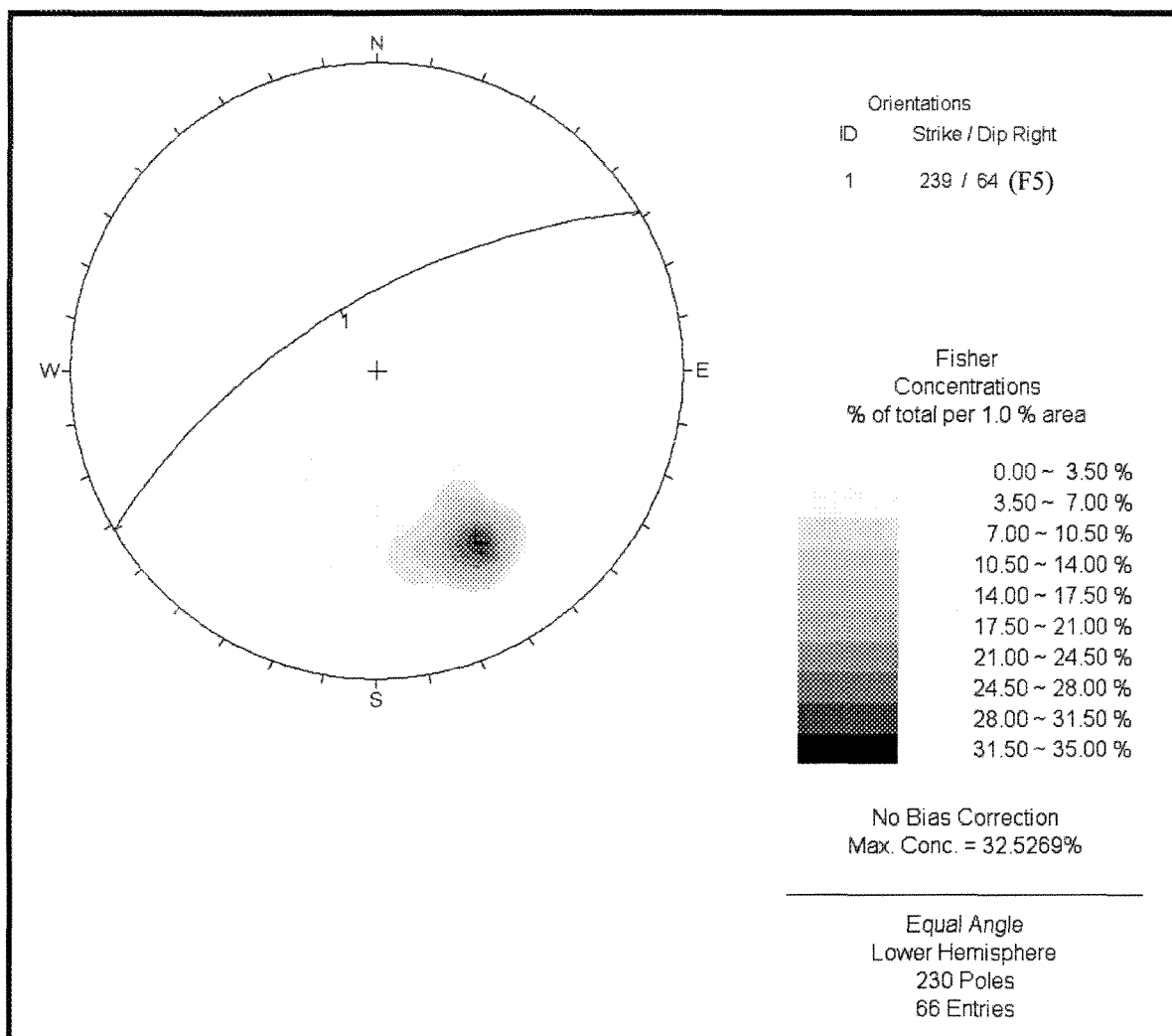


Figure 18 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille 5, la faille tardive.

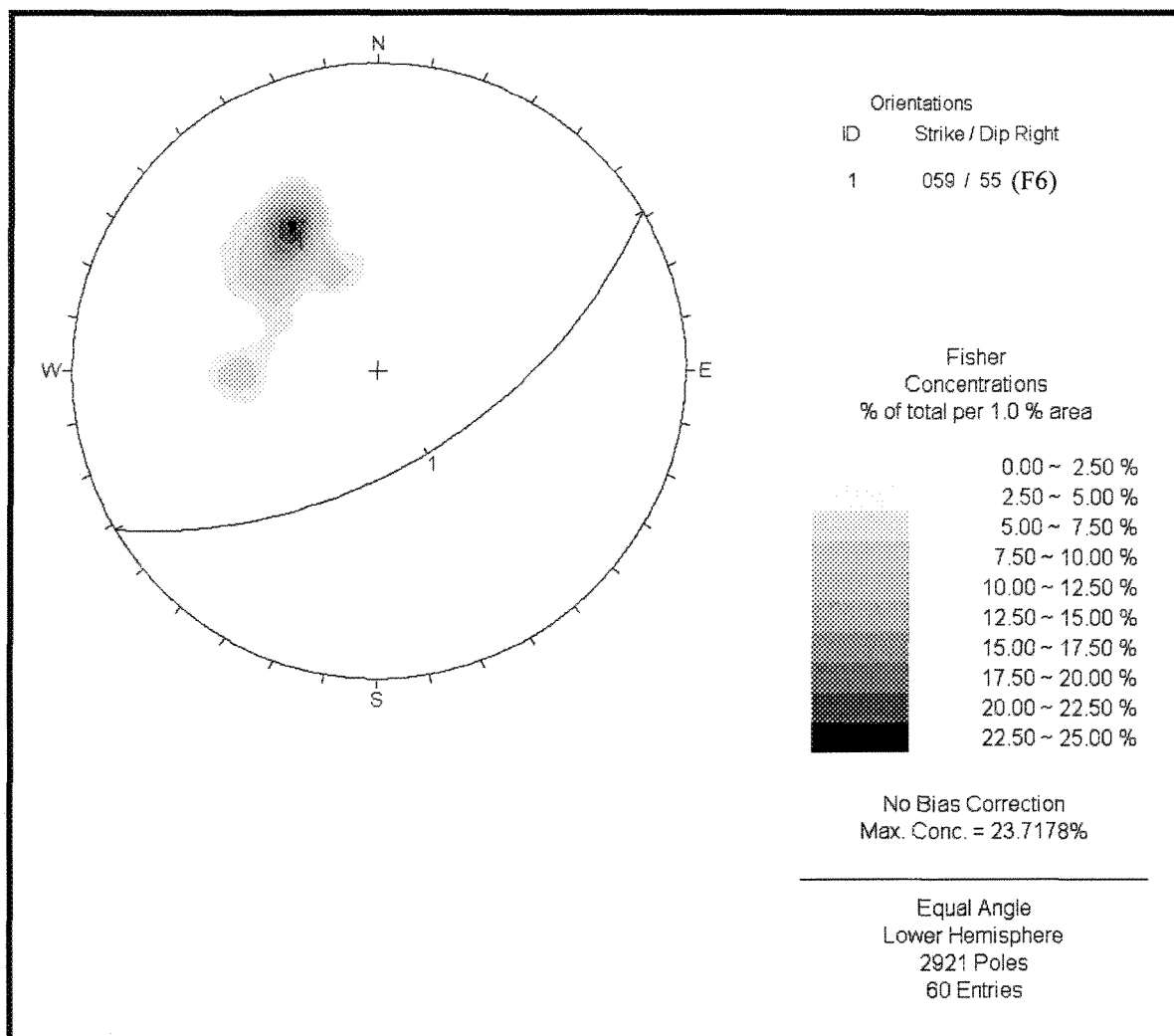


Figure 19 : Stéréogramme présentant l'orientation moyenne de la famille 6.

La famille 4A et la famille 6 sont similaires (voir figures 17 et 19). La différence entre ces deux familles est la patine d'altération. La famille 4A présente une surface altérée en épidote, tandis que la famille 6 ne présente pas d'altération. Dans le texte qui va suivre, la typologie « zone problématique » représentera plutôt la famille 4B. La « zone problématique » est localisée au mur ouest de la fosse 87 de la mine Troilus. Elle est caractérisée par le passage de la famille 4B ce qui crée des problèmes de stabilité. La famille 4B est sub-parallèle au mur ouest, ce qui peut causer des problèmes de grande

échelle. Par contre, la famille 4A fait un angle appréciable avec le mur ouest, ce qui réduit les risques à des problèmes locaux.

Caractéristiques des surfaces

Lors des campagnes de cartographie menées à la mine Troilus, la rugosité des joints a été identifiée comme rugueuse ou lisse de façon qualitative (seulement au toucher). Ce qui est ressorti lors de ces campagnes c'est que la grande majorité des surfaces de joint sont rugueuses. Les seules fois où les joints ont été définis comme lisse, c'est lorsque la surface de ces derniers est altérée en séricite ou en épidote. Même lorsque l'altération est présente, il arrive fréquemment que la surface demeure rugueuse. Un fort taux d'altération est nécessaire pour caractériser la surface de la diacalse comme lisse.

De plus, lors de ces mêmes campagnes de cartographie structurale, la forme de la surface des joints a été notée. Les qualificatifs qui furent utilisés sont les suivants : planaire, courbé ou ondulé. Ce qui est ressorti de cette étude est que la majorité des surfaces de joint sont planaires. Par contre, les grands joints de foliation sont à l'occasion ondulés. En effet, leur orientation varie de façon importante sur la même diacalse. Les caractéristiques de surface ne sont qu'une partie de la description d'un joint lors d'une campagne de cartographie structurale. Voici la caractérisation plus complète des différents réseaux de discontinuités.

3.2.3 Caractérisation des divers réseaux de discontinuités

Orientation des réseaux

Comme il a été déjà mentionné un peu plus haut, il y a six grandes familles de joints dans la fosse 87 de la mine Troilus (voir tableau 11). Les familles 1 et 2 sont présentes partout le long des murs de la fosse 87. La famille 3 est présente dans la grande majorité des cas, mais elle est peu continue. Pour ce qui est des familles 4 à 6, elles sont présentes de façon locale et sont très rarement continues. L'orientation de ces réseaux de discontinuités est présentée au tableau 11.

Fréquence, espacement et continuité des discontinuités

Lors des différentes cartographies, le nombre de diaclases de chaque famille, l'espacement entre chaque diaclase de même famille et leur continuité ont été notés à l'intérieur de chaque fenêtre. Ceci a permis de construire un tableau présentant les caractéristiques de chacune des six (6) familles identifiées (voir tableau 12).

Tableau 12 : Caractéristiques de chacune des familles de discontinuité

Famille	Nombre	Occurrence (%)	Espacement (m)	Continuité (m)
Foliation	1425	32,02	3,77	15,37
Horizontale	1870	42,02	1,63	11,74
Verticale	395	8,88	5,55	8,08
Faille 1	230	5,17	7,82	13,45
Zone Problématique	233	5,24	3,67	9,51
Joint 6	297	6,67	4,57	7,53
Somme	4450	100		

Rock Quality Designation (RQD)

Dès le début de l'exploration géologique du gisement, les géologues de Minnova ont adopté comme pratique de déterminer le RQD et le pourcentage de récupération sur chaque boîte de forage. Il est à noter que la plupart de ces forages étaient en calibre NQ qui correspond au diamètre pour lequel il est recommandé de déterminer le RQD. En observant les différentes sections (Choquet, 1993), il apparaît que les valeurs de RQD sont généralement supérieures à 90 %. Ceci correspond à un indice de roc de bonne qualité. Toutefois, lors de l'étude approfondie des différentes section, il a été possible de déceler des alignements d'un forage à l'autre. Ceci a permis de mettre en évidence des zones à RQD plus faible. Ces alignements s'avèrent être parallèles aux formations géologiques.

Entre les sections 134+00 et 138+00, qui correspond aux endroits de plus grande profondeur de la fosse, il a été possible de déceler quatre (4) alignements de zones à plus faible RQD qui ont été appelés zones A, B, C et D (Choquet, 1993). Ces zones ont un RQD inférieur à 80% et leur pendage est soit relativement parallèle à l'éponte inférieure de la fosse 87 ou légèrement plus prononcé que cette éponte.

Les zones A et B sont contenues dans l'éponte inférieure de la fosse et pourraient avoir une influence sur la stabilité de celle-ci. Les zones C et D sont facilement identifiables sur presque toutes les sections. Elles ont un RQD plus faible que celui des zones A et B et elles ont été interceptées par tous les forages sur chacune des sections. La zone C est située près du contact de l'éponte inférieure de telle sorte que cette zone pourrait avoir un impact sur la stabilité de l'éponte. La zone D est généralement située dans le

milieu de la fosse, de telle sorte qu'elle n'intervient pas dans les questions relatives à la stabilité des murs finaux de la fosse 87.

L'étude menée par SUPPORTEK (Choquet, 1993), conclut que les formations rocheuses de la fosse 87 sont constituées d'un roc encaissant de bonne qualité, puisque son RQD y est supérieur à 90%, et de 4 zones plus fracturées qui sont appelées A, B, C et D. Les tableaux 13 et 14 résument bien la qualité du roc rencontré lors de l'étude de SUPPORTEK (Choquet, 1993). Les sections condensées utilisées pour le zonage du roc encaissant sont présentées en annexe.

Tableau 13 : Évaluation des RQD pour chaque formation géologique du roc encaissant de meilleure qualité à l'éponte inférieure à partir des sections des RQD.

Section	V2 massif	V2B	V2T	I1 porphyrique	I1 à fracturation faible	I2J
134+00	92,1 91,2	97,5	97,7			
134+50	93,4	91,3				
135+00		92,4 92,8	94,3	94,0		
135+50	94,1 94,8 95,7					
136+00	94,8 85,0	86,0				60,0
137+00		94,6 95,3				
138+00						
Moyennes	92,6	92,8	96,0	94,0		60,0
Moyenne de V2, V2B et V2T	93,8					

Modifié de Choquet (1993)

Tableau 14 : Évaluation des RQD pour les zones A, B, C et D à partir des sections des RQD.

Section	Zone A (RQD)	Zone B (RQD)	Zone C (RQD)	Zone D (RQD)
134+00	77,5	79,3	65,5	65,0
134+50	73,0		61,2	34,2
135+00	74,8	76,0		75,0
135+50		77,0	51,2	72,6
136+00		65,8	70,0	
136+50			67,6	62,9
137+00		78,5	66,5	35,0
137+50			55,6	54,4
138+00		57,2	58,3	70,0
138+50			51,6	73,0
139+00			50,0	
139+50			62,1	
140+00			74,2	
Moyennes	75,1	72,3	61,1	60,2
Formations géologiques principales	V2, V2B	V2, V2B	I1 porphyrique	I1 porphyrique

Modifié de Choquet (1993)

3.3 Domaines structuraux au pourtour de la fosse

3.3.1 Subdivision des domaines structuraux

À partir des regroupements de stéréogrammes obtenus, des domaines structuraux ont été distingués à partir des caractéristiques lithologiques, structurales et géométriques.

Voici ces différents domaines obtenus suite à l'analyse des résultats.

Domaine A

Ce domaine comprend plusieurs subdivisions selon le pendage de la famille de discontinuité horizontale. De plus, une autre subdivision tient compte de l'orientation de la foliation. En effet, dans le secteur nord-ouest de la mine il est possible d'observer une

variation dans la direction de la foliation (190° versus 220°). Voici la terminologie de ces différentes subdivisions :

- A' correspond au sous-domaine qui est caractérisé par la foliation avec une direction de 190° . On retrouve aussi une famille de joints horizontaux (360/24) et une famille de joints verticaux (105/86) dans cette subdivision. Le stéréogramme qui représente A' est le 5340 (domaine A).
- Le pendage des joints horizontaux a permis de faire quatre autres divisions, soit A(2A), A(2B), A(2B,2C) et A(2C). Les termes entre parenthèse représentent le pendage de la fracture horizontale. Le qualificatif 2A indique un pendage entre 0° et 15° , tandis que 2B indique un pendage de 16° à 25° . Finalement, le terme 2C indique un pendage de 26° à 40° . Le tableau 15 permet d'associer les différents stéréogrammes à chacune des divisions. On retrouve aussi deux autres familles de joints dans ces sous-domaines, soit les familles F1 et F3 (foliation et verticale).

Tableau 15 : Stéréogrammes correspondants à chaque sous-domaine

Sous-domaine	Stéréogramme
A (2A)	5340(domaine C)
A (2B)	5340(domaine A, D) et 5200 sud (domaine B)
A (2B,2C)	5200 sud (domaine A)
A (2C)	5200 ouest (domaine A, B)

Domaine B

Ce domaine représente la « zone problématique » pour ce qui est de la stabilité des murs à la mine Troilus. En effet, la présence d'une famille de discontinuités avec une orientation à $038/58$ cause plusieurs problèmes pour la stabilité des pentes. La patine d'altération des fractures de cette famille est de couleur verte (épidote et chlorite). Cette altération fait en sorte que l'angle de friction de la roche diminue ce qui augmente les

risques de glissement. De plus, cette famille de joints est caractérisée par sa grande continuité lors de la phase 2 d'exploitation. Cette famille crée des problèmes de stabilité au mur ouest parce qu'elle a un pendage vers la fosse. Les autres familles de joint présentes dans ce domaine sont les suivantes : la foliation (F1) et l'horizontale (F2). Ce domaine correspond aux stéréogrammes 5320 nord (domaine B), 5340 (domaine B) et 5220 ouest.

Domaine C

Ce domaine est très limité dans l'espace. Il correspond au passage du dyke felsique dans le mur ouest. Ce changement lithologique correspond à une augmentation du degré de fracturation. Ce domaine est caractérisé par les familles de joint suivantes : verticale (148/82), horizontale (040/22) et foliation (223/61). Le stéréogramme correspondant à cette division est le 5200 ouest (domaine C).

Domaine D

Ce domaine est aussi limité dans l'espace parce que sa principale caractéristique est le changement d'unité lithologique. Il se retrouve lui aussi dans le dyke felsique. Contrairement au domaine C, ce changement d'unité fait en sorte que le pendage de la foliation devient moins prononcé. Ce dernier passe de 60° à 48° . On retrouve aussi les familles de joint verticale et horizontale dans ce domaine. Le stéréogramme correspondant est le 5200 est (dyke felsique).

Il y a plusieurs domaines identifiés et le but d'une telle analyse est de parvenir à faire une synthèse des zones continues pouvant provoquer des problèmes d'instabilité. Donc un dernier regroupement est nécessaire.

3.3.2 Définition des domaines structuraux homogènes autour de la fosse

Une analyse plus approfondie des données a permis d'identifier quatre grands domaines structuraux dans la fosse 87 de la mine Troilus, soit A(2A), A(2B), A(2B,2C) et B. Les domaines correspondant aux dykes felsiques sont négligés vu leur manque de continuité. À la figure 20 on retrouve la localisation de ces domaines. Cette synthèse a été faite à partir des données de l'été 2000, de l'été 2001 et de l'été 2002.

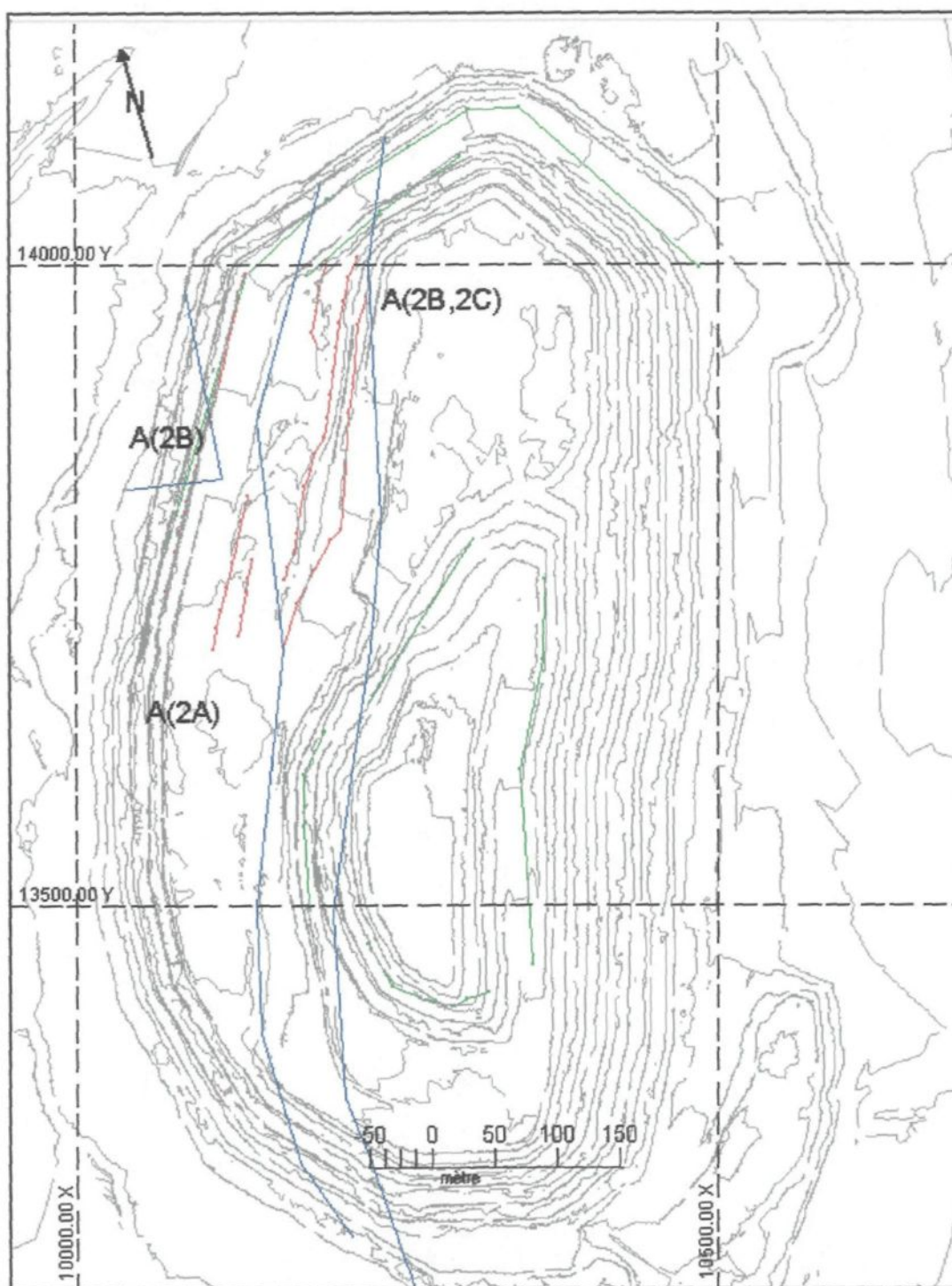


Figure 20 : Localisation des domaines structuraux de la fosse 87. Les limites de domaine sont indiquées en bleu. Les lignes rouges et vertes représentent les traverses de 2002 et 2001 respectivement.

Le domaine A est celui qui est omniprésent dans la mine. Il est caractérisé par une fracturation de faible intensité et par trois familles de joint principales (horizontale, verticale et foliation). Les qualificatifs entre parenthèse représentent le pendage de la fracture horizontale. Le qualificatif 2A indique un pendage entre 0 et 15°, tandis que 2B indique un pendage de 16 à 25°. Finalement, le terme 2C indique un pendage de 26 à 40°. Le domaine B est caractérisé par une fracture ayant une patine d'altération verdâtre. C'est le domaine responsable d'un nouveau design au mur ouest.

Domaine A(2A)

À la figure A2.2, quatre (4) zones à plus forte concentration représente les familles de discontinuité à l'intérieur du domaine A(2A). Les différentes discontinuités sont les suivantes : horizontale (F2), foliation (F1) et verticale (F3). La famille F3 présente deux orientations distinctes, soit : 330/88 et 301/87. Pour ce qui est de F1 et F2, elles ont une orientation de 218/69 et 360/08 respectivement. Même si le stéréogramme de la figure A2.2 ne permet pas de visualiser les trois autres grandes familles (F4, F5 et F6), elles sont quand même présentes. Une étude plus approfondie des données permet de construire le tableau 16 présentant les caractéristiques de six grandes familles à l'intérieur du domaine A(2A).

Tableau 16 : Caractéristiques des six grandes familles à l'intérieur du domaine A(2A).

Nom de la famille	Espacement (m)	Continuité (m)	Fréquence (%)
Foliation (F1)	4,45	7,63	29,27
Horizontale (F2)	2,27	10,16	44,38
Verticale (F3)	8,32	7,19	14,58
Zone Problématique (F4)	5	5	0,22
Faille 1 (F5)	7,13	9,74	7,34
Joint 6 (F6)	7,43	8,08	3,78

Domaine A(2B)

La figure A2.5 présente les données du domaine A(2B) sous forme de stéréogramme. Cette dernière permet de cibler cinq (5) concentrations de pôles. Ces dernières correspondent à deux familles horizontales, une (1) famille F1 (foliation) et à deux (2) familles verticales. Encore une fois les familles F4, F5 et F6 ne sont pas visibles sur le stéréogramme, mais une analyse plus approfondie des données permet de les retrouver. Le tableau 17 fait l'inventaire des différentes caractéristiques des six (6) grandes familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B).

Tableau 17 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B).

Nom de la famille	Orientation selon le stéréogramme (dir./pendage)	Espacement (m)	Continuité (m)	Fréquence (%)
Foliation (F1)	205 / 70	3,07	13,2	29,45
Horizontale (F2)	036 / 17 322 / 18	1,40	20,38	61,10
Verticale (F3)	319 / 85 120 / 88	9,33	10,38	5,51
Zone Problématique (F4)		1 joint	5	0,16
Faïlle 1 (F5)		13	11,25	0,79
Joint 6 (F6)		5,88	8	2,99

Domaine A(2B,2C)

La figure A2.8 présente les données du domaine A(2B,2C) sous forme de stéréogramme. Cette dernière permet de cibler cinq (5) concentrations de pôles. Ces dernières correspondent à trois (3) familles horizontales, une (1) famille F1 (foliation) et à deux (2) familles verticales. Encore une fois les familles F4, F5 et F6 ne sont pas visibles sur le stéréogramme, mais une analyse plus approfondie des données permet de les

retrouver. Le tableau 18 fait l'inventaire des différentes caractéristiques des six (6) grandes familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B,2C).

Tableau 18 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine A(2B,2C).

Nom de la famille	Orientation selon le stéréogramme (dir./pendage)	Espacement (m)	Continuité (m)	Fréquence (%)
Foliation (F1)	220 / 64	2,73	15,02	40,77
Horizontale (F2)	061 / 35 045 / 16 360 / 23	1,75	6,77	35,96
Verticale (F3)	104 / 88 134 / 88	2,8	8,28	12,21
Zone Problématique (F4)		1	4,5	1,73
Faïlle 1 (F5)		13,25	8,78	1,83
Joint 6 (F6)		2,04	10,91	7,4

Domaine B

La figure A2.11 présente les données du domaine B sous forme de stéréogramme. Cette dernière permet de cibler quatre concentrations de pôles. Les concentrations de pôles correspondent à une famille horizontale, une famille F1 (foliation), une famille verticale et à une famille F4 (zone problématique). Les familles de discontinuité F5 et F6 ne sont pas visibles sur le stéréogramme, mais une analyse plus approfondie des données permet de les retrouver. Le tableau 19 fait l'inventaire des différentes caractéristiques des six grandes familles de discontinuité présentes dans le domaine B.

Tableau 19 : Caractéristiques des familles de discontinuité présentes dans le domaine B.

Nom de la famille	Orientation selon le stéréogramme (dir./pendage)	Espacement (m)	Continuité (m)	Fréquence (%)
Foliation (F1)	218 / 60	4,12	22,14	28,4
Horizontale (F2)	040 / 19	1,49	11,71	38,81
Verticale (F3)	339 / 87	4,49	8,83	5,18
Zone Problématique (F4)	F4A : 059 / 58 F4B : 039 / 54	3,74	9,52	11,50, dont (F4A : 4,5 et F4B : 7)
Faïlle 1 (F5)		6,07	18,69	7,22
Joint 6 (F6)		4	5,88	8,84

Lors de la campagne de cartographie de l'été 2002, une attention particulière a été portée sur le domaine B. En effet, ce dernier possède une famille de discontinuité sub-parallèle au mur ouest, soit la zone problématique (plus particulièrement F4B). Cette famille de discontinuité a été observée de façon importante lors de la phase 2 d'exploitation de la zone 87 de la mine Troilus. Cette famille intéresse particulièrement les ingénieurs de Troilus parce qu'elle pourrait présenter des problèmes pour la stabilité des pentes. En effet, son altération en épidote et son pendage vers la fosse sont deux facteurs qui pourraient être favorables à une éventuelle rupture. La figure 21 permet d'observer les résultats d'une telle structure sur le mur ouest.

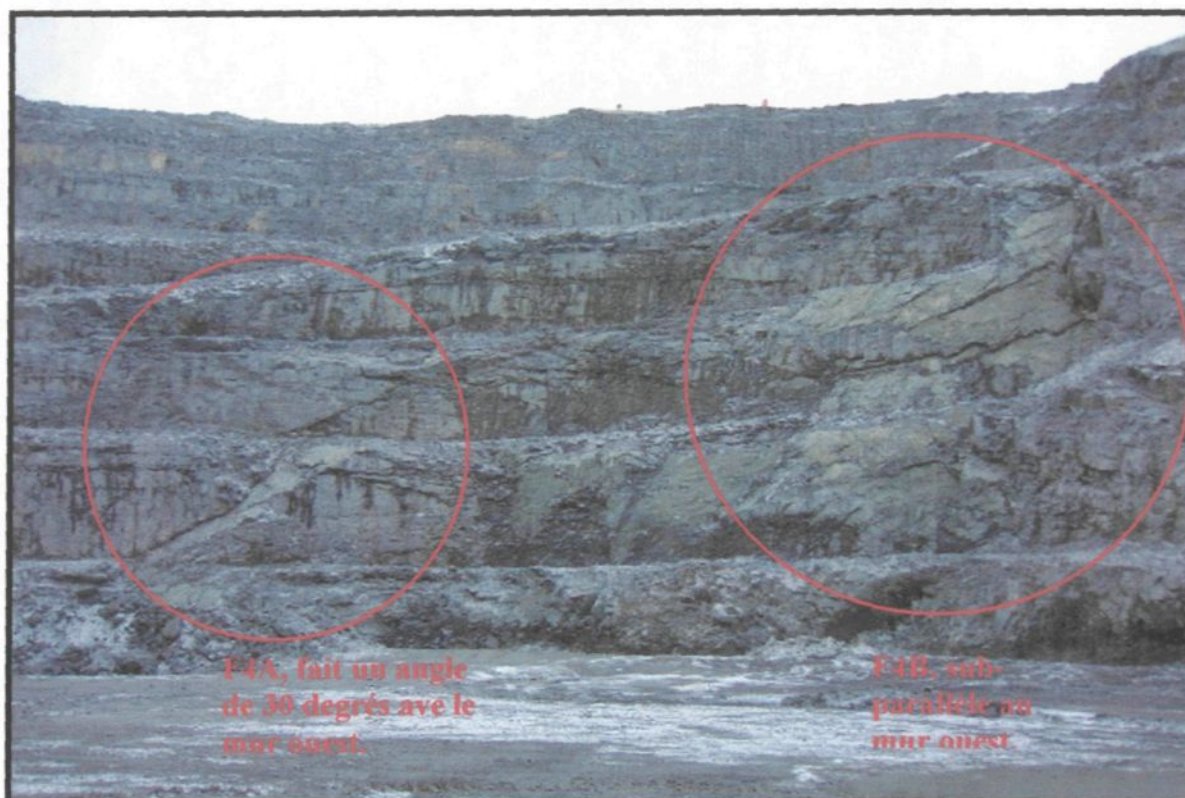


Figure 21 : Photo représentant la famille de discontinuité appelée zone problématique.

Une analyse plus poussée pour cette famille de discontinuité F4 a due être menée pour assurer la sécurité des travailleurs et la continuité de l'exploitation. Une carte des structures majeures rencontrées dans la fosse 87 a été construite. Cette carte a été développée à partir des observations recueillies dans le rapport de cartographie de 2000 (Lamontagne, 2000), de celles obtenues en 2001 et des données antérieures.

Le **plan 1** (présenté en annexe) montre l'ensemble des données structurales recueillies. On peut y observer différents éléments: les failles de surfaces cartographiées lors du décapage en vert; les failles repérées lors de la campagne de 2000 sont indiquées en bleu; les dykes rencontrés lors des cartographies sont montrés en jaune; l'ensemble des dykes repérés dans le « log » des DDH sont indiqués en vert; l'ensemble des grandes

structures repérées sont montrées en noir et les emplacements de la zone problématique sont montrés en rouge.

Passage de la zone problématique

Lors de l'interprétation et design de l'an 2000, la zone problématique était située à proximité ouest du dyke du « hangingwall (plan 1, point 1 en annexe). Avec l'ouverture Nord, dans la phase 3 transitoire de la fosse 87, les prévisions étaient de faire ressortir la zone problématique dans la partie nord-ouest. Par contre, celle-ci est plutôt apparue dans la partie Nord (plan 1, point 2 en annexe). Entre les points 1 et 2 du plan 1, pour la même élévation, il est possible d'observer un déplacement de 40 à 50 mètres de la zone vers l'est. Jusqu'à maintenant la seule explication logique à ceci serait associée à une ou des failles repérées lors de la cartographie de 2000. De plus, le pendage de la zone semble être vers l'est et non vers l'ouest comme l'étude de 200 l'avait mentionnée et considérée. Avec la cartographie de 2002, associée à la phase temporaire du mur ouest, la zone problématique observée au nord a pu être reliée aux données plus au sud.

Suite à tout ceci une surface, enveloppant les endroits où la zone problématique a été repérée, a été dessinée. Cette surface représentant la zone problématique, a été projetée dans le design final afin de vérifier son emplacement par rapport au mur final ouest (voir plan 2). Afin de mieux vérifier l'information, une série de sections pour les différentes orientations de murs ont été tracées (voir plan 2).

L'observation des différentes sections présentées au plan 2 permet de vérifier que la zone problématique reste à l'extérieur du mur ouest dans la majorité des cas (intérieur de la

fosse). Ceci a permis d'utiliser un design plus agressif. L'angle inter-rampe passe donc de 50 à 55 degrés. Ceci fait en sorte que la zone ne serait plus rencontrée. De plus, d'après l'angle de la famille de fractures sub-horizontale qui bascule en direction du gisement (vers l'est), la stabilité serait augmentée par ce design plus agressif.

Dans la partie nord-ouest, section 13950 à 14950, la zone problématique est présente dans le mur final. Par contre, le mur présente une direction de 093 à cet endroit ce qui fait en sorte que la famille de discontinuité (F4) n'est plus parallèle au mur. Cette absence de parallélisme diminue grandement les risques de rupture. Une attention particulière devra quand même être portée dans ce secteur.

CHAPITRE 4

CARACTÉRISATION HYDRO-GÉOMÉCANIQUE DU MASSIF ROCHEUX AU POURTOUR DE LA FOSSE

4.1 Propriétés géotechniques des roches du massif

4.1.1 Résistance à la compression uniaxiale et triaxiale

Des échantillons orientés furent prélevés dans les trous de forage par Roche (1992) lors de l'étude de pré-faisabilité. Certains de ces échantillons furent sélectionnés et envoyés à un laboratoire d'essai de mécanique des roches. L'orientation des carottes de forage s'est effectuée en utilisant la technique de la pâte à modeler. Le principe de la méthode consiste à prendre une empreinte en fond de trou, que l'on fait concorder avec l'extrémité de carotte extraite précédemment. Lors des travaux d'orientation de carottes sur le site Troilus-Frotet, deux (2) foreuses réalisaient le forage au diamant, donnant des carottes de calibre NQ. Les essais mécaniques réalisés avaient pour but de tenter de différencier les types de roches rencontrés, selon leurs propriétés mécaniques. Les valeurs des propriétés mécaniques devaient par la suite servir à déterminer le potentiel de rupture d'une excavation qui serait réalisée dans les divers types de roches du gisement.

Le tableau 20 présente les résultats des essais de compression uniaxiale et triaxiale sur des échantillons orientés. La grande variabilité de la résistance en compression pour chaque unité lithologique peut être vérifiée. Pour avoir une approximation de la résistance intacte de chaque type de roche, il faut s'attarder aux résultats dont le mode de rupture n'est pas selon une diaclase (J) ou fissure, ou bien selon une veine de quartz (V). En effet, la

présence de ces structures réduit fortement la résistance en compression de la roche. Il n'a pas été possible de réaliser une classification des unités selon la résistance car celles-ci semblent avoir des résistances similaires. Que ce soit l'unité V2, I1 ou V2B la résistance est de l'ordre de 20 000 à 30 000 psi (ou 137, 9 à 206,85 MPa).

Tableau 20 : Résistances en compression uniaxiale et triaxiale

Échantillon	Unité Lithologique	Compression uniaxiale (MPa)	Rupture	Compression triaxiale (MPa)	Rupture
KN 177 B13	V2	229,40			
KN 177 B28	V2	119,74	V		
KN 177 B28	V2	113,94			
KN 177 B35	V2	194,92			
KN 177 B35				386,15 ($S_3 = 6,9$)	
KN 177 B39	I1	165,68			
KN 177 B39	I1	216,80			
KN 177 B39	I1	100,41	?		
KN 177 B41	V2B	161,34	?		
KN 177 B43	V2B	100,83	V, Q		
KN 177 B46	V2B	95,34	V, Q		
KN 177 B46	V2B	78,50	V, Q		
KN 177 B50	V2B	76,27	S		
KN 177 B50	V2B	37,97	S		
KN 177 B50	V2B	82,62	S		
KN 182 B3	I1	124,98	V, Q		
KN 182 B3	I1	263,58			
KN 182 B3	I1	139,99			
KN 182 B6	V2	134,98			
KN 182 B6	V2	168,73			
KN 182 B7	I1	141,25			
KN 182 B14	I1	93,74	J		
KN 182 B15	I1	206,23			
KN 182 B15	I1	125,01	?		
KN 184 B7	V2	152,54			
KN 184 B7	V2	198,89			
KN 184 B14	I1	132,91			
KN 184 B15	I1	170,88			
KN 184 B19	V2	182,77			
KN 184 B19	V2	63,02	J		
KN 184 B19	V2	220,58			
KN 184 B32	V2B	144,95			
KN 184 B32	V2B	206,71			
KN 184 B32	V2B	189,07			
KN 184 B40	I1	245,88			
KN 184 B40	I1	213,37			
KN 184 B41	I1	220,58			
KN 184 B41	I1			389,13 ($S_3 = 13,79$)	
KN 184 B41	I1			294,98 ($S_3 = 27,58$)	J
KN 184 B43	I1			208,01 ($S_5 = 20,69$)	
KN 184 B45	I1	177,21	V		
KN190 B3	V2B	131,79			
KN190 B4	V2B	69,03	J		
KN190 B4	V2B	112,96	?		
KN190 B9	V2B	163,17			
KN190 B9	V2B	219,65			

KN190 B9	V2B	269,85			
KN190 B9	V2B			194,56 ($S_3 = 13,79$)	
KN190 B9	V2B			276,15	
KN190 B19	V2	107,14			
KN190 B19	V2	126,05			
KN190 B19	V2			252,13 ($S_3 = 34,48$)	
KN 198 B12	V2	210,36			
KN 198 B13	V2	75,31	S		
KN 198 B36	V2T	102,56	V		
KN 198 B36	V2T			121,84 ($S_3 = 6,90$)	V
KN 198 B37	V2T	83,33			
KN 198 B46	V2T	75,62			
KN 198 B46	V2T	88,23			
KN 198 B46	V2T			151,28 ($S_3 = 20,69$)	S
KN 198 B47	V2	209,74			
KN 199 B4	II	112,96	S		
KN 199 B4	II	69,03	V, Q		
KN 199 B4	II	150,61			
KN 199 B4	II	207,10			
KN 199 B12	V2	88,61	V		
KN 199 B12	V2	94,93	V		
KN 199 B12	V2	88,61	V		
KN 199 B20	V2			189,91 ($S_3 = 13,79$)	
KN 199 B21	V2	69,62	V		
KN 199 B25	II	107,59	V		
KN 199 B36	II	89,36	S		
KN 199 B36	II	38,30	S		
KN 199 B37	V2	44,68	S		
KN 199 B37	V2	89,36	?		
KN 200 B9	V2	107,59			
KN 200 B9	V2	75,95	V		
KN 200 B9	V2	69,62	V		
KN 200 B18	V2	82,28			
KN 200 B18	V2	82,28			
KN 201 B7		150,61			
KN 201 B7		138,65			
KN 201 B7		150,61			
KN 201 B11		81,58	V		
KN 201 B11		144,34			
KN 201 B14		138,65			
KN 201 B14		100,83	V		
KN 201 B14				39,71 ($S_3 = 34,48$)	

Modifié de Roche (1992)

V : Rupture passant par une veine (de quartz)

S : Rupture passant par de la schistosité

F : Rupture passant par de la foliation

J : Rupture passant par une fissure ou une diaclase

? : Rupture non décrite

Q : Quartz

KN 177 B13 : Échantillon du trou KN 177, provenant de la boîte # 13.

S_3 : Confinement (KPa)

De plus, dans le cadre de ce même rapport (Roche, 1992), des essais de double poinçonnement ont été réalisés. Le tableau 21 montre que la relation proposée pour relier l'indice de double poinçonnement à la résistance en compression est valable. Ce type d'essai est décrit par Goodman (1989). Lors de ces essais il a été difficile de statuer sur l'effet de tester parallèlement à la foliation (D) ou selon un angle à celle-ci (A). Il a été impossible d'établir de relation particulière car, sur l'ensemble des essais, 11 fois sur 20 la valeur D est inférieure à la valeur A, ce qui ne prouve rien.

Tableau 21 : Résultats des essais de double poinçonnement.

Échantillons	Chargement	Indice de double poinçonnement (MPa)	Facteur	Résistance en compression uniaxiale	
				Mesurée (MPa)	Calculée (MPa)
KN 182 B3	D	6,09	22,5	137,01	124,99
KN 184 B7	D	3,99	22,4	89,46	168,82
KN 184 B7	A	5,40	23,4	126,23	
KN 184 B32	A	7,55	22,5	169,92	180,24
KN 184 B41	D	3,55	22,5	79,76	220,03
KN 184 B41	A	8,74	23,6	206,24	
KN 190 B9	D	8,18	22,5	184,11	217,56
KN 190 B9	A	5,57	23,1	128,59	
KN 198 B46	D	7,89	22,5	177,47	81,93
KN 199 B4	A	7,29	23,8	173,36	178,86
KN 199 B45	D	8,10	22,5	182,22	
KN 199 B35	A	5,84	22,4	130,78	
KN 199 B37	D	6,00	22,4	134,27	89,36
KN 200 B9	A	3,97	23,3	92,54	107,59
KN 200 B19	A	6,84	23,3	159,23	
KN 201 B14	A	5,95	22,9	136,25	138,65

Modifié de Roche (1992)

L'étude de faisabilité réalisée par Supportek (Choquet, 1993) a permis de réviser l'ensemble des données géomécaniques disponibles afin d'attribuer des valeurs moyennes représentatives à chaque zone discutée dans la section 3.2.3 (portant sur le RQD). Les principales données géomécaniques qui ont été révisées sont les suivantes : RQD moyen

pour chaque zone; indice de double poinçonnement (I_s) moyen; espacement moyen des diaclases et le nombre de familles de discontinuité. La compilation de ces données à permis de classier le roc des différentes zones à l'aide de deux systèmes, soit le CSIR (aussi nommé RMR pour Rock Mass Rating) et le NGI (pour Norwegian Geotechnical Institute). Les tableaux 22 à 24 détaillent l'évaluation de la classification géomécanique CSIR pour le roc de meilleure qualité à l'éponte inférieure, pour les zones A et B puis les zones C et D.

Tableau 22 : Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc de meilleure qualité à l'éponte inférieure (V2 et V2B).

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
Résistance en compression uniaxiale	107,1 MPa	$I_s = 4,4$ $4,4 * 24,34 = 107,1$	10,0	0 - 15
R.Q.D.	93,8 %	Moyenne de 92,6, 92,8 et 96	18,8	3 - 20
Espacement des discontinuités	0,90 m	Moyenne de 0,63 et 1,17	14,3	5 - 30
Condition des discontinuités	Surfaces rugueuses à légèrement rugueuses	Observation	19	0 - 25
Venues d'eau	Présence d'eau interstitielle	Estimation	7	0 - 10
Total : RMR = 69,1				

Modifié de Choquet (1993)

Tableau 23 : Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc des zones A et B.

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
Résistance en compression uniaxiale	110,7 MPa	$I_s = 4,55$ $4,55 * 24,34 = 110,7$	10,2	0 - 15
R.Q.D.	73,7 %	Moyenne de 75,1 et 72,3	14,6	3 - 20
Espacement des discontinuités	0,76 m	Moyenne de 0,90 et 0,62	12,8	5 - 30
Condition des discontinuités	Surfaces légèrement rugueuses à lisses	Observation	13	0 - 25
Venues d'eau	Présence d'eau interstitielle	Estimation	7	0 - 10
Total : RMR = 57,6				

Modifié de Choquet (1993)

Tableau 24 : Évaluation de la classification géomécanique CSIR du roc des zones C et D.

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
Résistance en compression uniaxiale	102,2 MPa	$I_s = 4,2$ $4,2 * 24,34 = 102,2$	9,7	0 - 15
R.Q.D.	60,6 %	Moyenne de 61,1 et 60,2	12,0	3 - 20
Espacement des discontinuités	0,62 m	Moyenne de 0,76, 0,74, 0,52 et 0,59	11,9	5 - 30
Condition des discontinuités	Surfaces lisses	Observation	8	0 - 25
Venues d'eau	Présence d'eau interstitielle	Estimation	7	0 - 10
Total : RMR = 48,6				

Modifié de Choquet (1993)

Les tableaux 25 à 27 présentent l'évaluation de classifications géomécaniques NGI pour les mêmes formations qu'aux tableaux 22 à 24.

Tableau 25 : Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc de meilleure qualité à l'éponte inférieure (V2 et V2B).

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
R.Q.D.	93,8 %	Moyenne de 92,6, 92,8 et 96	93,8	10 - 100
J _n	Trois familles de discontinuité	Selon Roche (1992)	9	0,5 - 20
J _r	Surfaces rugueuses à légèrement rugueuses	Estimation	2,5	0,5 - 4
J _a	Surfaces non altérées. Occasionnellement minéraux d'altération (chlorite, séricite)	Estimation et $\text{fr} = 31^\circ$ (Roche, 1992)	1,5	1 - 4
J _w	Venues d'eau faibles	Estimation	0,75	0,1 - 1
S.R.F.	Profondeur intermédiaire	Estimation	1,0	1,0 - 10
Total : $Q = (RQD/J_n) * (J_r / J_a) * (J_w / SRF)$			13,03	

Modifié de Choquet (1993)

Tableau 26 : Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc des zones A et B.

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
R.Q.D.	73,7 %	Moyenne de 75,1 et 72,3	73,7	10 - 100
J _n	Trois familles de discontinuité	Selon Roche (1992)	9	0,5 - 20
J _r	Surfaces légèrement rugueuses à lisses	Estimation	1,5	0,5 - 4
J _a	Surfaces légèrement altérées.	Estimation	2,0	1 - 4
J _w	Venues d'eau faibles	Estimation	0,75	0,1 - 1
S.R.F.	Profondeur intermédiaire	Estimation	1,0	1,0 - 10
Total : $Q = (RQD/J_n) * (J_r / J_a) * (J_w / SRF)$			4,61	

Modifié de Choquet (1993)

Tableau 27 : Évaluation de la classification géomécanique NGI du roc des zones C et D.

Paramètre	Valeur du paramètre	Source d'information	Cote	Valeurs extrêmes de la classification
R.Q.D.	60,6 %	Moyenne de 61,1 et 60,2	60,6	10 - 100
J_n	Trois familles de discontinuité	Selon Roche (1992)	9	0,5 - 20
J_r	Surfaces lisses	Estimation	1,0	0,5 - 4
J_a	Surfaces séricitisées	Estimation et $\alpha = 22^\circ$ (Roche, 1992)	3,0	1 - 4
J_w	Venues d'eau faibles	Estimation	0,75	0,1 - 1
S.R.F.	Profondeur intermédiaire	Estimation	1,0	1,0 - 10
Total : $Q = (RQD/J_n) * (J_r / J_a) * (J_w / SRF)$			1,68	

Modifié de Choquet (1993)

4.1.2 Module d'élasticité

Lors de l'étude menée par Roche (1992), des essais pour déterminer le module d'élasticité ont été effectués selon le type de roche. Par contre, il n'a pas été pertinent d'effectuer des moyennes par type de roche avec un si petit nombre de données. Le tableau 28 présente les résultats de ces essais. En observant ce tableau, il ressort qu'il y a une grande variabilité de la rigidité de chaque type de roche selon le trou et selon la profondeur de l'échantillon. Une grande différence de rigidité entre deux unités juxtaposées (I1 et V2B par exemple) peut amener des contraintes supplémentaires et le cisaillement du contact dans une fosse profonde. Tous les matériaux testés ont un comportement relativement fragile et cassant.

Tableau 28 : Module d'élasticité des roches de Troilus-Frotet

Numéro du trou et fosse	Numéro de la boîte	Module d'élasticité (MPa)	Type de roche
KN 177 87	28	76259	V2
KN 190 87	19	36888	V2
KN 200 J4	18	40818	V2
KN 199 J4	37	51644	V2
KN 177 87	139	63296	I1
KN 182 87	3	41991	I1
KN 182 87	15	38060	I1
KN 184 87	40	70467	I1
KN 177 87	41	41370	V2B
KN 177 87	46	68674	V2B
KN 190 87	4	61090	V2B
KN 190 87	9	50540	V2B

Tiré de Roche (1992)

4.2 Résistance des discontinuités

4.2.1 Évaluation de la rugosité des discontinuités

Lors des différents travaux de cartographie structurale (Lamontagne, 2000 et Bélanger, 2001 et 2002), il a été observé que la majorité des joints sont rugueux dans la fosse 87. Par contre, la présence de séricite dans le dyke felsique rend parfois la surface des joints lisses. Pour ceci le degré d'altération doit être très prononcé. De plus, à l'intérieur du domaine B l'altération en épidote et en chlorite peut diminuer la rugosité des joints de la zone problématique sans nécessairement les rendre lisses. Les tableaux 22 et 25 tirés de Choquet (1993) indiquent que les surfaces de joint pour le massif en général sont rugueuses à légèrement rugueuses. Des surfaces lisses ont été observées dans les zones A, B, C et D (Choquet, 1993).

4.2.2 Paramètres de cisaillement : angle de frottement, cohésion et remplissage des discontinuités

Des essais de cisaillement direct ont été effectués par Roche (1992) lors de l'étude de pré-faisabilité. Ces essais, qui ont été effectués sur des échantillons de diaclases, ont permis d'évaluer l'angle de friction résiduel des diaclases pour les joints altérés qui se retrouve dans la foliation (dyke felsique surtout) et les autres. Les premiers sont très lisses et séricitisés; les seconds, sont plutôt rugueux et très peu altérés. Ils représentent les cas extrêmes rencontrés généralement à Troilus. L'angle de friction résiduel des joints séricitisés est de l'ordre de 22° , avec une cohésion très faible (± 250 kPa). Quant aux autres joints, leur résistance résiduelle correspond à un angle de friction de 31° et une cohésion de 500 à 1000 kPa. Pour ce qui est du remplissage les joints sont rarement ouverts, donc le remplissage n'est pas présent. Par contre, dans certains cas isolés (faille) il est possible d'observer des minéraux tel que l'épidote et la biotite (boue). Les résultats sont tout autre lorsque la courbe enveloppe est tracée à partir des essais en compression triaxiale sur la roche intacte. Les résultats utilisés sont tirés de la même étude de Roche (1992). Le tracé de cette courbe enveloppe indique une cohésion de 30 MPa et un angle de friction de 39° .

Dans le cas de l'étude de Supportek (Choquet, 1993) le tableau de correspondance de Bieniawski (1989) a été utilisé pour déterminer l'angle de friction et la cohésion. Le tableau 29 présente les conclusions amenées par le tableau de correspondance de Bieniawski dans les différentes zones ciblées par Choquet (1993).

Tableau 29 : Cohésion et angle de frottement d'après la grille de Bieniawski

	RMR	Cohésion c (kPa)	Angle de frottement f (degrés)
Roc de meilleure qualité	69,1	345	39,55
Zones A et B	57,6	288	33,8
Zones C et D	48,6	243	29,3

Tiré de Choquet (1993)

La firme de géotechnique *Piteau and Associates* a effectué une analyse de stabilité du mur est en 1997. Dans le cadre de cette analyse, quatre échantillons de la discontinuité nommée foliation ont été sélectionnés pour des essais de cisaillement direct. Trois de ces échantillons provenaient de joints de foliation présents dans les carottes. Le quatrième échantillon provenait d'une faille présente au banc 5350 de la fosse 87. Le dernier échantillon était altéré en séricite et en chlorite. Le tableau 30 résume les angles de friction estimés et l'angle de rugosité (i) pour chaque échantillon.

Tableau 30 : Résumé des essais de cisaillement direct sur les joints

Description des échantillons	Résultats des essais de cisaillement direct		
	Angle de friction non-corrigé (°)	Angle de friction corrigé (°)	i (°)
Joint de foliation dans V2	33,5	31	2,5
Joint de foliation/ cisaillement	25	24	1
Joint de foliation/ cisaillement	25	26,5	1,5
Faille avec 2 cm de boue de chlorite	25	26,5	1,5

Modifié de Piteau and Associates (1997)

De plus, l'angle de friction et la cohésion ont aussi été estimés par le critère de rupture de Hoek et Brown (1997). Cette estimation a été effectuée par la firme *Piteau and Associates* en 1997. Le tableau 31 présente ces différents paramètres.

Tableau 31 : Résumé des propriétés géomécaniques à partir des carottes de forage

Type de roche	Valeurs des paramètres basé sur le critère de Hoek et Brown (1997)	
	Angle de friction (°)	Cohésion (MPa)
Intermédiaire V2B	37,7	31,7
Intermédiaire V2Tf	35,4	30,3
Dyke felsique I1	32,3	26,7
Intrusion mafique et intermédiaire (I3 et I2)	31,3	25,9

Modifié de Piteau and Associates (1997)

Il est aussi possible d'aller chercher les valeurs de cohésion et d'angle de friction dans la littérature. Le tableau 32 présente les valeurs présentées dans le manuel de Hoek et Bray (1981).

Tableau 32 : Propriétés typiques des roches

Description	Poids unitaire kN/m ³	Angle de friction en degrés	Cohésion kPa
Roches ignées dures : granite, basalte	25 à 30	35 à 45	35 000 à 55 000
Roches métamorphiques : quartzite, gneiss	25 à 28	30 à 40	20 000 à 40 000
Roches sédimentaires dures : grès, dolomie	23 à 28	35 à 45	10 000 à 30 000
Roches sédimentaires molles : shale	17 à 23	25 à 35	1000 à 20 000

Modifié de Hoek et Bray (1981)

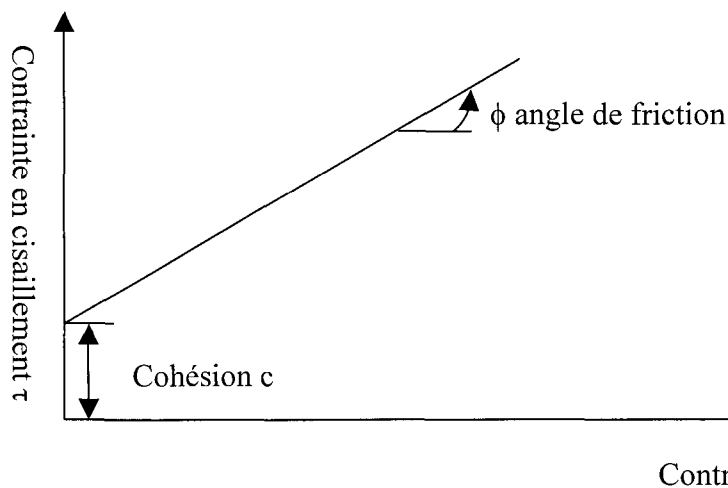
Une grande variabilité de la valeur des propriétés, telle que la cohésion et l'angle de friction, ressort avec l'observation de ces différents tableaux. Ceci est tout à fait normal parce que tout dépend de l'échelle de mesure. L'estimation réalisée à l'aide de la courbe enveloppe se réfère à des essais au laboratoire à très petite échelle. Par contre, le rapport de Roche (1992) et la grille de Bieniawski (voir tableau 29) se réfèrent à une cohésion pour le massif à très grande échelle. Il est possible de conclure qu'il y a deux types de cohésion. En effet, il y a une cohésion pour la roche intacte et une autre valeur de cohésion pour les

joints. Selon les différents tableaux présentés précédemment, la valeur de cohésion pour la roche intacte se situe entre 15 et 30 MPa, tandis que la cohésion pour les joints se situe entre 250 et 1000 KPa.

4.2.3 Influence de l'eau sur la résistance au cisaillement

La relation entre le cisaillement et la contrainte normale pour une surface rocheuse typique, ou pour un échantillon de sol, peut être exprimée par le critère de Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \tan \phi$$



Il y a plusieurs facteurs qui font en sorte que la résistance au cisaillement d'une roche ou d'un sol dévie de la relation linéaire mentionnée plus haut. La présence d'eau sur la surface d'un plan incliné va créer une pression « μ » qui va diminuer la contrainte normale. Ceci aura comme effet de diminuer l'angle optimum pour la stabilité des pentes.

La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement (Panet, 1976). À la suite des travaux expérimentaux de Terzaghi (1943), il a été démontré que les pressions en un point donné du massif sont en réalité en contrainte

effective. Ces contraintes effectives (σ' , τ') ont été définie comme étant la différence entre la contrainte totale (σ, τ) et la pression interstitielle de l'eau dans le terrain. Ces expériences ont permis de déduire les relations suivantes :

$$\sigma' = \sigma - \mu$$

$$\tau' = \tau$$

Plusieurs études ont permis de vérifier ces relations, dont celles de Handin et al. (1963), Heard (1960), Murrell (1965), Robinson (1959) et Poirier (1996). Le chapitre 5 détaillera davantage l'influence de l'eau sur la stabilité des pentes à la mine Troilus. La présence d'eau dans la plupart des roches ne fait pas varier l'angle de friction ni la cohésion (Hoek et Bray, 1981). Elle agit plutôt sur la contrainte normale le long de la surface de rupture. Donc la présence d'une petite quantité d'eau à forte pression, emprisonnée à l'intérieur du massif rocheux, est plus importante qu'une grande quantité d'eau qui se décharge d'un aquifère.

4.3 Délimitation des zones d'instabilité

Comme il a été mentionné au chapitre 3, quatre domaines structuraux ont été isolés pour la fosse 87. Chacun de ces domaines 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 supplémentaires. Ces zones seront délimitées dans la section suivante.

4.3.1 Délimitation des zones d'instabilité structurale possibles des murs

Quatre grands domaines structuraux ont été identifiés dans la fosse 87 de la mine Troilus, soit A(2A), A(2B), A(2B,2C) et B. Le domaine A est celui qui est omniprésent dans la mine. Il est caractérisé par une fracturation de faible intensité et par trois familles principales de joint : horizontale, verticale et foliation. Les termes entre parenthèses représentent le pendage de la fracture horizontale. Le terme 2A indique un pendage entre 0 et 15°, tandis que 2B indique un pendage de 16 à 25°. Finalement, le terme 2C indique un pendage de 26 à 40°. Le domaine B est caractérisé par une fracture ayant une patine d'altération verdâtre. C'est le domaine responsable d'un nouveau design du mur ouest. En effet, la présence de la famille de discontinuité nommée F4 au chapitre 3 créait des problèmes de stabilité. L'ancien « design » présentait des murs de 20 mètres et des bermes de sécurité de 18 mètres. Présentement, le « design » est appelé 2012R12, soit 20 mètres de mur avec des bermes de 12 mètres de large et des rampes à 12 % pour le mur ouest. Ce nouveau « design » augmente l'angle optimum du mur ouest (59°) et permet de sortir du couloir des joints où la famille F4 était présente sous forme de long joint continu. Une étude plus approfondie a été présentée au chapitre 3 sur le passage de cette zone appelée zone problématique. En examinant les stéréogrammes présentés à l'annexe 2, il est possible de faire ressortir les différentes possibilités de rupture, soit en coin, planaire ou basculement. Par contre, une telle observation ne tient pas compte des angles de mur. L'angle du mur par rapport aux différentes discontinuités est extrêmement important. Un changement d'angle change complètement l'analyse qui doit être réalisée. Pour cette raison chaque domaine doit être divisé en secteur. Chaque secteur présente une homogénéité dans

l'angle du mur. La figure 22 présente ces différents secteurs ainsi que la localisation des quatre domaines structuraux.

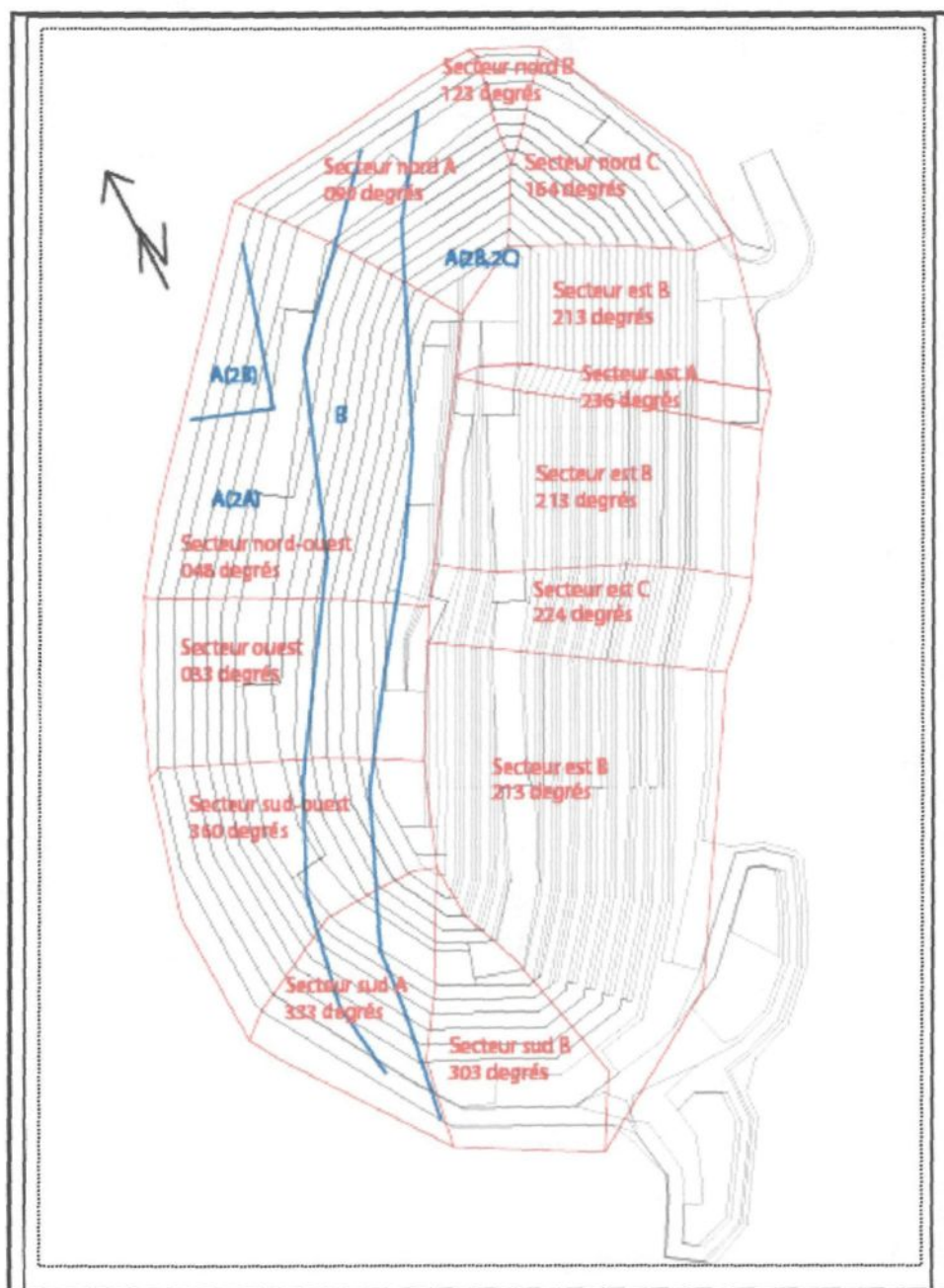


Figure 22 : Localisation des domaines structuraux et des différents secteurs. Les traits bleus indiquent les limites des domaines, tandis que les traits rouges représentent les secteurs.

Chacun des secteurs peuvent être représentés de façon graphique par stéréogramme. L'angle de friction utilisé pour ces représentations sera de 30 degrés, ce qui représente une valeur moyenne.

Domaine A(2B) Secteur Nord-Ouest

Le secteur Nord-Ouest présente une direction de 048 avec un angle de mur inter-rampe de 59°. La figure 23 présente les différentes familles de discontinuité présentes dans ce domaine, ainsi que l'orientation du mur dans ce secteur.

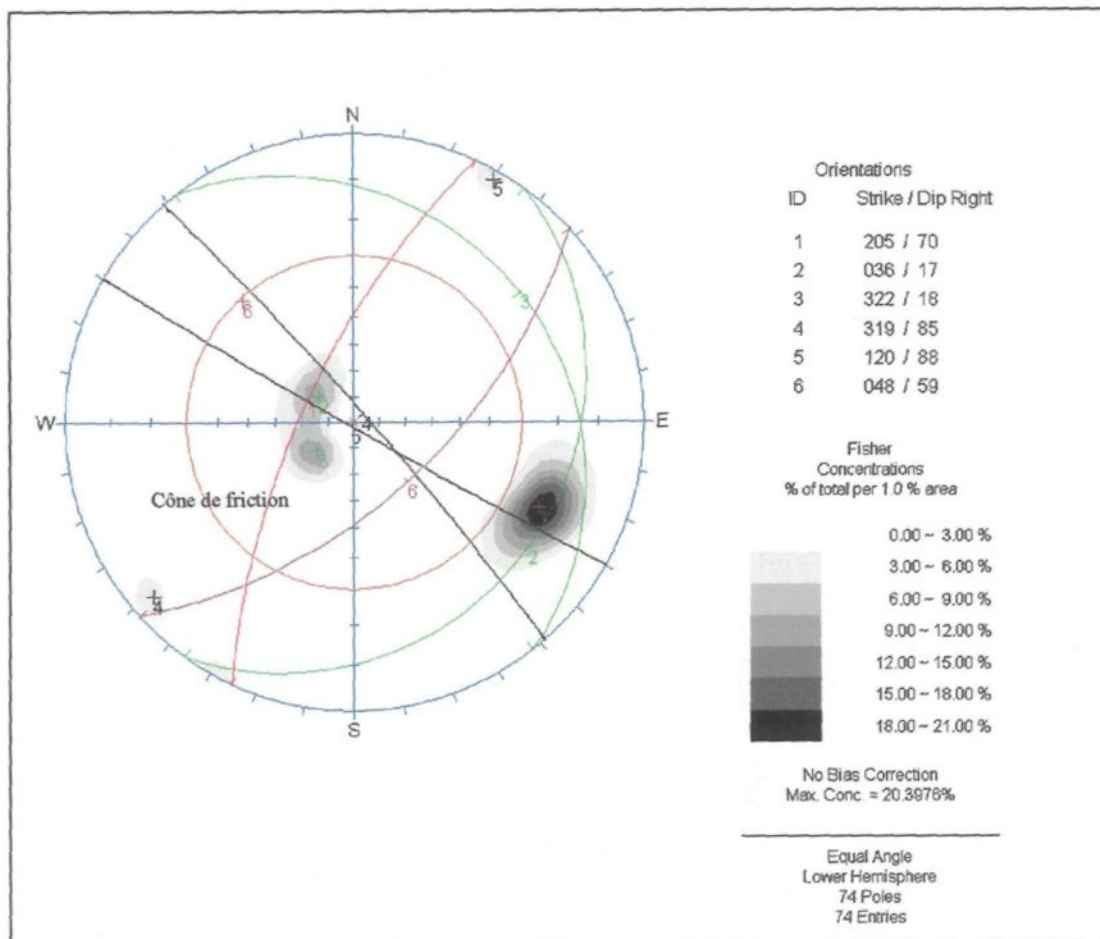


Figure 23 : Stéréogramme représentant le secteur Nord-Ouest du domaine A(2B). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La zone comprise entre le mur et l'angle de friction correspond à la zone pouvant présenter d'éventuelles ruptures. En observant cette zone, la possibilité de basculement ressort. En effet, le joint 1 (la foliation) présente une orientation favorable à un tel phénomène. De plus, ce même joint (foliation) forme des intersections avec les deux joints verticaux (4 et 5). Ces intersections pourraient résulter en des ruptures en coin. Finalement, les deux joints verticaux (4 et 5) forment une intersection entre eux. Ceci représente aussi une possibilité de rupture en coin. Au chapitre 6, chacune de ces possibilités seront discutées et analysées pour retenir seulement les ruptures critiques.

Domaine A(2A)

Ce domaine se présente tout le long du mur ouest, il traverse donc plusieurs secteurs. Voici la liste des secteurs qui sont présents à l'intérieur de ce domaine :

- ❑ Secteur Nord-Ouest avec une direction de 048°
- ❑ Secteur Ouest avec une direction de 033°
- ❑ Secteur Sud-Ouest avec une direction de 360°
- ❑ Secteur Sud A avec une direction de 333°

Voici les familles de discontinuité présentes à l'intérieur de chacun de ces secteurs: horizontale (F2), foliation (F1) et verticale (F3) vont réagir de façon différente selon la direction du mur. La famille F3 présente deux orientations distinctes, soit : $330/88$ et $301/87$. Pour ce qui est de F1 et F2, elles ont une orientation de $218/69$ et $360/08$ respectivement. Les figures 24 à 27 présentent ces différentes familles de façon graphique ainsi que l'orientation du mur dans chaque secteur.

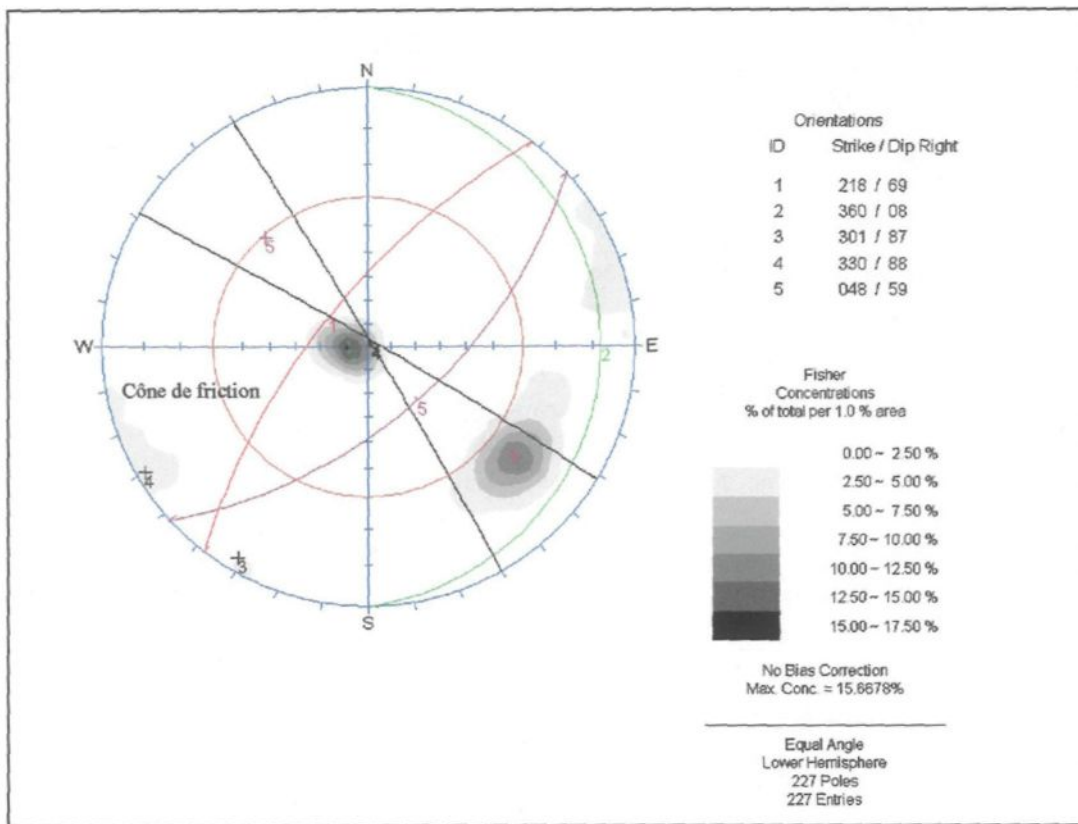


Figure 24 : Stéréogramme représentant le secteur Nord-Ouest du domaine A(2A). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

L'observation de la figure 24 permet de faire ressortir les différentes possibilités de rupture. La zone comprise entre le mur et l'angle de friction correspond à la zone pouvant présenter d'éventuelle rupture. En observant cette zone, la possibilité de basculement ressort. En effet, le joint 1 (la foliation) présente une orientation favorable à un tel phénomène. La seule autre possibilité visible est l'intersection entre les deux joints verticaux (3 et 4). Par contre, l'orientation de cette intersection ne semble pas favorable à une rupture en coin.

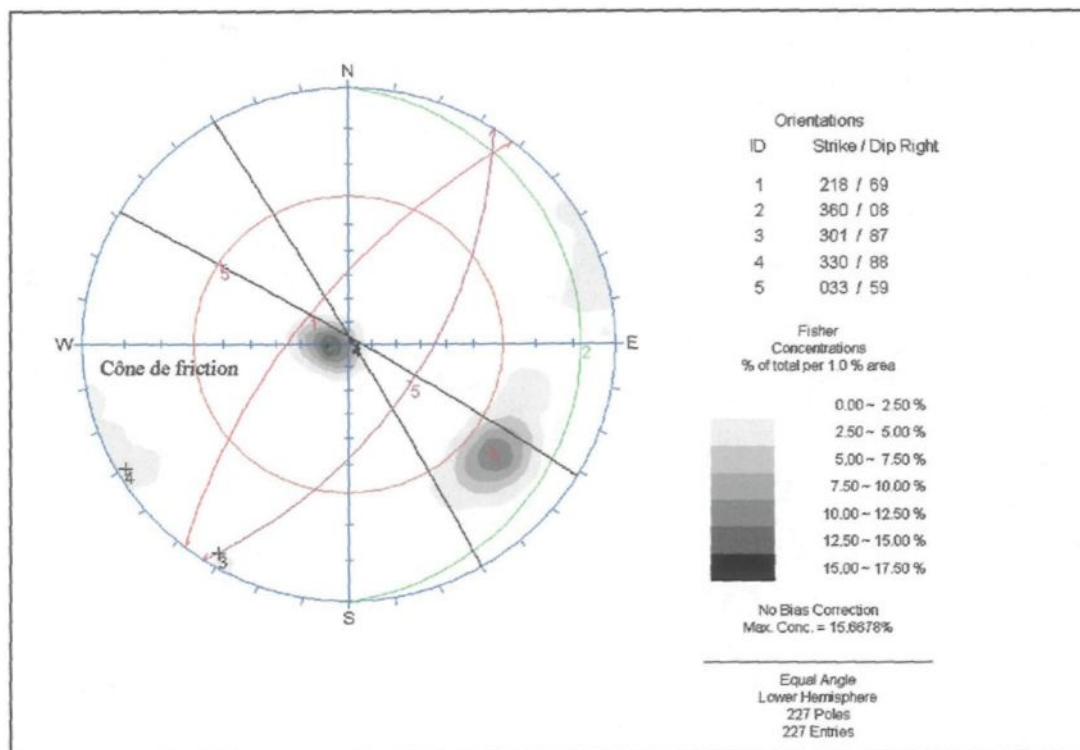


Figure 25 : Stéréogramme représentant le secteur Ouest du domaine A(2A). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

En observant la zone des possibilités de rupture (voir figure 25), la possibilité de basculement ressort. En effet, le joint 1 (la foliation) présente une orientation favorable au basculement. L'autre possibilité de rupture est l'intersection entre les deux joints verticaux (3 et 4). Par contre, l'orientation de cette intersection ne semble pas favorable à une rupture en coin.

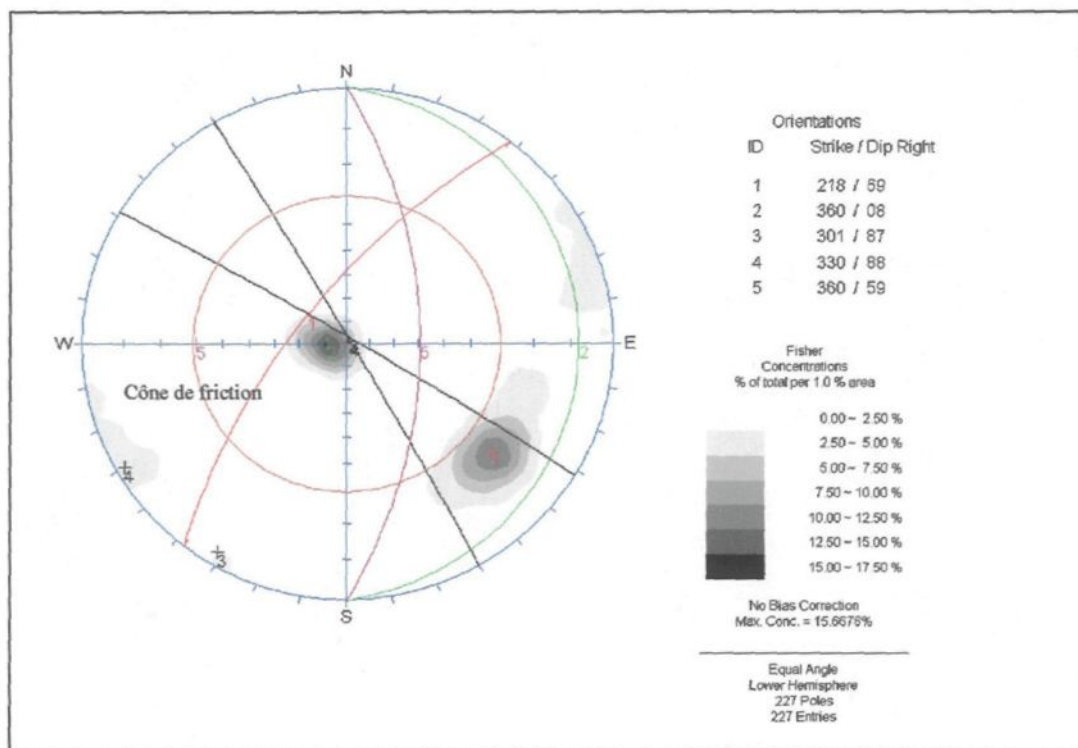


Figure 26 : Stéréogramme représentant le secteur Sud-Ouest du domaine A(2A). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La zone comprise entre le mur et l'angle de friction permet encore une fois de cibler les différentes possibilités d'éventuelles ruptures (voir figure 26). En observant cette zone, la possibilité de basculement ne semble pas évidente parce que la foliation n'est plus parallèle au mur. La seule possibilité visible de rupture est l'intersection entre les deux joints verticaux (3 et 4). Par contre, l'orientation de cette intersection ne semble pas favorable à une rupture en coin (ligne d'intersection et mur parallèle).

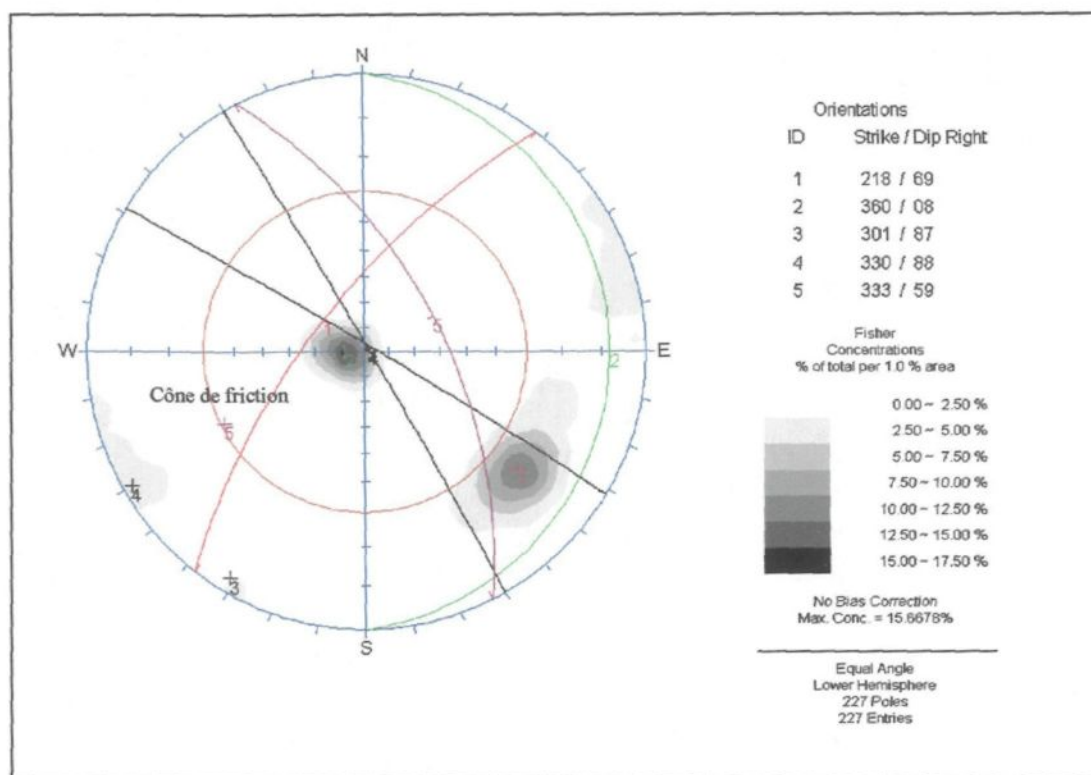


Figure 27 : Stéréogramme représentant le secteur Sud A du domaine A(2A). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La possibilité de basculement ne semble pas évidente parce que la foliation n'est plus parallèle au mur (voir figure 27). La seule possibilité visible de rupture est l'intersection entre les deux joints verticaux (3 et 4). Cette fois l'orientation de cette intersection par rapport à la direction du mur semble favorable à une rupture en coin (ligne d'intersection plonge vers la fosse).

Domaine A(2B,2C)

Ce domaine est celui qui couvre la plus grande superficie de la fosse 87. Il se présente tout le long des murs est, sud et nord. Il traverse donc plusieurs secteurs. Voici la liste des secteurs qui sont présents à l'intérieur de ce domaine :

- ❑ Secteur Nord A avec une direction de 090°
- ❑ Secteur Nord B avec une direction de 123°
- ❑ Secteur Nord C avec une direction de 164°
- ❑ Secteur Est B avec une direction de 213°
- ❑ Secteur Est A avec une direction de 236°
- ❑ Secteur Est C avec une direction de 224°
- ❑ Secteur Sud B avec une direction de 303°

Voici les différentes familles de discontinuité présentes dans chacun de ces secteurs : trois familles horizontales (F2), une famille F1 (foliation) et deux familles verticales (F3). La famille F3 présente deux orientations distinctes, soit : 104/88 et 134/88. Pour ce qui est de F1 elle a une orientation de 220/64. La famille F2 présente trois orientations distinctes, soit : 061 / 35, 045 / 16 et 360 / 23. Les figures 28 à 34 présentent ces différentes familles de façon graphique ainsi que l'orientation du mur dans chaque secteur.

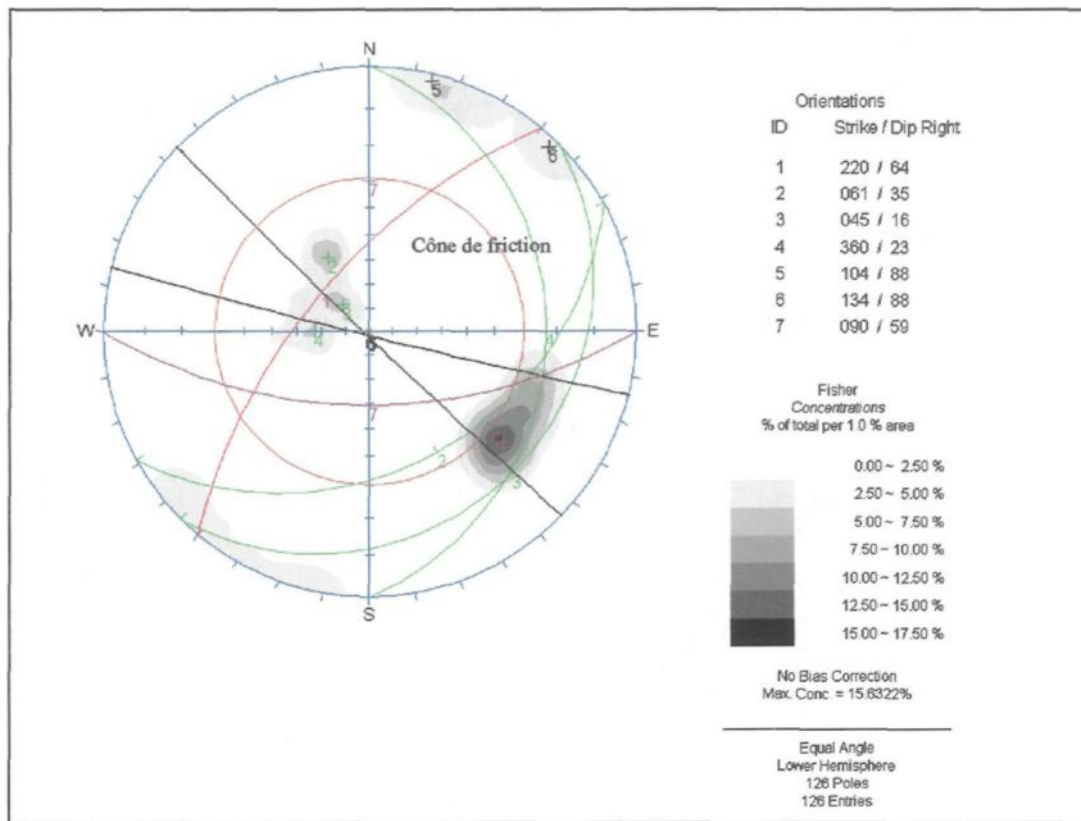


Figure 28 : Stéréogramme représentant le secteur Nord A du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Il est possible d'observer différentes intersections pouvant présenter des possibilités de rupture en coin (voir figure 28). Par contre, il y a seulement l'intersection entre les deux joints verticaux (5 et 6) qui présente une orientation favorable à une telle rupture. L'autre possibilité de rupture est une rupture de type planaire selon le joint horizontal ayant une orientation de 061/35 (joint 2).

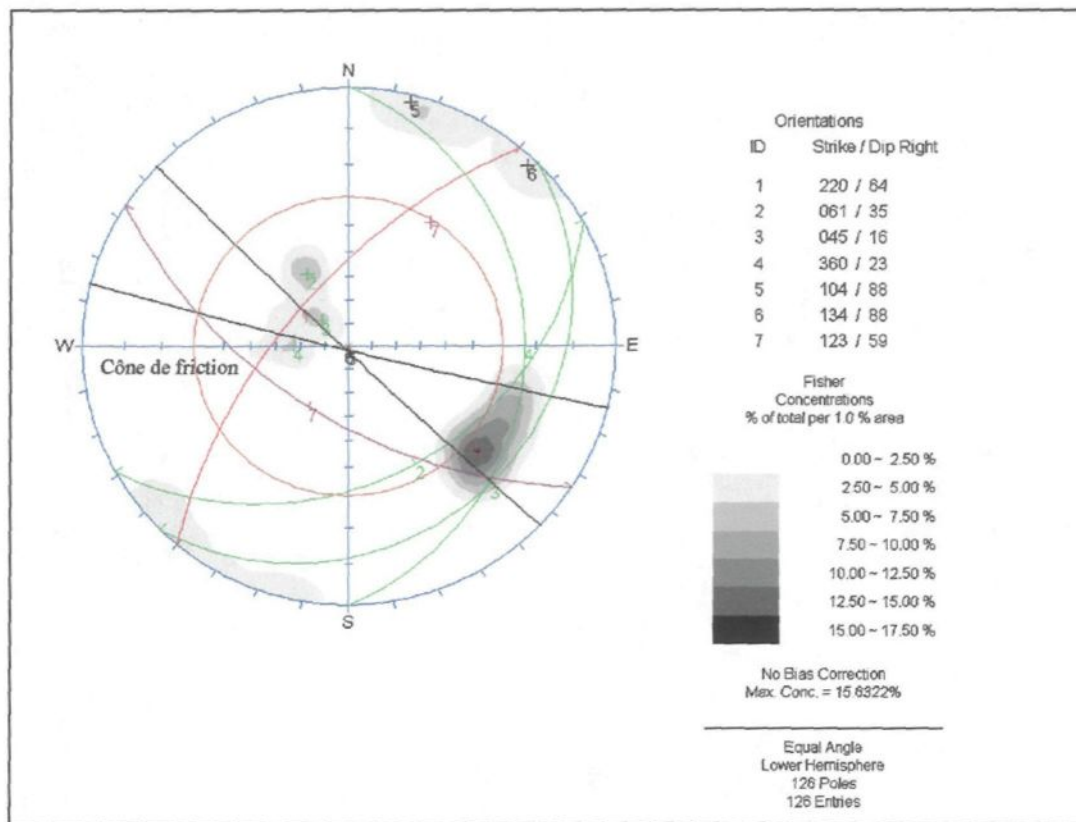


Figure 29 : Stéréogramme représentant le secteur Nord B du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Les différentes intersections pouvant présenter des possibilités de rupture en coin sont présentées à la figure 29. Par contre, il y a seulement l'intersection entre les deux joints verticaux (5 et 6) qui présente une orientation favorable à une telle rupture. Seulement la plongée de cette intersection entre dans la pente du mur en rendant la rupture impossible. La rupture de type planaire selon le joint horizontal ayant une orientation de 061/35 (joint 2) devient impossible due à l'angle trop prononcé entre le mur et le joint.

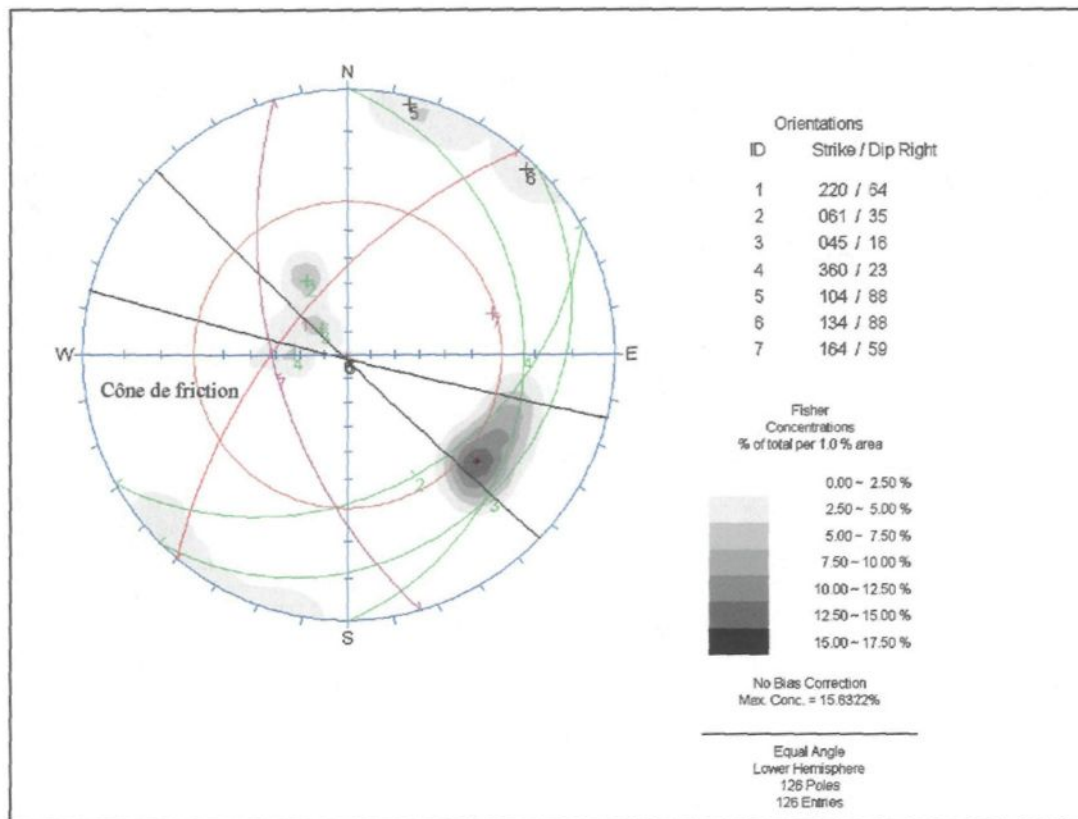


Figure 30 : Stéréogramme représentant le secteur Nord C du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Il est possible d'observer différentes intersections pouvant présenter des possibilités de rupture en coin (voir figure 30). Il y a seulement l'intersection entre les deux joints verticaux (5 et 6) qui présente une orientation favorable à une telle rupture. La rupture de type planaire selon le joint horizontal ayant une orientation de 061/35 (joint 2) est impossible due à l'angle trop prononcé entre le mur et le joint.

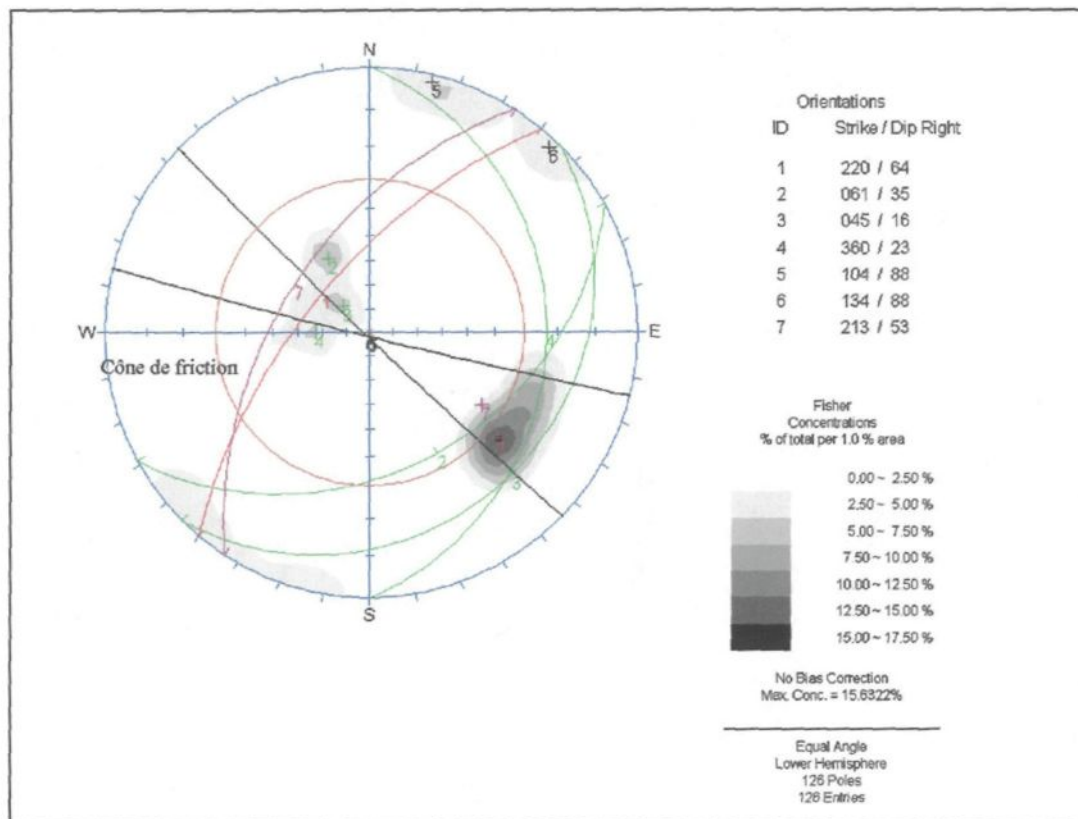


Figure 31 : Stéréogramme représentant le secteur Est B du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Les intersections entre les joints 1 (foliation) et 6 (vertical) ainsi que les joints 1 et 5 (vertical) présentent une direction favorable à une rupture en coin (voir figure 31). Par contre, la plongée de ces intersections est plus prononcée que le pendage de la pente du mur. Ceci rend la rupture impossible. La rupture de type planaire selon le joint de foliation (joint 1) ayant une orientation de 220/64 présente une direction favorable. Par contre, le pendage de 64° est plus prononcé que celui de la pente du mur est (52,5°) ce qui rend la rupture peu probable. À l'intérieur du domaine A(2B,2C) aucun joint de foliation ne présente un pendage plus petit que 52,5 degrés.

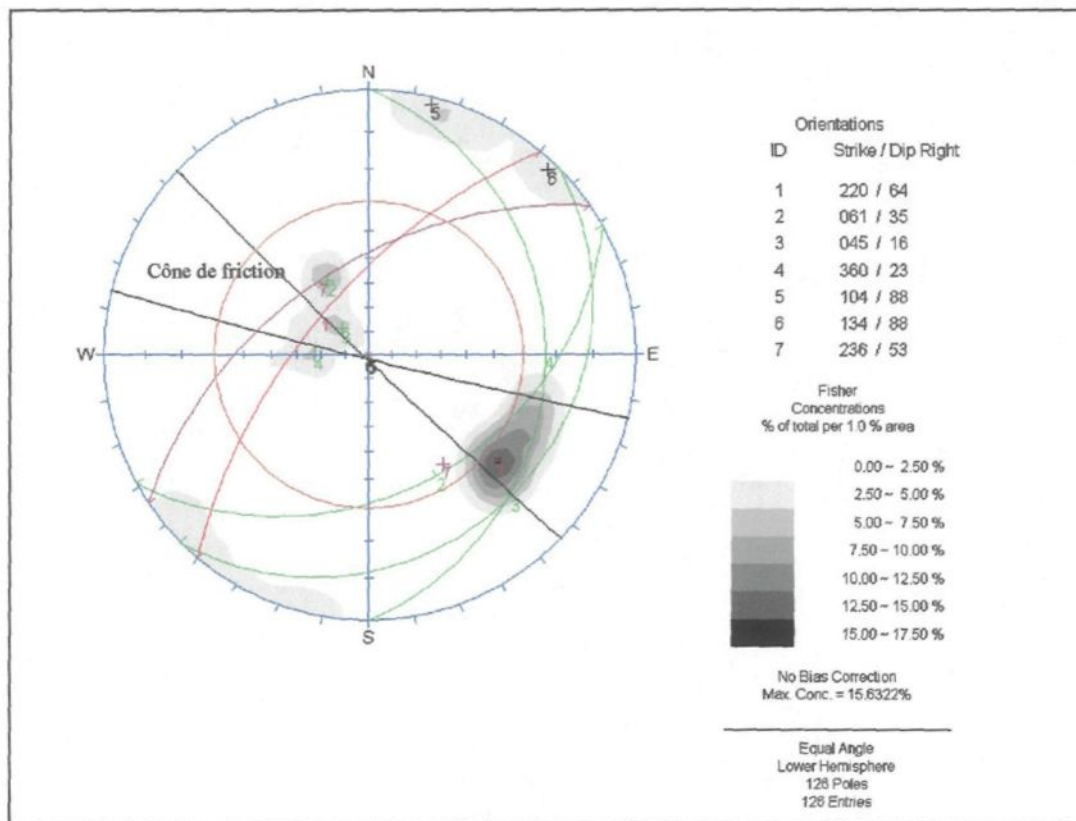


Figure 32 : Stéréogramme représentant le secteur Est A du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La figure 32 permet de cibler les différentes possibilités de rupture pour le domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur Est A. Les intersections entre les joints 1 (foliation) et 6 (vertical) ainsi que les joints 1 et 5 (vertical) présentent une direction favorable à une rupture en coin. La rupture est impossible parce que la plongée de ces intersections est plus prononcée que le pendage de la pente du mur. La rupture de type planaire selon le joint de foliation (joint 1) ayant une orientation de 220/64 présente une direction favorable. Par contre, le pendage de 64° est plus prononcé que celui de la pente du mur est (52,5°) ce qui rend la rupture peu probable.

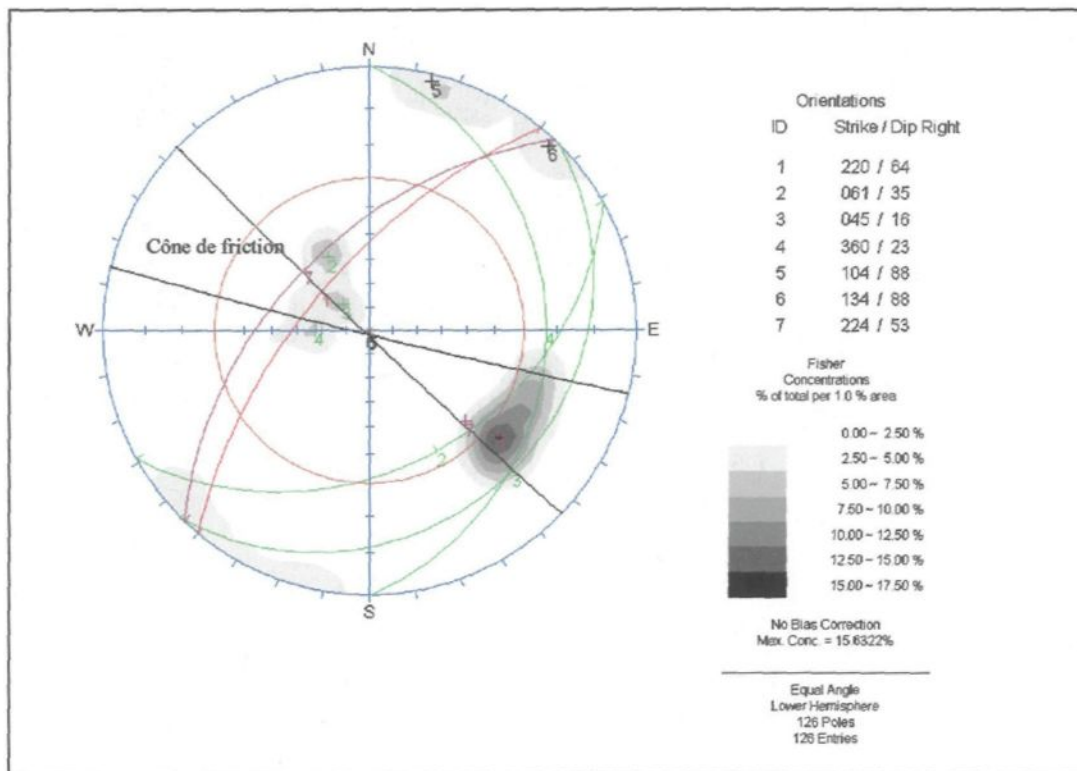


Figure 33 : Stéréogramme représentant le secteur Est C du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La figure 33 montre les différents risques d'instabilité. Les intersections entre les joints 1 (foliation) et 6 (vertical) ainsi que les joints 1 et 5 (vertical) présentent une direction favorable à une rupture en coin. Par contre, la plongée de ces intersections est plus prononcée que le pendage de la pente du mur. Ceci rend la rupture impossible. La rupture de type planaire selon le joint de foliation (joint 1) ayant une orientation de 220/64 présente une direction favorable. Par contre, le pendage de 64° est plus prononcé que celui de la pente du mur est (60°) ce qui rend la rupture peu probable.

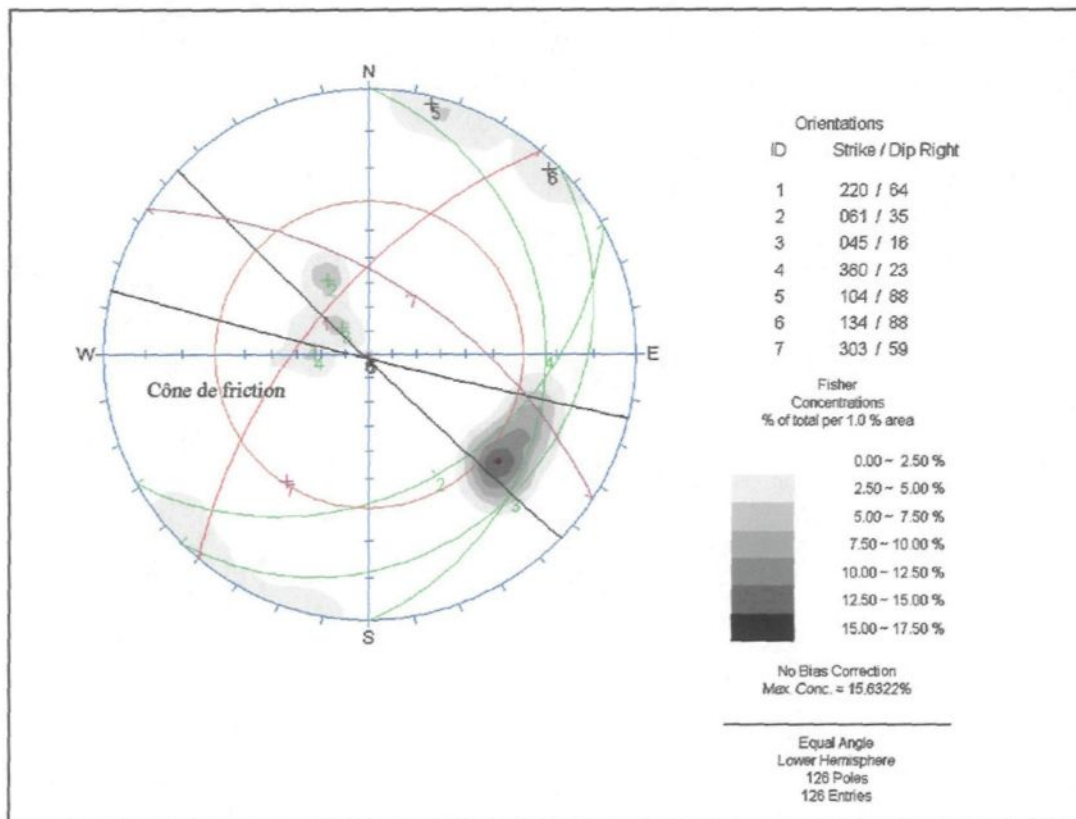


Figure 34 : Stéréogramme représentant le secteur Sud B du domaine A(2B,2C). Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Il y a plusieurs intersections dans ce stéréogramme, mais aucune d'entre elles ne présentent une orientation favorable à une rupture en coin selon l'angle du mur (voir figure 34). Pour ce qui est de la rupture de type planaire, aucune possibilité ne peut être observée.

Domaine B

Ce domaine est celui qui couvre une bonne superficie de la fosse 87. Il se présente le long des murs ouest, sud et nord. Il traverse donc plusieurs secteurs. Le domaine B possède une famille de discontinuité sub-parallèle au mur ouest, soit la zone problématique (plus particulièrement F4B). Cette famille de discontinuité a été observée de façon

importante lors de la phase 2 d'exploitation de la zone 87 de la mine Troilus. Cette famille intéresse particulièrement les gens de Troilus parce qu'elle pourrait présenter des problèmes au niveau de la stabilité des pentes. En effet, son altération en épidote et son pendage vers la fosse sont deux facteurs qui pourraient être favorables à une éventuelle rupture. Voici la liste des secteurs qui sont présents à l'intérieur de ce domaine :

- ❑ Secteur Sud A avec une direction de 333°
- ❑ Secteur Sud Ouest avec une direction de 360°
- ❑ Secteur Ouest avec une direction de 033°
- ❑ Secteur Nord Ouest avec une direction de 048°
- ❑ Secteur Nord A avec une direction de 090°

Dans chacun de ces secteurs les familles de discontinuité présentes, sont : une famille horizontale, une famille F1 (foliation), une famille verticale et une famille F4 (zone problématique). La famille F4 présente deux orientations distinctes, soit : $059/58$ (F4A) et $039/54$ (F4B). Pour ce qui est de F1 elle a une orientation de $218/60$. La famille F2 a une orientation de $040/19$. La famille F3 a , quant à elle, une orientation de $339/87$. Les figures 35 à 39 présentent ces différentes familles de façon graphique ainsi que l'orientation du mur dans chaque secteur.

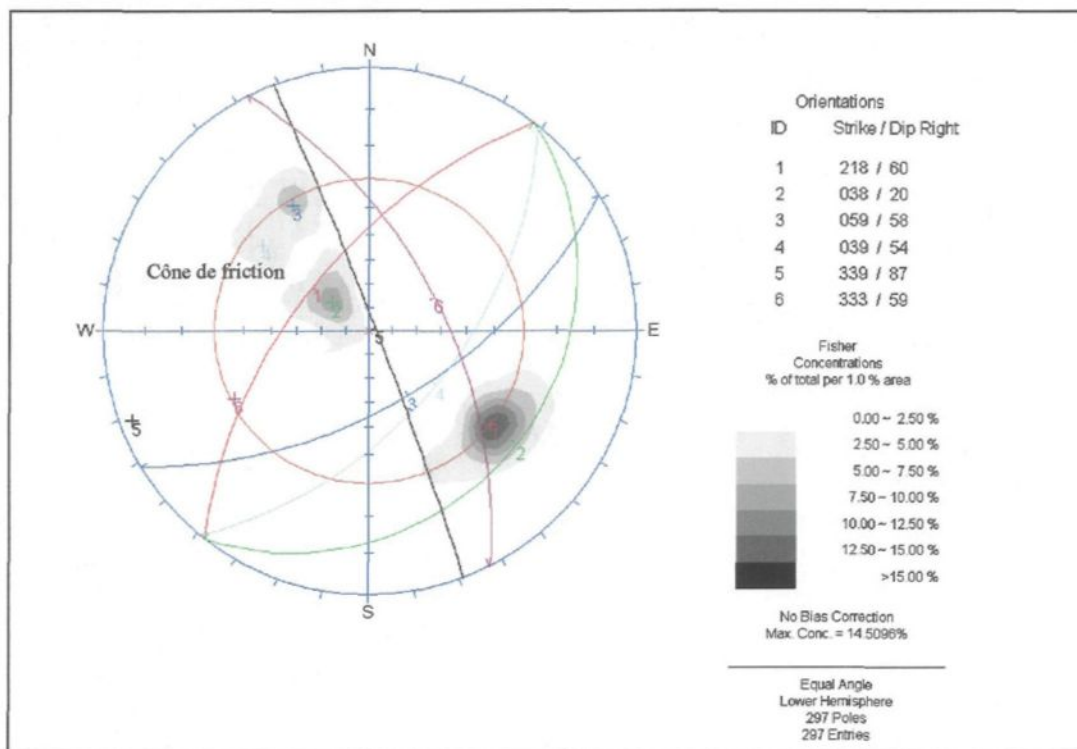


Figure 35 : Stéréogramme représentant le secteur Sud A du domaine B. Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

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. Il n'y a pas non plus de possibilité de rupture planaire selon cet angle de mur (voir figure 35).

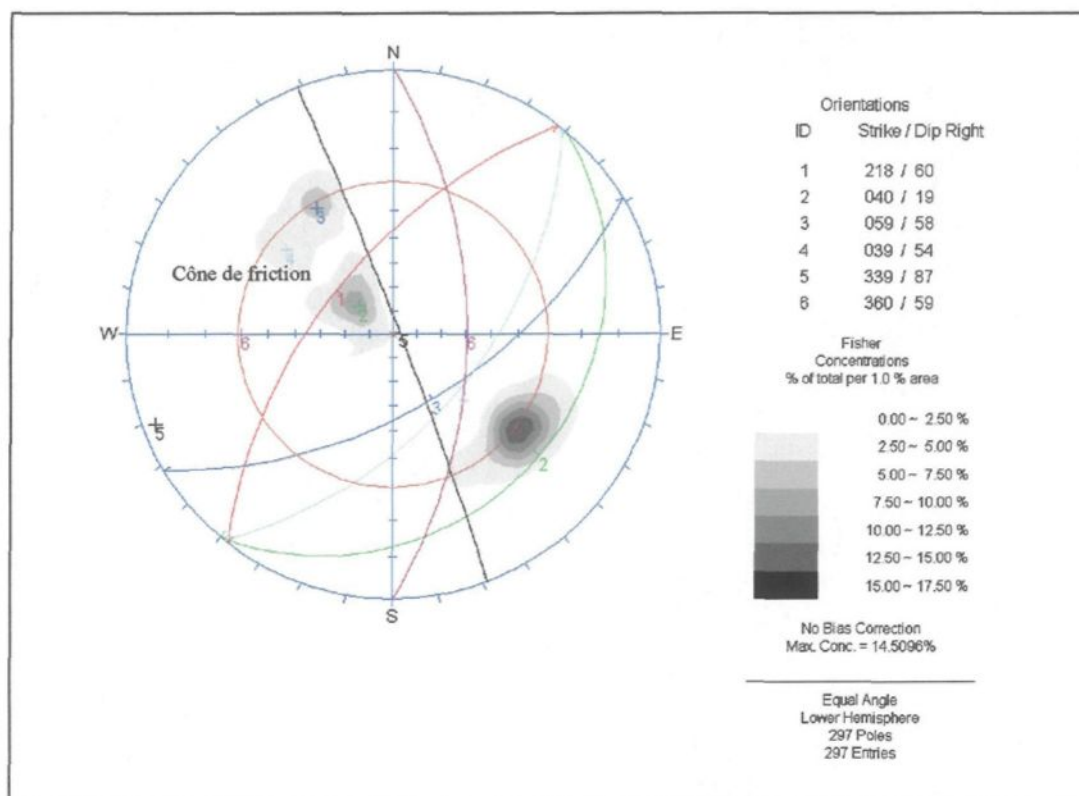


Figure 36 : Stéréogramme représentant le secteur Sud Ouest du domaine B. Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Les différentes intersections présentent à la figure 36 ne sont pas des possibilités de rupture. Il n'y a pas non plus de possibilité de rupture planaire selon cet angle de mur. Pour ce qui est du basculement, les possibilités sont très minces.

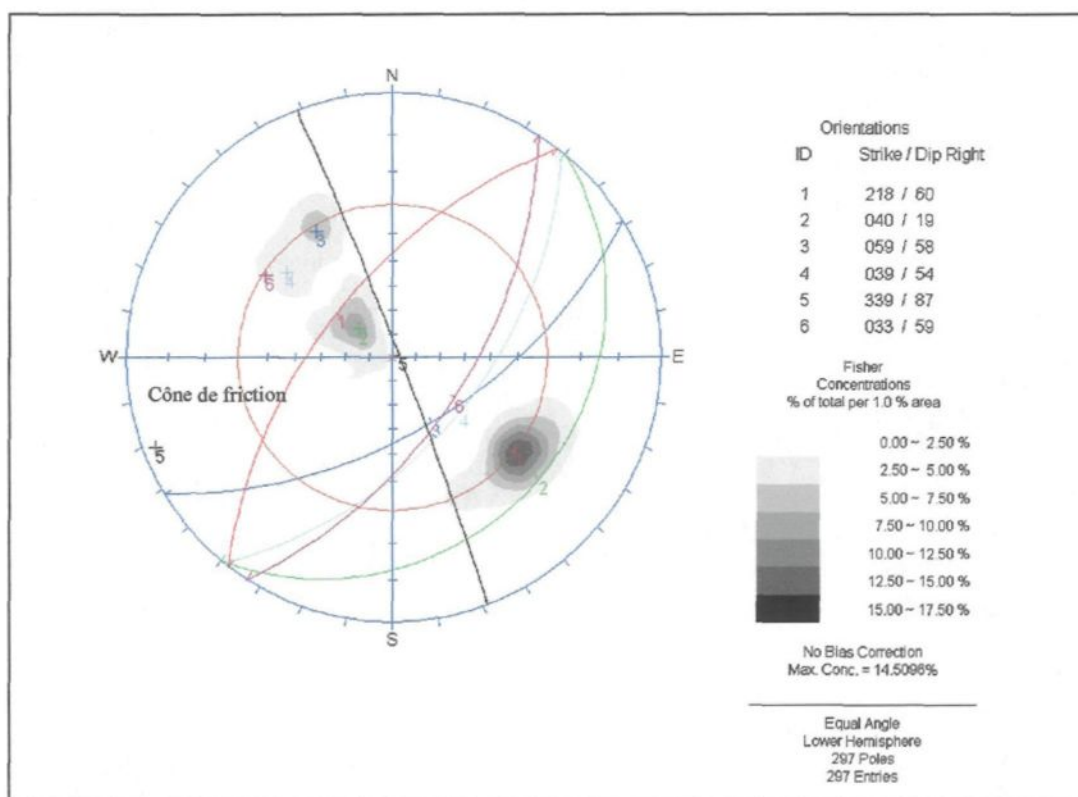


Figure 37 : Stéréogramme représentant le secteur Ouest du domaine B. Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Ce secteur à l'intérieur du domaine B présente plusieurs possibilités de rupture (voir figure 37). En effet, le joint 1 (foliation) est dans une orientation favorable pour le basculement. De plus, les joints 3 et 4 peuvent présenter des possibilités de rupture planaire si le pendage de ces joints se retrouvent entre celui du mur et l'angle de friction. Finalement, les intersections entre le joint verticale (joint 5) et les joints 3 et 4 (F4A et F4B) peuvent entraîner des ruptures en coin.

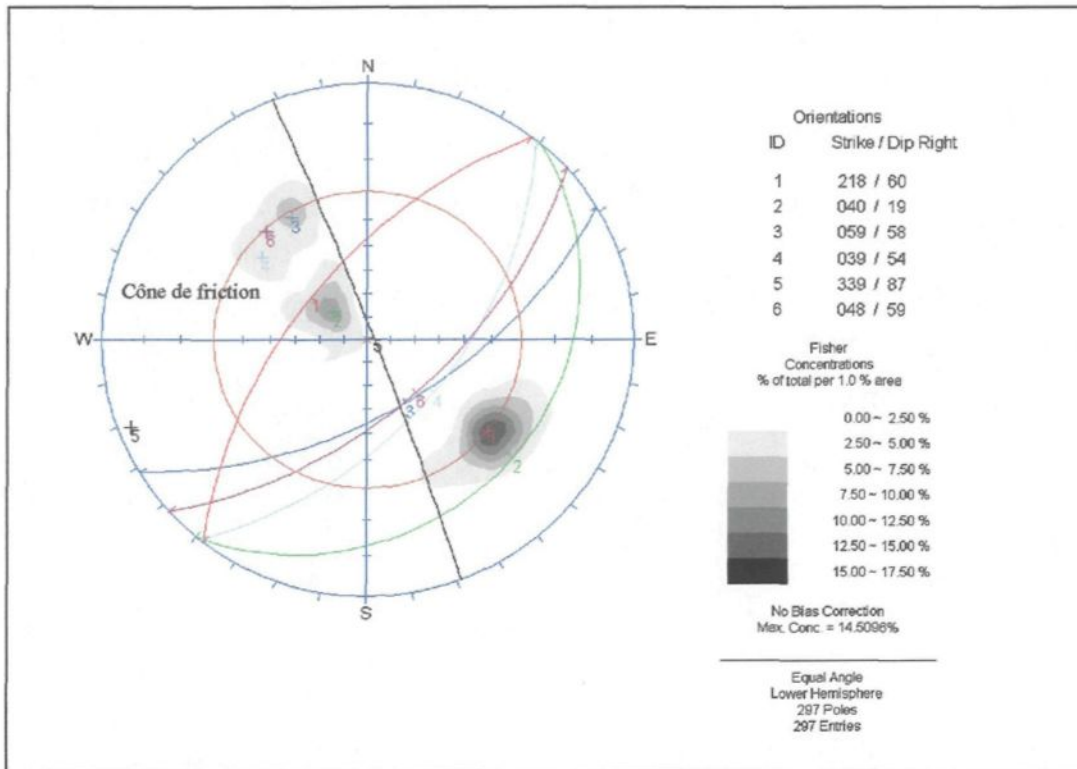


Figure 38 : Stéréogramme représentant le secteur Nord Ouest du domaine B. Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

Le secteur Nord Ouest à l'intérieur du domaine B présente les mêmes possibilités de rupture que le secteur Ouest (voir figure 38). Le joint 1 (foliation) est dans une orientation favorable pour le basculement. De plus, les joints 3 et 4 peuvent présenter des possibilités de rupture planaire si le pendage de ces joints se retrouvent entre celui du mur et l'angle de friction. Finalement, les intersections entre le joint verticale (joint 5) et les joints 3 et 4 (F4A et F4B) peuvent entraîner des ruptures en coin.

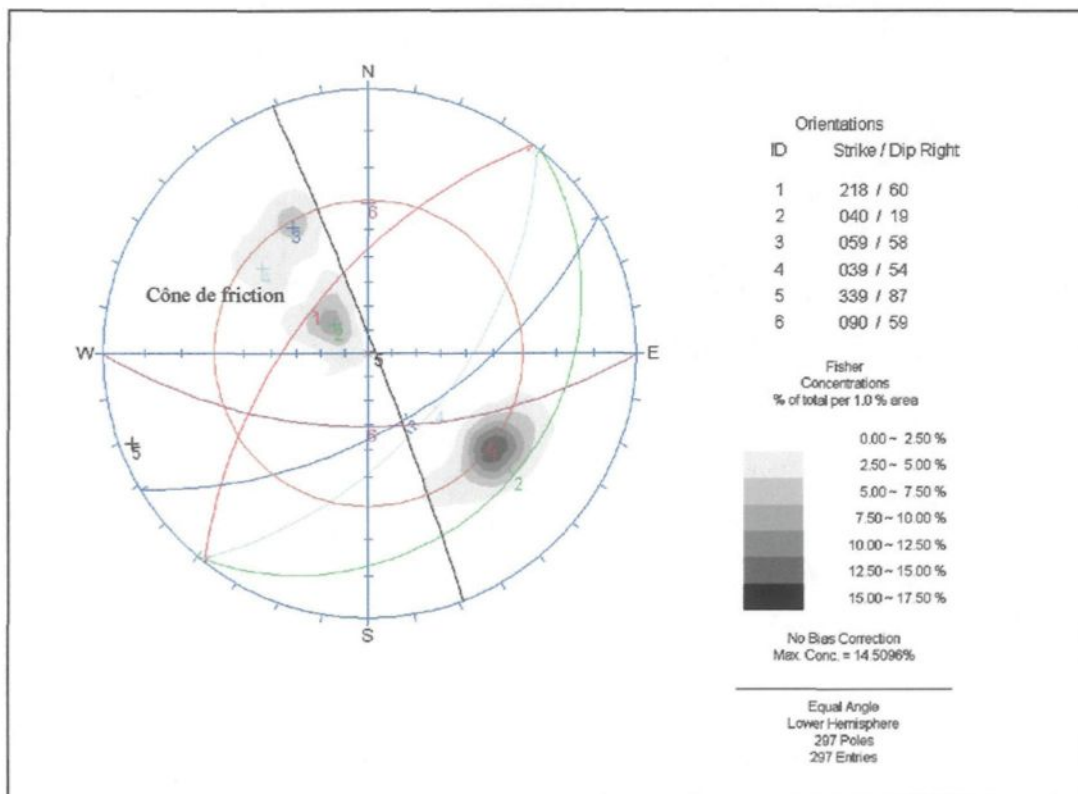


Figure 39 : Stéréogramme représentant le secteur Nord A du domaine B. Les demi-cercles de couleur représentent les différentes familles de discontinuités.

La possibilité de basculement dans ce secteur pour le domaine B est impossible (voir figure 39). Les ruptures de type planaire semblent beaucoup plus improbables selon cet angle de mur. Pour ce qui est des ruptures en coin, elles (joints 3 et 4 avec joint 5) sont dans la zone de rupture. Par contre, les lignes d'intersection présentent une orientation beaucoup moins favorable.

4.3.2 Délimitation des zones de rupture potentielles au pourtour de la fosse

Des possibilités de rupture ont été identifiées dans les différents domaines et secteurs structuraux de la fosse 87 de la mine Troilus. Malgré cette délimitation précise, il

peut y avoir des problèmes de stabilité reliés aux structures majeures traversant les murs de la fosse. En effet, les murs est et ouest de la fosse 87 présentent des joints continus (ou failles) qui peuvent influencer énormément la stabilité des pentes aux endroits de leur passage.

Le problème le plus marquant pour la stabilité des pentes au mur ouest, est le basculement à grande échelle ou l'instabilité en « kink ». Ce phénomène sera favorisé lorsqu'il y aura présence d'un joint de foliation continu. Ceci se produit justement le long du mur ouest à l'élévation 5200. Les lignes rouges de la figure 40 montre la trace du couloir de joints majeurs de foliation. Ce dernier crée des problèmes pour la banc 5200 parce qu'un joint majeur de foliation (ou faille ??) se retrouve parallèle au mur sur une bonne distance. La présence de ce système de joint entraîne des instabilités locales. Des blocs basculent pour tomber sur la berme de sécurité 5180 (voir figure 41). Il reste encore une incertitude vis-à-vis le mode de rupture de cet événement. Le phénomène correspond à un basculement, mais il affecte des blocs de faibles hauteurs. Ce qui fait en sorte que le point de gravité ne serait pas dépassé. Pourtant il y a bel et bien rupture. Une hypothèse serait que le phénomène en question serait une rupture par développement de « kink ». Dans le cas d'un « kink » la rupture débute par la base de la colonne de roche (écaillage de la base). Il n'y a pas de fracture ouverte présente au sommet de la colonne. Il est donc important de surveiller ce secteur avec une attention particulière. En effet, si le phénomène est bel et bien relié à un « kink » la rupture finale pourrait avoir de graves conséquences.

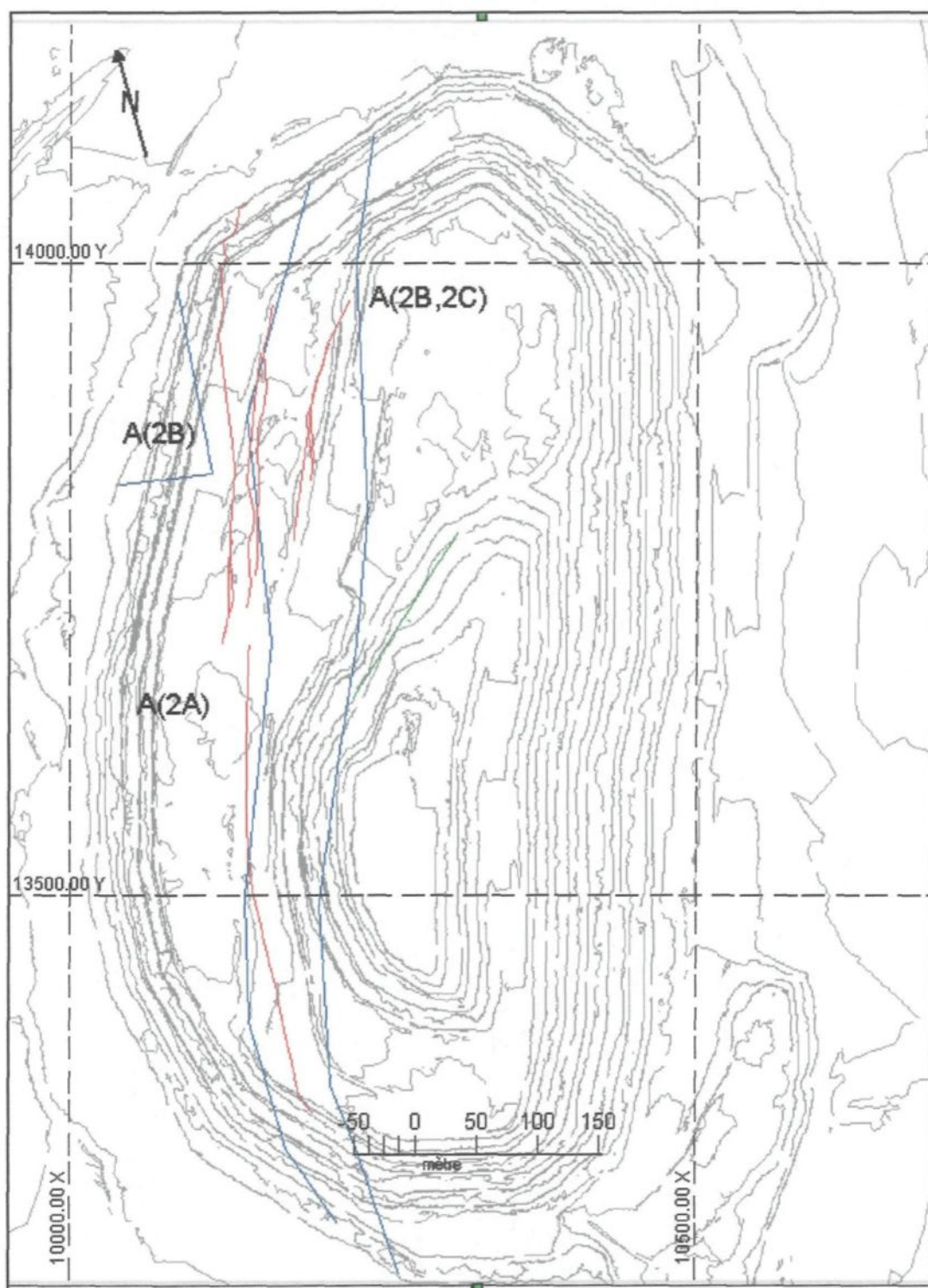


Figure 40 : Localisation du couloir de joints de foliation majeurs traversant le mur ouest de la fosse 87 de la mine Troilus (lignes rouges). Les domaines structuraux sont aussi représentés en bleu.

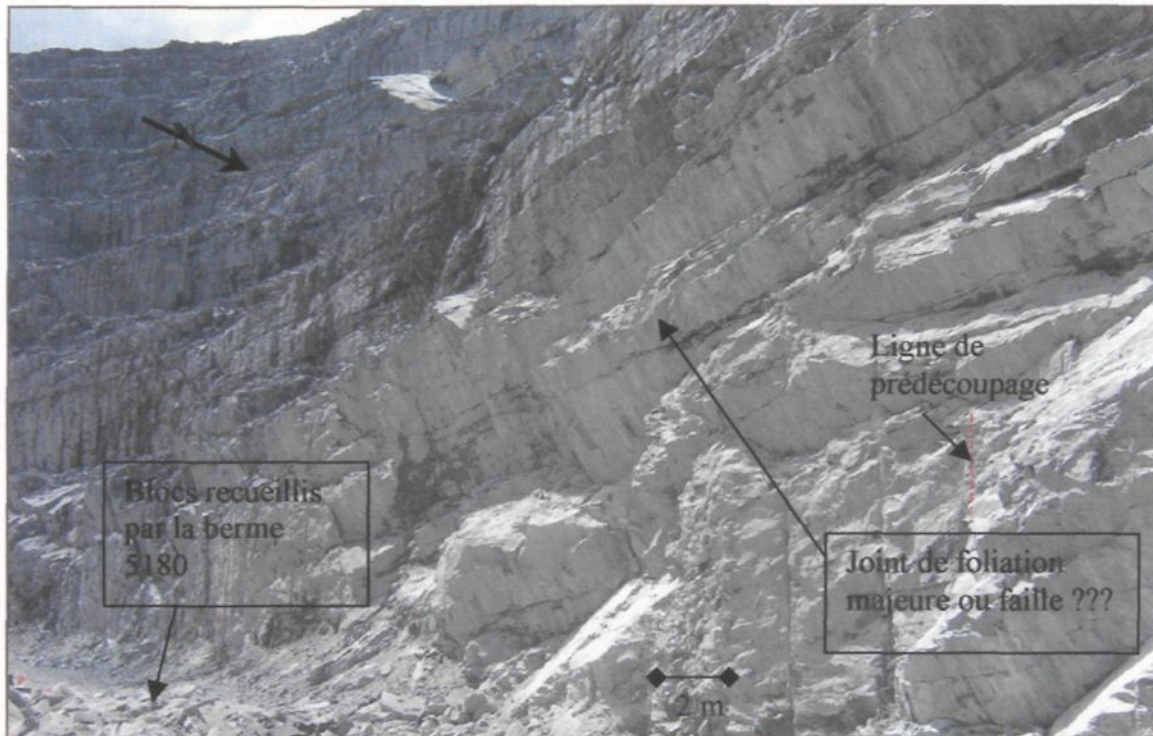


Figure 41 : Photo montrant le grand joint de foliation présent sur le mur du banc 5200. Ce dernier cause des problèmes de basculement.

Pour ce qui est du mur est, le plus grand problème de stabilité correspond à la rupture de type planaire reliée avec la foliation. En effet, lorsque le mur est quasi-parallèle à la foliation des ruptures planaires peuvent se produire. Un autre problème (beaucoup plus local) est aussi présent. Le passage d'un réseau de failles dans le secteur Est A du domaine A(2B,2C) crée quelques problèmes (voir figure 42). L'angle entre le mur dans ce secteur et la faille (parallèle à la foliation) crée une intersection entre deux plans. Ceci est favorable à une rupture en coin de grande envergure comme la faille est continue sur toute la hauteur du mur. De plus, une fracture ouverte est visible au sommet de cette zone. Par contre, l'ouverture de cette fracture n'a pas bougée depuis au moins deux ans. Pour contrôler le

problème, un petit changement d'angle dans ce secteur sera placé un peu plus vers le nord pour sortir du réseau de failles lors de l'excavation du prochain banc.

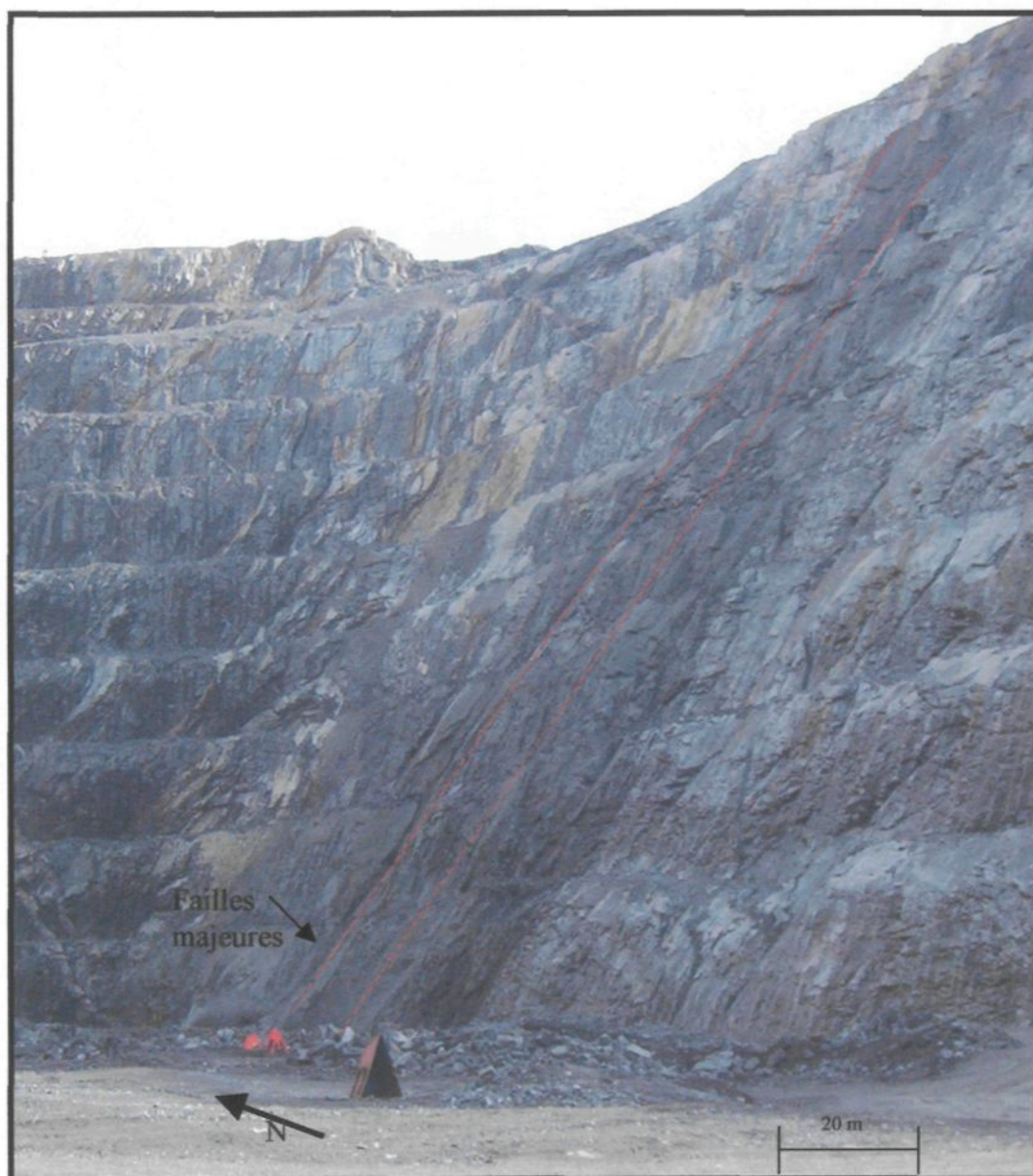


Figure 42 : Photo montrant la zone de failles au mur est de la fosse 87 de la mine Troilus.

CHAPITRE 5

CARACTÉRISATION DE L'ENVIRONNEMENT DE LA FOSSE SUR SA STABILITÉ

5.1 Analyse hydrogéologique de la fosse

Il a été démontré depuis longtemps (Terzaghi, 1943) que l'eau est un facteur extrêmement important dans la stabilité des pentes. En effet, l'eau souterraine est un facteur d'opération significatif dans plusieurs mines à ciel ouvert. Cette influence est particulièrement importante pour la stabilité des pentes parce que la pression exercée par l'eau souterraine affecte la résistance au cisaillement du massif rocheux et du mort-terrain. La conception des pentes rocheuses et des pentes dans le sol devrait donc toujours inclure une étude sur l'influence de l'eau souterraine. Un programme d'évaluation doit inclure des mesures, l'interprétation de ces mesures, une analyse de l'effet de l'eau souterraine sur la stabilité et l'évaluation du drainage.

5.1.1 Analyse des conditions piézométriques

À l'hiver 1996, le département de la géologie et de l'ingénierie de Troilus a initié un projet pour la mise en place de piézomètres autour de la fosse 87. Le but de l'installation de ces piézomètres était d'évaluer l'élévation de la table d'eau souterraine dans le mort-terrain et la roche pour ensuite mieux estimer les besoins de pompage.

Neuf forages furent réalisés pour les piézomètres au lieu des 5 prévus. Au départ, il était planifié d'installer 4 piézomètres dans chacun des 5 forages, soit 3 dans le roc et 1

dans le mort-terrain. En cours de réalisation du projet, il a été décidé de faire 4 trous peu profonds pour les piézomètres dans le mort-terrain, à quelques mètres à peine des forages profonds. Quatre forages pour des piézomètres dans le mort-terrain ont été suffisants (au lieu de 5) car un piézomètre de surface déjà installé à proximité du piézomètre PZ3 par le département de l'environnement est utilisé.

Il a été jugé trop risqué de sortir les tubages métalliques du mort-terrain des 5 premiers trous afin d'y installer les piézomètres de lecture pour le mort-terrain. Il y avait trop de risque d'endommager les piézomètres déjà installés dans le roc. La technique de forage utilisée par le puisatier était le marteau fond-de-trou. Les 5 forages profonds (pour les piézomètres dans le roc) sont identifiés comme étant PZ1, PZ2, PZ3, PZ4 et PZ5 alors que les forages de surface (pour les piézomètres dans la moraine) sont identifiés par PZ1-M, PZ2-M, PZ4-M et PZ5-M, le M signifiant moraine. Il est à noter que le piézomètre du département de l'environnement de la mine Troilus, situé à proximité du PZ3, est utile pour les lectures dans le mort-terrain. Celui-ci porte le nom PM-2. Le forage PM-2 est de 15,7 m de profondeur avec 10,51 m de moraine. Le bas de la crépine du piézomètre est à 15,20 m de profondeur.

Trois des forages profonds (PZ1, PZ4 et PZ5) ont été creusés jusqu'aux profondeurs voulues, soit : 210, 150 et 170 mètres respectivement. Les deux autres (PZ2 et PZ3) n'ont pas pu être forés complètement en raison de trop grandes venues d'eau en profondeur. La pression d'eau était aussi forte que celle appliquée sur le marteau par la foreuse de sorte qu'il n'était pas possible de forer plus profond avec la technique utilisée. Le tableau 33 résume les paramètres des forages. La figure 43 présente le schéma du piézomètre PZ3.

Tableau 33 : Coordonnées des forages et piézomètres

Forages										Piézomètres (tuyaux de PVC)				
No	Profondeur des forages		Coordonnées (m)				Profondeur moraine		Profondeur tubage dans sol		Désignation	Profondeur (bas de crépine)		Couleur d'identification (bout de tuyau et bouchon)
												(pi)	(m)	
	(pi)	(m)	Nord	Est	Élévation		(pi)	(m)	(pi)	(m)		(pi)	(m)	
				Sol	tubage									
PZ1	660	210,2	13045,56	10314,018	5367,964	5368,862	12	3,7	25,5	7,8	Haut	161	49,1	Vert
											Centre	402	122,6	Orange
											Bas	660	201,2	Blanc
PZ2	410	125	13503,397	9874,721	5367,432	5368,393	26	7,9	43	13,1	Haut	159	48,5	Vert
											Centre	332	101,2	Orange
											Bas	410	125	Blanc
PZ3	450	137,2	13901,076	9858,588	5369,369	5370,225	40	12,2	48	14,6	Haut	160	48,8	Vert
											Centre	332	101,2	Orange
											Bas	450	137,2	Blanc
PZ4	495	150,9	13896,534	10598,809	5372,508	5373,263	25	7,6	26,5	8,1	Haut	156	47,6	Vert
											Centre	330	100,6	Orange
											Bas	495	150,9	Blanc
PZ5	558	170,1	13547,958	10567,364	5371,731	5372,568	36	11,0	43	13,1	Haut	159	48,5	Vert
											Centre	408	124,4	Orange
											Bas	558	170,1	Blanc
S-TOT :	2573	784,4					139	42,4	186	56,7				
PZ1-M	32	9,8	13040,927	10315,481	5368,075	5368,873	24	7,3			Unique	32	9,8	Gris
PZ2-M	31	9,5	13498,572	9874,354	5367,610	5368,397	25	7,6			Unique	31	9,5	Gris
PZ4-M	36	11,0	13894,662	10595,175	5372,700	5373,334	28	8,5			Unique	36	11,0	Gris
PZ5-M	47	14,3	13551,520	10569,606	5371,598	5372,490	42	12,8			Unique	47	14,3	Gris
S-TOT :	146	44,6					119	36,2						

Note : Les crépines ont une longueur de 10 pieds.

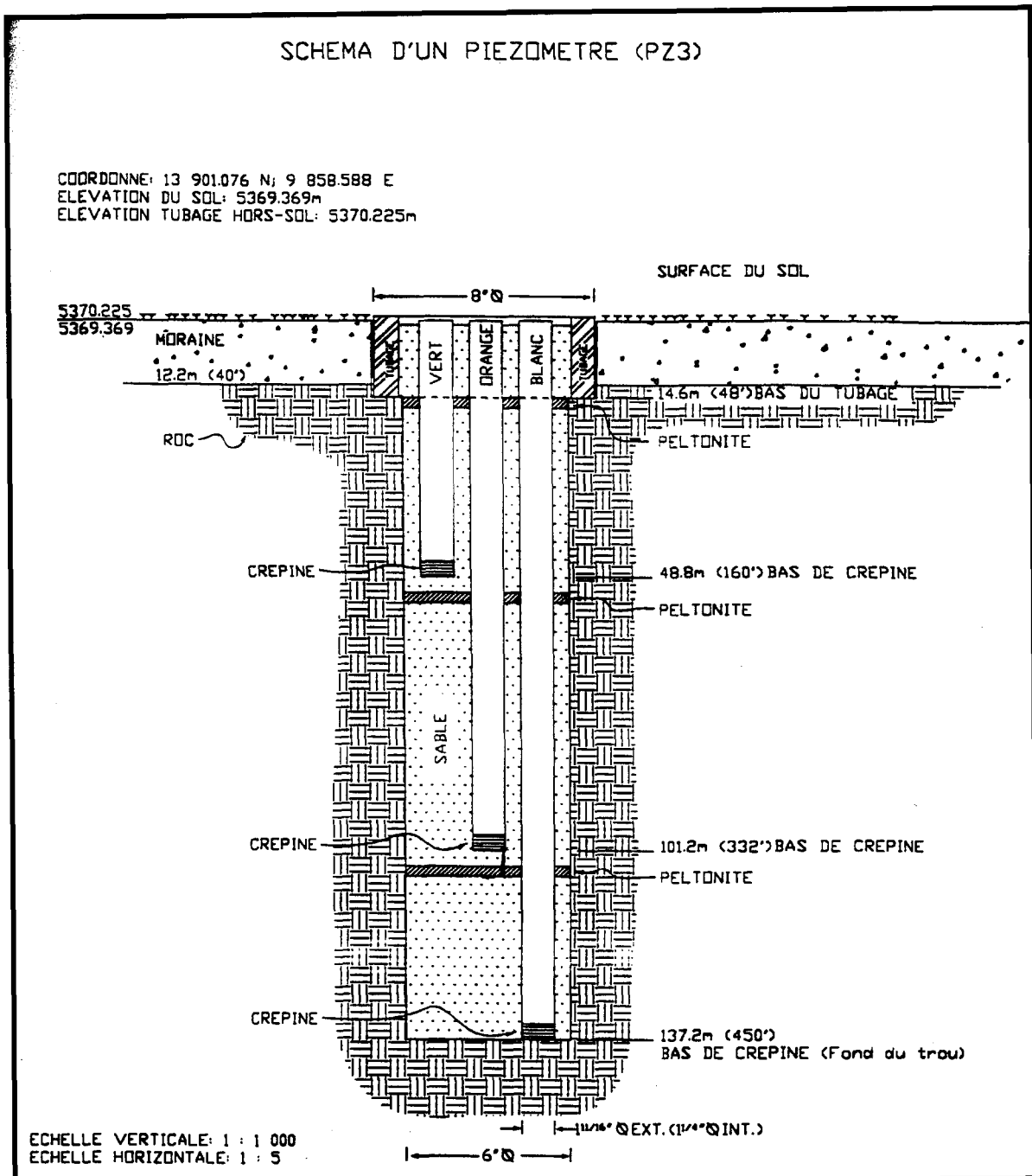


Figure 43 : Schéma du piézomètre PZ-3 (Tiré de Caron, 1997).

Compilation des données piézométriques

Présentation des données

Les lectures de niveaux d'eau dans les piézomètres sont effectuées par le service d'arpentage de la mine Troilus. Les mesures sont prises de façon périodique à tous les mois. Ces données sont compilées dans un tableur « Excel ». À partir de ce dernier, il a été possible de faire une compilation de données pour chaque piézomètre. Aux tableaux 34 à 38, on retrouve les données des différents piézomètres ainsi que les pressions hydrauliques associées. La pression hydraulique est calculée à partir de la base des différentes crépines. En effet, ces dernières sont en longueur de 3 mètres ce qui est négligeable par rapport à la longueur des forages. La figure 44 présente la localisation des différents piézomètres. Les données des piézomètres pour le mort-terrain ne sont pas présentées. En effet, les niveaux sont relativement stables et ces données ne sont pas nécessaires pour évaluer la stabilité des talus en massif rocheux ici étudiée parce qu'elles représentent seulement le comportement du mort-terrain et non du massif rocheux.

Tableau 34 : Données du piézomètre 1

Date	PZ1	(49.1m) Water elevatio n	h (m)	P=rho*g* h (kPa)	PZ1	(122.6 m) Water elevation	h (m)	P=rho* g*h (kPa)	PZ1	(201.2 m) Water elevation	h (m)	P=rho*g* h (kPa)
	5368,86				5368,86				5368,86			
	Green				Orange				White			
	Water level				Water level				Water level			
3-mars-97	4,7	5364,16	44,4	435,12	5	5363,86	117,6	1152,48				
23-avr-97	3,9	5364,96	45,2	442,96	4,25	5364,61	118,35	1159,83				
27-mai-97	4,5	5364,36	44,6	437,08	5,1	5363,76	117,5	1151,50	9,2	5359,66	192	1881,60
23-juil-97	5	5363,86	44,1	432,18	6,15	5362,71	116,45	1141,21	10,15	5358,71	191,05	1872,29
17-oct-97	6,65	5362,21	42,45	416,01	9,2	5359,66	113,4	1111,32	11,61	5357,25	189,59	1857,98
23-nov-97	8,32	5360,54	40,78	399,64	12,35	5356,51	110,25	1080,45	14,66	5354,2	186,54	1828,09
13-janv-98	50,4	5318,46	-1,3	-12,74	124,75	5244,11	-2,15	-21,07				
18-févr-98									17,75	5351,11	183,45	1797,81
30-juin-98	15,21	5353,65	33,89	332,12	120,67	5248,19	1,93	18,91	18,17	5350,69	183,03	1793,69
14-oct-99	20,14	5348,72	28,96	283,81	25,81	5343,05	96,79	948,54	21,9	5346,96	179,3	1757,14
9-déc-99	22,96	5345,9	26,14	256,17	29,6	5339,26	93	911,40	24,88	5343,98	176,32	1727,94
1-janv-00	27,43	5341,43	21,67	212,37	35,56	5333,3	87,04	852,99	29,65	5339,21	171,55	1681,19
1-févr-00	30,09	5338,77	19,01	186,30	40,76	5328,1	81,84	802,03	32,83	5336,03	168,37	1650,03
1-mars-00	32,16	5336,7	16,94	166,01	45,79	5323,07	76,81	752,74	35,83	5333,03	165,37	1620,63
7-avr-00	32,78	5336,08	16,32	159,94	49,17	5319,69	73,43	719,61	36,89	5331,97	164,31	1610,24
22-avr-00	33,64	5335,22	15,46	151,51	50,87	5317,99	71,73	702,95	36,78	5332,08	164,42	1611,32
6-mai-00	33,61	5335,25	15,49	151,80	52,03	5316,83	70,57	691,59	37,04	5331,82	164,16	1608,77
20-mai-00	33,93	5334,93	15,17	148,67	52,82	5316,04	69,78	683,84	37,38	5331,48	163,82	1605,44
11-juin-00	34,29	5334,57	14,81	145,14	55,5	5313,36	67,1	657,58	38,38	5330,48	162,82	1595,64
9-juil-00	34,61	5334,25	14,49	142,00	57,17	5311,69	65,43	641,21	39,4	5329,46	161,8	1585,64
8-avr-00	34,17	5334,69	14,93	146,31	58,16	5310,7	64,44	631,51	40,32	5328,54	160,88	1576,62
4-sept-00	35,14	5333,72	13,96	136,81	59,45	5309,41	63,15	618,87	42,1	5326,76	159,1	1559,18
26-oct-00	35,93	5332,93	13,17	129,07	60,4	5308,46	62,2	609,56	42,84	5326,02	158,36	1551,93
6-janv-01	43,4	5325,46	5,7	55,86	63,15	5305,71	59,45	582,61	45,5	5323,36	155,7	1525,86

3-févr-01	46,17	5322,69	2,93	28,71	64,43	5304,43	58,17	570,07	46,87	5321,99	154,33	1512,43
2-mars-01	49,70	5319,16	-0,6	-5,88	66,7	5302,16	55,9	547,82	48,45	5320,41	152,75	1496,95
1-avr-01	49,85	5319,01	-0,75	-7,35	68,29	5300,57	54,31	532,24	48,83	5320,03	152,37	1493,23
13-avr-01	44,35	5324,51	4,75	46,55	65,18	5303,68	57,42	562,72	47,64	5321,22	153,56	1504,89
29-avr-01	39,6	5329,26	9,5	93,10	63,9	5304,96	58,7	575,26	46,6	5322,26	154,6	1515,08
12-mai-01	40,64	5328,22	8,46	82,91	64,27	5304,59	58,33	571,63	47,23	5321,63	153,97	1508,91
9-juin-01	41,85	5327,01	7,25	71,05	65,8	5303,06	56,8	556,64	48,35	5320,51	152,85	1497,93
8-juil-01	40,6	5328,26	8,5	83,30	65,52	5303,34	57,08	559,38	46,48	5322,38	154,72	1516,26
5-août-01	39,8	5329,06	9,3	91,14	65,87	5302,99	56,73	555,95	48,5	5320,36	152,7	1496,46
3-sept-01	41,84	5327,02	7,26	71,15	66,26	5302,6	56,34	552,13	47,97	5320,89	153,23	1501,65
2-oct-01	42,5	5326,36	6,6	64,68	66,61	5302,25	55,99	548,70	48,02	5320,84	153,18	1501,16
27-oct-01	43,8	5325,06	5,3	51,94	67,04	5301,82	55,56	544,49	46,9	5321,96	154,3	1512,14
23-nov-01	44,56	5324,3	4,54	44,49	67,19	5301,67	55,41	543,02	49,7	5319,16	151,5	1484,70
5-janv-02	45,8	5323,06	3,3	32,34	67,57	5301,29	55,03	539,29	50,19	5318,67	151,01	1479,90
17-févr-02	48,42	5320,44	0,68	6,66	69,74	5299,12	52,86	518,03	50,98	5317,88	150,22	1472,16
17-mars-02	49,44	5319,42	-0,34	-3,33	70,45	5298,41	52,15	511,07	51,5	5317,36	149,7	1467,06
13-avr-02	48,75	5320,11	0,35	3,43	70	5298,86	52,6	515,48	50,3	5318,56	150,9	1478,82
29-avr-02	37,81	5331,05	11,29	110,64	66,15	5302,71	56,45	553,21	47,35	5321,51	153,85	1507,73
14-mai-02	40,25	5328,61	8,85	86,73	66,51	5302,35	56,09	549,68	48,52	5320,34	152,68	1496,26
10-juin-02	40,06	5328,8	9,04	88,59	66,71	5302,15	55,89	547,72	46,54	5322,32	154,66	1515,67
21-juil-02	43,8	5325,06	5,3	51,94	66,9	5301,96	55,7	545,86	49,88	5318,98	151,32	1482,94
19-août-02	40,32	5328,54	8,78	86,04	66,9	5301,96	55,7	545,86	50,18	5318,68	151,02	1480,00

Erreurs de mesure
Valeurs absentes

DONNÉES DU PIÉZOMÈTRE 1

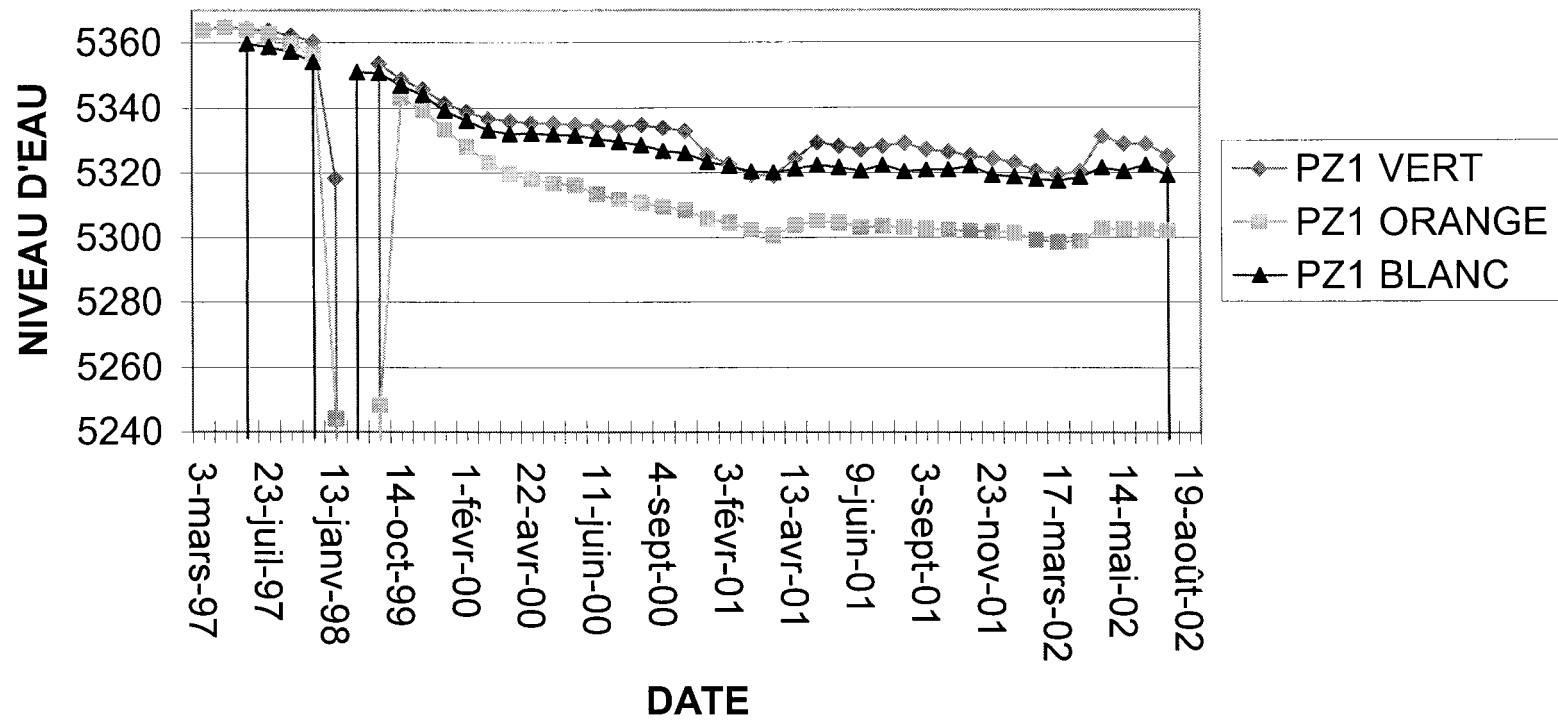


Tableau 35 : Données du piézomètre 2

Date	PZ2	(48.5m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ2	(101.2 m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ2	(125 m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)
	5368,39				5368,39				5368,39			
	Green				Orange				White			
	Water level				Water level				Water level			
3-mars-97	7,5	5360,89	41	401,8	9,1	5359,29	92,1	902,58	10,6	5357,79	114,4	1121,12
23-avr-97	8,05	5360,34	40,45	396,41	9,8	5358,59	91,4	895,72	12,4	5355,99	112,6	1103,48
27-mai-97	8,4	5359,99	40,1	392,98	10,5	5357,89	90,7	888,86	13,3	5355,09	111,7	1094,66
23-juil-97	10,5	5357,89	38	372,4	13,15	5355,24	88,05	862,89	16,5	5351,89	108,5	1063,3
17-oct-97	15,57	5352,82	32,93	322,714	16,38	5352,01	84,82	831,236	16,62	5351,77	108,38	1062,124
23-nov-97	48,55	5319,84	-0,05	-0,49	74,53	5293,86	26,67	261,366	82,57	5285,82	42,43	415,814
30-juin-98	48,74	5319,65	-0,24	-2,352	87,5	5280,89	13,7	134,26	118,43	5249,96	6,57	64,386
14-oct-99	44,12	5324,27	4,38	42,924	45,88	5322,51	55,32	542,136	47,25	5321,14	77,75	761,95
9-déc-99	48,42	5319,97	0,08	0,784	55,63	5312,76	45,57	446,586	58,1	5310,29	66,9	655,62
1-janv-00	48,69	5319,7	-0,19	-1,862	63,4	5304,99	37,8	370,44	65,17	5303,22	59,83	586,334
1-févr-00	48,5	5319,89	0	0	73,79	5294,6	27,41	268,618	76,27	5292,12	48,73	477,554
1-mars-00	47,33	5321,06	1,17	11,466	74,4	5293,99	26,8	262,64	77,55	5290,84	47,45	465,01
7-avr-00	48,36	5320,03	0,14	1,372	74,75	5293,64	26,45	259,21	77,79	5290,6	47,21	462,658
22-avr-00	48,4	5319,99	0,1	0,98	74,65	5293,74	26,55	260,19	77,64	5290,75	47,36	464,128
6-mai-00	47,57	5320,82	0,93	9,114	88,29	5280,1	12,91	126,518	92,26	5276,13	32,74	320,852
20-mai-00	47,64	5320,75	0,86	8,428	90,46	5277,93	10,74	105,252	94,44	5273,95	30,56	299,488
11-juin-00	50,02	5318,37	-1,52	-14,896	95,89	5272,5	5,31	52,038	100,07	5268,32	24,93	244,314
9-juil-00	47,2	5321,19	1,3	12,74	102,35	5266,04	-1,15	-11,27	110,29	5258,1	14,71	144,158
8-avr-00	47,79	5320,6	0,71	6,958	101,57	5266,82	-0,37	-3,626	113,02	5255,37	11,98	117,404
4-sept-00	48,1	5320,29	0,4	3,92	102,65	5265,74	-1,45	-14,21	119,38	5249,01	5,62	55,076
26-oct-00	47,37	5321,02	1,13	11,074	98,20	5270,19	3	29,4	117,11	5251,28	7,89	77,322
6-janv-01	48,3	5320,09	0,2	1,96	101,77	5266,62	-0,57	-5,586	120,54	5247,85	4,46	43,708
3-févr-01	49,41	5318,98	-0,91	-8,918	101,54	5266,85	-0,34	-3,332	120,73	5247,66	4,27	41,846
2-mars-01	48,4	5319,99	0,1	0,98	101,60	5266,79	-0,4	-3,92	120,95	5247,44	4,05	39,69

1-avr-01	47,85	5320,54	0,65	6,37	101,63	5266,76	-0,43	-4,214	121,53	5246,86	3,47	34,006
29-avr-02	48,2	5320,19	0,3	2,94	101,70	5266,69	-0,5	-4,9	115,9	5252,49	9,1	89,18
12-mai-01	48,34	5320,05	0,16	1,568	101,64	5266,75	-0,44	-4,312	118,54	5249,85	6,46	63,308
9-juin-02	49,85	5318,54	-1,35	-13,23	101,8	5266,59	-0,6	-5,88	115,35	5253,04	9,65	94,57
8-juil-01	48,25	5320,14	0,25	2,45	101,98	5266,41	-0,78	-7,644	121,95	5246,44	3,05	29,89
5-août-01	46,93	5321,46	1,57	15,386	101,62	5266,77	-0,42	-4,116	121,85	5246,54	3,15	30,87
3-sept-01	47,84	5320,55	0,66	6,468	101,43	5266,96	-0,23	-2,254	122,25	5246,14	2,75	26,95
2-oct-01	47,35	5321,04	1,15	11,27	101,5	5266,89	-0,3	-2,94	119,34	5249,05	5,66	55,468
27-oct-01	48,11	5320,28	0,39	3,822	101,8	5266,59	-0,6	-5,88	119,91	5248,48	5,09	49,882
23-nov-01	46,26	5322,13	2,24	21,952	102,66	5265,73	-1,46	-14,308	119,67	5248,72	5,33	52,234
5-janv-02	48,41	5319,98	0,09	0,882	101,64	5266,75	-0,44	-4,312	119,76	5248,63	5,24	51,352
17-févr-02	48,99	5319,4	-0,49	-4,802	101,81	5266,58	-0,61	-5,978	120,39	5248	4,61	45,178
17-mars-02	49	5319,39	-0,5	-4,9	101,63	5266,76	-0,43	-4,214	121,15	5247,24	3,85	37,73
13-avr-02	48,34	5320,05	0,16	1,568	98,54	5269,85	2,66	26,068	114,85	5253,54	10,15	99,47
29-avr-02	47,91	5320,48	0,59	5,782	102,79	5265,6	-1,59	-15,582	112,13	5256,26	12,87	126,126
14-mai-02	47,86	5320,53	0,64	6,272	101,61	5266,78	-0,41	-4,018	111,23	5257,16	13,77	134,946
10-juin-02	47,25	5321,14	1,25	12,25	101,74	5266,65	-0,54	-5,292	111,99	5256,4	13,01	127,498
21-juil-02	48,87	5319,52	-0,37	-3,626	101,5	5266,89	-0,3	-2,94	118,48	5249,91	6,52	63,896
19-août-02	46,32	5322,07	2,18	21,364	102,76	5365,63	-1,56	-15,288	118,22	5250,17	6,78	66,444

Erreur de mesures

DONNÉES DU PIÉZOMÈTRE 2

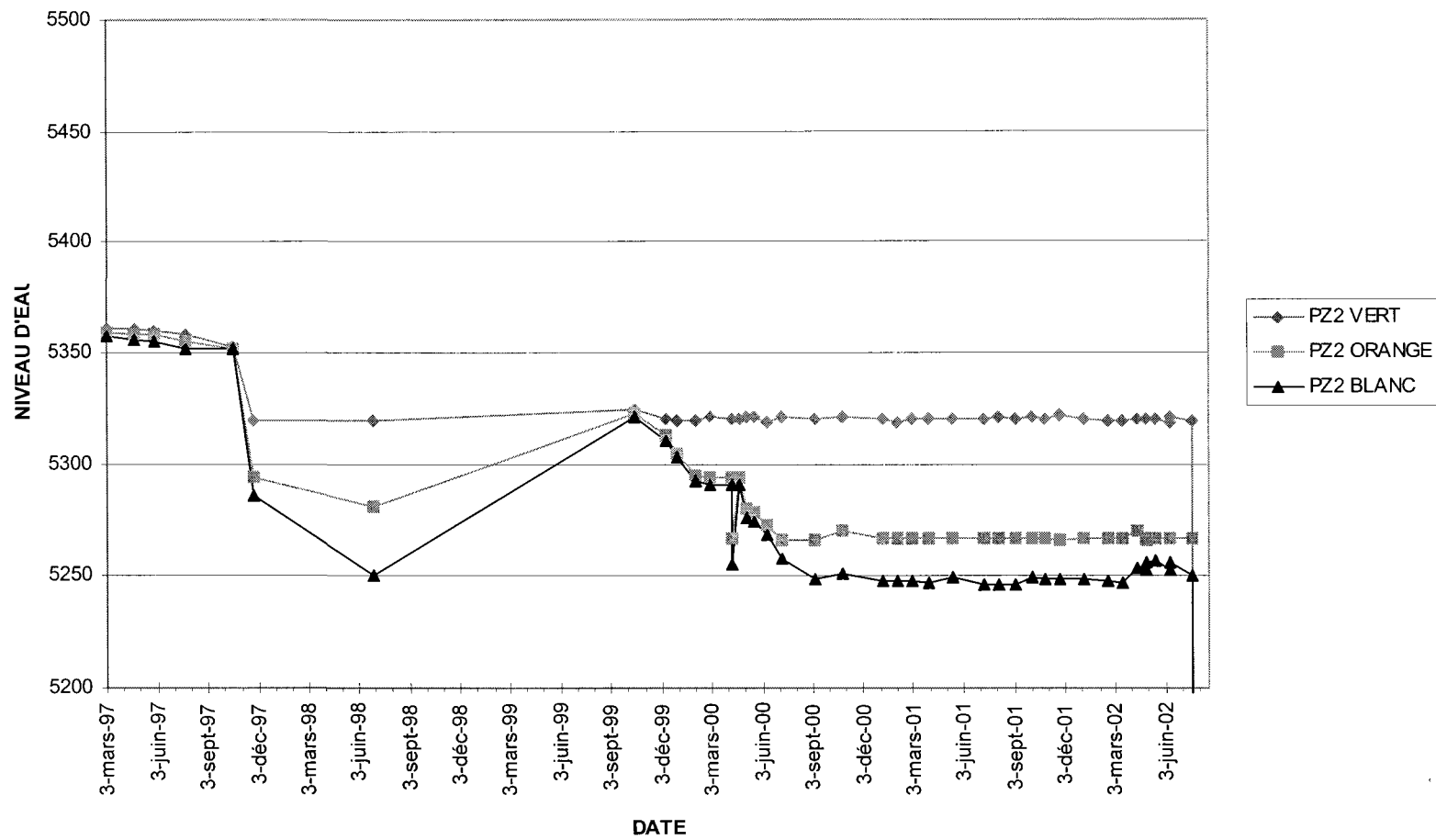


Tableau 36 : Données du piézomètre 3

Date	PZ3	(48.8m) Water elevation	h (m)	P=rho* g*h (kPa)	PZ3	(101.2 m) Water elevation	h (m)	P=rho*g* h (kPa)	PZ3	(137.2 m) Water elevation	h (m)	P=rho*g* h (kPa)
	5370,23				5370,23				5370,23			
	Green				Orange				White			
	Water level				Water level				Water level			
3-mars-97	10,8	5359,43	38	372,40	11,2	5359,03	90	882,00	11,2	5359,03	126	1234,80
23-avr-97	11,05	5359,18	37,75	369,95	11,8	5358,43	89,4	876,12	11,45	5358,78	125,75	1232,35
27-mai-97	11,5	5358,73	37,3	365,54	12,2	5358,03	89	872,20	12,1	5358,13	125,1	1225,98
23-juil-97	13,7	5356,53	35,1	343,98	14,95	5355,28	86,25	845,25	14,4	5355,83	122,8	1203,44
17-oct-97	14,35	5355,88	34,45	337,61	15,8	5354,43	85,4	836,92	15,07	5355,16	122,13	1196,87
23-nov-97	24,3	5345,93	24,5	240,10	26,45	5343,78	74,75	732,55	25,82	5344,41	111,38	1091,52
18-févr-98									33	5337,23	104,2	1021,16
30-juin-98	33,22	5337,01	15,58	152,68	36,28	5333,95	64,92	636,22	35,91	5334,32	101,29	992,64
14-oct-99	27,23	5343	21,57	211,39	31,32	5338,91	69,88	684,82	31,1	5339,13	106,1	1039,78
9-déc-99	28,41	5341,82	20,39	199,82	33,7	5336,53	67,5	661,50	32,5	5337,73	104,7	1026,06
1-janv-00	35,62	5334,61	13,18	129,16	35,76	5334,47	65,44	641,31	30,79	5339,44	106,41	1042,82
1-févr-00	32,09	5338,14	16,71	163,76	37,74	5332,49	63,46	621,91	37,04	5333,19	100,16	981,57
1-mars-00	30,69	5339,54	18,11	177,48	36,29	5333,94	64,91	636,12	35,47	5334,76	101,73	996,95
7-avr-00	30,45	5339,78	18,35	179,83	36,03	5334,2	65,17	638,67	35,19	5335,04	102,01	999,70
22-avr-00	30,97	5339,26	17,83	174,73	36,77	5333,46	64,43	631,41	35,82	5334,41	101,38	993,52
6-mai-00	31,83	5338,4	16,97	166,31	37,8	5332,43	63,4	621,32	36,83	5334,4	100,37	983,63
20-mai-00	31,55	5338,68	17,25	169,05	37,52	5332,71	63,68	624,06	36,55	5333,68	100,65	986,37
11-juin-00	32,08	5338,15	16,72	163,86	38,2	5332,03	63	617,40	37,98	5332,25	99,22	972,36
9-juil-00	32,7	5337,53	16,1	157,78	38,79	5331,44	62,41	611,62	37,73	5332,5	99,47	974,81
8-avr-00	33,92	5336,31	14,88	145,82	40,16	5330,07	61,04	598,19	39,09	5331,14	98,11	961,48
4-sept-00	49,49	5320,74	-0,69	-6,76	42,21	5328,02	58,99	578,10	61,55	5308,68	75,65	741,37
26-oct-00	43,3	5326,93	5,5	53,90	42,98	5327,25	58,22	570,56	73,2	5297,03	64	627,20
6-janv-01	36,55	5333,68	12,25	120,05	42,85	5327,38	58,35	571,83	40,71	5329,52	96,49	945,60
3-févr-01	37,25	5332,98	11,55	113,19	43,67	5326,56	57,53	563,79	43,3	5326,93	93,9	920,22

2-mars-01	37,75	5332,48	11,05	108,29	44,1	5326,13	57,1	559,58	43,95	5326,28	93,25	913,85
1-avr-01	37,86	5332,37	10,94	107,21	44,04	5326,19	57,16	560,17	43,77	5326,46	93,43	915,61
29-avr-01	35,15	5335,08	13,65	133,77	40,65	5329,58	60,55	593,39	43,2	5327,03	94	921,20
12-mai-01	34,22	5336,01	14,58	142,88	41,05	5329,18	60,15	589,47	40,5	5329,73	96,7	947,66
9-juin-02	36,3	5333,93	12,5	122,50	42,36	5327,87	58,84	576,63	41,97	5328,26	95,23	933,25
8-juil-01	36	5334,23	12,8	125,44	41,65	5328,58	59,55	583,59	41,3	5328,93	95,9	939,82
5-août-01	35,75	5334,48	13,05	127,89	41,21	5329,02	59,99	587,90	40,87	5329,36	96,33	944,03
3-sept-01	35,63	5334,6	13,17	129,07	41,06	5329,17	60,14	589,37	40,54	5329,69	96,66	947,27
2-oct-01	34,93	5335,3	13,87	135,93	40,32	5329,91	60,88	596,62	39,97	5330,26	97,23	952,85
27-oct-01	36,18	5334,05	12,62	123,68	42,01	5328,22	59,19	580,06	41,56	5328,67	95,64	937,27
23-nov-01	35,96	5334,27	12,84	125,83	41,54	5328,69	59,66	584,67	41,52	5328,71	95,68	937,66
5-janv-02	37,47	5332,76	11,33	111,03	43,8	5326,43	57,4	562,52	43,47	5326,76	93,73	918,55
17-févr-02	36,7	5333,53	12,1	118,58	42,8	5327,43	58,4	572,32	42,44	5327,79	94,76	928,65
17-mars-02	38,68	5331,55	10,12	99,18	44,8	5325,43	56,4	552,72	44,65	5325,58	92,55	906,99
13-avr-02	39,54	5330,69	9,26	90,75	45,69	5324,54	55,51	544,00	45,65	5324,58	91,55	897,19
29-avr-02	36,79	5333,44	12,01	117,70	42,71	5327,52	58,49	573,20	42,16	5328,07	95,04	931,39
14-mai-02	36,84	5333,39	11,96	117,21	43,08	5327,15	58,12	569,58	42,71	5327,52	94,49	926,00
10-juin-02	36,27	5333,96	12,53	122,79	47,01	5323,22	54,19	531,06	42,35	5327,88	94,85	929,53
21-juil-02	36,75	5333,48	12,05	118,09	44,34	5325,89	56,86	557,23	44,25	5325,98	92,95	910,91
19-août-02	39,12	5331,11	9,68	94,86	44,7	5325,53	56,5	553,70	43,61	5326,62	93,59	917,18

Données manquantes

Erreurs de mesure

DONNÉES DU PIÉZOMÈTRE 3

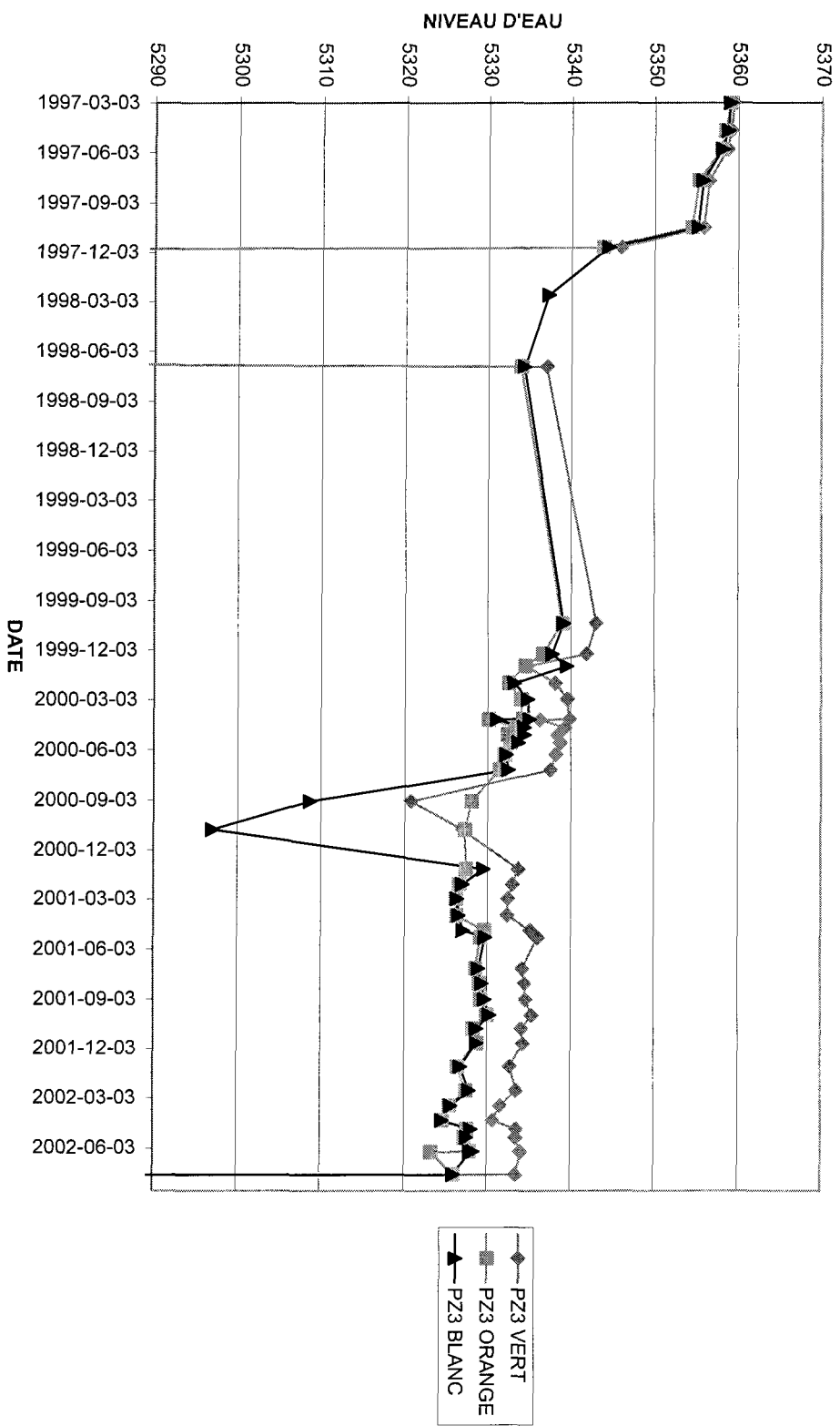


Tableau 37 : Données du piézomètre 4

Date	PZ4	(47.6m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ4	(100.6 m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ4	(150.9 m) Water elevation	h (m)	P= $\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)
	5373,26				5373,26				5373,26			
	Green				Orange				White			
	Water level				Water level				Water level			
3-mars-97	13,6	5359,66	34	333,20	14,5	5358,76	86,1	843,78	15,4	5357,86	135,5	1327,90
23-avr-97	14,9	5358,36	32,7	320,46	14,9	5358,36	85,7	839,86	16,75	5356,51	134,15	1314,67
27-mai-97	16,2	5357,06	31,4	307,72	15,9	5357,36	84,7	830,06	18,1	5355,16	132,8	1301,44
23-juil-97	19,2	5354,06	28,4	278,32	18,85	5354,41	81,75	801,15	22	5351,26	128,9	1263,22
17-oct-97	21,43	5351,83	26,17	256,47	21,14	5352,12	79,46	778,71	24,04	5349,22	126,86	1243,23
23-nov-97	27,68	5345,58	19,92	195,22	27,2	5346,06	73,4	719,32	45,2	5328,06	105,7	1035,86
18-févr-98									56,15	5317,11	94,75	928,55
30-juin-98	41,39	5331,87	6,21	60,86	32,85	5340,41	67,75	663,95	54,94	5318,32	95,96	940,41
14-oct-99	37,78	5335,48	9,82	96,24	39,7	5333,56	60,9	596,82	50,36	5322,9	100,54	985,29
9-déc-99	38,7	5334,56	8,9	87,22	40,6	5332,66	60	588,00	50,58	5322,68	100,32	983,14
1-janv-00	42,22	5331,04	5,38	52,72	44,42	5328,84	56,18	550,56	53,3	5319,96	97,6	956,48
1-févr-00	42,42	5330,84	5,18	50,76	45,34	5327,92	55,26	541,55	54,33	5318,93	96,57	946,39
1-mars-00	41,46	5331,8	6,14	60,17	44,18	5329,08	56,42	552,92	54,71	5318,55	96,19	942,66
7-avr-00	41,31	5331,95	6,29	61,64	43,99	5329,27	56,61	554,78	54,76	5318,5	96,14	942,17
22-avr-00	41,9	5331,36	5,7	55,86	44,74	5328,52	55,86	547,43	55,18	5318,08	95,72	938,06
6-mai-00	40,61	5332,65	6,99	68,50	43,45	5329,81	57,15	560,07	54,91	5318,35	95,99	940,70
20-mai-00	40,44	5332,82	7,16	70,17	42,9	5330,36	57,7	565,46	54,6	5318,66	96,3	943,74
11-juin-00	40,79	5332,47	6,81	66,74	43,13	5330,13	57,47	563,21	54,85	5318,41	96,05	941,29
9-juil-00	42,15	5331,11	5,45	53,41	42,13	5331,13	58,47	573,01	54,06	5319,2	96,84	949,03
8-avr-00	40,79	5332,47	6,81	66,74	42,94	5330,32	57,66	565,07	54,97	5318,29	95,93	940,11
4-sept-00	61,72	5311,54	-14,12	-138,38	44,25	5329,01	56,35	552,23	55,57	5317,69	95,33	934,23
26-oct-00	40,45	5332,81	7,15	70,07	42,58	5330,68	58,02	568,60	54,49	5318,77	96,41	944,82
6-janv-01	36,4	5336,86	11,2	109,76	46	5327,26	54,6	535,08	57,4	5315,86	93,5	916,30
3-févr-01	37,12	5336,14	10,48	102,70	46,76	5326,5	53,84	527,63	58,45	5314,81	92,45	906,01

2-mars-01	37,8	5335,46	9,8	96,04	47,55	5325,71	53,05	519,89	60,44	5312,82	90,46	886,51
1-avr-01	37,07	5336,19	10,53	103,19	45,6	5327,66	55	539,00	59,53	5313,73	91,37	895,43
13-avr-01	36,82	5336,44	10,78	105,64	43,9	5329,36	56,7	555,66	58,5	5314,76	92,4	905,52
29-avr-01	36,3	5336,96	11,3	110,74	43,2	5330,06	57,4	562,52	58,6	5314,66	92,3	904,54
12-mai-01	36,39	5336,87	11,21	109,86	43,63	5329,63	56,97	558,31	58,2	5315,06	92,7	908,46
9-juin-02	39,75	5333,51	7,85	76,93	44,94	5328,32	55,66	545,47	60,13	5313,13	90,77	889,55
8-juil-01	36,5	5336,76	11,1	108,78	43,55	5329,71	57,05	559,09	59,69	5313,57	91,21	893,86
5-août-01	37,33	5335,93	10,27	100,65	44,54	5328,72	56,06	549,39	59,59	5313,67	91,31	894,84
3-sept-01	39,33	5333,93	8,27	81,05	44,38	5328,88	56,22	550,96	59,14	5314,12	91,76	899,25
2-oct-01	38,96	5334,3	8,64	84,67	45,31	5327,95	55,29	541,84	57,8	5315,46	93,1	912,38
27-oct-01	41,21	5332,05	6,39	62,62	48,2	5325,06	52,4	513,52	60,1	5313,16	90,8	889,84
23-nov-01	35,68	5337,58	11,92	116,82	45,67	5327,59	54,93	538,31	60,5	5312,76	90,4	885,92
5-janv-02	41,27	5331,99	6,33	62,03	53,01	5320,25	47,59	466,38	62,16	5311,1	88,74	869,65
17-févr-02	42,53	5330,73	5,07	49,69	55,63	5317,63	44,97	440,71	54,34	5318,92	96,56	946,29
17-mars-02	43,1	5330,16	4,5	44,10	57,26	5316	43,34	424,73	65,44	5307,82	85,46	837,51
13-avr-02	43,53	5329,73	4,07	39,89	57,83	5315,43	42,77	419,15	65,75	5307,51	85,15	834,47
29-avr-02	43,9	5329,36	3,7	36,26	57,91	5315,35	42,69	418,36	65,63	5307,63	85,27	835,65
14-mai-02	44,3	5328,96	3,3	32,34	57,88	5315,38	42,72	418,66	65,56	5307,7	85,34	836,33
10-juin-02	44,67	5328,59	2,93	28,71	59,04	5314,22	41,56	407,29	64,78	5308,48	86,12	843,98
21-juil-02	44,71	5328,55	2,89	28,32	61,53	5311,73	39,07	382,89	66,16	5307,1	84,74	830,45
19-août-02	44,82	5328,44	2,78	27,24	58,47	5314,79	42,13	412,87	66,07	5307,19	84,83	831,33

Données manquantes

Erreurs de mesure

DONNÉES DU PIÉZOMÈTRE 4

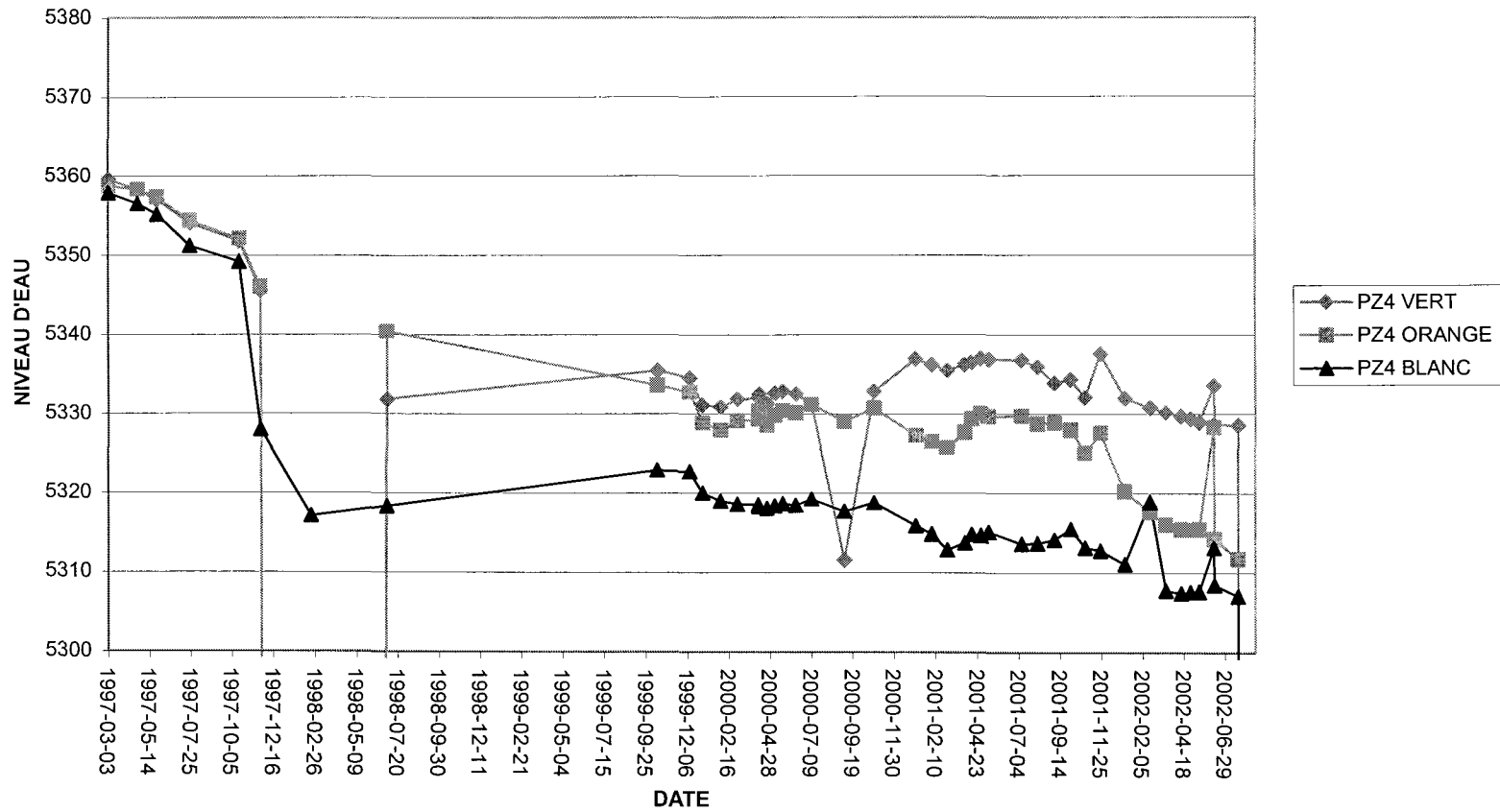


Tableau 38 : Données du piézomètre 5

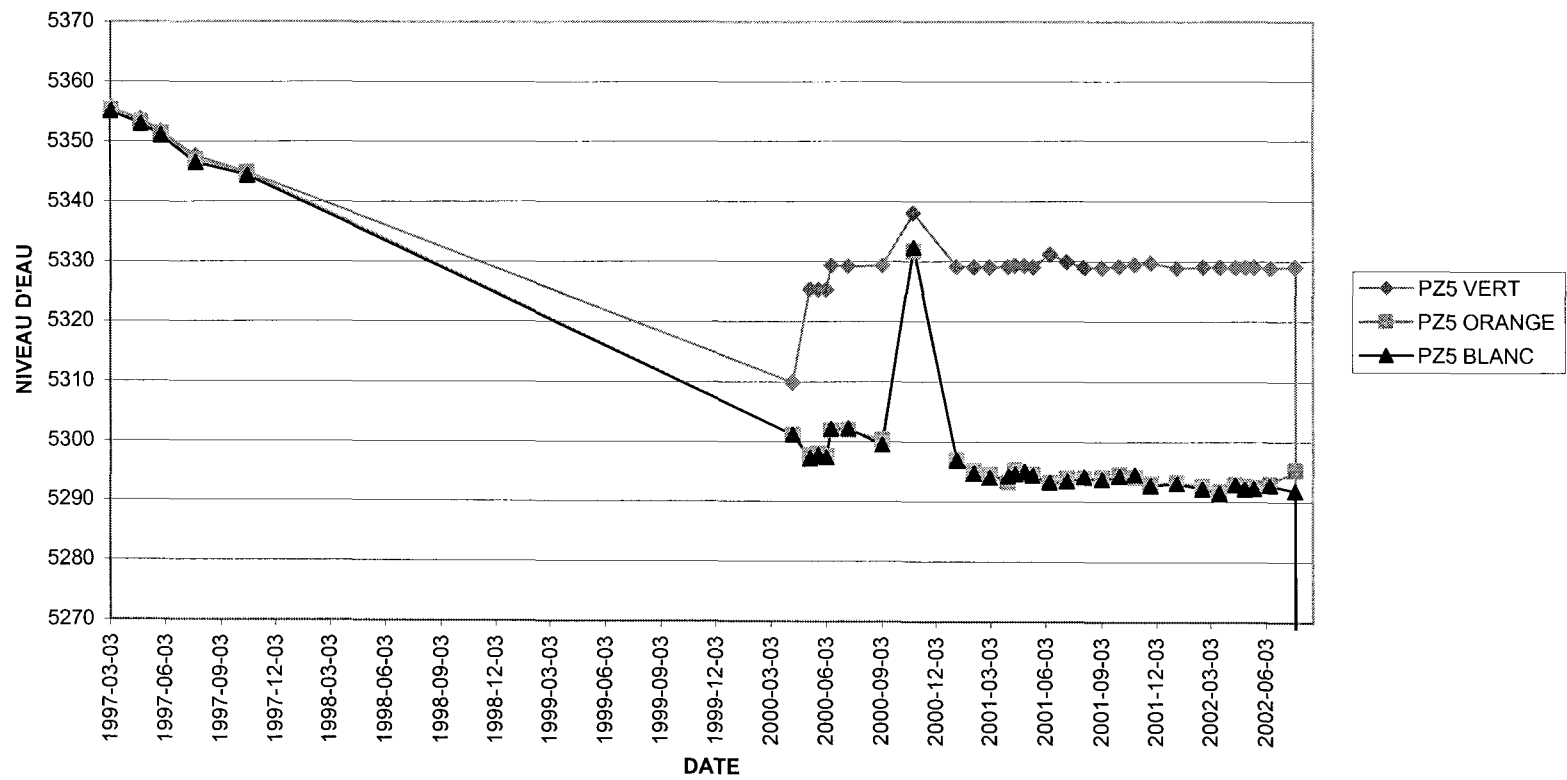
Date	PZ5	(48.5m) Water elevation	h (m)	$P=\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ5	(124.4 m) Water elevation	h (m)	$P=\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)	PZ5	(170.1 m) Water elevation	h (m)	$P=\rho \cdot g \cdot h$ (kPa)
	5372,57				5372,57				5372,57			
	Green				Orange				White			
	Water level				Water level				Water level			
3-mars-97	16,9	5355,67	31,6	309,68	17,2	5355,37	107,2	1050,56	17,5	5355,07	152,6	1495,48
23-avr-97	18,85	5353,72	29,65	290,57	19,25	5353,32	105,15	1030,47	19,6	5352,97	150,5	1474,90
27-mai-97	20,9	5351,67	27,6	270,48	21,2	5351,37	103,2	1011,36	21,6	5350,97	148,5	1455,30
23-juil-97	24,95	5347,62	23,55	230,79	25,6	5346,97	98,8	968,24	26,1	5346,47	144	1411,20
17-oct-97	27,7	5344,87	20,8	203,84	27,77	5344,8	96,63	946,97	28,2	5344,37	141,9	1390,62
6-mai-00	42	5325,34	6,5	63,70	69,55	5297,79	54,85	537,53	70,2	5297,14	99,9	979,02
20-mai-00	42	5325,34	6,5	63,70	69,3	5298,04	55,1	539,98	69,67	5297,67	100,43	984,21
3-juin-00	42	5325,34	6,5	63,70	69,7	5297,64	54,7	536,06	70	5297,34	100,1	980,98
11-juin-00	43,26	5329,31	5,24	51,35	70,67	5301,9	53,73	526,55	70,38	5302,19	99,72	977,26
9-juil-00	43,3	5329,27	5,2	50,96	70,62	5301,95	53,78	527,04	70,3	5302,27	99,8	978,04
8-avr-00	62,7	5309,87	-14,2	-139,16	71,43	5301,14	52,97	519,11	71,43	5301,14	98,67	966,97
4-sept-00	43,25	5329,32	5,25	51,45	72,22	5300,35	52,18	511,36	73,05	5299,52	97,05	951,09
26-oct-00	34,5	5338,07	14	137,20	40,84	5331,73	83,56	818,89	40,2	5332,37	129,9	1273,02
6-janv-01	43,45	5329,12	5,05	49,49	75,55	5297,02	48,85	478,73	75,7	5296,87	94,4	925,12
3-févr-01	43,4	5329,17	5,1	49,98	77,42	5295,15	46,98	460,40	77,87	5294,7	92,23	903,85
2-mars-01	43,5	5329,07	5	49,00	78	5294,57	46,4	454,72	78,6	5293,97	91,5	896,70
1-avr-01	43,4	5329,17	5,1	49,98	79,37	5293,2	45,03	441,29	78,3	5294,27	91,8	899,64
13-avr-01	43,25	5329,32	5,25	51,45	77,25	5295,32	47,15	462,07	78	5294,57	92,1	902,58
29-avr-01	43,25	5329,32	5,25	51,45	78	5294,57	46,4	454,72	77,5	5295,07	92,6	907,48
12-mai-01	43,48	5329,09	5,02	49,20	78	5294,57	46,4	454,72	78,25	5294,32	91,85	900,13
9-juin-01	41,4	5331,17	7,1	69,58	79,39	5293,18	45,01	441,10	79,42	5293,15	90,68	888,66
8-juil-01	42,65	5329,92	5,85	57,33	78,7	5293,87	45,7	447,86	79,25	5293,32	90,85	890,33
5-août-01	43,57	5329	4,93	48,31	78,69	5293,88	45,71	447,96	78,44	5294,13	91,66	898,27
3-sept-01	43,6	5328,97	4,9	48,02	78,62	5293,95	45,78	448,64	78,97	5293,6	91,13	893,07

2-oct-01	43,42	5329,15	5,08	49,78	77,97	5294,6	46,43	455,01	78,34	5294,23	91,76	899,25
27-oct-01	43,1	5329,47	5,4	52,92	78,47	5294,1	45,93	450,11	78,1	5294,47	92	901,60
23-nov-01	42,79	5329,78	5,71	55,96	79,51	5293,06	44,89	439,92	79,91	5292,66	90,19	883,86
5-janv-02	43,65	5328,92	4,85	47,53	79,27	5293,3	45,13	442,27	79,6	5292,97	90,5	886,90
17-févr-02	43,54	5329,03	4,96	48,61	79,95	5292,62	44,45	435,61	80,48	5292,09	89,62	878,28
17-mars-02	43,52	5329,05	4,98	48,80	80,9	5291,67	43,5	426,30	81,17	5291,4	88,93	871,51
13-avr-02	43,64	5328,93	4,86	47,63	79,64	5292,93	44,76	438,65	79,79	5292,78	90,31	885,04
29-avr-02	43,48	5329,09	5,02	49,20	79,92	5292,65	44,48	435,90	80,43	5292,14	89,67	878,77
14-mai-02	43,53	5329,04	4,97	48,71	80,08	5292,49	44,32	434,34	80,33	5292,24	89,77	879,75
10-juin-02	43,61	5328,96	4,89	47,92	79,57	5293	44,83	439,33	79,85	5292,72	90,25	884,45
21-juil-02	43,47	5329,1	5,03	49,29	77,26	5295,31	47,14	461,97	80,8	5291,77	89,3	875,14
19-août-02	42,84	5329,73	5,66	55,47	76,26	5296,31	48,14	471,77	80,43	5292,14	89,67	878,77



Erreurs de mesure

DONNÉES DU PIÉZOMÈTRE 5



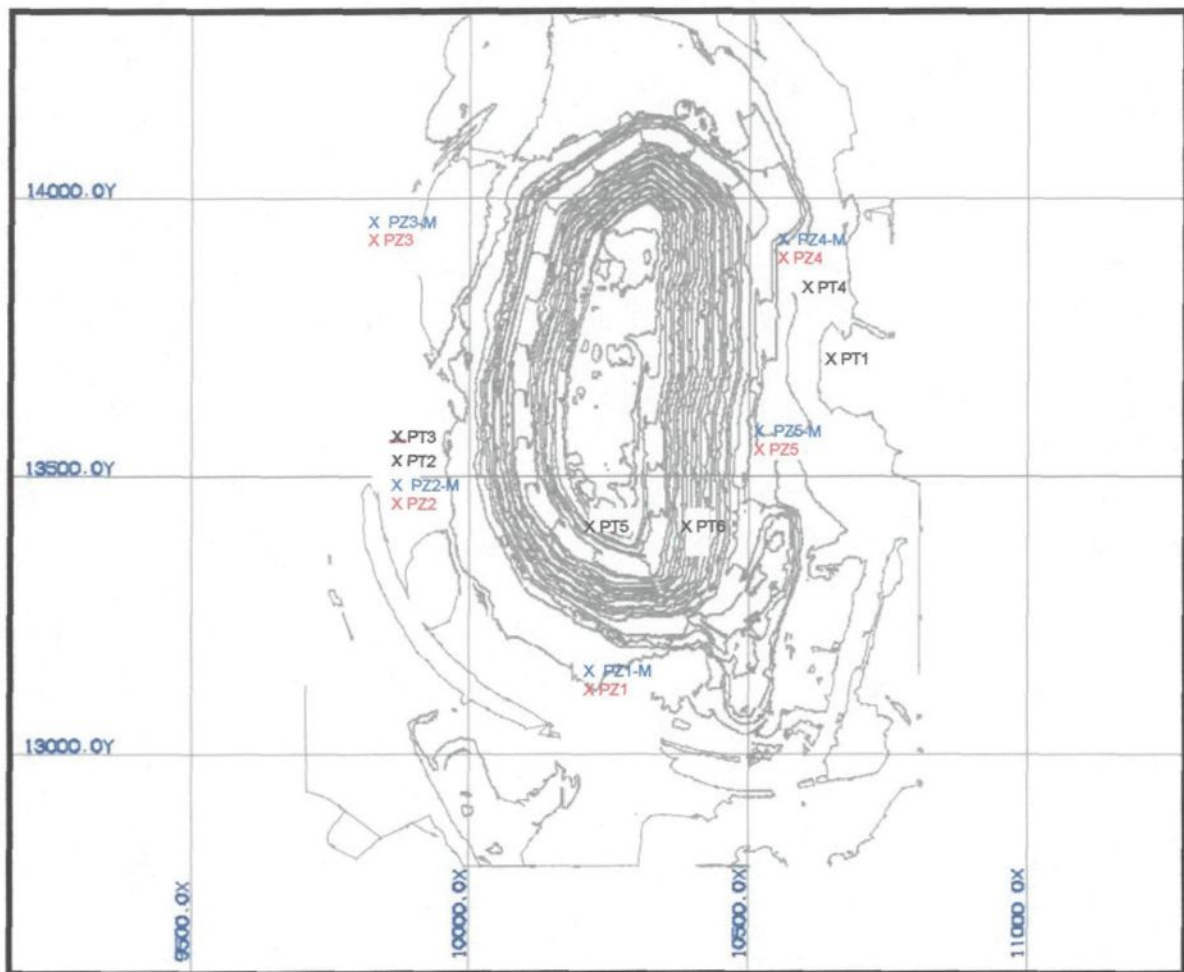


Figure 44 : Localisation des piézomètres et des puits présents au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus.

Puits présents à la mine Troilus

Entre août 1997 et février 1998, 6 puits ont été forés pour effectuer des essais de pompage. Le but d'un pompage dans ces puits est d'abaisser la nappe phréatique à proximité des murs. En effet, la diminution de la pression hydraulique au pourtour des murs peut aider grandement à la stabilité des pentes rocheuses. Le tableau 39 présente les coordonnées des différents puits ainsi que quelques caractéristiques. À la figure 44 on retrouve la localisation de ces puits.

Tableau 39 : Coordonnées des puits – Fosse 87

Forages (8 pouces de diamètre)												Pompes Grundfos 300S500, 50 Hp			
No de puits	Date de forage	Profondeur des forages		Coordonnées				Profondeur moraine		Longueur tubage		Nombre d'étages	Profondeur		Débit estimé (g/min)
		(pi)	(m)	Nord	Est	Élévation (m)		(pi)	(m)	(pi)	(m)		(pi)	(m)	
PT1	97/08/27	650	198,2	13701,522	10694,372	5383,950	5383,188	47	14,3	48,17	14,7	13	425	130	200
PT2	97/09/05	533	162,5	13506,805	9875,398	5368,206	5367,261	23	7,0	29,67	9,0	13	425	130	300
PT3	97/09/01	650	198,2	13546,599	9872,448	5367,579	5366,979	29	8,8	30,67	9,3	Pas de pompe; puits sec			
PT4	98/02/04	450	137,2	13842,770	10593,294	5373,317	5372,368	20	6,1	25	7,6	11	410	125	
PT5	98/02/08	400	122,0	13399,782	10256,119	5330,639	5329,938	MUCK	MUCK	9	2,7	11	347	106	
PT6	98/02/09	400	122,0	13387,479	10404,562	5341,349	5340,773	MUCK	MUCK	7	2,1	11	368	112	

Les puits PT5 et PT6 ne sont plus en fonction depuis le mois d'août 1998. En effet, l'exploitation minière les a détruits. Présentement seulement le puits PT2 est pompé. Ce dernier est à proximité du piézomètre PZ-2. Ceci fait en sorte que les lectures effectuées au PZ-2 sont influencées par la proximité de ce puits actif. Le pompage dans ce puits permet d'abaisser la nappe phréatique de la section du mur ouest à proximité du puits (augmentation de la stabilité). Les autres puits sont inactifs et à au moins 50 mètres des piézomètres. De ce fait, les puits n'ont pas d'influence sur les lectures des autres piézomètres.

5.1.2 Détermination des directions d'écoulement

Les directions d'écoulement horizontale et verticale ont été déterminées par Entraco (1991). Entraco a utilisé les données du relevé piézométrique d'octobre 1991 ainsi que les niveaux des lacs pour établir les directions d'écoulement horizontales dans le mort terrain. De façon générale, l'écoulement de l'eau souterraine semble suivre la topographie et se faire du sud-ouest vers le nord-est le long de l'axe de la vallée. Quant au sens de l'écoulement vertical, évalué en comparant les niveaux d'eau du piézomètre dans les dépôts meubles et celui du roc pour chaque forage, il semble être généralement dirigé vers le haut dans les forages de la partie centrale de la vallée, ce qui indique une zone de décharge. Dans les forages situés près des reliefs rocheux, l'écoulement est généralement dirigé vers le bas ce qui est un indicatif d'une zone de recharge de la nappe d'eau.

5.1.3 Interprétation des données

À partir des tableaux 34 à 38 et des graphiques associés, il est possible de faire ressortir quelques éléments. Premièrement, comme tous les piézomètres sont moins profonds que le fond de la fosse, l'écoulement vertical devrait se faire vers le bas. C'est le cas des piézomètres 2 à 5. Par contre, pour le piézomètre 1 c'est le tube orange (celui du milieu) qui présente le niveau d'eau le plus bas. Normalement, le niveau d'eau devrait être le plus bas dans le tube blanc (le plus profond). Le PZ1 est le seul se retrouvant au mur sud, les autres piézomètres sont aux abords des murs est et ouest.

Deuxièmement, l'approfondissement de la mine peut être observé sur les graphiques grâce à une faible pente négative. Cet effet est beaucoup plus marqué lors du début des opérations, jusqu'en décembre 1997 environ. Par la suite, les données diminuent de façon plus lente jusqu'en juin 2002. À partir de ce moment, le niveau d'eau est relativement constant dans tous les piézomètres. Chacune des phases d'expansion (87 sud, nord et ouest) ne sont pas visibles sur les courbes.

Troisièmement, l'allure des courbes peut être affectée par différents événements. En effet, il y a eu quelques erreurs de mesures qui produisent des pics non désirables sur les graphiques. De plus, l'effet des saisons ne se démarque pas sur l'allure des courbes. On peut seulement observer quelques événements de fonte pour le piézomètre PZ1 (13 avril 2001 et 29 avril 2002) et le piézomètre PZ3 (12 mai 2001 et 29 avril 2002). Un autre élément est l'absence de données pour le piézomètre PZ5, du 17 octobre 1997 au 6 mai 2000, qui biaise grandement le graphique associé. Finalement, le niveau d'eau dans les tubes blanc et orange pour les piézomètres PZ3 et PZ5 sont très similaires.

Quatrièmement, l'effet du pompage dans le puits 2 est visible à partir des données de pression hydraulique du PZ2. Celles-ci sont beaucoup plus faibles que celles des autres piézomètres. Ceci démontre que le pompage dans le PT2 est efficace et positif pour la stabilité des murs de la fosse 87. Ces différentes données de pression hydraulique peuvent être utilisées pour évaluer un indice de dangerosité (gradient).

Indice de dangerosité (Distribution des pressions d'eau au pourtour de la fosse)

Plus la pression hydraulique exercée sur les murs est élevée, plus la stabilité des pentes peut être affectée. De plus, si la pression hydraulique élevée est mesurée à proximité des murs les risques d'instabilité sont d'autant plus grand. À partir de ces deux paramètres (pression hydraulique et distance) un indice de dangerosité peut être établi. Pour évaluer cet indice, les données du mois de mai 2002 seront utilisées. Celles-ci correspondent à une période d'écoulement plus prononcé (printemps/dégel). De plus, la pression hydraulique présente dans le tube le plus profond sera utilisée (tube blanc). La distance (L) sera mesurée de façon perpendiculaire au piézomètre et à partir du point le plus profond. La formule utilisée pour déterminer l'indice est la suivante : $\text{Pression hydraulique (kPa)} / L \text{ (m)}$. Les figures 45 à 48 présentent des sections permettant de visualiser chaque piézomètre par rapport à la surface actuelle de la fosse. Ces figures permettent aussi de mesurer la distance L. Chaque figure présente des sections est-ouest, à part la figure 45 qui présente une longitudinale pour avoir une meilleure représentation.

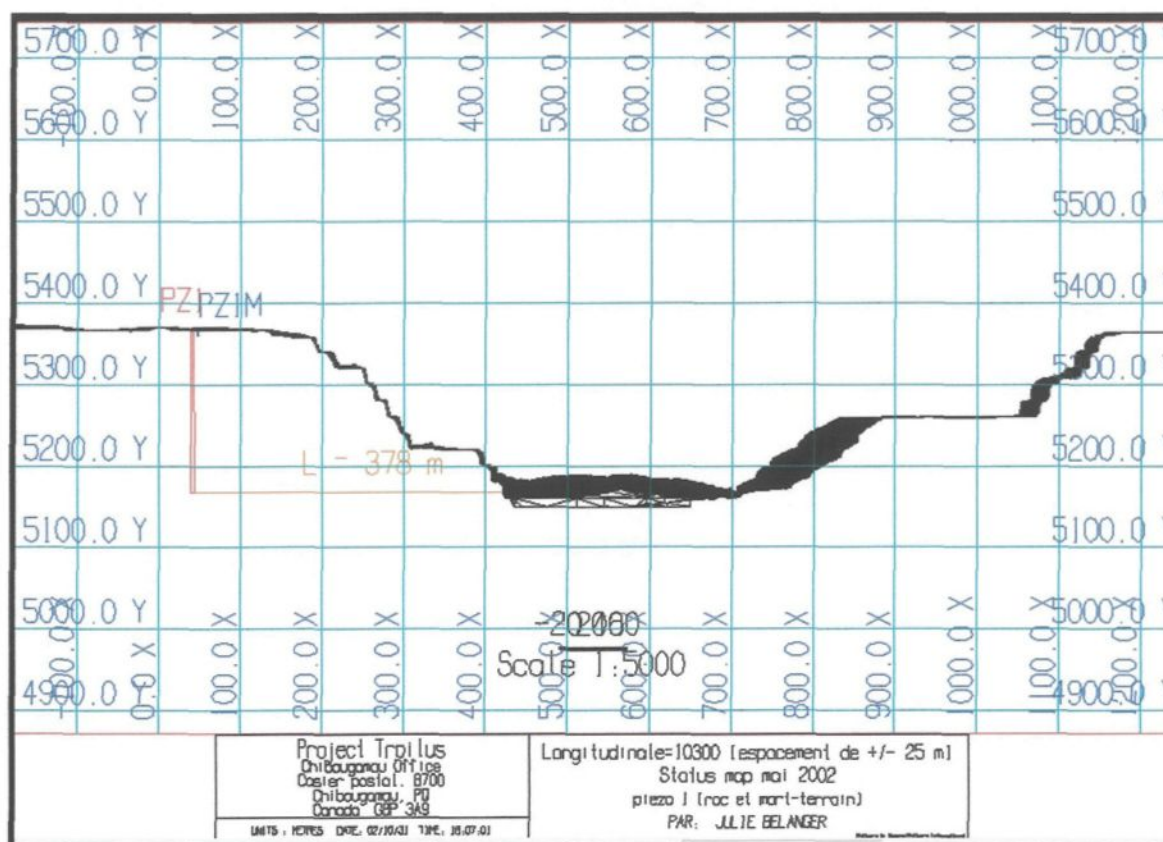


Figure 45 : Longitudinale (10300) représentant le PZ1 et le PZ1-M. La distance L est égale à 378 mètres.

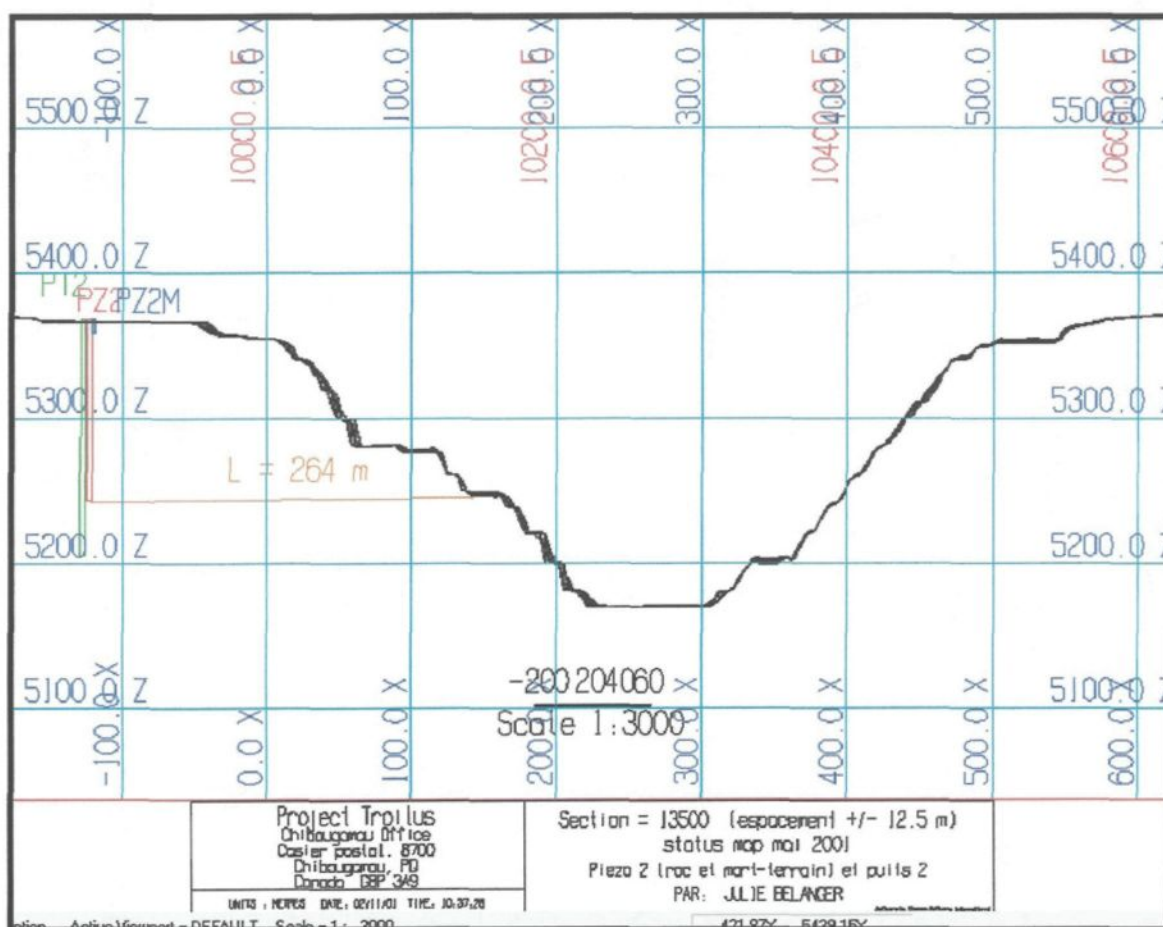


Figure 46 : Section (13500) représentant le PZ2 et le PZ2-M, ainsi que le puits PT2. La distance L est égale à 264 mètres.

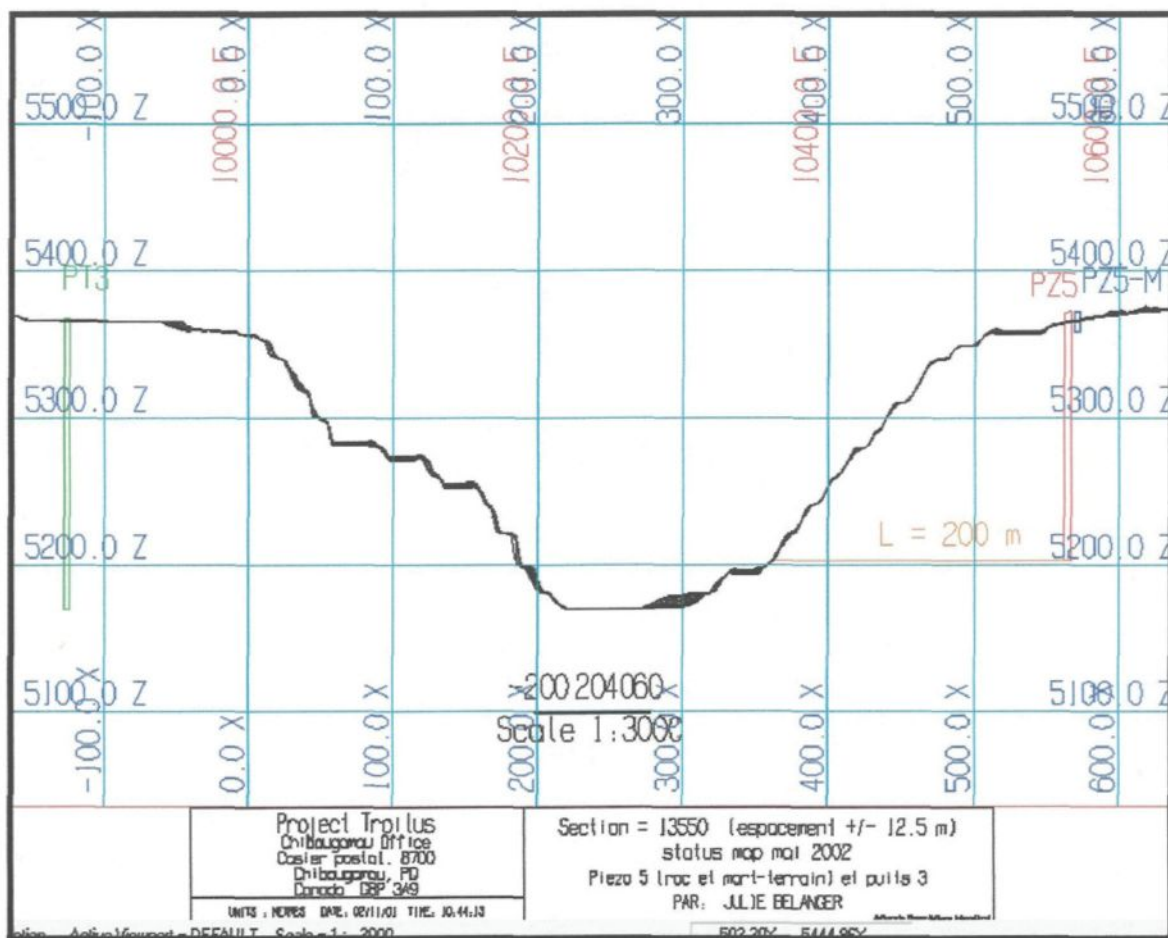


Figure 47 : Section (13550) représentant le PZ5 et le PZ5-M, ainsi que le puits PT3. La distance L est égale à 200 mètres.

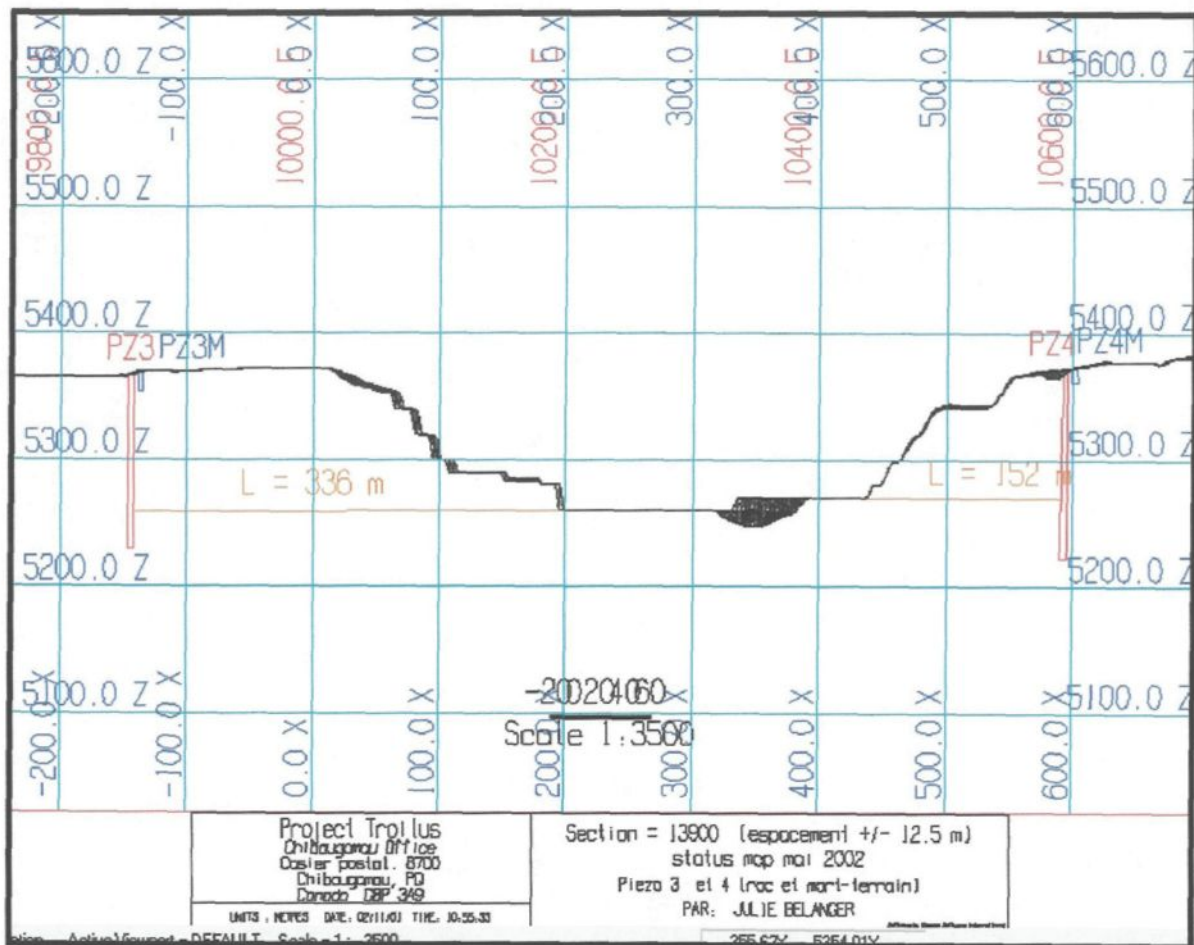


Figure 48 : Section (13900) représentant le PZ3, le PZ3-M, le PZ4 et le PZ4-M. La distance L est égale à 336 mètres pour le PZ3. La distance L est égale à 152 mètres pour le PZ4.

Le tableau 40 présente les données utilisées pour le calcul du gradient, ainsi que la valeur calculée de ce dernier.

Tableau 40 : Calcul du gradient pour chaque piézomètre

No. piézomètre	Pression hydraulique (kPa)	Distance (m)	$I = P/L$
PZ1	1496,26	378	3,96
PZ2	134,946	264	0,51
PZ3	926	336	2,76
PZ4	836,33	152	5,50
PZ5	879,75	200	4,40

Ce qui ressort de ce tableau est que le niveau d'eau présent dans les piézomètres 5 et 4 sont les plus dangereux à l'égard de la stabilité des pentes. Ces derniers se retrouvent au mur est. Il semble être nécessaire d'abaisser le niveau de la nappe phréatique au pourtour de ce mur. Ceci peut être fait de la même façon qu'au mur ouest, à l'aide de pompage dans un puits. Le puits 4 pourrait être utilisé à cette fin.

5.1.4- Inventaire des données météorologiques et des données de débit

Au cours des années d'exploitation de la mine Troilus, plusieurs données météorologiques ont été compilées par le département de l'environnement. Une station pluviométrique présente à la mine permet de compiler (en mm) la quantité de précipitation (sous forme de pluie) tombée à chaque jour. Pour ce qui est des précipitations sous forme de neige, il est possible d'utiliser les données provenant de la station de Chibougamau. La compilation des données (1997 à 1999) des stations Troilus et Chibougamau est montrée au tableau 5 du chapitre 2.

Comme l'arrivée d'eau mesurée au Lac Bouteille (bassin de décantation sur le chemin périphérique de la fosse) correspond à toute l'eau enlevée pour garder la mine sèche, elle correspond à l'infiltration d'eau dans la mine. Cette donnée s'avère donc très utile pour prévoir les entrées d'eau dans la mine. Les gens de l'environnement, présents à la mine Troilus, mesurent de façon mensuelle la décharge au Lac Bouteille à l'aide d'un débitmètre. Le tableau 41 résume donc l'infiltration d'eau dans la fosse 87 pour les années 1998 à 2002 (jusqu'au mois de octobre). L'infiltration réelle doit être mesurée lors de mois hivernales, car il y a des infiltrations de surfaces pour les autres mois.

Tableau 41 : Infiltration dans la fosse

Mois	1998	1999	2000	2001	2002
Janvier		87 350	118 339	101 240	121 067
Février		93 701	119 270	116 396	99 095
Mars		105 194	200 375	120 079	116 140
Avril		236 070	190 975	211 795	309 260
Mai		236 070	166 625	190 343	198 772
Juin	167 364	198 695	188 535	224 720	165 532
Juillet	125 096	186 698	230 370	170 980	177 736
Août	97 856	139 612	181 040	156 686	201 939
Septembre	87 684	165 809	192 370	194 400	232 931
Octobre	112 950	256 570	205 610	228 900	161 585
Novembre	123 366	199 697	169 140	219 390	
Décembre	92 876	147 911	128 310	170 448	
Moyenne hivernale	92 876	108 539	141 574	127 041	112 101

N.B. : L'unité de mesure est le mètre cube.

Toutes ces données permettront de prévoir la quantité d'eau à pomper pour continuer les opérations minières. Ceci sera fait dans la prochaine partie touchant spécifiquement la stabilité des talus et les entrées d'eau.

5.2 - L'influence de la pression d'eau

Les massifs rocheux dans l'écorce terrestre sont généralement saturés en eau. Cette eau a une grande influence sur leur comportement, en particulier à la rupture. La circulation de l'eau dans les massifs rocheux est liée essentiellement à l'existence des discontinuités et des pores à toutes échelles qui constituent des chenaux préférentiels. La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement comme présenté au chapitre 4 (section 4.2.3).

La figure 49 montre bien que l'eau facilite la rupture de la roche. Sur cette figure, il est possible d'observer que la présence d'une pression interstitielle déplace le cercle de Mohr vers la gauche. Ceci fait en sorte que le cercle est déplacé vers la courbe intrinsèque, donc vers la rupture.

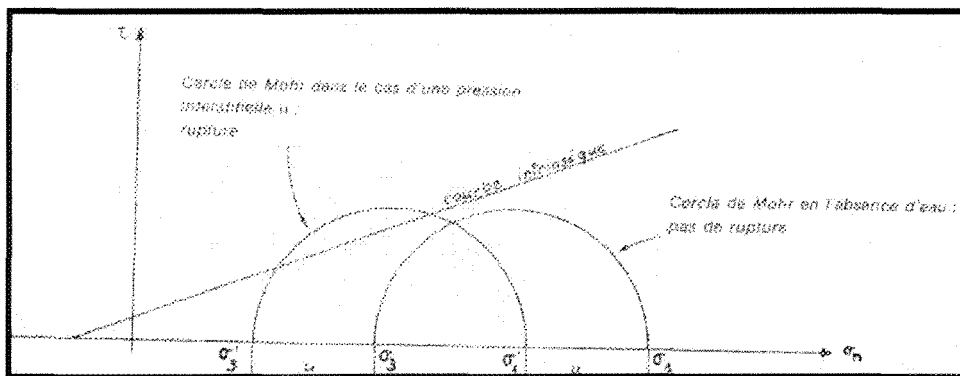


Figure 49 : Rôle de la pression interstitielle sur la rupture d'une roche, tirée de Bles et Feuga (1981).

Ceci correspond à l'influence purement mécanique de l'eau. Par contre, celle-ci peut aussi avoir une influence plutôt physico-chimique. La présence d'eau peut avoir un rôle important pour l'altération (modification des minéraux). Cette altération peut diminuer grandement l'angle de frottement des discontinuités du massif rocheux. De plus, l'eau est très active dans le processus de gel et dégel. La mine Troilus se situe dans un climat favorable à ce dernier processus, qui peut avoir des conséquences très néfastes pour la stabilité des pentes. Tous ces facteurs font en sorte qu'il est très important d'évaluer et de contrôler les infiltrations d'eau à l'intérieur d'un ouvrage minier et derrière ses parois rocheuses.

5.2.1 Importance de l'analyse de l'influence des eaux souterraines

Il est important d'établir l'effet de l'eau souterraine sur la stabilité des pentes le plus tôt possible dans le projet. Dans la prochaine section il est possible de retrouver toutes les étapes, dans la vie d'un projet minier, où l'influence de l'eau souterraine doit être analysée (Sharp et al. 1977).

Étape de faisabilité

Lors de l'étude de faisabilité il faut déterminer si l'influence de l'eau souterraine sera favorable ou non-favorable lors de l'exploitation. Pour ceci il y a différentes données à recueillir, comme les lectures de précipitation, le débit des cours d'eau importants environnant et le contexte de la géologie régionale. Les différents outils qui peuvent être utilisés sont les cartes topographiques, les photos aériennes et les nombreux rapports gouvernementaux touchant la zone à l'étude. À partir de toutes ces données il sera possible de construire une carte composite de la géologie et de l'hydrogéologie (topographie, géologie, unité lithologique, éléments structuraux et hydrologie). Il peut aussi s'avérer nécessaire d'installer quelques piézomètres en relation avec les éléments structuraux majeurs. À partir de ce moment, une évaluation qualitative peut être faite : influence majeure, modérée ou nulle.

Une investigation détaillée peut devenir nécessaire si l'effet anticipé de l'eau souterraine est important. Les objectifs d'une telle étude sont de définir la table d'eau, les pressions piézométriques et les valeurs de perméabilité. Un programme typique d'une telle analyse inclut les précipitations, les données de forage, les « log » géotechniques des carottes d'exploration et les mesures de perméabilité.

L'étude de faisabilité doit répondre à deux questions : 1- Est-ce que les conditions anticipées de l'eau souterraine semblent être non-favorables à l'exploitation ? 2- Si les conditions de l'eau souterraine sont non-favorables, est-ce que le drainage ou d'autres mesures effectives vont permettre une exploitation sécuritaire et économique ?

Étape du « design »

C'est le même type d'étude que dans l'évaluation détaillée de l'étude de faisabilité.

À partir de toutes les données il faut : développer un modèle hydrogéologique complet, développer une analogie ou un modèle mathématique et utiliser la distribution des pressions pour étudier l'influence de l'eau souterraine sur la stabilité des pentes. Finalement, si l'eau souterraine s'avère critique pour la stabilité des pentes, il faut évaluer les bénéfices du drainage.

Étape de l'opération

L'évaluation de l'influence de l'eau souterraine dans cette étape a deux objectifs principaux : 1- instrumentation pour déterminer si les prédictions du « design » sont valides ; 2- acquérir des données adéquates et de l'expérience pour que le « design » des étapes ultérieures et finales soit optimisé. Tout ceci se fait en accumulant plusieurs données, telles que : les précipitations, les pressions piézométriques, les données géologiques, les données structurales, les mesures de perméabilité, la cartographie des zones d'infiltration, les débits de pompage et les essais de pompage. Toutes ces données devront être amassées seulement à l'intérieur des zones sensibles définies par rapport au facteur de sécurité.

Étape de la fermeture

Lors de la fermeture de la mine, cette dernière sera noyée. La pression d'eau va alors augmenter dans les parois de la fosse 87 de la mine Troilus. Cette augmentation de la pression d'eau va créer de nombreux problèmes de stabilité ce qui affectera les utilisations possibles de ce terrain.

Pour analyser les conditions de l'eau souterraine dans chacune de ces étapes il faut développer un modèle. Il y a différents modèles et ceux-ci seront le sujet de la prochaine section.

5.2.2 Modélisation de l'écoulement

L'approche normale pour analyser les conditions des eaux souterraines est de développer un modèle ou une réplique de la pente en tenant compte des structures géologiques et des propriétés hydrauliques du massif rocheux. Le modèle peut être physique ou mathématique. Il représente l'écoulement de l'eau souterraine en termes de quantités physiques (ex. : courant électrique ou expression mathématique comme la Loi de Darcy). Les méthodes analytiques qui peuvent être utilisées sont (Sharp, 1977):

- Graphique montrant l'écoulement net ;
- Analogie avec la résistance électrique ;
- Modèles hydrauliques du massif rocheux ;
- Analyses numériques par ordinateur (éléments finis, différence finie).

Graphique du réseau d'écoulement

L'ensemble du schéma d'écoulement et la distribution des pressions dans une pente peut être bien représenté par le réseau d'écoulement (voir figure 50). Le réseau d'écoulement est mis en graphique par des lignes d'écoulement et par des lignes équipotentiellles. Dans les cas simples de matériel isotrope les lignes équipotentiellles intersectent des lignes d'écoulement de façon perpendiculaire. Pour construire le réseau d'écoulement, la pression hydraulique doit être mesurée en quelques points représentatifs.

Cette méthode graphique est très utile pour une analyse d'un massif rocheux homogène et isotrope. Elle permet de déterminer le débit de l'écoulement et les pressions exercées par l'eau souterraine. Cette méthode peut être utilisée pour des cas plus complexes (anisotrope et non-homogène), mais il devient plus pratique d'utiliser des méthodes numériques.

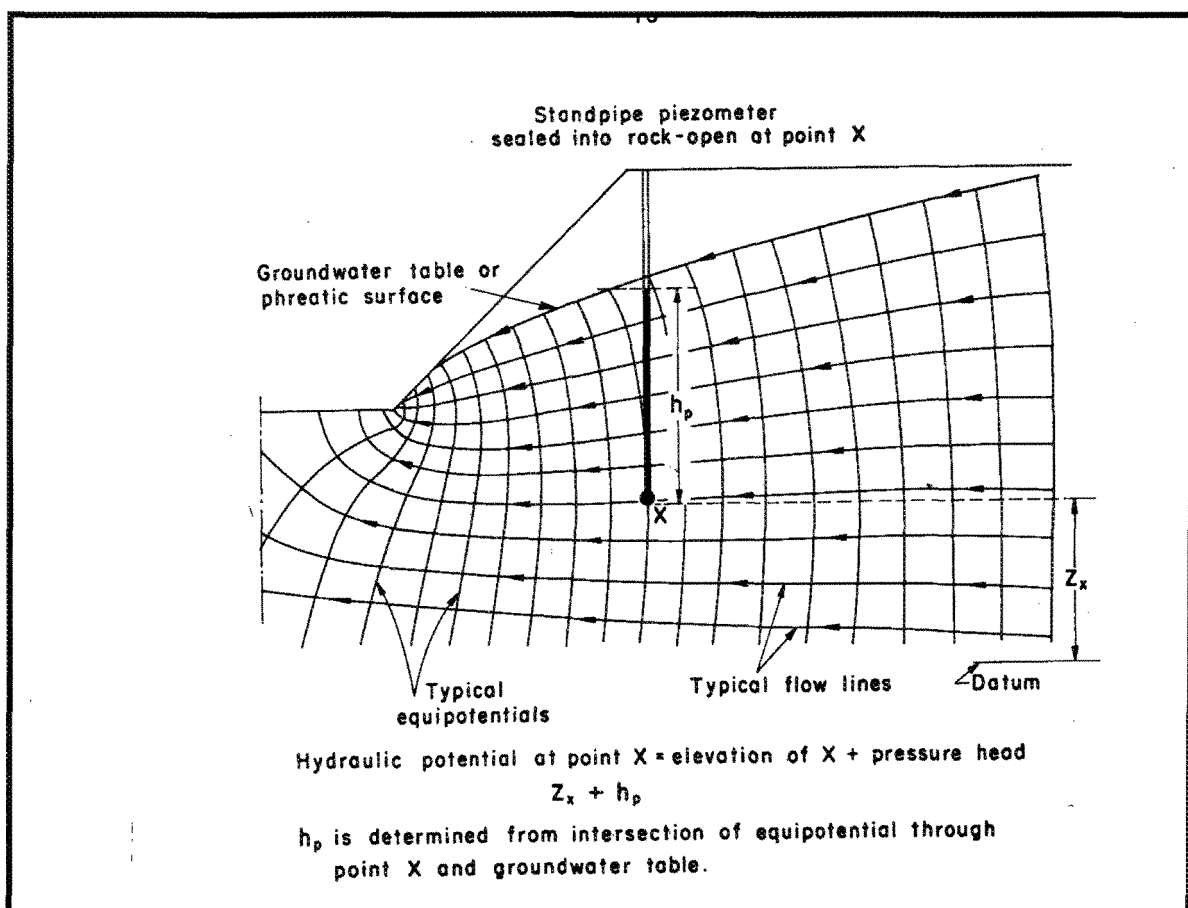


Figure 50 : Écoulement net pour l'infiltration à travers une pente (Tiré de Sharp, 1977).

Analogies par résistance électrique

La construction de l'analogie par courant électrique se fait à l'aide de papier conducteur, d'encre résistante ou de résistances électriques discrètes. L'analogie se fait entre la Loi de Darcy et la loi gouvernant l'électricité, la Loi de Ohm. C'est-à-dire qu'il y a une similarité très grande entre les deux formules :

$$\text{Loi de Ohm} \quad U = R \cdot I$$

Où U est la tension (en volt), R la résistance (en ohm) et I l'intensité du courant (en ampère).

$$\text{Loi de Darcy} \quad q = i \cdot k$$

Où q est l'écoulement par unité de surface, i le gradient hydraulique et k la perméabilité.

L'analogie par papier conducteur

L'analogie électrique la plus simple est celle faite à partir de papier conducteur appelé « Teledeltos ». Ce papier a une conductivité uniforme et peut être coupé en n'importe quelle forme. Un exemple typique est présenté à la figure 51. Cette méthode est surtout utilisée pour étudier l'écoulement de l'eau souterraine à l'intérieur d'un matériel isotrope.

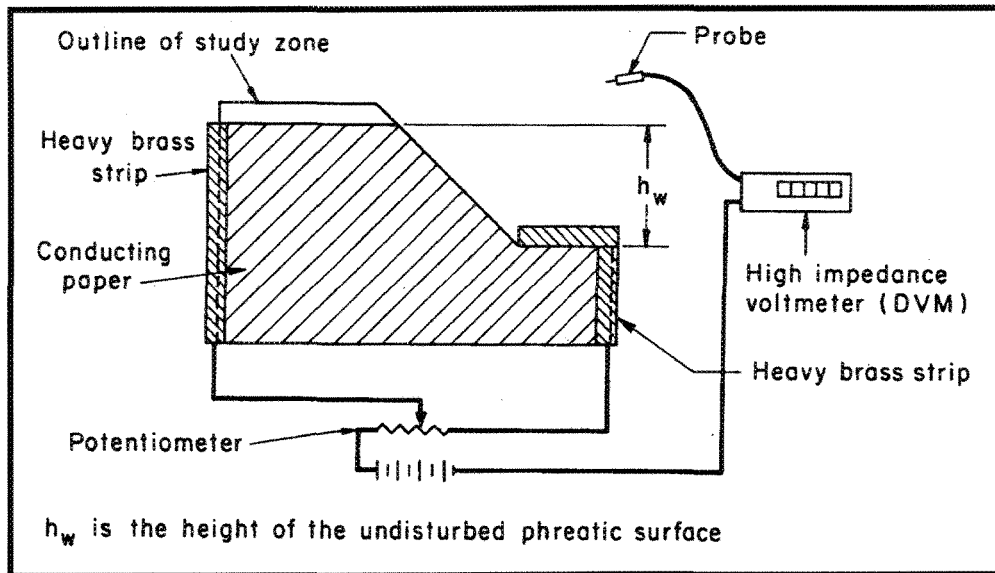


Figure 51 : Analogie par papier conducteur (Tiré de Sharp, 1977).

L'analogie par encre résistante

Une autre méthode analytique simple et rapide est l'utilisation d'un dessin d'une grille fait avec de l'encre contenant du graphite en suspension. La grille peut être dessinée dans des directions arbitraires. Cette méthode peut être adaptée pour étudier l'écoulement à travers un massif rocheux jointé. En changeant l'épaisseur des lignes il est possible de faire varier le modèle, donc de modéliser différentes perméabilités. En faisant varier l'espacement ou l'orientation des lignes de la grille, il est possible de modéliser des conditions non-homogènes. Une application typique de cette méthode est illustrée à la figure 52.

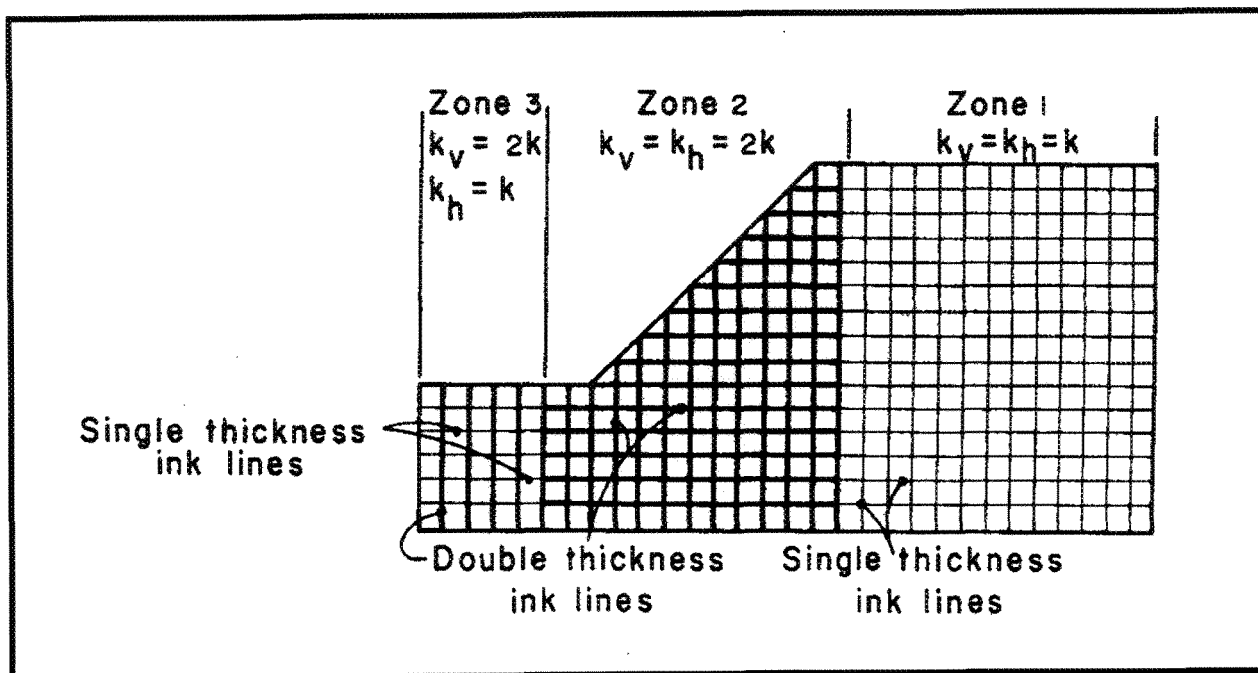


Figure 52 : Analogie par encre résistante (Tiré de Sharp, 1977).

L'analogie par résistance discrète

Dans sa forme simple, une analogie par résistance électrique consiste en une grille de résistances fixées qui représentent les conditions de perméabilité de la zone à l'étude. Dans la construction d'un modèle de résistance pour l'écoulement à travers un massif rocheux, les résistances sont généralement distribuées de façon rectangulaire à l'intérieur des limites du modèle (voir figure 53). Quand la modélisation vise les joints, il est préférable d'utiliser un élément de résistance pour représenter plusieurs joints à proximité des limites du modèle. Un volume donné du massif rocheux est représenté par un élément de largeur W et de longueur L , ayant une résistance équivalente R . La résistance équivalente est obtenue à l'aide de la formule suivante :

$$R = C_r \cdot L/W$$

La largeur W est dérivée d'une moyenne entre deux espacements de la grille adjacents. La valeur C_r est une constante d'échelle. Pour les modèles non-homogène la valeur de C_r varie avec la localisation.

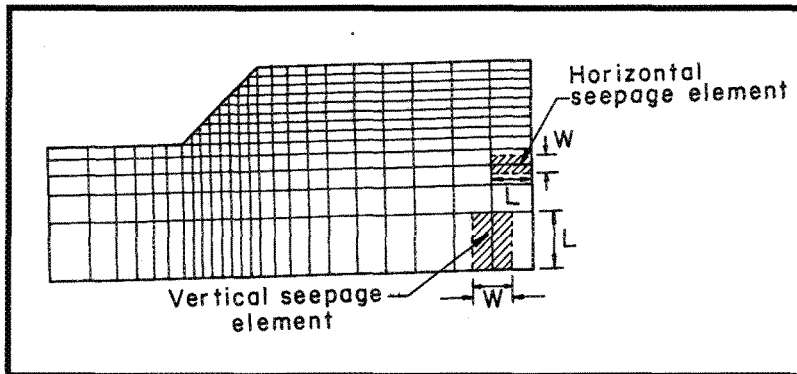


Figure 53 : Exemple d'une grille pour une analogie électrique (Tiré de Sharp, 1977).

Pour les analyses plus complexes, il est préférable d'utiliser les méthodes digitales par ordinateur dont la description suit.

5.2.3 La modélisation numérique

Les modèles hydrauliques des massifs rocheux

Bien que les modèles hydrauliques soient utilisés comme aide d'enseignement, ils ne sont pas faciles à adapter pour la résolution de problèmes pratiques.

Analyse numérique par ordinateur

Les techniques numériques par ordinateur sont largement utilisées pour les études d'infiltration à l'intérieur des pentes rocheuses ou les pentes de sol. Un degré raisonnable d'expertise avec les ordinateurs est nécessaire. L'approche a quelques limitations et

s'applique particulièrement bien pour des conditions géologiques complexes. Deux méthodes sont généralement utilisées, soit les éléments finis et la différence finie. Bien que la formulation de chaque méthode soit différente, elles présentent les mêmes possibilités et les deux méthodes permettent la résolution de problèmes variant avec le temps.

La méthode par différence finie

Le modèle numérique des différences finies est celui qui est le plus facile à formuler parce que la dérivée des équations différentielles, qui gouvernent l'écoulement, est facilement approximée par des équations de différence finie (Williams, et al. 1986). La méthode pour résoudre les équations de différence finie dépend du type de formation de différence utilisé: en avant, central ou en arrière. La procédure de différence « en avant » évolue en déterminant des valeurs futures de la charge hydraulique en termes de valeurs existantes de charge hydraulique en un nœud. Cette procédure donne une équation explicite complète pour que les futures charges hydrauliques soient résolues très facilement. La procédure de différence « en arrière » résulte en une équation implicite où chaque nœud présente plusieurs inconnus. La dimension de la matrice est une fonction du nombre de nœuds et vice-versa. Plusieurs procédures différentes sont utilisées pour résoudre une matrice, mais en général elles demandent toutes plus de temps d'ordinateur qu'une équation explicite. La méthode de différence centrale évolue en déterminant la valeur des charges hydrauliques à la moitié du temps de l'étape. Cette méthode est plus précise dans la plupart des situations que les deux autres méthodes. L'un des désavantages du modèle de

différence finie c'est qu'il est nécessaire d'utiliser un système rectangulaire pour les nœuds. Cette restriction produit une difficulté pour faire correspondre des limites irrégulières.

La méthode des éléments finis

Les modèles d'éléments finis sont généralement plus difficiles à formuler que les modèles de différence finie, mais les avantages surpassent grandement les désavantages. Le principal avantage pour la méthode des éléments finis c'est qu'il permet une plus grande flexibilité dans la forme des éléments. Cet avantage facilite la simulation des limites. Par contre, le désavantage qui est relié à cette propriété est que les solutions par éléments finis nécessitent plus de temps d'ordinateur. La formulation par éléments finis résout les champs d'équations gouvernant l'écoulement du fluide par la représentation de la région d'écoulement en éléments discrets. Les équations résultantes peuvent être résolues par des procédures d'inversion de matrice directes ou itératives.

La pente est divisée en des éléments finis. Le nombre d'éléments dépend de la complexité de la pente qui doit être analysée. Un exemple est illustré à la figure 54. Cette subdivision est purement mathématique. Il est possible de faire varier la densité des éléments. Les hautes densités d'éléments peuvent être utilisées dans les régions de fort débit. Pour obtenir le résultat escompté il y a différentes données qui doivent être entrées dans le programme, comme : la géométrie des mailles, les perméabilités horizontale et verticale à différentes localisations dans la maille, les conditions limites, les points internes et la localisation des drains.

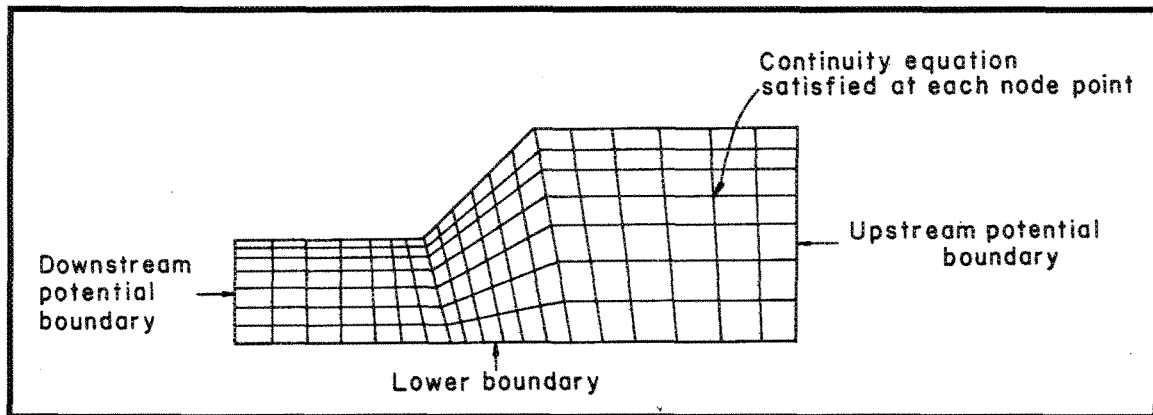


Figure 54 : Une grille typique pour une modélisation par éléments finis (Tiré de Sharp, 1977).

Toutes ces méthodes présentées plus haut nécessitent beaucoup de temps de travail et beaucoup de calculs. Marinelli et Nicolli (2000) présentent des équations analytiques simples dans un article de GROUNDWATER . Ces dernières ont été utilisées pour le cas à l'étude.

5.2.4 Équations analytiques simples pour estimer l'infiltration de l'eau souterraine dans une mine à ciel ouvert

Explication de la méthode

La solution présentée dans cet article n'est pas appropriée pour toutes les situations hydrogéologiques. Cette dernière exige différentes hypothèses, soit :

- L'abaissement de la table d'eau diminue la hauteur saturée des matériaux rocheux fournissant l'infiltration ;
- Une venue d'eau significative arrive à travers le fond de la mine. La plupart des solutions analytiques déjà publiées n'ont pas considéré cette arrivée d'eau ;

- La formation rocheuse est semi-infinie sous la fosse et il n'existe pas de limite imperméable en profondeur ;
- Les conditions de l'écoulement à l'état d'équilibre existent aux environs de la fosse. Cette hypothèse est raisonnable pour un matériel moyennement à hautement perméable et la fosse est excavée tout au long de l'année.

Ces hypothèses semblent tout à fait réalistes pour le site à l'étude, la mine Troilus. Donc la méthode analytique proposée peut être utilisée.

Cette solution analytique donne une estimation du taux d'infiltration de l'eau souterraine qui est similaire au taux déterminé par une étude détaillée du bilan de l'eau. Cet article présente deux solutions analytiques utiles pour prédire l'infiltration d'eau souterraine à l'intérieur d'une mine excavée sous la table d'eau. Cette méthode permet l'existence ou non d'un lac d'une profondeur finie à l'intérieur de la fosse. La région d'écoulement est donc divisée en deux zones (voir figure 55). La zone 1 est localisée au-dessus de la base de la fosse et représente l'écoulement provenant des murs de la mine. La zone 2 s'étend du fond de la mine vers le bas et considère l'écoulement du fond de la mine. Les deux modèles analytiques sous-entendent qu'il n'y a pas d'écoulement d'eau souterraine entre les zones 1 et 2.

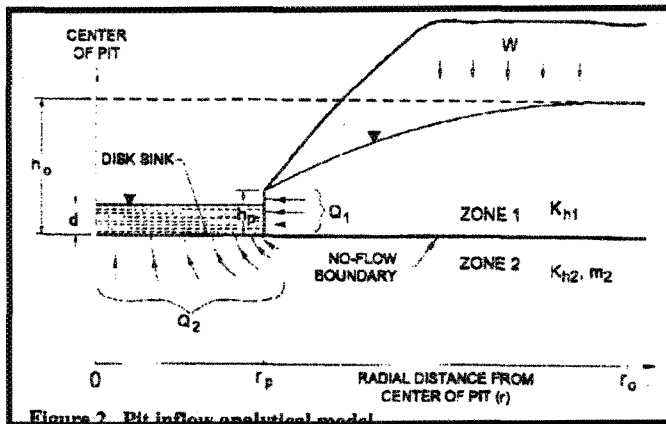


Figure 55 : Schéma pour la solution analytique (Tiré de Marinelli, 2000)

La solution analytique pour la zone 1 considère un état d'équilibre, non-confiné, et un écoulement radial et horizontal avec une distribution uniforme de la recharge de la table d'eau. Les hypothèses supplémentaires pour cette solution, sont :

- Les murs de la fosse sont approximativement considérés comme un cylindre circulaire droit ;
- L'écoulement de l'eau souterraine est horizontal. L'approximation de Dupuit-Forchheimer (McWhorter et Sunada, 1977) est utilisée pour comptabiliser les changements dans l'épaisseur saturée due à l'abaissement de la table d'eau ;
- La table d'eau statique (avant exploitation minière) est approximativement horizontale ;
- La recharge est uniformément distribuée et elle se produit à travers le site. C'est un résultat de l'infiltration de surface. Toutes les recharges à l'intérieur du rayon d'influence (cône de dépression) de la fosse sont captées par la fosse ;

- L'écoulement de l'eau souterraine à travers la fosse a un axe symétrique.

L'équation utilisée pour ces conditions est la suivante (la provenance des équations 1 et 2 est expliquée dans l'appendice de l'article de Marinelli) :

$$H_o = \sqrt{h_p^2 + W / K_{h1} [r_o^2 \ln (r_o/r_p) - ((r_o^2 - r_p^2) / 2)]} \quad (1)$$

Où W est le flux de recharge

K_{h1} est la conductivité hydraulique du matériel dans la zone 1

r_p est le rayon effectif de la fosse (c'est-à-dire l'épaisseur saturée au mur de la fosse)

r_o est le rayon d'influence (extension maximum du cône de dépression)

h_o est l'épaisseur initiale saturée au-dessus de la base de la zone 1 (avant l'exploitation minière)

h_p est l'épaisseur saturée au-dessus de la base de la zone 1

Le rayon d'influence (r_o) est obtenu par itération de l'équation 1 avec des valeurs de W, K_{h1} , r_p , h_p et h_o connues. Une fois que le r_o est déterminé le débit de la zone 1 est calculé avec l'équation suivante :

$$Q_1 = W \pi (r_o^2 - r_p^2) \quad (2)$$

La solution analytique pour la zone 2 est basée sur un état d'équilibre d'écoulement où l'un des côtés d'un disque (« disk sink ») circulaire subit un abaissement circulaire et uniforme de la nappe phréatique. Le disque représente le fond de la fosse. Cette solution est basée sur différentes hypothèses :

- La charge hydraulique est initialement uniforme (hydrostatique) à travers la zone 2. La charge initiale est égale à l'élévation de la table d'eau initiale dans la zone 1 ;
- Le disque circulaire a une charge hydraulique égale à l'élévation de la surface d'eau du lac de la fosse. Si la fosse est complètement sèche, la charge du disque circulaire est égale à l'élévation du fond de la fosse ;
- L'écoulement à l'intérieur du disque circulaire est en trois dimensions et a un axe symétrique ;
- Le matériel dans la zone 2 est anisotrope et les principales directions pour la conductivité hydraulique sont horizontales et verticales.

Le débit de l'état d'équilibre sur l'un des côtés du disque circulaire est donné par les équations suivantes :

$$Q_2 = 4 r_p (K_{h2} / m_2) (h_0 - d) \quad (3)$$

$$m_2 = \sqrt{(K_{h2} / K_{v2})} \quad (4)$$

Où Q_2 est le débit pour la zone 2 (à travers le fond de la fosse) ;

K_{h2} et K_{v2} sont la conductivité hydraulique horizontale et verticale du matériel à l'intérieur de la zone 2 ;

m_2 est un paramètre d'anisotropie ;

d est la profondeur du lac au fond de la fosse.

Notez que $h_0 - d$ représente l'abaissement de la nappe phréatique le long du fond de la fosse.

Maintenant que les principes des solutions ont été exposés, il est possible d'appliquer ces dernières à la situation particulière de la mine Troilus.

Application de la méthode

Le débit doit être calculé séparément pour chacune des zones. Voici les calculs pour la zone 1.

$$h_o = \sqrt{h_p^2 + W / K_{h1} [r_o^2 \ln (r_o/r_p) - ((r_o^2 - r_p^2) / 2)]} \quad (1)$$

Dans le rapport de GEOCON (1993), il est mentionné que la recharge est évaluée à 0,03 m/an, donc $9,5 \times 10^{-10}$ m/sec. De plus, ce rapport mentionne que le matériel peut être considéré comme isotrope par rapport à la perméabilité ($K_{h1} = K_{h2}$). La valeur de perméabilité utilisée pour la modélisation avec MODFLOW est de 10^{-8} m/s et ce sera celle utilisée dans les calculs qui suivront. Pour ce qui est du h_o , l'élévation initiale de la table d'eau (avant exploitation) était de 385 mètres et l'élévation actuelle est de 140 mètres ; ceci donne une épaisseur de 245 mètres. Le rayon effectif de la fosse est de 250 mètres et l'épaisseur actuelle de la couche saturée est de 40 mètres. À partir de ces données il est maintenant possible de déterminer la valeur du rayon d'influence grâce à l'itération. Suite à plusieurs essais la valeur du rayon d'influence s'avère être 875 mètres. En incorporant les différentes valeurs dans la formule 1 il est possible de faire une vérification.

$$245 = \sqrt{1600 + 0.095 [765625 \ln (875/250) - ((765625 - 62500)/2)]}$$

$$245 \approx 243.5$$

$$\text{Réponse : } r_o = 875 \text{ mètres}$$

Donc,

$$Q_1 = W \pi (r_o^2 - r_p^2)$$

$$Q_1 = 9,5 \times 10^{-10} \text{ m/sec} \times \pi [(857 \text{ m})^2 - (40 \text{ m})^2]$$

$$Q_1 = 8,2 \text{ m}^3/\text{hr} = 5976 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Pour ce qui est du calcul du débit dans la zone 2, voici la démarche à suivre.

$$Q_2 = 4 r_p (K_{h2} / m_2) (h_o - d)$$

$$\text{Où } m_2 = \sqrt{(K_{h2} / K_{v2})} = 1 \text{ (isotrope)}$$

Il est connu que :

$$r_p = 250 \text{ m}$$

$$K_{h2} = 10^{-8} \text{ m/s}$$

$$h_o = 245 \text{ m}$$

$$d = 0 \text{ (il n'y a pas de lac, mine sèche)}$$

$$Q_2 = 4 \times 250 \text{ m} (10^{-8} \text{ m/s} \times 1/1) \times 245 \text{ m}$$

$$Q_2 = 8,82 \text{ m}^3/\text{hr} = 6350 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Il y aurait donc un débit moyen pour les deux zones de **12 326 m³/mois**. Cette valeur est bien loin du débit moyen hivernal de l'année 2002 de 112 101 m³/mois mesuré à la mine Troilus (voir tableau 41). Cette grande différence peut être expliquée par le choix de la valeur de la conductivité hydraulique. En effet, la valeur utilisée provient de seulement deux essais. La variation d'un ordre de grandeur de cette donnée peut changer grandement les résultats. L'article présenté par Rouleau et al. (1993) montre que la conductivité hydraulique peut varier énormément à l'intérieur d'un même site.

Afin d'obtenir une valeur de débit total s'approchant le plus possible de la valeur réelle, les calculs ont été repris pour différentes valeurs de conductivité hydraulique. Voici les

calculs pour une conductivité hydraulique de 10^{-7} m/s qui est la valeur utilisée où les résultats sont les plus près de la réalité.

La méthode par itération a permis de déterminer que le rayon d'influence est de 2000 mètres pour les paramètres utilisés :

$$245 = \sqrt{1600 + 0.0095 [4000000 \ln (2000/250) - ((4000000 - 62500)/2)]}$$

$$245 \approx 249 \quad \text{Réponse : } r_o = 2000 \text{ mètres}$$

Donc,

$$Q_1 = W \pi (r_o^2 - r_p^2)$$

$$Q_1 = 9,5 \times 10^{-10} \text{ m/sec} \times \pi [(2000 \text{ m})^2 - (40 \text{ m})^2]$$

$$Q_1 = 0,0119 \text{ m}^3/\text{sec} = 42,96 \text{ m}^3/\text{hr} = 30\,931 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Pour ce qui est du calcul du débit dans la zone 2, voici la démarche à suivre.

$$Q_2 = 4 r_p (K_{h2} / m_2) (h_o - d)$$

$$\text{Où } m_2 = \sqrt{(K_{h2} / K_{v2})} = 1 \text{ (isotrope)}$$

Il est connu que :

$$r_p = 250 \text{ m}$$

$$K_{h2} = 10^{-7} \text{ m/s}$$

$$h_o = 245 \text{ m}$$

$$d = 0 \text{ (il n'y a pas de lac, mine sèche)}$$

$$Q_2 = 4 \times 250 \text{ m} (10^{-7} \text{ m/s} \times 1/1) \times 245 \text{ m}$$

$$Q_2 = 0,0245 \text{ m}^3/\text{sec} = 88,2 \text{ m}^3/\text{hr} = 63\,504 \text{ m}^3/\text{mois}$$

Ce qui donne un débit total pour les deux zones est de **94435 m³/mois** ce qui s'apparente beaucoup plus à la valeur réelle de 112 101 m³/mois. Il apparaît évident que la détermination de la valeur de la conductivité hydraulique est primordiale dans l'exercice de la prédiction des entrées d'eau à l'intérieur d'un ouvrage minier.

Comme il a été possible de l'observer, il y a une bonne quantité d'eau qui s'infiltre à l'intérieur de la fosse 87 de la mine Troilus. Cet eau est principalement de l'eau interstitielle qui circule à travers le système de fracturation. Par contre, lors des fortes pluies ou de la fonte des neiges, il y a aussi de l'eau provenant du ruissellement de surface. De plus, les divers sautages se produisant lors de l'exploitation d'une mine à ciel ouvert augmente la perméabilité.

5.3 Analyse des pressions de terrain au pourtour de la fosse

Comme il a été mentionné plus haut, il existe des pressions de terrain dans la croûte terrestre dues aux différentes forces tectoniques. La présence de failles, de zones de cisaillement, de diaclases et de plis ne sont que quelques résultats de l'action de ces forces. Lors de la modélisation pour l'analyse de stabilité, il est très important de connaître l'ampleur de ces forces. En effet, ces dernières peuvent influencer grandement le comportement à la rupture de la roche en place.

5.3.1 Évaluation qualitative à partir des relevés dans la région

Dans le chapitre 2, les travaux de Arjang (1996) ont été mentionnés. Ceux-ci se font à la grandeur du district minier de l'Abitibi. Lors de ces travaux, des essais ont été effectués aux mines Joe Mann, Copper Rand et Lac Shortt. Ces dernières se retrouvent

dans des contextes semblables à celui de la mine Troilus du à leur proximité. Pour cette raison les résultats obtenus à ces mines pourront être utilisés comme approximation. Les résultats des différents essais sont présentés au tableau 42.

Tableau 42 : Résultats obtenus pour les mines Joe Mann, Copper Rand et Lac Shortt lors des essais de contraintes

Profondeur de l'essai (m)	Contraintes principales (MPa)			Contrainte verticale (MPa)			
	σ_1 (dir/plongée)	σ_2 (dir/plongée)	σ_3 (dir/plongée)		σ_v	Unité lithologique	E (GPa)
Joe Mann, Chibougamau, Québec							
365	26,4	13,8	11,1	11,5	Gabbro	73,1	0,35
	236/02	145/22	332/68				
365	25	11,3	10,2	11,3	Gabbro	73,1	0,35
	228/03	127/73	320/15				
556	28,9	17,4	11,6	12,1	Gabbro	42,6	0,21
	178/04	085/14	288/74				
556	26,9	17,9	12,4	12,9	Gabbro	42,6	0,21
	336/09	067/65	351/84				
716	51,2	44,8	20,1	21,4	Gabbro	102	0,25
	330/02	061/13	230/77				
Copper Rand, Chibougamau, Québec							
806	42,9	29,2	19,8	28,8	-----	-----	---
	241/02	341/77	150/12				
1078	36	27,8	21,8	21,1	-----	-----	---
	068/07	337/06	205/81				
1078	63,7	35	29,6	30,1	-----	-----	---
	275/04	007/16	172/74				
Lac Shortt, Desmaraisville, Québec							
132	29,4	16,2	5,7	5,7	-----	60,1	0,33
	120/12	215/21	001/66				
132	27,3	19,8	5,5	5,5	-----	85,4	0,47
	117/21	212/14	333/65				
132	34	18,8	10,5	10,5	-----	54,6	0,39
	100/14	192/08	312/74				
290	48,3	20,7	10,6	10,6	-----	93,4	0,42
	130/07	225/34	029/55				

Modifié de Arjang (1996)

En étudiant ces résultats et les autres qui sont disponibles dans les travaux d'Arjang (1996), il est possible de vérifier que les contraintes principales maximum et intermédiaire (σ_1 et σ_2) sont sur un plan horizontal ou sub-horizontal et qu'elles ne présentent pas de direction particulière. En effet, il y a une très grande variation dans les résultats. De plus, il est possible de dire que la contrainte horizontale est plus importante que la contrainte verticale. La valeur de la contrainte verticale correspond approximativement au poids de la colonne de roche au-dessus du point d'essai (plus de 95% des données). Cette dernière hypothèse sera utilisée lors de la modélisation de la stabilité des pentes de la mine Troilus. Malgré la grande variation des valeurs, il a été possible de faire ressortir des orientations moyennes pour σ_1 , σ_2 et σ_3 à l'aide des stéréogrammes (voir figure 9) :

Orientation de $\sigma_1 = \sigma_{Hmax} = 232/05$

Orientation de $\sigma_2 = \sigma_{Hmin} = 343/15$

Orientation de $\sigma_3 = 140/80$

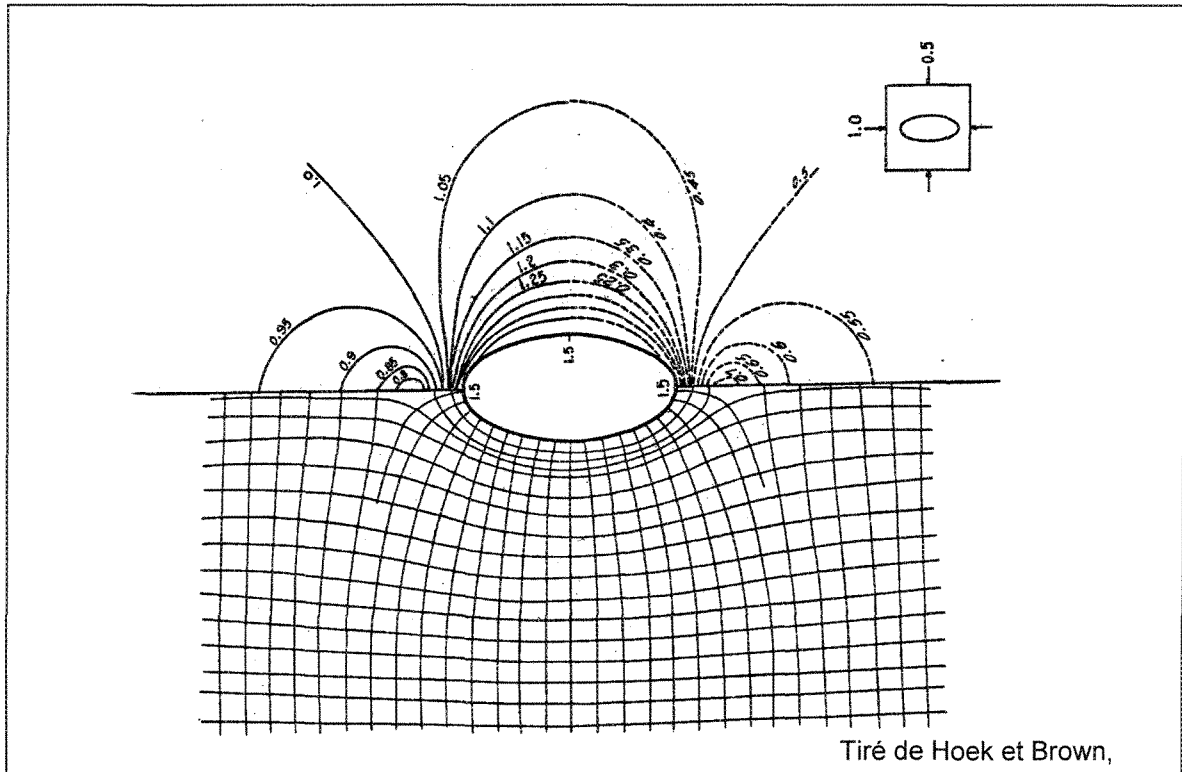
La fosse 87 de la mine Troilus est maintenant à une profondeur maximale de 220 mètres, ce qui fait en sorte que les résultats de Copper Rand ne peuvent être utilisés. Comme les contraintes ont une relation directe avec la profondeur (augmentation linéaire des contraintes en profondeur), les résultats de cette mine ne peuvent être utilisés pour le cas de la mine Troilus parce que les essais ont été faits beaucoup trop profondément pour le cas présent. De plus, les pressions de terrain à la mine Lac Shortt risquent d'avoir un comportement différent à celles présentes à la mine Troilus parce que cette dernière ne se retrouve pas dans la région de Chibougamau. Les résultats qui seront utilisés pour cette modélisation seront ceux de la mine Joe Mann à une profondeur de 365 mètres. La

première série de résultats à cette profondeur semble être la plus réaliste (voir tableau 42) parce que les plongées de σ_2 et σ_3 sont plus conformes aux conclusions de l'étude.

5.3.2 Implication sur l'analyse de stabilité de la fosse

Une contrainte horizontale maximum de 26 MPa, comme celle obtenue à la mine Joe Mann, ne peut être négligée lors d'une analyse de stabilité des pentes. Si la seule considération prise est celle de la contrainte verticale due à la colonne de roche, le seuil de rupture peut être largement sur-estimé. Une contrainte horizontale maximum de 26 MPa est deux fois plus importante que la contrainte verticale elle-même (11 MPa).

L'axe nord-sud de la mine Troilus est à 213° , ce qui est quasi parallèle à la direction de la contrainte horizontale maximum (σ_1). La contrainte horizontale minimum est dans l'axe NW-SE de la mine. Comme la contrainte horizontale est plus élevée que la contrainte verticale dans la région, le système de contraintes va créer une pression de terrain uniforme tout le long de la circonférence de la fosse. La contrainte horizontale, qui est maximale dans l'axe nord-sud de la fosse, sera 1,5 fois plus élevée que la contrainte verticale associée avec la gravité (voir figure 56).



L'observation des figures 57 et 58 permet de visualiser que le gisement de Troilus se situe dans le secteur d'un synclinal orienté nord-est (selon le nord magnétique). Ceci peut indiquer que les contraintes naturelles présentes à la mine Troilus pourraient être plutôt sud-ouest, donc selon l'axe est-ouest de la fosse 87 de la mine Troilus. Les deux scénarios d'état de contraintes doivent être envisagés, soit des contraintes naturelles nord-sud ou est-ouest (selon le nord de la mine). Des contraintes dans l'axe est-ouest de la fosse serait favorable pour le mur ouest en évitant le basculement des joints de foliation. Par contre, le mur est serait défavorisé pour sa stabilité due à la possibilité de fauchage. La figure 58 illustre bien la concentration des contraintes au pourtour de la fosse dans le cas d'un champ de contrainte orienté est-ouest (selon le nord de la mine) ou NE-SW (selon le

nord magnétique). Les murs est et ouest seraient complètement relâchés. En effet, la concentration de contraintes seraient nuls à ces endroits. Par contre, les murs nord et sud seraient affectés par une très grande concentration de contraintes, soit 4,5 fois la contrainte verticale.

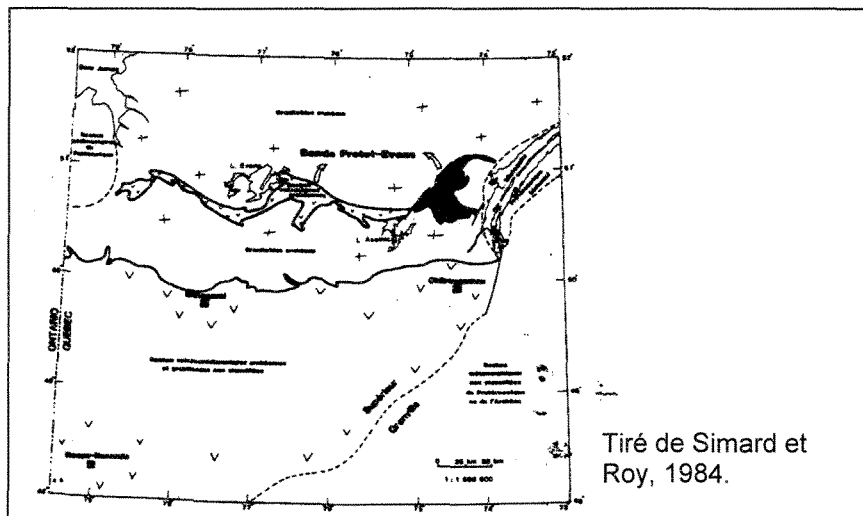
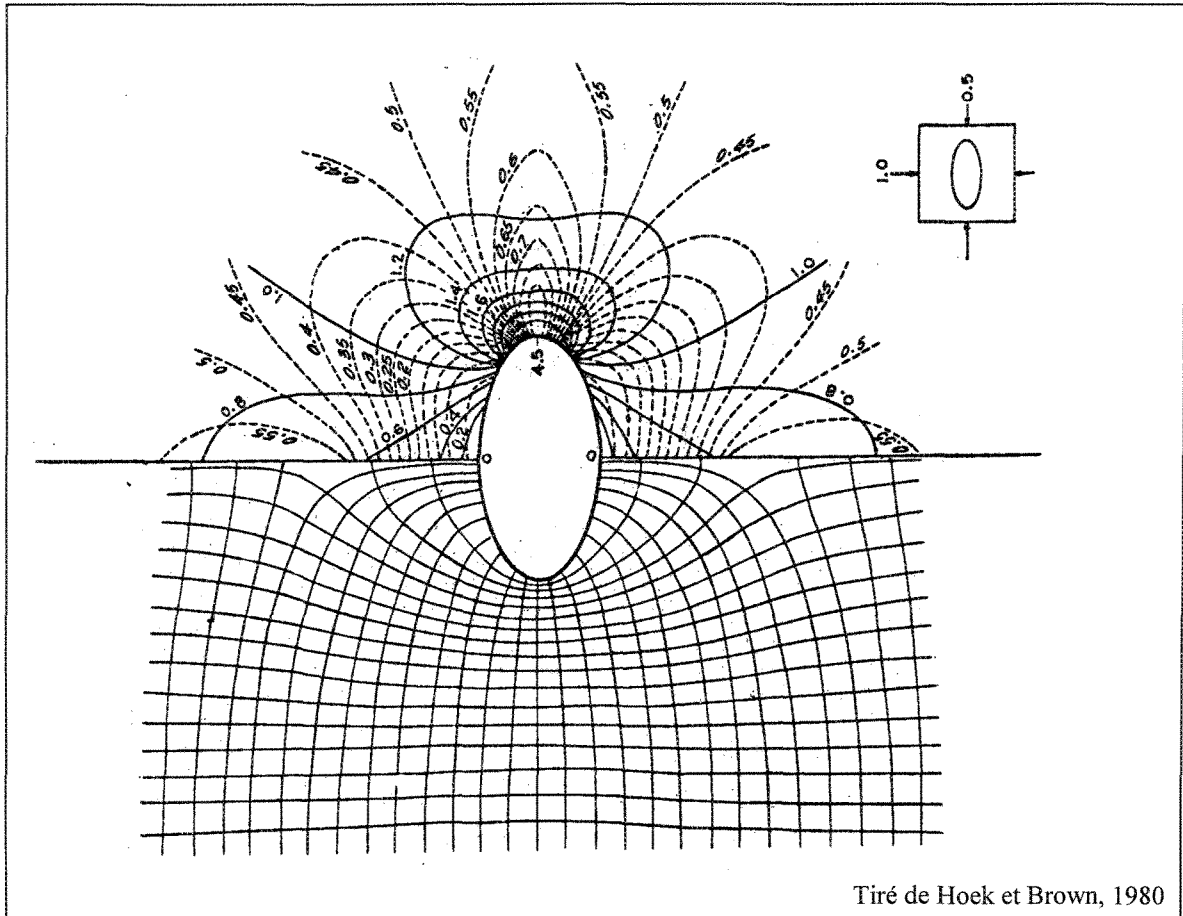


Figure 57 : Localisation de la bande Frotet-Evans et de la région Frotet-Troilus.



Tiré de Hoek et Brown, 1980

Figure 58 : Concentration des contraintes au pourtour d'une ouverture elliptique.
Contrainte σ_1 selon l'axe court de l'ouverture.

Un autre scénario doit aussi être envisagé. Celui-ci correspond au cas où la contrainte horizontale maximale aurait un angle avec l'axe nord-sud de la fosse 87. Ceci entraînerait une concentration importante de contraintes dans les coins de la fosse 87 (voir figure 59). Un tel phénomène pourrait favoriser les ruptures en coin dans certains secteurs de la mine.

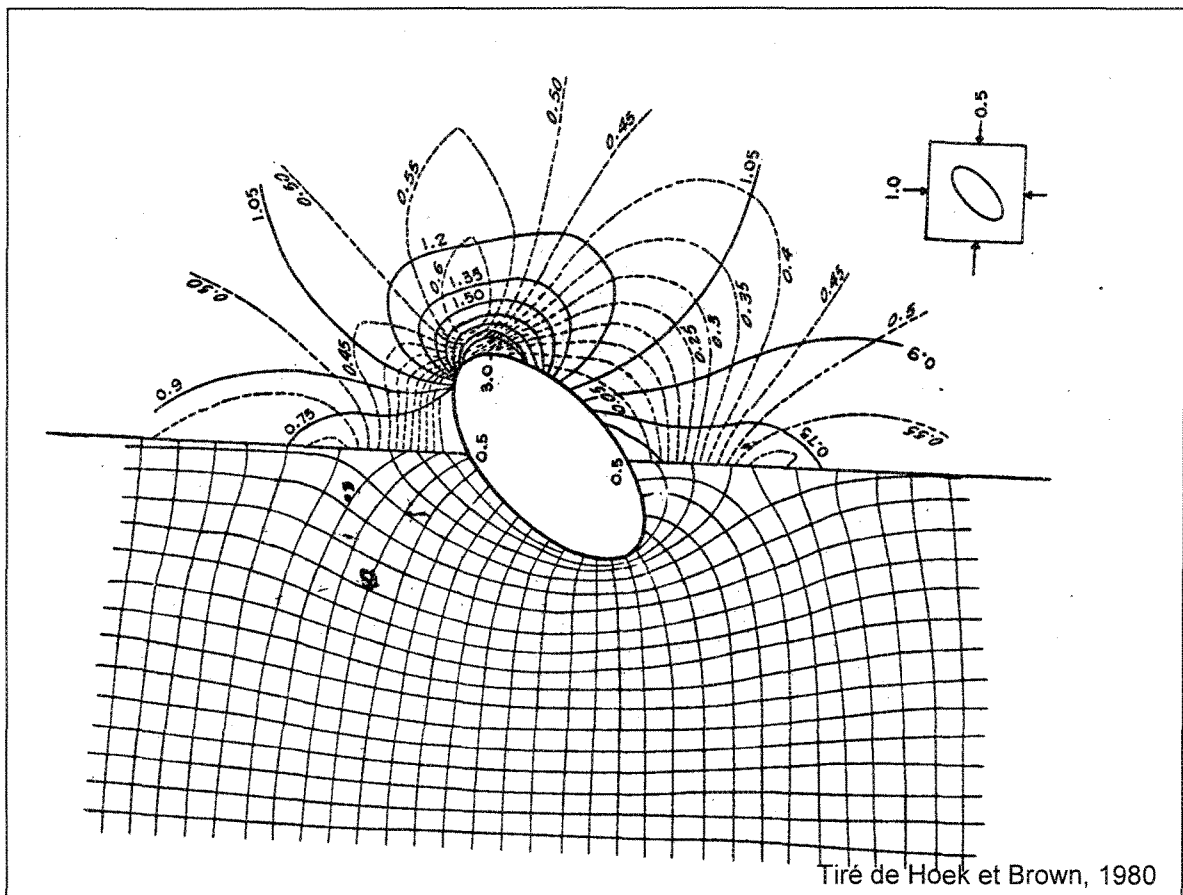


Figure 59 : Concentration des contraintes au pourtour d'une ouverture elliptique.
Contrainte σ_1 ayant un angle avec l'axe long de l'ouverture.

CHAPITRE 6

CARACTÉRISATION DES MODES D'INSTABILITÉ DES PENTES ROCHEUSES DE LA MINE TROILUS

6.1 Généralités sur la stabilité des pentes

La mine Troilus se situe dans un massif rocheux folié, fracturé et recoupé par des failles ce qui représente un contexte favorable à différents modes d'instabilité. Ces derniers sont : la rupture circulaire, le glissement sur un plan (failles ou joints) ou d'un dièdre (plusieurs familles de joints) et le développement de zone d'instabilité en kink pour former des zones de rupture par fauchage (« toppling »). Les divers modes de rupture peuvent se produire concurremment dans le cadre de la même fosse à ciel ouvert. Tout dépend de l'attitude spatiale des différentes structures géologiques par rapport à celles des pentes des murs de la mine. Voici une brève description de chacun de ces modes de rupture.

La rupture circulaire

La rupture circulaire peut se produire lorsque le matériau est un sol, comme du sable, du gravier, de la moraine ou de l'argile. Un tel type de rupture peut aussi se produire lorsque la masse rocheuse est fortement jointée, fracturée ou altérée. Cette fracture est définie par une surface simple, discontinue et démontrant une forme circulaire (figure 60).

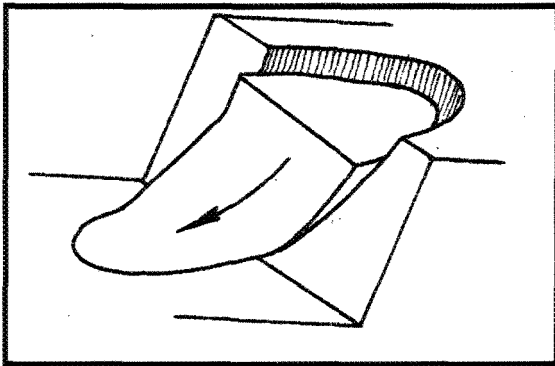


Figure 60 : Rupture circulaire, d'après Hoek et Bray (1981).

Le glissement sur un plan

Un autre type de rupture est le glissement sur un plan ou la rupture planaire. Ce type d'instabilité concerne la possibilité qu'une partie du mur se libère et glisse sur un seul plan de discontinuité (joints continus, failles, plans de schistosité). La rupture planaire se produit quand une discontinuité géologique, comme un lit planaire, traverse de façon parallèle la face de la pente et plonge dans l'excavation avec un angle plus grand que l'angle de frottement (figure 61).

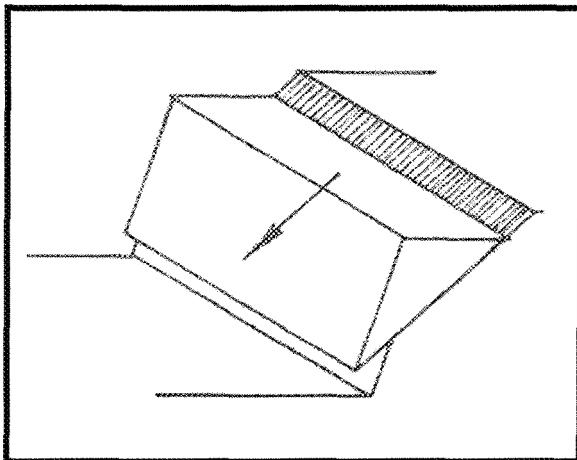


Figure 61 : Rupture planaire, d'après Hoek et Bray (1981).

La rupture en coin

Des divers types d'instabilité étudiés, les glissements en coins ou dièdres sont les plus difficiles à détecter. En effet, sauf dans les cas où l'on serait en présence de deux joints de très grandes dimensions, les blocs découpés ne sont pas très volumineux. La rupture en coin ou « wedge » peut se produire lorsque deux discontinuités traversent obliquement la face de la pente et que leur ligne d'intersection plonge vers la face de la pente (figure 62). Pour qu'il y ait rupture, l'inclinaison de la ligne d'intersection doit être plus grande que l'angle de frottement sur les joints du massif rocheux et plus petite que l'angle de la pente du mur. La figure 63 présente des exemples de ce type de rupture qui s'est produit au cours des dernières années à la mine Troilus.

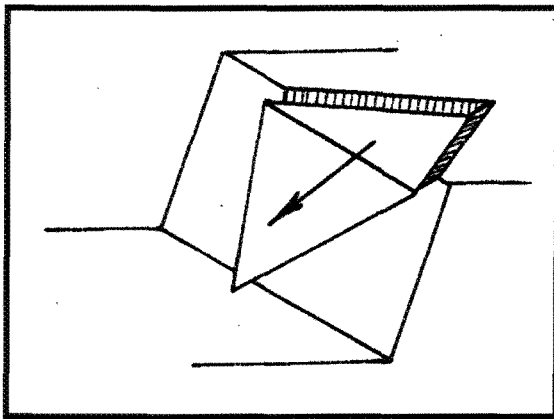


Figure 62 : Rupture en coin, d'après Hoek et Bray (1981).

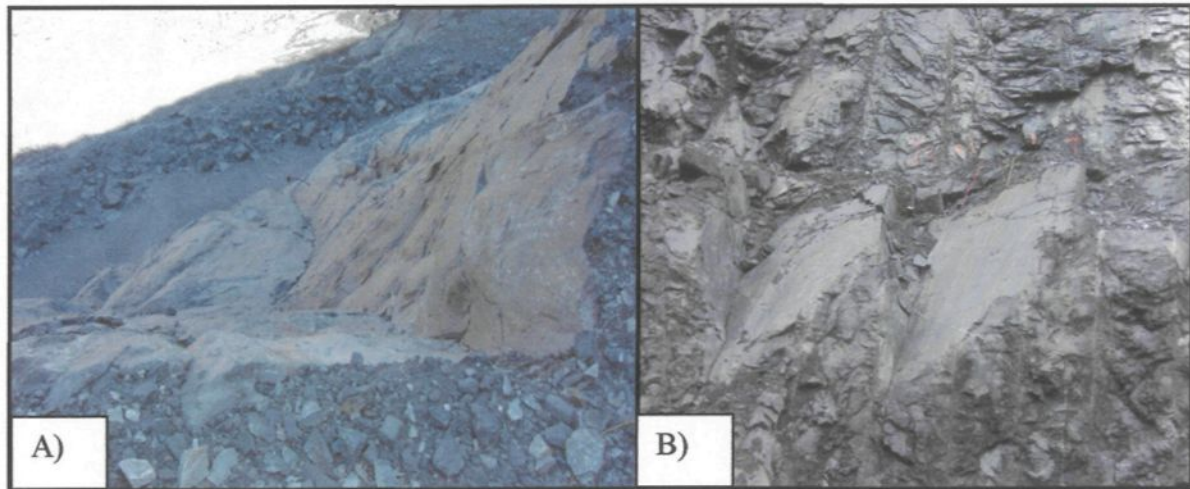


Figure 63 : Exemples de rupture en coin à la mine Troilus (fosse 87). A) Rupture en coin qui s'est produit en avril 2002 au mur est (niveau 5280). B) Rupture en coin qui s'est produit en septembre 2003 au mur est (niveau 5180).

La rupture par kink-band

La stabilité des pentes rocheuses, de fondations de divers types, d'ouvertures souterraines (tunnels routiers, galeries et chambres d'abattage de mines), de piliers de mines et d'autres ouvrages aménagés en massifs rocheux foliés ou recoupés de réseaux de joints systématiques peut présenter des risques à cause d'un mode de rupture inusité : le développement de zone d'instabilité en « kink » pour former des zones de rupture en flambage (Archambault et Ladanyi, 1993). Un « kink-band » se produit lorsqu'un matériel très anisotrope, comme une roche schisteuse, est sollicité en compression dans le plan ou à un angle plus petit que 45° avec la foliation. La stabilité des pentes rocheuses, des ouvertures souterraines et d'autres travaux à l'intérieur des massifs rocheux intensément foliés et jointés peut être affectée par le développement de telles structures. Ce type d'instabilité est reconnu depuis longtemps en géologie structurale aussi bien en

comportement fragile que ductile. Il se développe par des instabilités en plissement dans les roches foliées ou litées, fragiles ou ductiles. La conception géomécanique d'ouvrages dans les massifs rocheux à fracturation et joints systématiques ne tient compte que très rarement d'un tel mode de rupture. Pourtant ce phénomène peut avoir des conséquences catastrophiques (voir figure 64). De plus, il y a eu très peu d'études sur ce problème, sauf pour un cas limite de ce phénomène : la rupture par fauchage (ou « toppling ») des pentes rocheuses jointées.



Figure 64 : Déformation d'une voie de taille soutenue par des cintres métalliques (Panet, 1976).

Trois modèles géométriques ont été proposés par Ramsay (1967) pour expliquer la formation d'un « kink-band » (KB). Par contre, ceux-ci peuvent être réduits en deux modèles (Hanmer, 1982; Stubbley, 1990) :

- 1- Le modèle par migration de charnière implique que le KB s'initie comme une petite structure en lentille;
- 2- Le modèle par rotation propose que le KB se forme par des segments de longueur constante et qui subissent une rotation par la suite.

Sur la figure 65, il est possible d'observer les deux modèles expliquant le mécanisme de formation d'une telle instabilité.

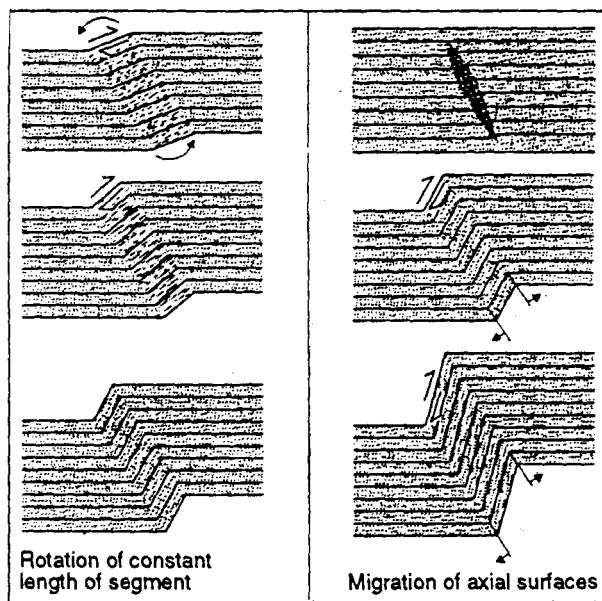


Figure 65 : Modèle géométrique pour la formation progressive d'un « kink-band » (d'après Ramsay, 1967).

Le fauchage

Un cas extrême du « kink-band » c'est le fauchage ou le « toppling ». À la figure 66, la géométrie d'un bloc sur un plan incliné est illustrée. Lorsque le vecteur poids W du bloc traverse l'intérieur de la base b , le glissement du bloc peut se produire si l'inclinaison du plan ψ est plus grande que l'angle de friction ϕ . Cependant, lorsque le bloc est grand et

mince ($h > b$) le vecteur poids W peut tomber à l'extérieur de la base b . Dans ce cas le bloc bascule. À ce moment précis, il y aura une rotation à partir du contact le plus bas (Hoek et Bray, 1981).

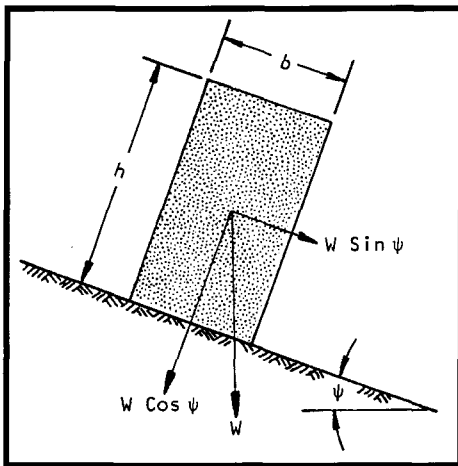


Figure 66 : Géométrie d'un bloc sur un plan incliné, d'après Hoek et Bray (1981).

Les conditions pour qu'il y ait glissement et/ou basculement pour un tel bloc sont illustrées à la figure 67. Les quatre régions dans ce graphique sont définies comme suit :

Région 1 : $\psi < \phi$ et $b/h > \tan\psi$, le bloc est stable et n'y aura pas de glissement ni de basculement.

Région 2 : $\psi > \phi$ et $b/h > \tan\psi$, le bloc peut glisser mais ne peut pas basculer.

Région 3 : $\psi < \phi$ et $b/h < \tan\psi$, le bloc peut basculer mais ne peut pas glisser.

Région 4 : $\psi > \phi$ et $b/h < \tan\psi$, le bloc peut glisser et basculer en même temps.

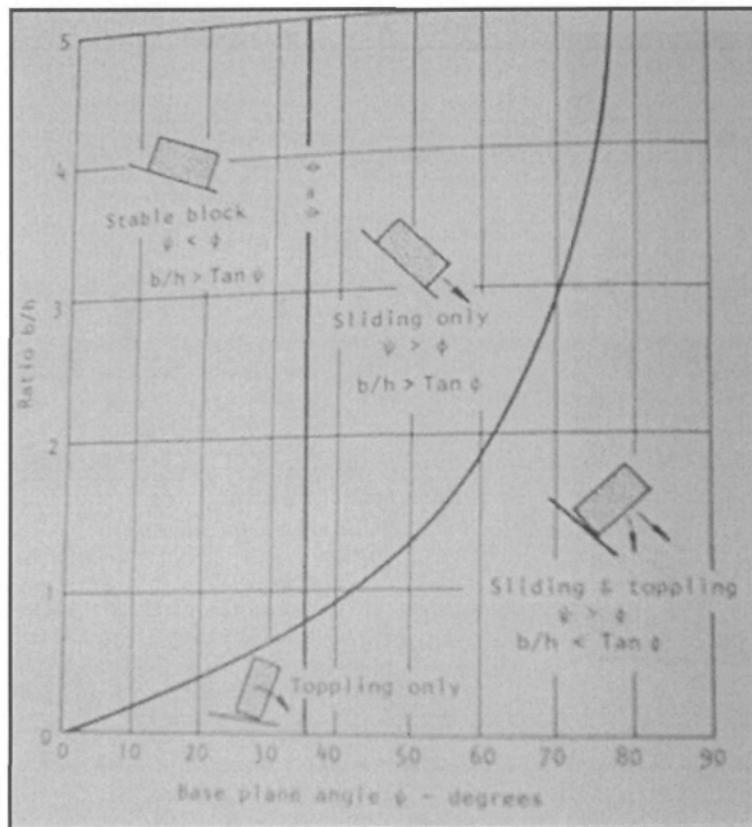


Figure 67 : Conditions pour le glissement ou le basculement d'un bloc sur un plan incliné.
Tiré de Hoek et Bray, 1981.

La mine Troilus a présenté quelques événements de « toppling » au cours de son histoire. Deux exemples sont illustrés sur la figure 68. Ceux-ci se sont produits au mur ouest de la mine. Le mur ouest de la fosse 87 de la mine Troilus est favorable à de tels événements parce que les joints de foliation sont continus et sont inclinés vers l'intérieur du mur.

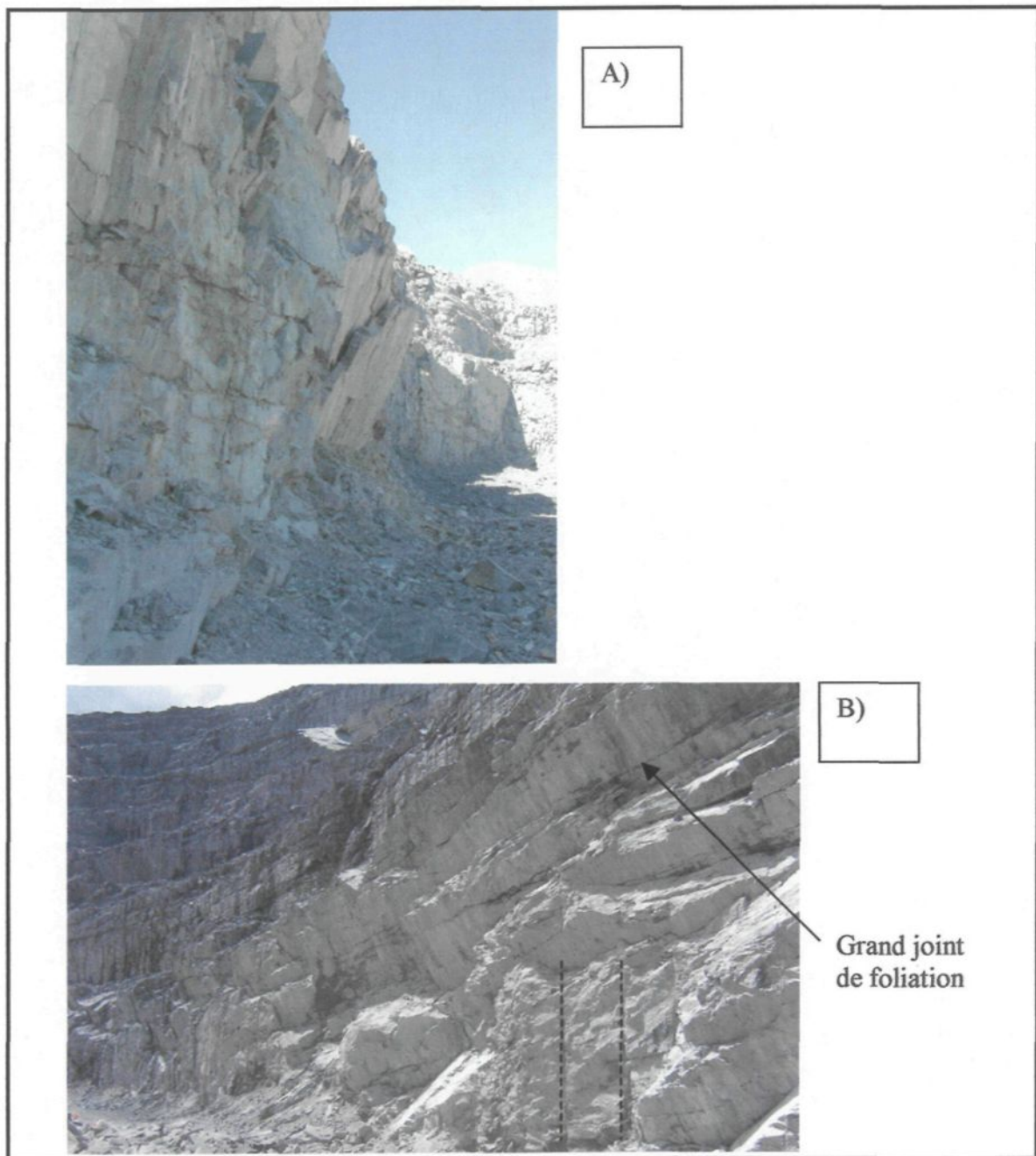


Figure 68 : Exemples de basculement (« toppling »). A) Fauchage qui s'est produit en mai 2001 au mur ouest (niveau 5300). B) En pointillé il est possible d'observer la trace des trous de prédécoupage. Le grand joint de foliation se retrouve derrière la masse définie par le mur. Ce grand joint de foliation crée des problèmes de stabilité (basculement) au niveau 5200 au mur ouest. Celui-ci a été mis à jour en juillet 2003.

Un cas de rupture souvent invoqué dans la littérature est la chute de roches. Ce dernier type n'est pas vraiment inclus dans les types de rupture envisagés, parce que cet événement est complètement imprévisible et ne présente pas en général de gros volume. Une brève description est quand même donnée.

La chute de roches

Lors de l'excavation plusieurs petites roches peuvent devenir instables suite aux cycles de gel et dégel, à l'altération, aux dynamitages, aux mauvais nettoyage des bermes, etc. Ces petites roches se détachent de la masse rocheuse pour atteindre le plancher. Par contre, le risque associé aux chutes de roches peut être considérablement réduit par un design approprié des bermes de sécurité, par un écaillage adéquat et par l'utilisation de simulateur utilisant une méthode d'analyse probabiliste (ex : Rocfall de Rocscience). La chute de roches a aussi un lien direct avec l'angle du mur. La figure 69 illustre bien qu'une pente plus grande que 60 degrés semble moins dangereuse pour le cas d'une chute de roches.

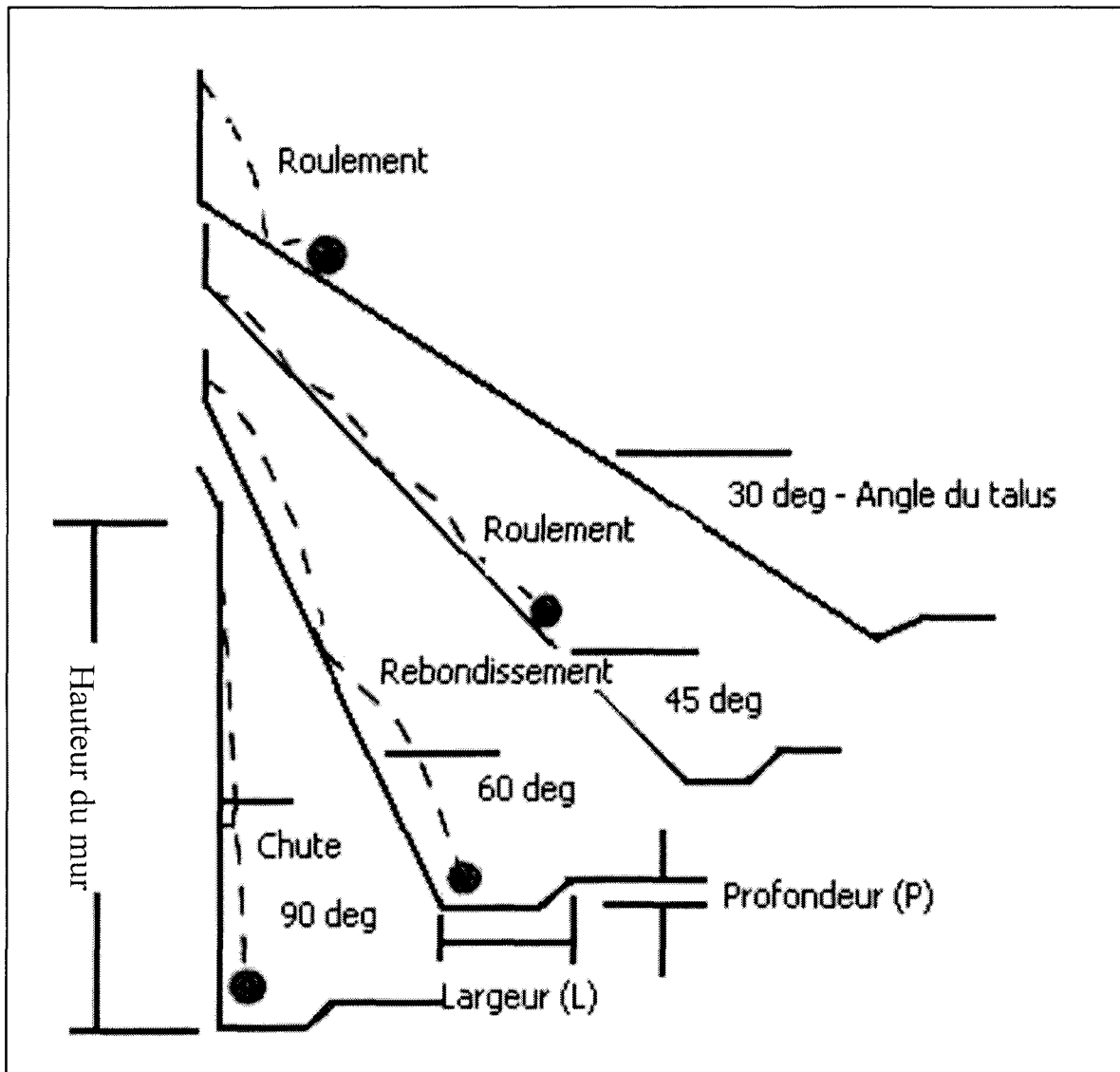


Figure 69: Mouvement des roches en fonction des pentes de talus. Tiré de FHWA (1991).

6.2 Caractérisation des zones de ruptures potentielles de la fosse de la mine Troilus

6.2.1 Ruptures sur des surfaces planaires

Ce type d'instabilité concerne la possibilité qu'une partie du mur se libère sur un seul plan de discontinuité. Considérant sa persistance, la foliation constitue théoriquement un plan idéal pour ce type d'instabilité au mur est. Cependant, de façon générale, la foliation (65°) plonge plus abruptement que l'inclinaison globale utilisé pour le mur (angle inter-rampe de $52,5^\circ$). Ceci limite les possibilités de glissement plan. Il ne faut pas oublier qu'aucun joint de foliation mesuré présente un pendage plus petit ou égale à $52,5$ degrés. Donc, une rupture planaire à l'échelle inter-rampe demeure très improbable. À l'échelle des banc individuels ayant des pentes de 70° , les possibilités d'observer des glissements sont plus élevées. La figure 70 illustre le cas d'un tel glissement au mur est. Les secteurs est B, est A et est C dans le domaine A(2B,2C) pour le mur est présentent des possibilités de rupture planaire à l'échelle d'un banc (se référer au chapitre 4 pour les différents secteurs).

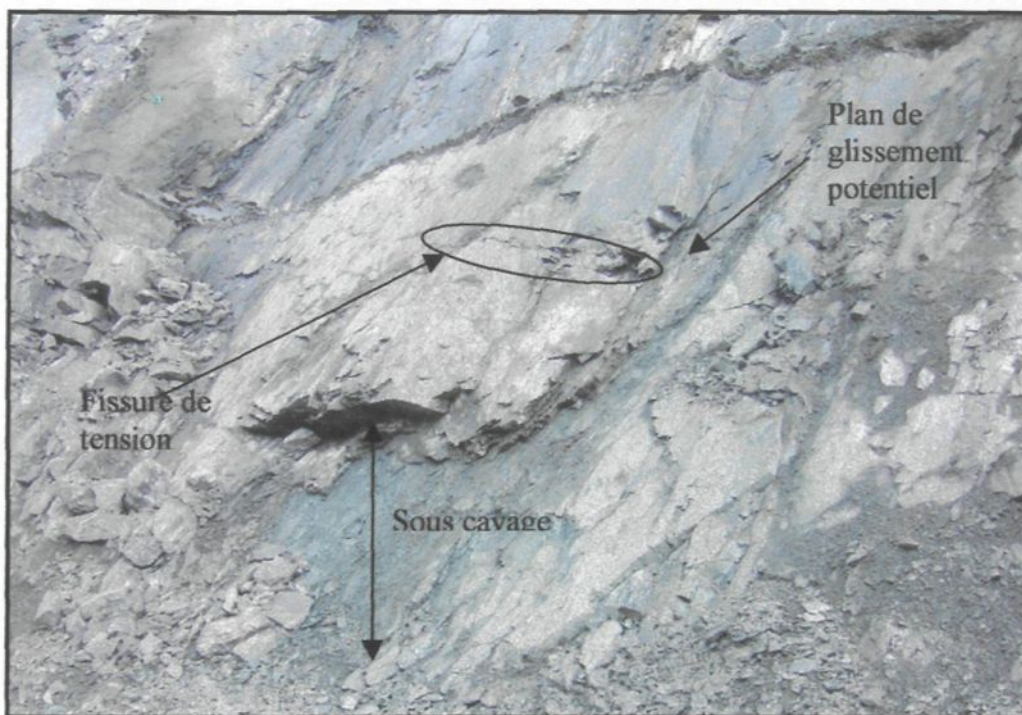


Figure 70 : Exemple d'une possibilité de glissement planaire. Cette photo représente une section du mur est au niveau 5180 (exploitation actuelle).

Ceci est le cas pour le mur est, mais le mur ouest peut aussi présenter des possibilités de rupture planaire. Le domaine B possède une famille de discontinuités sub-parallèles au mur ouest, soit la zone problématique (plus particulièrement F4B). Cette famille de discontinuités a été observée de façon importante lors de la phase 2 d'exploitation de la zone 87 de la mine Troilus. Cette famille intéresse particulièrement les ingénieurs de Troilus parce qu'elle pourrait présenter des problèmes pour la stabilité des pentes. En effet, son altération en épидote et son pendage vers la fosse sont deux facteurs qui pourraient être favorables à une éventuelle rupture. Les secteurs ouest et nord-ouest du domaine B (figure 22) présentent des possibilités de ruptures planaires le long des joints faisant partie de la

zone problématique. Cette possibilité de rupture doit être analysée plus en détail pour évaluer le risque dans le secteur nord A de ce même domaine. Ceci sera fait dans la prochaine section. L'orientation de cette famille de discontinuités à l'intérieur du domaine B étant de 039/54 est favorable à une rupture de type planaire. Par contre, dans la majorité des cas (soit 75%) cette rupture peut se produire seulement à l'échelle d'un banc parce que le pendage de la zone problématique est plus abrupte que l'angle inter-rampe du mur ouest. En effet, 75% des mesures de zone problématique présente un pendage plus grand que l'angle inter-rampe du mur ouest de 59°. Ceci permet de dire qu'il peut y avoir possibilité de rupture planaire le long d'un joint de la zone problématique à l'échelle inter-banc dans 25% des cas mesurés. La figure 71 présente une photo de cette zone lors de l'exploitation de la phase 2 de la fosse 87 de la mine Troilus. Au chapitre 3, il a été mentionné que le risque relié à cette famille de discontinuités est diminué parce que cette dernière ne se retrouve pas dans les murs définitifs de la fosse 87. Le joint F4A présente une orientation en angle avec le mur ouest, mais la possibilité de rupture planaire n'est pas évitée pour autant (figure 72).

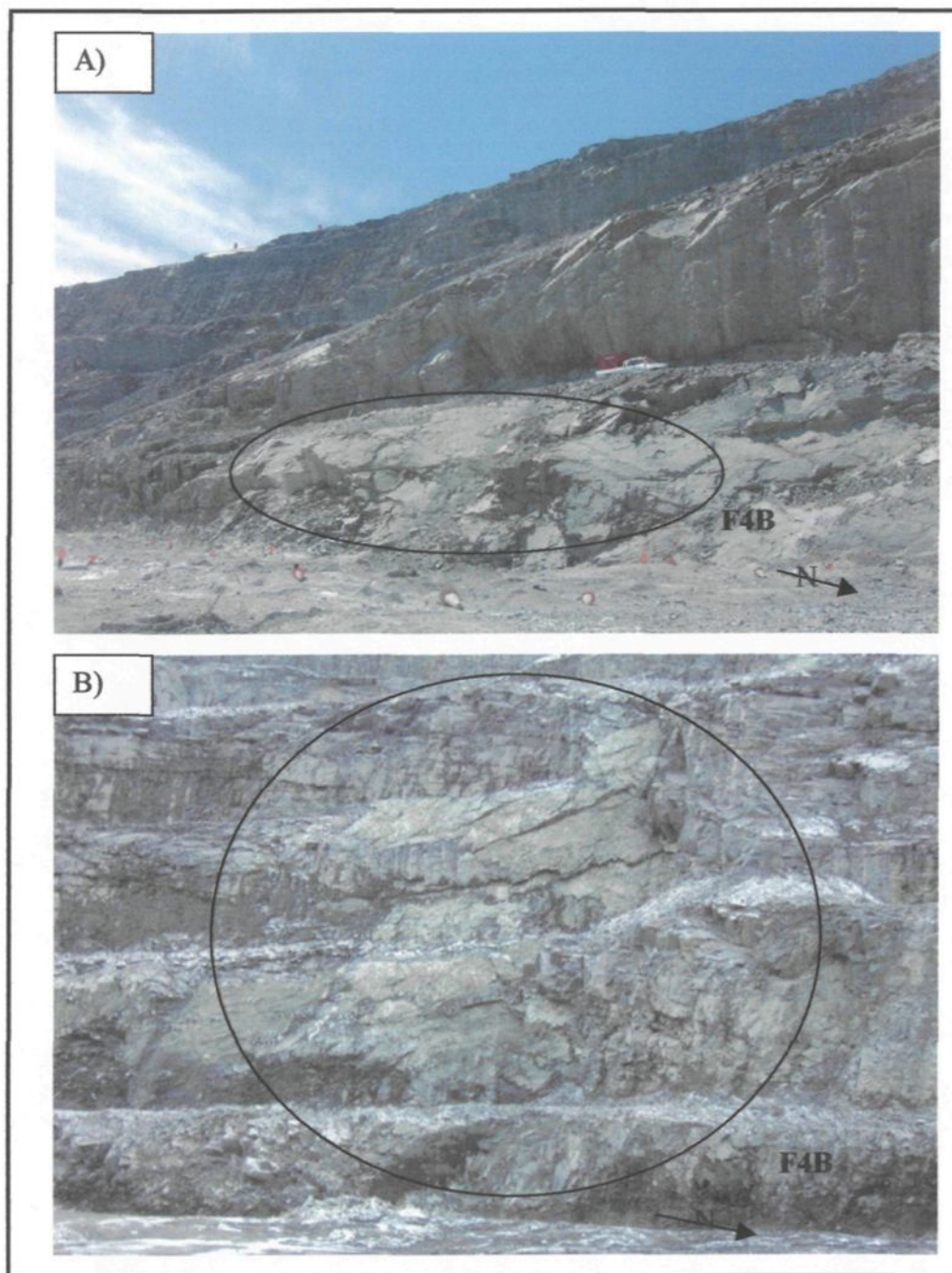


Figure 71 : Photos de la zone problématique : A) Photo montrant l'apparition de la zone problématique en juillet 2002 au niveau 5250. Cette dernière s'est présentée dans une phase d'exploitation temporaire. B) Photo montrant la zone problématique lors de la phase 2 d'exploitation (niveau 5200).

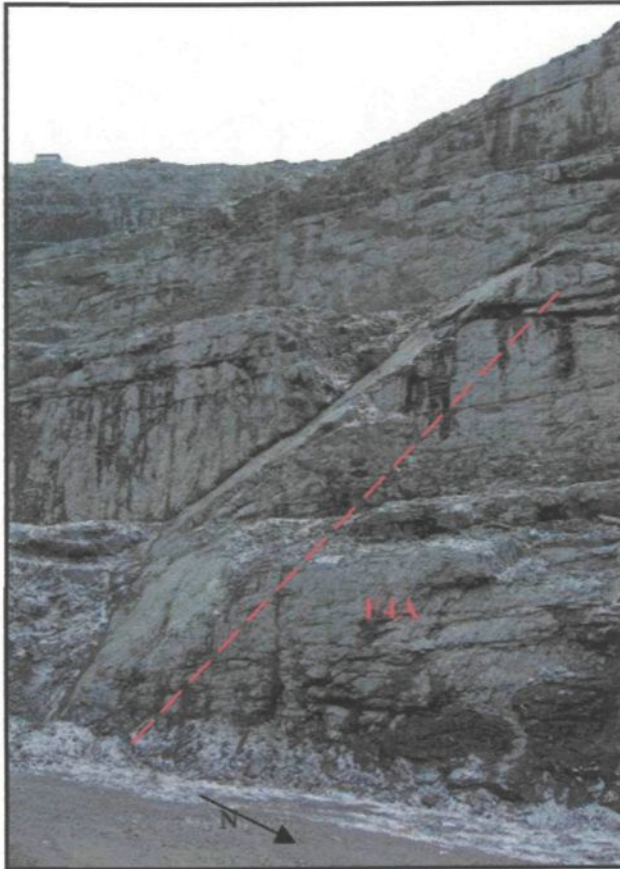


Figure 72 : Photo illustrant la famille F4A au mur ouest lors de l'exploitation de la phase 2 de la fosse 87 de la mine Troilus.

Le mur nord peut aussi présenter quelques possibilités de rupture planaire. Les secteurs nord A et nord B du domaine A(2B,2C) présentent aussi des possibilités de ruptures planaires. En effet, le joint horizontal ayant une orientation de 061/35 pourrait démontrer cette possibilité de glissement dans ces deux secteurs. Par contre, le faible pendage de 35 degrés limite de beaucoup les risques parce qu'un simple élément comme la cohésion

pourrait en éviter la chute. Il faut toutefois garder en mémoire que l'angle de frottement de 30 degrés est seulement une moyenne pour le type de roche présent à la mine Troilus.

Il ne faut pas oublier non plus la présence des deux failles majeures au mur est. Ces dernières sont continues tout le long du mur est et présentent une surface ondulée et altérée. L'orientation de ces deux failles sont : 223/60 et 227/55. La plus au nord se retrouve dans le secteur EST B et la plus au sud dans le secteur EST A. La figure 73 présente la localisation de ces deux failles majeures.

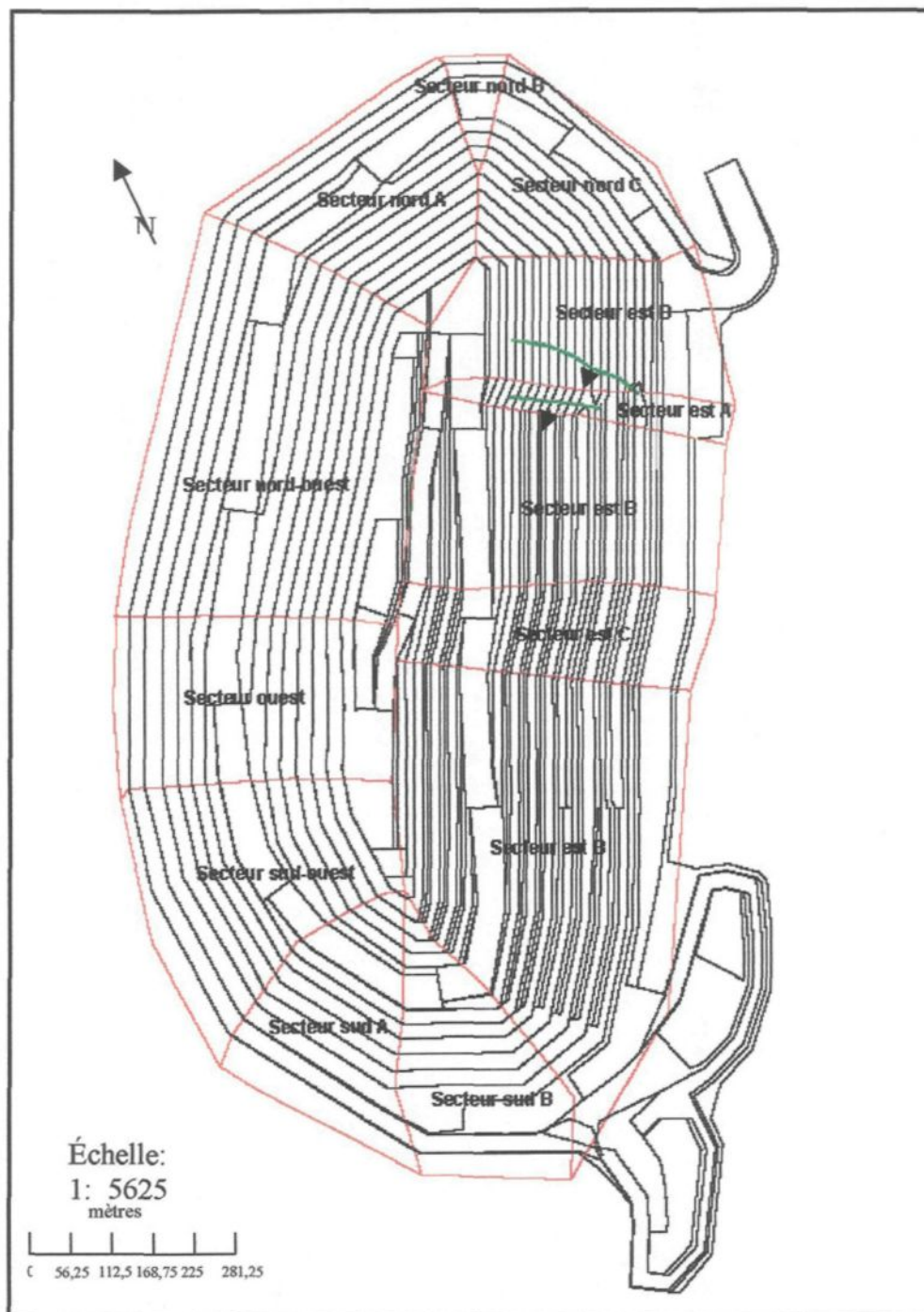


Figure 73 : Localisation des failles majeures du mur est de la fosse 87 de la mine Troilus.
Lignes vertes = traces des failles, flèches noires = direction du plan de faille,
lignes rouges = secteurs.

6.2.2 Ruptures en coin

Les cas d'intersections entre deux familles de joints sont nombreux comme il a été possible de le constater au chapitre 4. Par contre, le nombre d'intersections présentant une orientation favorable de rupture par rapport à l'angle du mur est beaucoup plus restreint. Le but de cette sous-section est d'isoler les cas qui devront être analysés avec plus d'attention et de minutie.

Premièrement, le mur ouest présente quelques possibilités de ruptures en coin. Le domaine A(2B) présente une faible possibilité de rupture en coin dans le secteur Nord-Ouest. En effet, les deux joints verticaux (figure 23) semblent montrer une orientation favorable pour ce type de glissement. Le domaine A(2A) montre le même scénario pour ce qui est du secteur Sud-Ouest (figure 26). Le domaine B démontre encore beaucoup de possibilités de rupture. Le secteur Sud-Ouest présente une intersection favorable entre les joints des sous-familles F4A et F4B (joints 3 et 4 de la figure 36). Par contre, cette rupture est limitée par la faible fréquence de ces deux familles de joints. Les secteurs ouest et nord-ouest du domaine B montrent des intersections entre le joint vertical (338/87) et les joints F4A et F4B (059/58 et 039/54).

Deuxièmement, le mur est ne présente pas de possibilité de rupture en coin à l'échelle inter-banc (et il en est ainsi pour la totalité de la fosse), mais il peut présenter quelques risques à l'échelle d'un banc. Le domaine A(2B,2C) montre des intersections entre la foliation et les joints verticaux à l'intérieur des secteurs est A, B et C (figures 31 à 33). La figure 63 illustre deux cas de ruptures en coin dans ces secteurs.

Troisièmement, le mur nord est beaucoup moins à risque que les murs est et ouest. En effet, son angle de mur est défavorable aux ruptures selon le système de fracturation présent à la mine Troilus. Certaines petites possibilités seront quand même à analyser. Le domaine A(2B,2C) présente différents scénarios selon le secteur en question. Le secteur nord A présente une intersection entre les deux joints verticaux (figure 28). Par contre, la forte plongée de la ligne d'intersection limite de façon très importante les possibilités de glissement. Le secteur nord B montre une intersection entre la foliation et le joint vertical (joint 5 de la figure 29). Pour ce qui est du secteur nord C, il est possible d'observer deux intersections. La première entre la foliation et le joint vertical 5 et la deuxième entre la foliation et le joint vertical 6 (figure 30). Le domaine B à l'intérieur du secteur nord A génère lui aussi des blocs pouvant démontrer une possibilité de rupture en coin. En effet, la rencontre entre le joint vertical et les joints de la zone problématique (F4A et F4B) peut devenir favorable à un glissement (figure 39).

Finalement, le mur sud ne présente pas beaucoup de possibilité de rupture. Un fait intéressant est à noter, c'est la possibilité de formation d'un coin entre les deux joints verticaux du secteur sud A dans le domaine A(2A). Cette intersection est illustrée sur la figure 27.

6.2.3 Ruptures par fauchage (« toppling »)

La rupture par fauchage est possible dans la fosse 87 de la mine Troilus le long du mur ouest. Les domaines présents au mur ouest sont : le domaine A(2B), le domaine A(2A) et le domaine B. La presque totalité des secteurs le long du mur ouest présentent la possibilité

de fauchage. En effet, la seule exception est le secteur sud-ouest du domaine A(2A) parce que l'angle du mur n'était plus favorable à une telle rupture. Depuis quelques temps (avec l'approfondissement de la fosse) les cas de basculement se multiplient au mur ouest. Par contre, ces ruptures n'ont impliqué jusqu'à maintenant que de faibles volumes pouvant être captés par les bermes de sécurité. La figure 68 illustre bien le résultat après une rupture par fauchage à la mine Troilus. Ce type de rupture est heureusement relativement simple à observer à l'aide de l'instrumentation (prismes au pourtour de la fosse). Ce fauchage se fait à partir des joints continus de foliation. Ces derniers découpent des blocs prismatiques qui sont brisés à la base par les joints sub-horizontaux et basculent (comme un arbre abattu). Un tel type de rupture est favorisé par l'action du gel et du dégel ainsi que par la présence des contraintes tectoniques horizontales.

6.2.4 Ruptures par instabilité en kink

Comme il a été déjà mentionné plus haut, le « kink » est un phénomène qui a été étudié de façon plus approfondie dans le domaine de la géologie structurale. Par contre, les connaissances reliées à ce type de rupture sont très peu développées dans le domaine de l'analyse de stabilité, mécanique d'ouvrages en massifs rocheux fracturés. Au chapitre 4, il a été soulevé que la présence de basculement à grande échelle au niveau 5200 du mur ouest final de la fosse 87 pourrait être associée à une instabilité en « kink ». Comme il est très difficile de trancher, dans les limites de cette étude, si l'instabilité en présence est un kink ou plutôt un fauchage; il sera fait comme hypothèse que le phénomène en question est du fauchage. Par contre, il sera nécessaire de demeurer vigilant vis-à-vis ce mode de rupture

et toujours garder en mémoire la possibilité d'un kink à plus grande échelle. Le réseau d'instrumentation (prismes) au pourtour de la fosse 87 permettra de surveiller tous mouvements anormaux dans ce secteur particulier.

L'étude de stabilité des pentes pour la fosse 87 de la mine Troilus se fait uniquement sur une base géométrique. Il y a seulement l'orientation et le pendage des différentes familles de discontinuités qui sont regardés. En effet, la résistance mécanique de la roche n'est pas utilisée comme critère de rupture. Ceci s'explique facilement par le fait que la roche présente à Troilus est extrêmement compétente et que la fosse est encore à une faible profondeur.

6.3 Méthodes d'analyse de stabilité des pentes pour les zones de rupture potentielles de la fosse 87 de la mine Troilus

6.3.1 Analyse de stabilité par projection stéréographique (*DIPS*)

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 la solution des problèmes de stabilité de pentes en massif rocheux particulièrement pour les ruptures en coin. Cette méthode d'analyse ne considère pas que les joints sont soumis à une pression d'eau. La théorie qui sera présentée dans les lignes qui suivent représente une synthèse de la littérature. Par contre, différents outils informatiques rendent cette analyse graphique beaucoup plus simple. Les logiciels qui seront utilisés dans le cadre de cette étude sont *DIPS* (Rockscience, 2002a) et *SWEDGE* de Rockscience.

L'étape de base pour utiliser un stéréogramme, est de reconnaître que la friction entre les surfaces de joints peut être représentée par un petit cercle dans la projection. Pour effectuer la projection d'un petit cercle sur un stéréogramme, il faut positionner sur le graphique deux points sur le diamètre du cercle (p et q sur la figure 74). Par la suite, il faut intersecter les deux points pour obtenir le centre et dessiner le cercle au compas. Il ne faut pas faire l'erreur de placer le compas sur le point n (vecteur normal ou pôle) parce que la représentation du petit cercle est un cône. Ceci fait en sorte que l'axe de référence est incliné et qu'il y a migration des points. Le cercle de friction permet une évaluation graphique rapide des forces touchant la stabilité d'un bloc pouvant subir un glissement. Si la résultante des forces (r) se retrouve à l'intérieur du cercle de friction le bloc est stable. En observant la figure 74 il est possible de dire que r est sécuritaire aussi longtemps que $\phi_j > 34^\circ$.

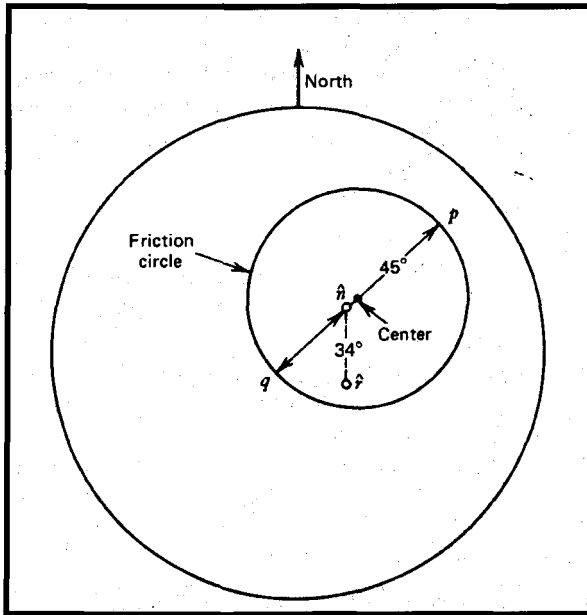


Figure 74 : Un exemple d'analyse à partir du cercle de friction. Où n a une orientation de 050/60, $\phi_j = 45^\circ$ et r a une orientation de 055/63 (tiré de Goodman, 1989).

Voici une analyse plus particulière d'une rupture en coin (figure 75). L'étape de base est la construction d'un « cercle de friction généralisé ». Une rupture en coin ayant deux surfaces rocheuses en contact présente trois modes fondamentaux de glissement : deux modes de glissement sur l'un ou l'autre des plans ou un mode de glissement le long de la ligne d'intersection. Pour mettre en graphique la zone sécuritaire correspondant à une rupture en coin sur les plans 1 et 2 avec la ligne d'intersection I_{12} , il faut effectuer les étapes suivantes :

- 1- Mettre en graphique les vecteurs normaux n_1 et n_2 pointant à l'extérieur du bloc ;
- 2- Mettre en graphique le vecteur de la ligne d'intersection I_{12} pointant à l'intérieur d'un espace libre ;
- 3- Tracer les grands cercles communs à n_1 et à I_{12} et commun à n_2 et à I_{12} ;

- 4- Le long de $n_1 I_{12}$ marquer un point p et q à une distance ϕ_1 de n_1 , où ϕ_1 est l'angle de friction pour le plan 1 ;
- 5- Le long de $n_2 I_{12}$ marquer un point s et t à une distance ϕ_2 de n_2 , où ϕ_2 est l'angle de friction pour le plan 2 ;
- 6- Dessiner les grands cercles : à travers p et s et à travers q et t ;
- 7- Construire un cercle de friction de rayon ϕ_1 pour n_1 et de rayon ϕ_2 pour n_2 .

Utiliser seulement les portions de ces cercles de frictions visibles sur la figure

75.

Le cercle de friction généralisé pour la rupture en coin est la zone rayée sur la figure

75. Donc, une force résultante est sécuritaire si elle se retrouve à l'intérieur de la surface rayée et présente un risque si elle se retrouve à l'extérieur de cette zone.

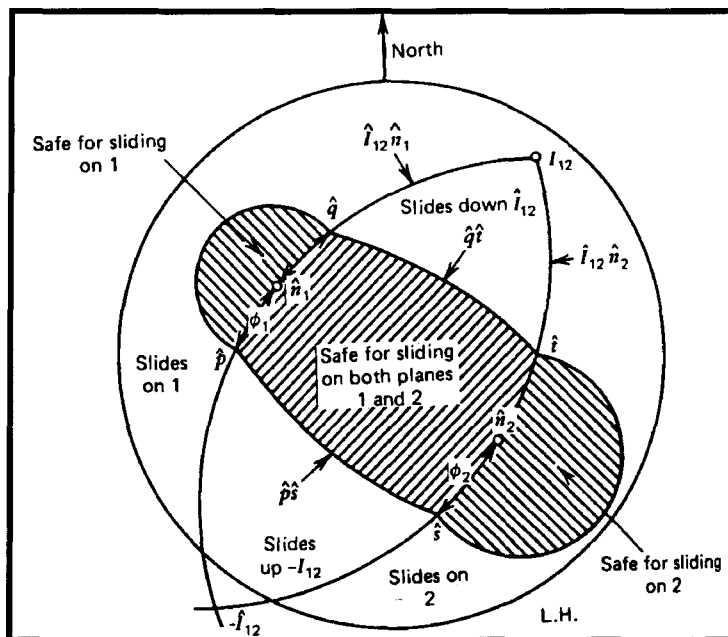


Figure 75 : Exemple d'une analyse pour un coin rocheux : n_1 a une orientation de 060/38, $\phi_1 = 25^\circ$, n_2 a une orientation de 052/32 et $\phi_2 = 30^\circ$ (tiré de Goodman, 1989).

Il apparaît évident qu'une analyse de type cinématique ne tient pas compte de plusieurs facteurs. En fait, elle considère seulement l'orientation des différentes fractures en présence dans le massif rocheux. Cette méthode ne considère pas les caractéristiques physiques de la roche (comme la résistance au cisaillement), la cohésion, la pression d'eau ni les contraintes naturelles. Par contre, cette méthode permet d'avoir une très bonne idée du type de rupture potentielle.

La méthode graphique utilisée dans le cadre de cette étude s'inspire de celle utilisée par Piteau and Associates (2001). Cette firme de consultation en mécanique des roches utilise des limites pour les différents types de rupture. Pour qu'une rupture en coin (« wedge ») soit considérée critique, la direction de la ligne d'intersection doit être à l'intérieur de $\pm 45^\circ$ de la direction du secteur de conception (direction du mur dans chaque secteur). Pour que les ruptures de type planaire soient critiques, la direction de la plongée doit être à l'intérieur de $\pm 30^\circ$ de la direction du mur. Enfin pour que les ruptures par fauchage (ou « toppling ») soient considérées critiques, l'ensemble des fractures doit avoir une continuité de plus de 10 mètres et un espacement de moins de 2 mètres. À partir de ces différents paramètres, il est possible de déterminer les différents types d'instabilités. Par contre, il ne faut pas oublier que les règles utilisées par Piteau and Associates sont des règles empiriques qui reposent sur certaines expériences ou observations. Les règles de Piteau sont celles qui ont été utilisées à la mine Troilus dans le cadre des études de stabilité antérieures. Ces dernières règles peuvent être nuancées dans l'article de Nichol et

al.(2002). Cet article a démontré que des ruptures de fauchage peuvent se produire avec des espacements de 3 mètres entre les joints.

Cette analyse cinématique sera tout d'abord réalisée à l'aide du logiciel *DIPS* pour chacun des domaines structuraux de la fosse 87. Chacun des secteurs de « design » présentant des possibilités de rupture seront analysés séparément. Le seul secteur qui sera ignoré est le secteur sud B parce qu'il n'a présenté aucune rupture possible lors de l'étude préliminaire.

Domaine A(2B)

Comme il a déjà été mentionné au chapitre 4, le domaine A(2B) est présent dans le secteur nord-ouest de la fosse 87. La figure 76 permet d'observer qu'il y a deux types de rupture possibles à l'intérieur de ce domaine structural. En effet, le joint de foliation présente une orientation favorable au phénomène de fauchage. La foliation dans ce domaine présente une continuité moyenne de 13 mètres et un espacement moyen de 3 mètres (tableau 17). Si une référence est faite avec les caractéristiques de Piteau (2001), l'espacement moyen est plus grand que 2 mètres ce qui fait en sorte que le fauchage ne devrait pas avoir lieu. Par contre, il ne faut pas oublier que ce sont des caractéristiques moyennes et qu'il est très possible que l'espacement soit de moins de 2 mètres par endroit.

L'autre type de rupture qui pourrait être observé à l'intérieur de ce domaine structural est une rupture en coin. En effet, l'intersection entre les deux joints verticaux (joints 4 et 5) se retrouvent à l'intérieur de la zone critique de rupture en coin critique. La ligne d'intersection a une orientation de 125/70. Ceci fait en sorte que la rupture peut se

produire seulement à l'échelle du banc parce que la plongée de la ligne d'intersection (70°) est plus grande que la pente globale inter-rampe du mur ouest, soit 59° . La rupture à l'échelle du banc individuel est possible car l'angle du mur pour chaque banc est de 90° . Par contre, la possibilité de cette rupture est réduite par la faible fréquence des joints verticaux, soit 5,51% des cas de fractures à l'intérieur du domaine A(2B). Cette information est tirée de la compilation faite au tableau 17.

Domaine A(2A)

Le domaine A(2A) englobe quatre secteurs, soit : nord-ouest, ouest, sud-ouest et sud A. À l'intérieur de chacun de ces secteurs des possibilités de rupture ont été ciblées. Les figures 77 à 80 présentent l'analyse cinématique pour chacun de ces secteurs à l'intérieur du domaine A(2A). La figure 77 présente l'analyse pour le secteur nord-ouest. Cette dernière fait ressortir que la seule possibilité de rupture est le fauchage à partir du joint de foliation. Par contre, l'espacement moyen et la continuité moyenne de cette famille de fractures à l'intérieur du domaine A(2A) ne présente pas les caractéristiques nécessaires pour une telle rupture. L'espacement moyen est de 4,45 mètres et la continuité moyenne de 7,63 mètres (tableau 16) ne répondent pas aux critères énoncés par Piteau (2001), soit un espacement de moins de 2 mètres et une continuité de plus de 10 mètres.

La figure 78 présente le secteur ouest et illustre, elle aussi, que la seule possibilité de rupture est le fauchage à partir du joint de foliation. Les mêmes commentaires qu'au secteur nord-ouest peuvent être appliqués à ce secteur.

La figure 79 illustre l'analyse du secteur sud-ouest. Sur cette figure, il est possible d'observer que le fauchage est maintenant plus difficile. L'angle entre le mur et le joint de foliation devient grand. Par contre, la possibilité de ce type de rupture est toujours présente. La rupture en coin proposée au chapitre 4 entre les deux joints verticaux (joints 3 et 4) s'avère impossible parce que l'intersection entre ces deux joints se retrouve à l'extérieur des zones critiques de rupture en coin.

La figure 80 montre l'analyse cinématique du secteur sud A. Cette dernière prouve bien que le fauchage dans ce secteur est impossible à cause de l'angle trop prononcé entre la foliation et le mur. La rupture en coin invoquée au chapitre 4 pour ce secteur est maintenant impossible parce que l'intersection entre les joints verticaux (joints 3 et 4) se retrouve à l'extérieure de la zone potentielle de rupture en coin.

Domaine A(2B,2C)

Le domaine A(2B,2C) possède six secteurs où des possibilités de rupture ont été évoquées au chapitre 4. Les six secteurs en question, sont : nord A, nord B, nord C, est B, est A et est C. Les figures 81 à 86 présentent l'analyse cinématique pour chacun de ces secteurs à l'intérieur du domaine structurale A(2B,2C). La figure 81 montre bien que les deux possibilités de rupture, soit planaire selon le joint horizontal (joint 2) et en coin selon l'intersection entre les deux joints verticaux (joints 5 et 6), sont très limites. En effet, l'intersection entre les deux joints verticaux est à la limite de la zone critique de rupture en coin. La ligne d'intersection présente une orientation de 180/87. Cette forte plongée permet un glissement seulement à l'échelle du banc parce que la plongée de l'intersection

(87°) est beaucoup plus prononcée que la pente globale du mur dans ce secteur, soit 59°.

De plus, la rupture planaire est à la limite de la zone potentielle. Le pendage du joint horizontal de 35 degrés présente une moyenne. Comme ce dernier est très près de l'angle de friction de 30 degrés, une simple variation dans l'angle de pendage ou une faible cohésion rendrait la rupture impossible. Comme l'angle de friction de 30 degrés n'est qu'une moyenne, un angle plus petit pourrait quant à lui entraîner une rupture.

La figure 82 présente l'analyse cinématique pour le secteur nord B. Cette analyse a permis de confirmer que la rupture planaire le long du joint horizontal (joint 2) est impossible. En effet, l'angle entre le mur et le joint en question est trop prononcé pour permettre un tel glissement. La rupture en coin le long de l'intersection entre les deux joints verticaux est, à l'échelle inter-banc, impossible vu l'orientation de cette intersection de 180/87. Cette forte plongée rend le glissement très difficile même à l'échelle du banc individuel qui a une pente de 90°. La rupture en coin selon l'intersection entre le joint de foliation et le joint vertical (joint 5) proposée au chapitre 4 s'avère impossible parce que l'intersection est à l'extérieur de la zone critique de rupture en coin.

La figure 83 permet d'observer que la seule rupture possible est la rupture en coin selon l'intersection entre le joint de foliation (joint 1) et le joint vertical (joint 5).

L'orientation de cette intersection est de 279/61. La plongée de cette dernière indique que le glissement peut se produire seulement à l'échelle du banc individuel parce que la plongée de l'intersection est plus prononcée que la pente globale du mur dans ce secteur (59°).

La figure 84 démontre que le secteur est B possède plusieurs possibilités de rupture. La foliation et la faille (223/60) peuvent subir une rupture de type planaire. Le glissement selon la foliation peut se faire seulement à l'échelle du banc individuel parce que le pendage de cette famille de fracture est de 64° , angle plus prononcé que la pente globale du mur dans ce secteur ($52,5^{\circ}$). Aucune mesure de foliation à l'intérieur du domaine A(2B,2C) présente un pendage plus petit que $52,5$ degrés. Ceci fait en sorte qu'une rupture à l'échelle inter-rampe s'avère improbable. Le glissement le long de la faille est impossible à l'échelle inter-rampe. En effet, le pendage de 60 degrés est plus prononcé que l'angle inter-rampe du mur est, soit $52,5$ degrés. La foliation et la faille présente aussi des possibilités de rupture en coin avec les joints verticaux (joints 5 et 6). L'intersection entre le joint de foliation (joint 1) et le joint vertical (joint 5) a une orientation de 279/61 tandis que l'intersection entre la foliation le joint vertical (joint 6) a une orientation de 309/65. Les plongées de ces deux intersections sont plus prononcées que la pente globale du mur, donc le glissement inter-banc est impossible. Par contre, les glissements sont possibles à l'échelle du banc individuel qui a une pente de 70° . La faille présente aussi des possibilités de rupture en coin avec ces deux mêmes joints verticaux. L'intersection entre la faille (joint 7) et le joint vertical (joint 5) a une orientation de 279/56 tandis que l'intersection entre la faille et le joint vertical (joint 6) a une orientation de 310/60. Il est possible de constater que ces glissements peuvent se produire à l'échelle du banc individuel et non à l'échelle inter-rampe.

La figure 85 démontre que le secteur est A possède plusieurs possibilités de rupture. La foliation et la faille (227/55) peuvent subir une rupture de type planaire. Le glissement selon la foliation peut se faire de façon générale à l'échelle du banc individuel parce que le pendage de cette famille de fracture est de 64° , un angle plus prononcé que la pente globale du mur dans ce secteur ($52,5^{\circ}$). Le glissement le long de la faille pourrait s'effectuer à l'échelle inter-rampe si le pendage de la faille posséderait une certaine variabilité, car le pendage de 55 degrés est près de l'angle inter-rampe de 52,5 degrés. Si ce scénario s'avérait véridique des conséquences dramatiques pourraient en résulter. La foliation et la faille présentent aussi des possibilités de rupture en coin avec les joints verticaux (joints 5 et 6). L'intersection entre le joint de foliation (joint 1) et le joint vertical (joint 5) a une orientation de 279/61 tandis que l'intersection entre la foliation et le joint vertical (joint 6) a une orientation de 309/65. Les plongées de ces deux intersections sont plus prononcées que la pente globale du mur, donc le glissement inter-rampe est impossible. Par contre, ces glissements sont possibles à l'échelle du banc individuel qui a une pente de 70° . La faille présente aussi des possibilités de rupture en coin avec ces deux mêmes joints verticaux. L'intersection entre la faille (joint 7) et le joint vertical (joint 5) a une orientation de 279/56 tandis que l'intersection entre la faille et le joint vertical (joint 6) a une orientation de 310/60. On peut constater que ces glissements peuvent se produire à l'échelle du banc individuel. En observant attentivement la figure 85, l'intersection entre la faille et le joint vertical (joint 5) se présente à la limite de la zone critique de rupture en coin.

La figure 86 présente l'analyse pour le secteur est C. Celle-ci permet de démontrer que les possibilités de rupture à partir de la foliation sont les mêmes que celles déjà observées pour les secteurs est B et est A. En effet, la foliation présente une possibilité de rupture planaire à l'échelle du banc individuel ainsi que deux possibilités de rupture en coin entre la foliation et les joints verticaux. Les ruptures en coin possibles sont aussi à l'échelle du banc individuel.

Domaine B

Le domaine B possède quatre secteurs où des possibilités de rupture ont été évoquées au chapitre 4. Les quatre secteurs en question, sont : sud-ouest, ouest, nord-ouest et nord A. Les figures 87 à 90 présentent l'analyse cinématique pour chacun de ces secteurs à l'intérieur du domaine structural B. La figure 87 présente l'analyse pour le secteur sud-ouest. Cette dernière permet de constater que la foliation ne se retrouve pas à l'intérieur de la zone possible de fauchage. Par contre, la zone possible de fauchage est très près du joint de foliation. Si d'autres règles que celles de Piteau and Associates sont utilisées, une possibilité de rupture par fauchage pourrait ressortir. Une possibilité réelle de rupture est en coin et correspond à l'intersection entre les joints de la famille F4 (joints 3 et 4). L'intersection présente une orientation de 115/54. La plongée de cette dernière étant plus petite que la pente inter-rampe du mur (59°) indique une possibilité de glissement à l'échelle du banc individuel et à l'échelle inter-rampe.

La figure 88 (secteur ouest) démontre que le joint de foliation se retrouve dans la zone de fauchage. La variabilité qui a été observée lors de la cartographie pour ce qui est de l'orientation de la foliation permet d'envisager la possibilité d'une rupture par fauchage à l'intérieur de ce secteur. Les joints de la famille F4 présentent plusieurs problèmes pour la stabilité des pentes. Les joints 3 et 4 de la figure 88 se retrouvent à l'intérieur de la zone critique de rupture planaire et à l'intérieur de la zone entre le mur et le cône de friction. Les ruptures planaires selon les joints 3 et 4 peuvent donc se produire à l'échelle inter-rampe et à l'échelle du banc individuel. De plus, trois scénarios de rupture en coin sont illustrés, soit l'intersection entre les joints 3 et 4, l'intersection entre les joints 3 et 5 et l'intersection entre les joints 4 et 5. Ces intersections présentent des orientations respectives de 115/54, 154/59 et 156/51. Ces trois possibilités de glissement pourraient se produire à l'échelle de la pente inter-rampe de 59°. La fréquence de 7 % (voir tableau 19) du joint vertical atténue de beaucoup les risques associés à ces coins. La figure 89 permet d'observer que les possibilités de rupture pour le secteur nord-ouest sont exactement les mêmes que pour le secteur ouest à l'intérieur du domaine B.

La figure 90 démontre qu'il y a trois possibilités de rupture à l'intérieur du secteur nord A. Premièrement, le joint 3 présente une possibilité de rupture de type planaire. 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. Par contre, cette rupture peut se produire à l'échelle inter-rampe et à l'échelle du banc individuel. Deuxièmement, l'intersection entre le joint 3 et le joint vertical 5 se retrouve dans la zone critique de

rupture en coin. L'orientation de cette intersection est de 154/59 ce qui permet d'avancer que la rupture peut se produire à l'échelle du banc individuel et à l'échelle inter-rampe.

Troisièmement, l'intersection entre le joint 4 et le joint vertical 5 se retrouve dans la zone critique de rupture en coin. L'orientation de cette intersection est de 156/51 ce qui implique que la rupture peut se produire à l'échelle inter-rampe et à l'échelle du banc individuel.

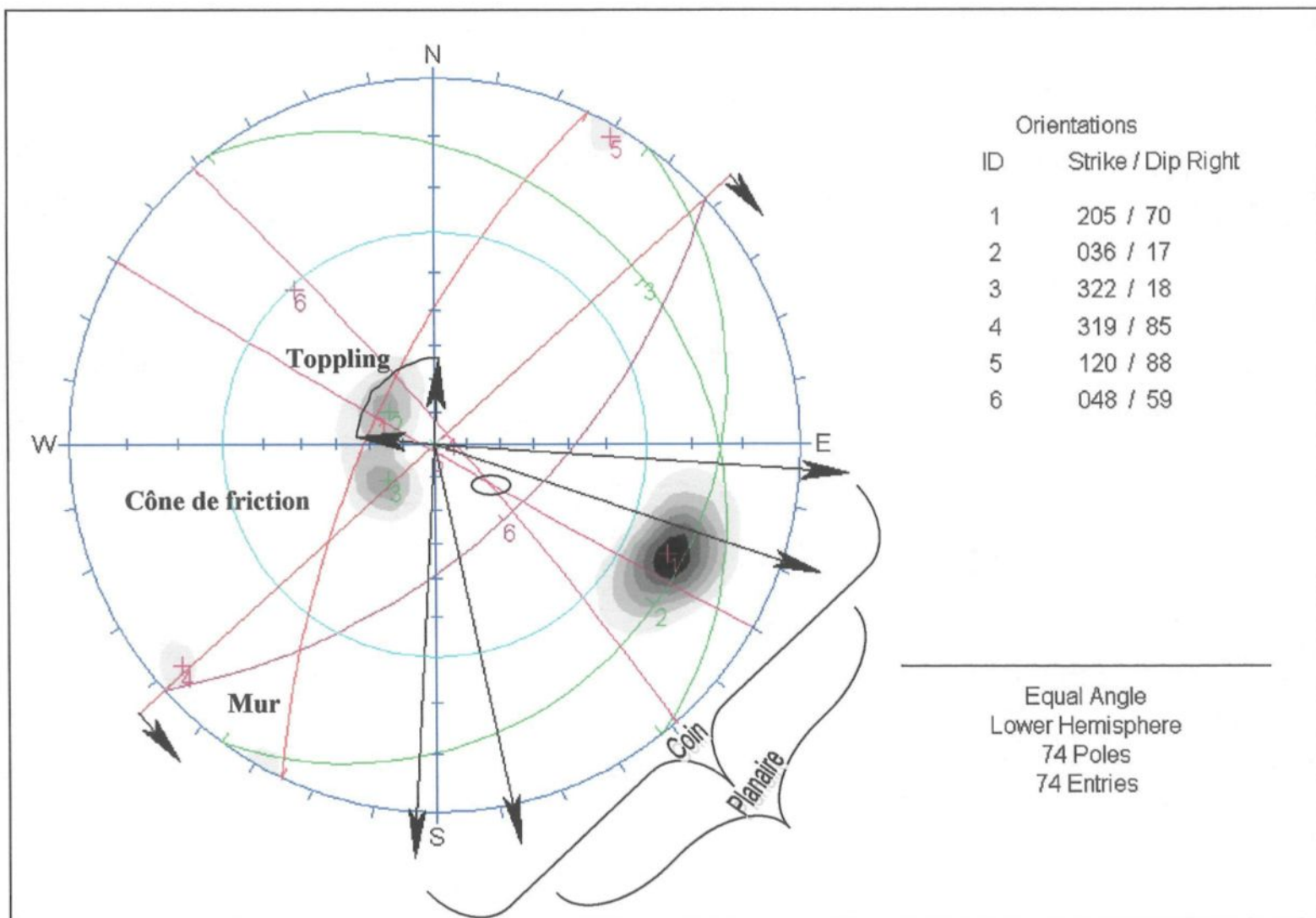


Figure 76 : Analyse cinématique du domaine A(2B) à l'intérieur du secteur nord-ouest. Le cercle noir indique une possibilité de rupture en coin.

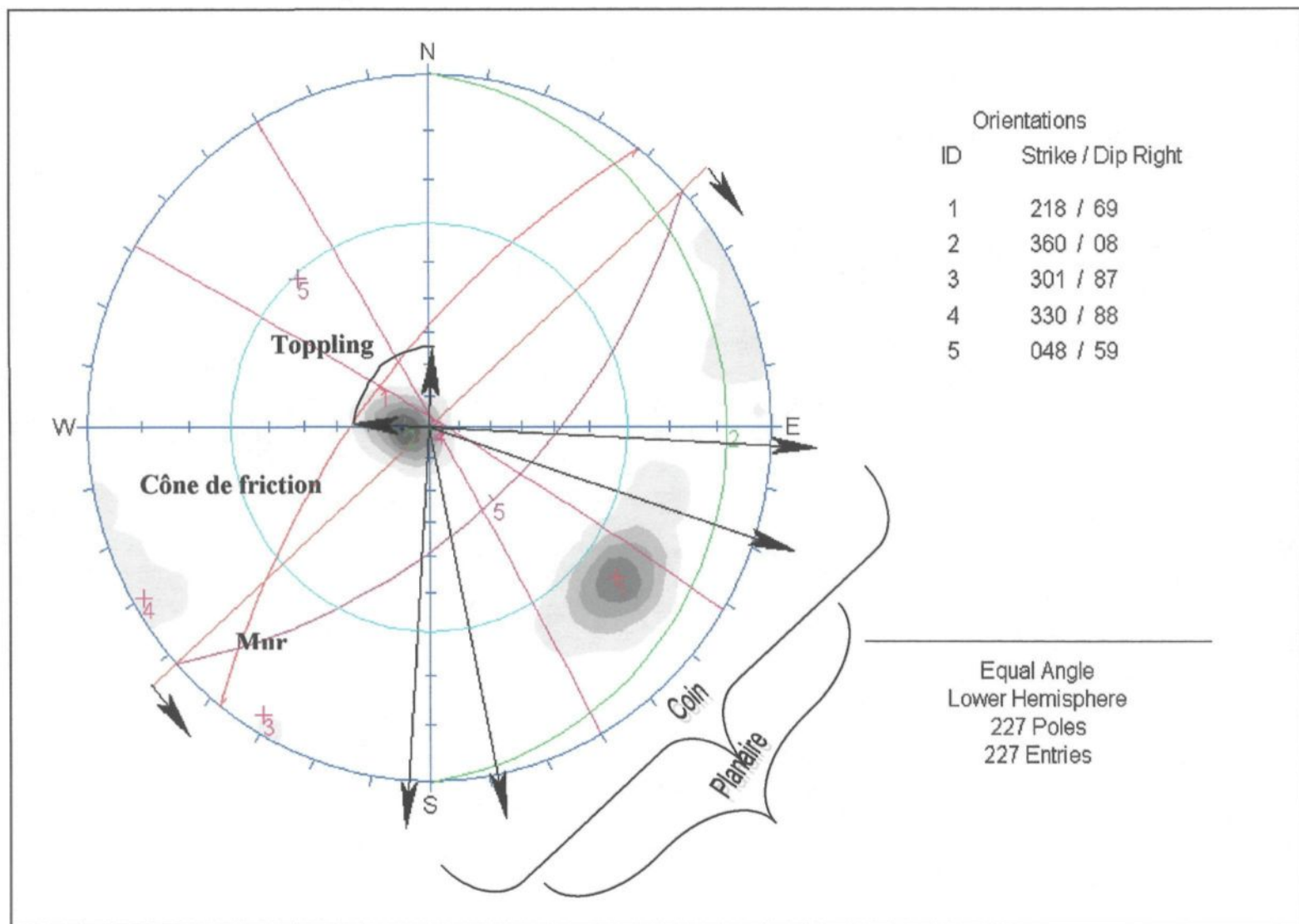


Figure 77 : Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur nord-ouest.

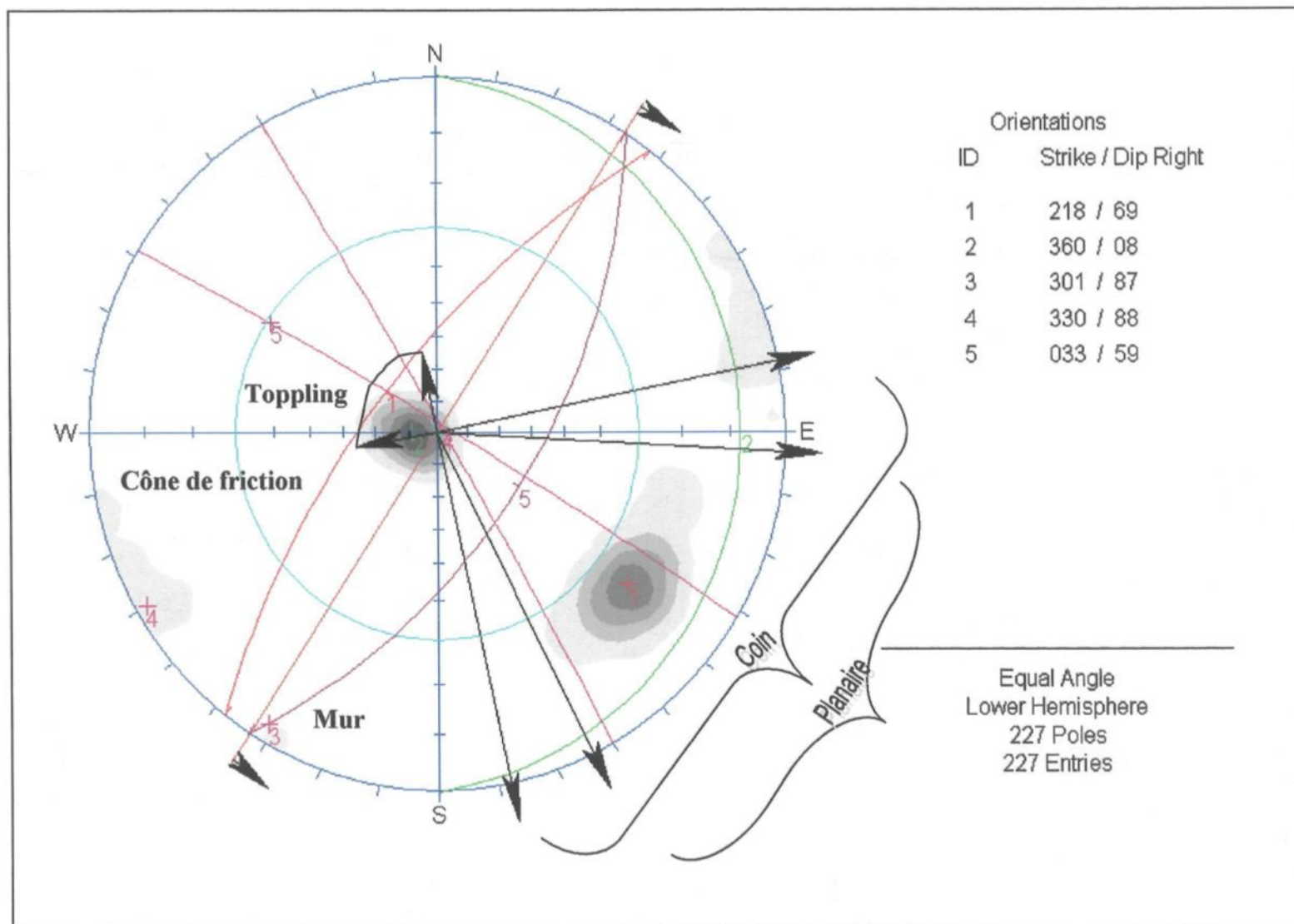


Figure 78 : Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur ouest.

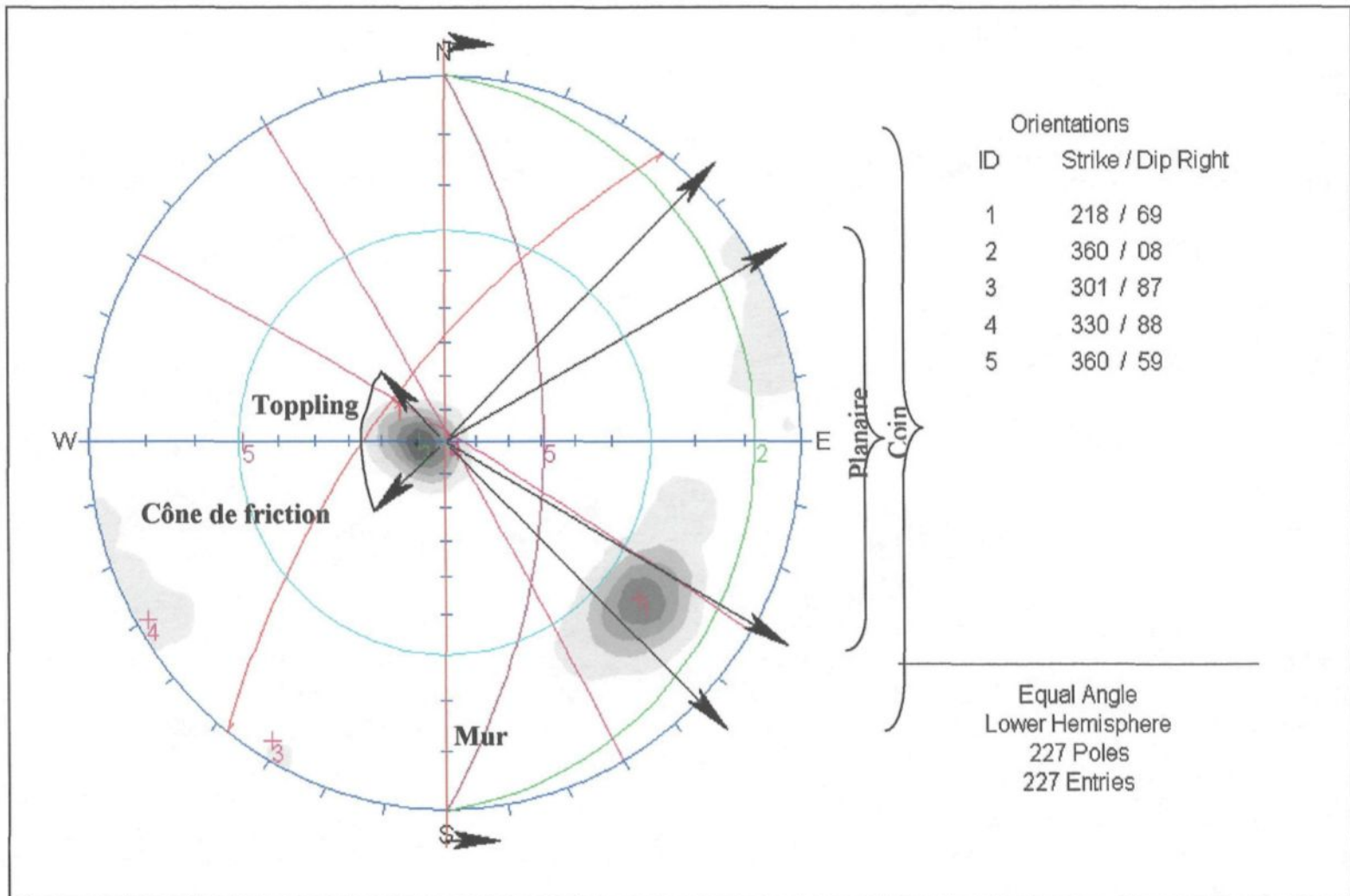


Figure 79 : Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur sud-ouest.

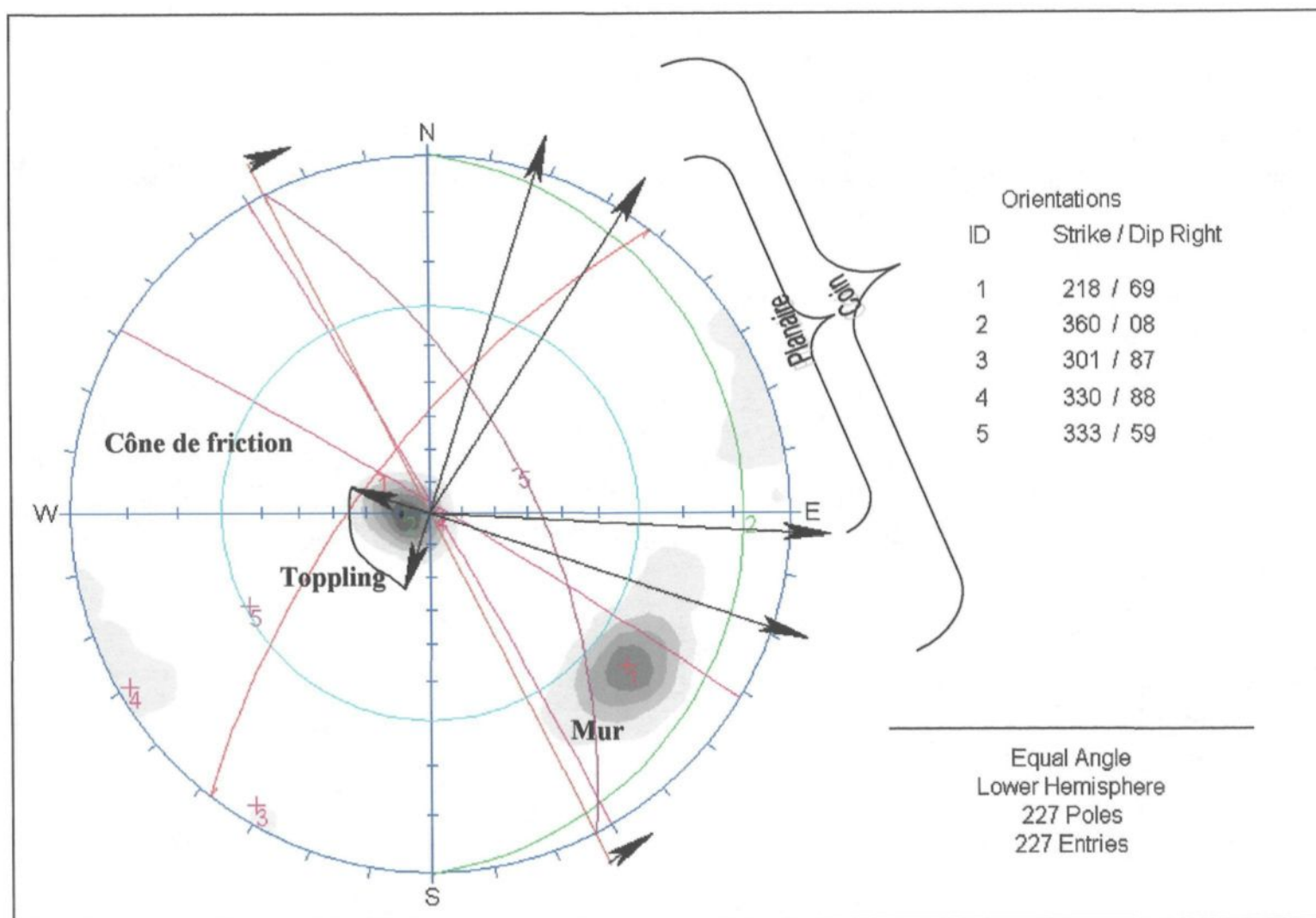


Figure 80 : Analyse cinématique du domaine A(2A) à l'intérieur du secteur sud A.

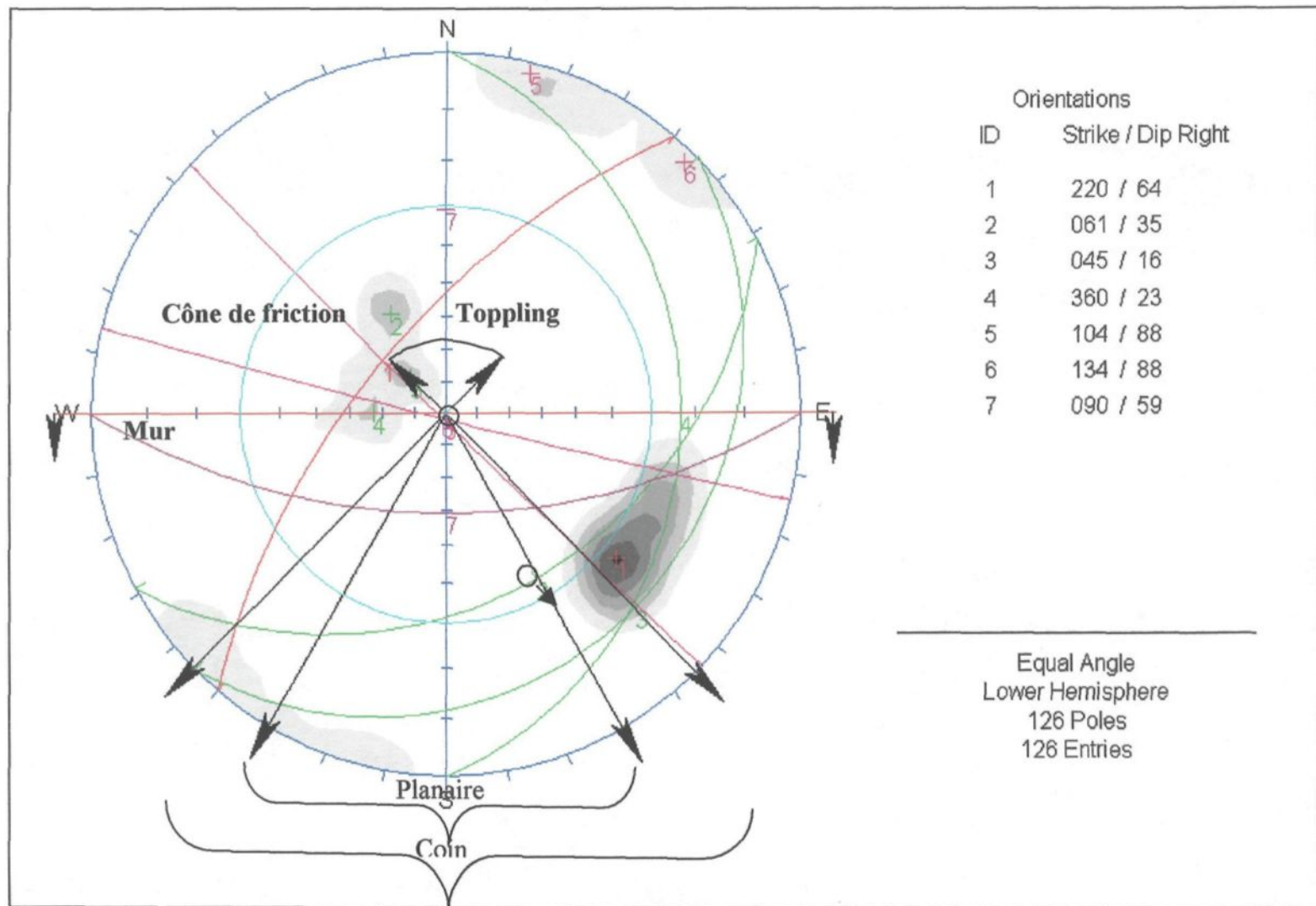


Figure 81 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord A. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

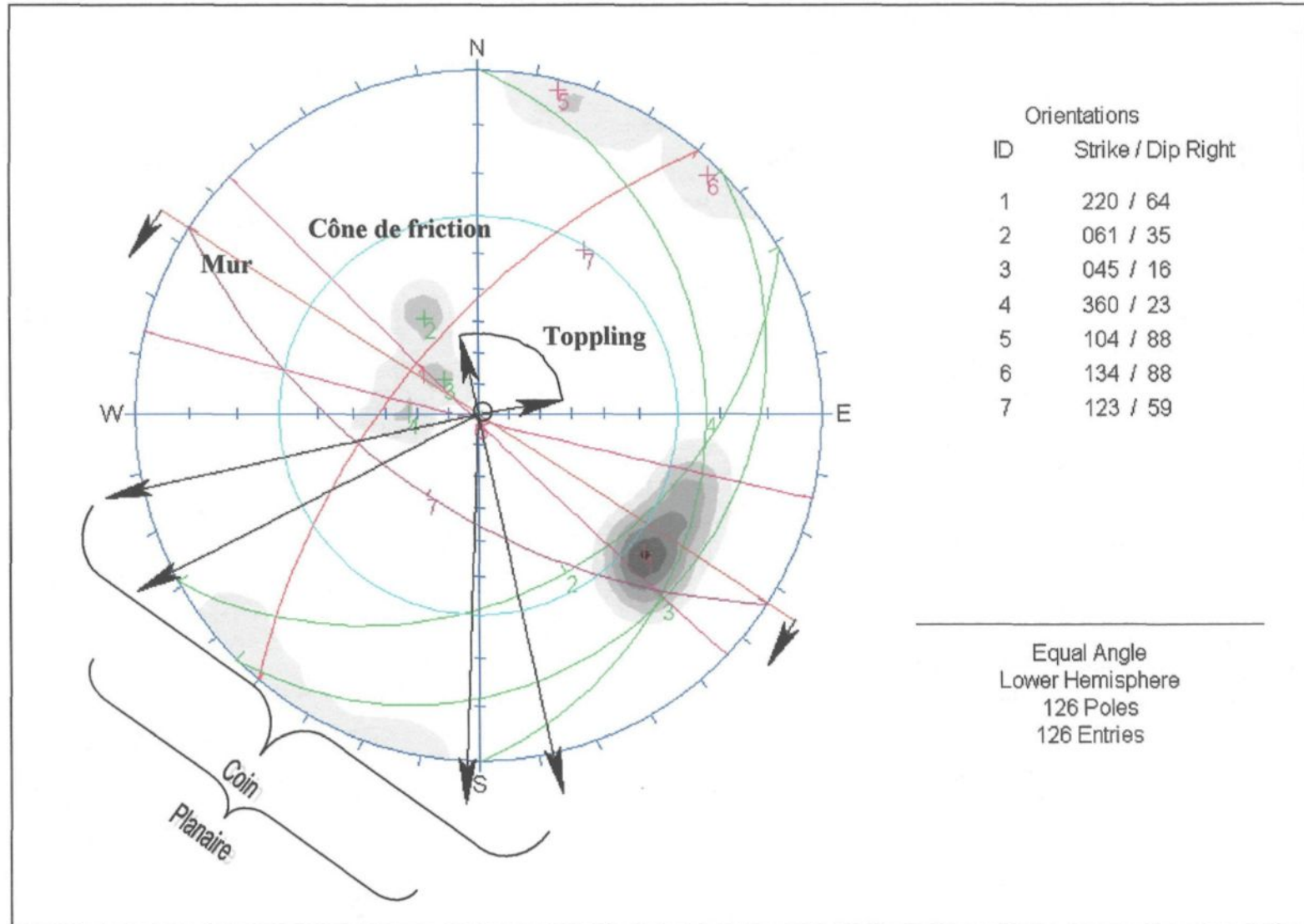


Figure 82 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord B.

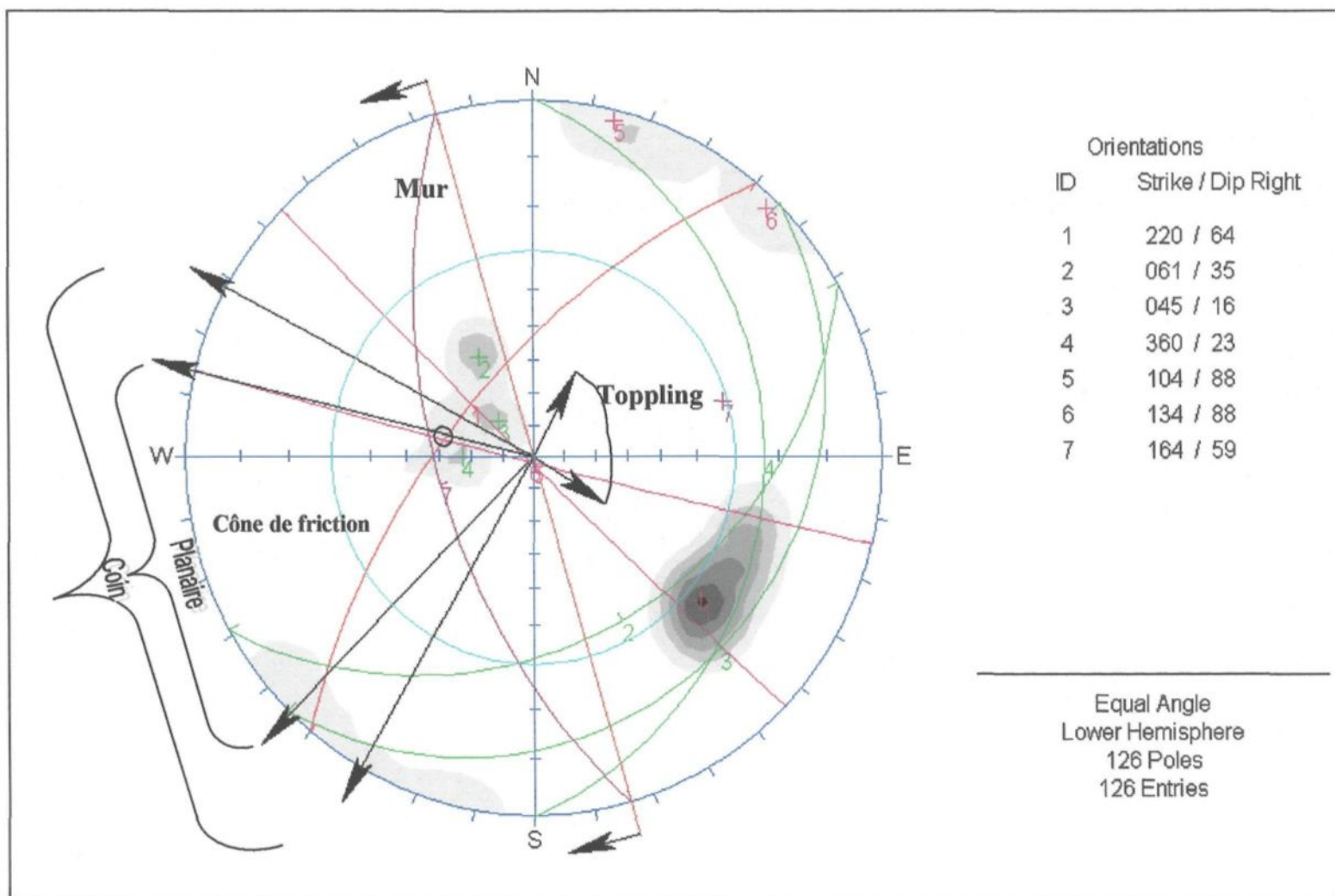


Figure 83 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur nord C. Le cercle noir illustre une possibilité de rupture en coin.

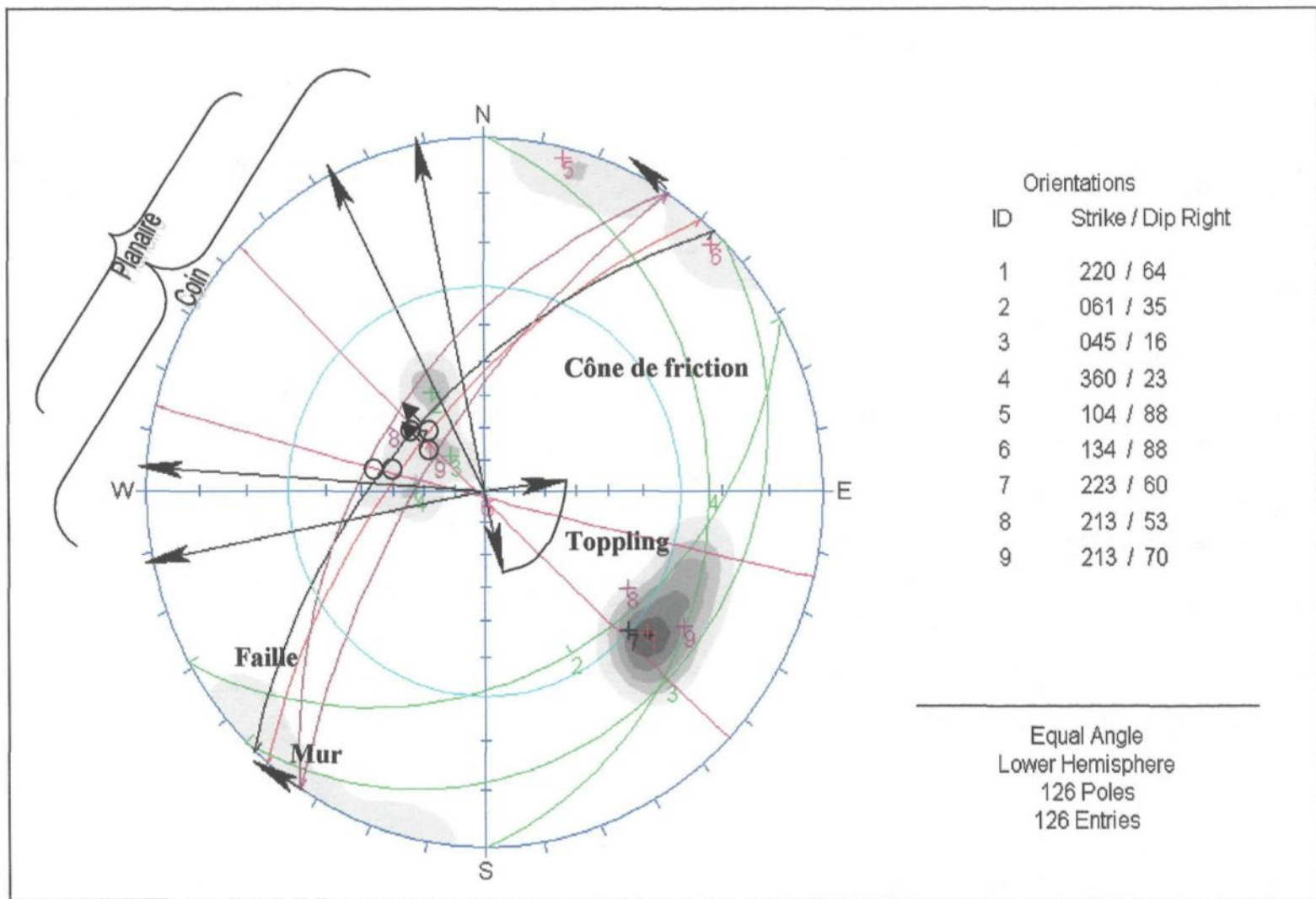


Figure 84 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est B. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

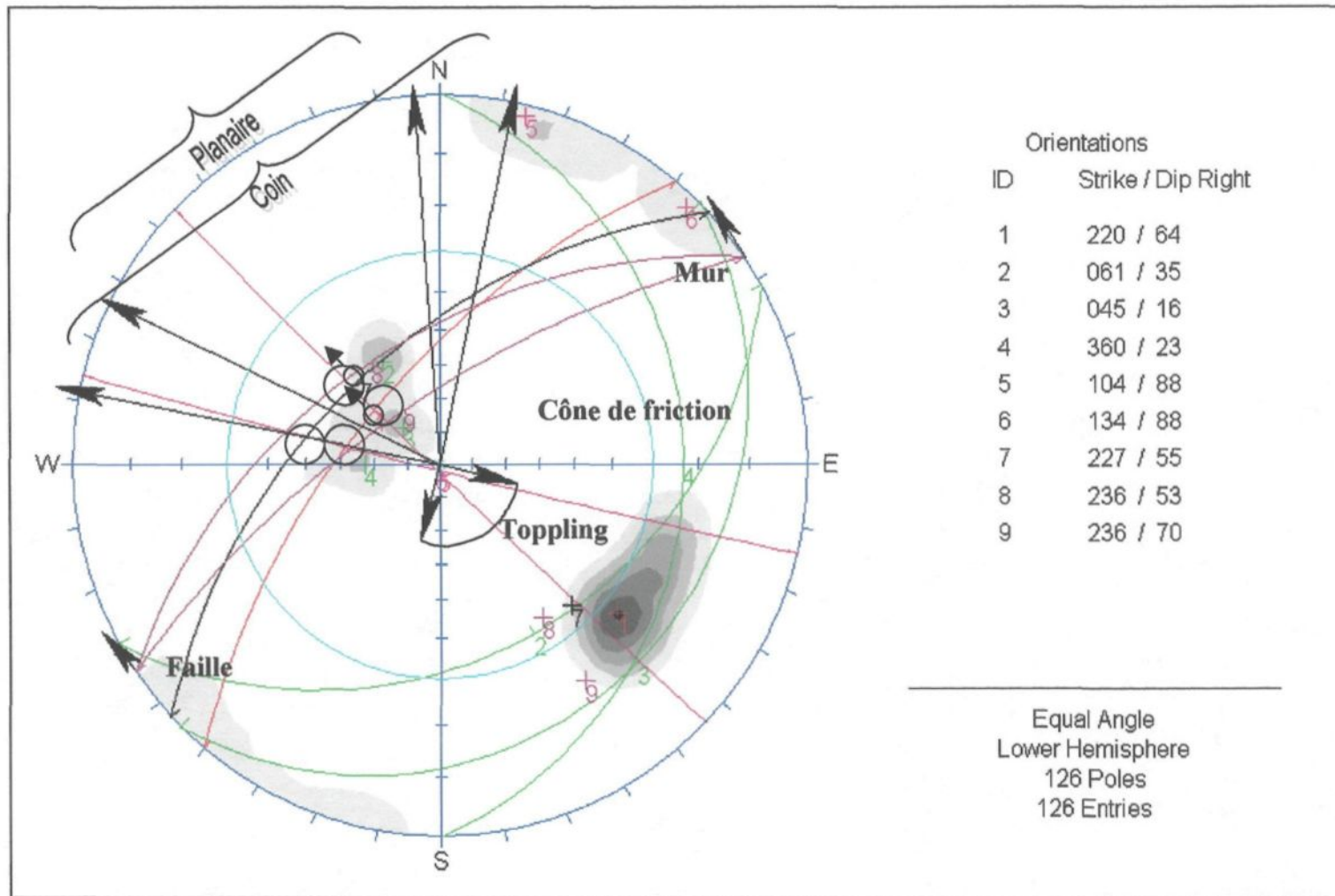


Figure 85 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est A. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

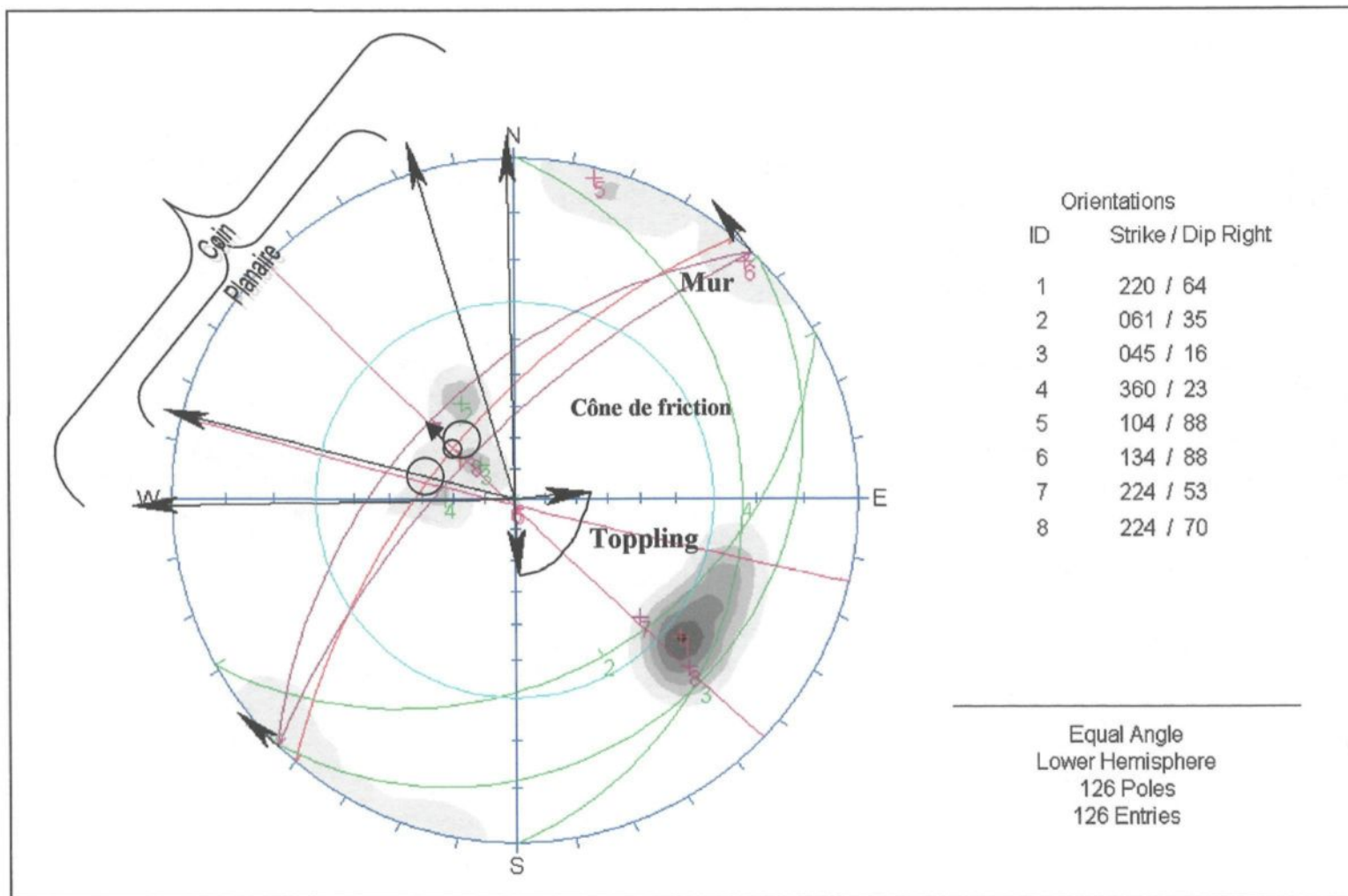


Figure 86 : Analyse cinématique du domaine A(2B,2C) à l'intérieur du secteur est C. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

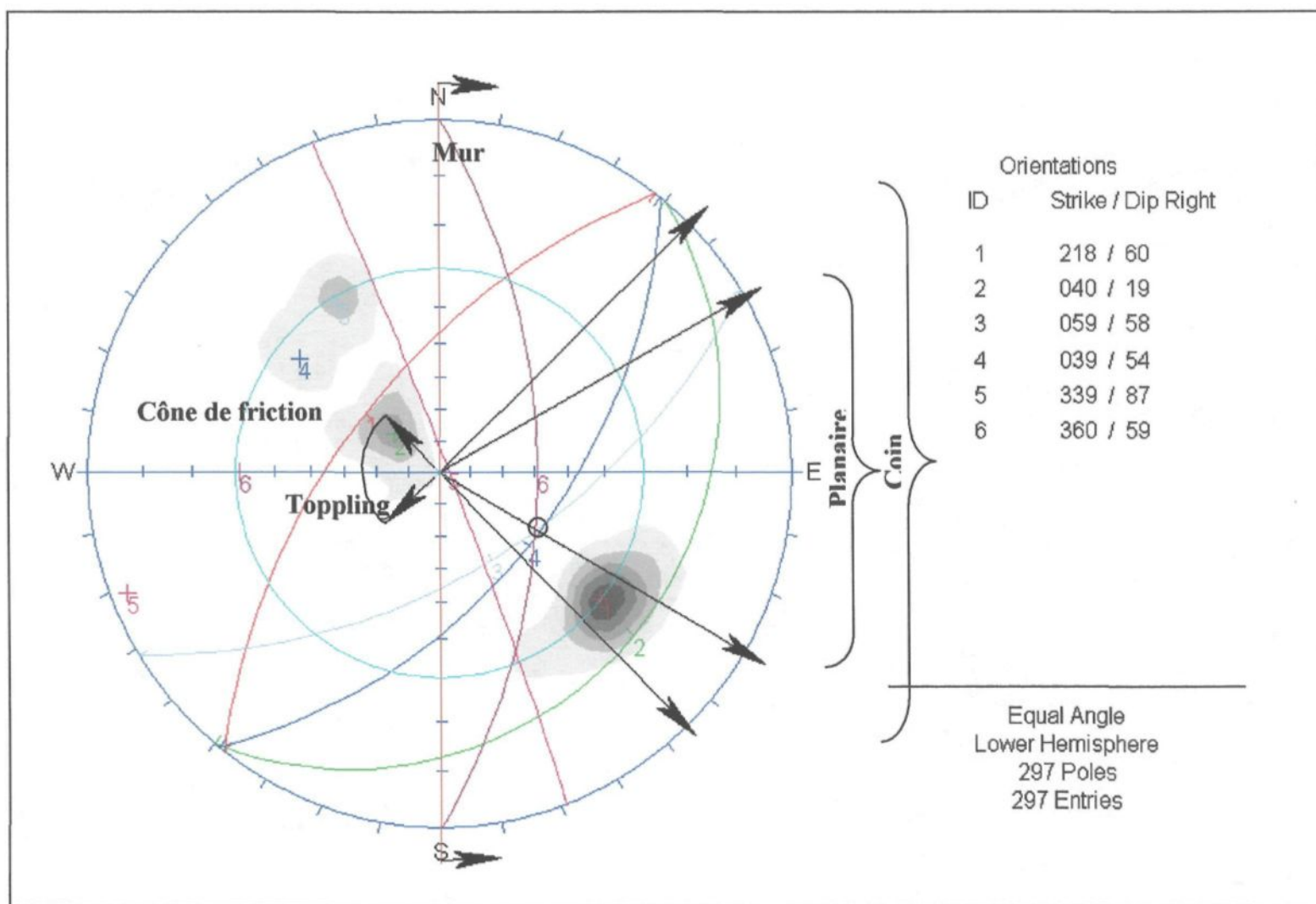


Figure 87 : Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur sud-ouest. Le cercle noir représente une possibilité de rupture en coin.

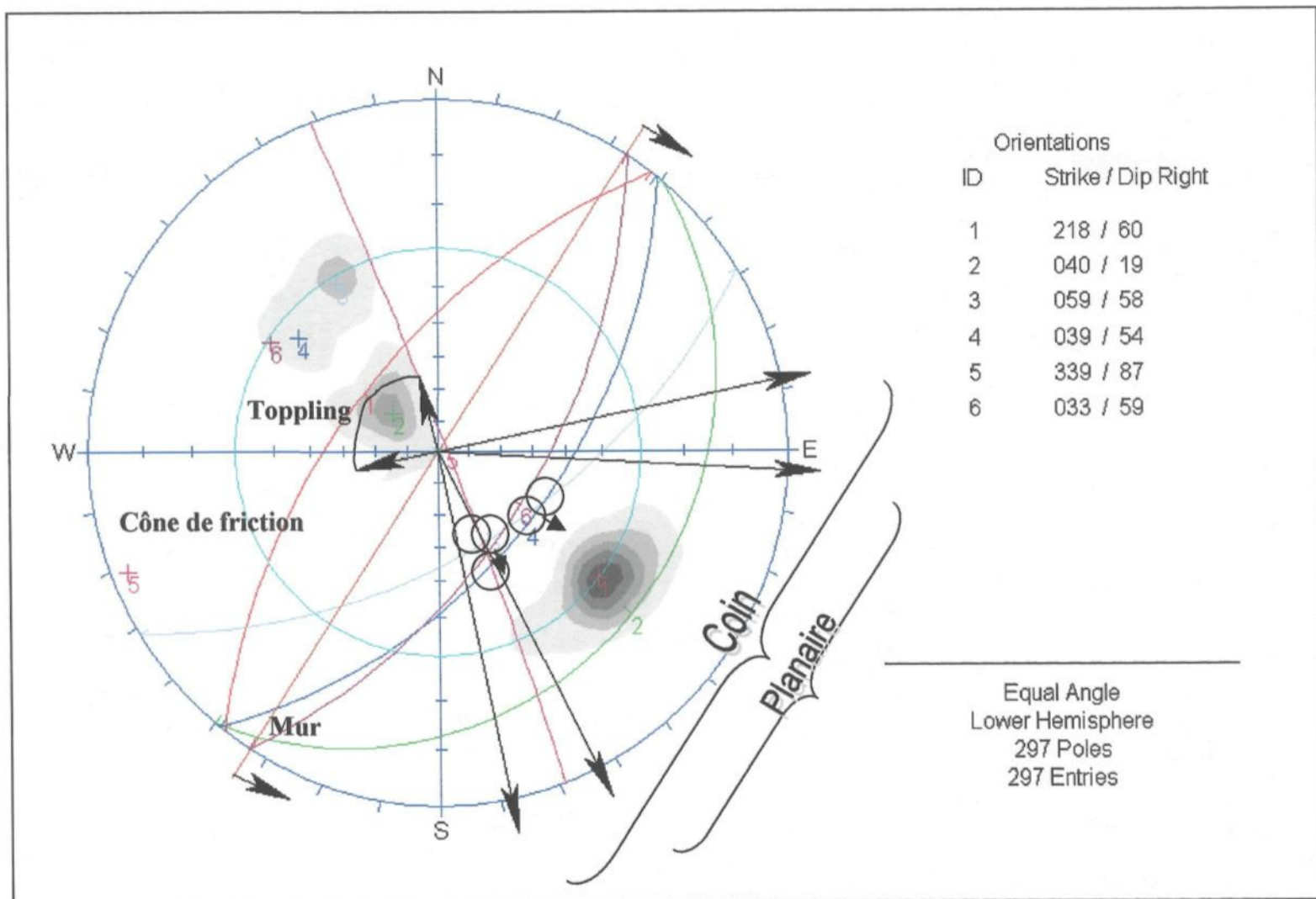


Figure 88 : Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur ouest. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

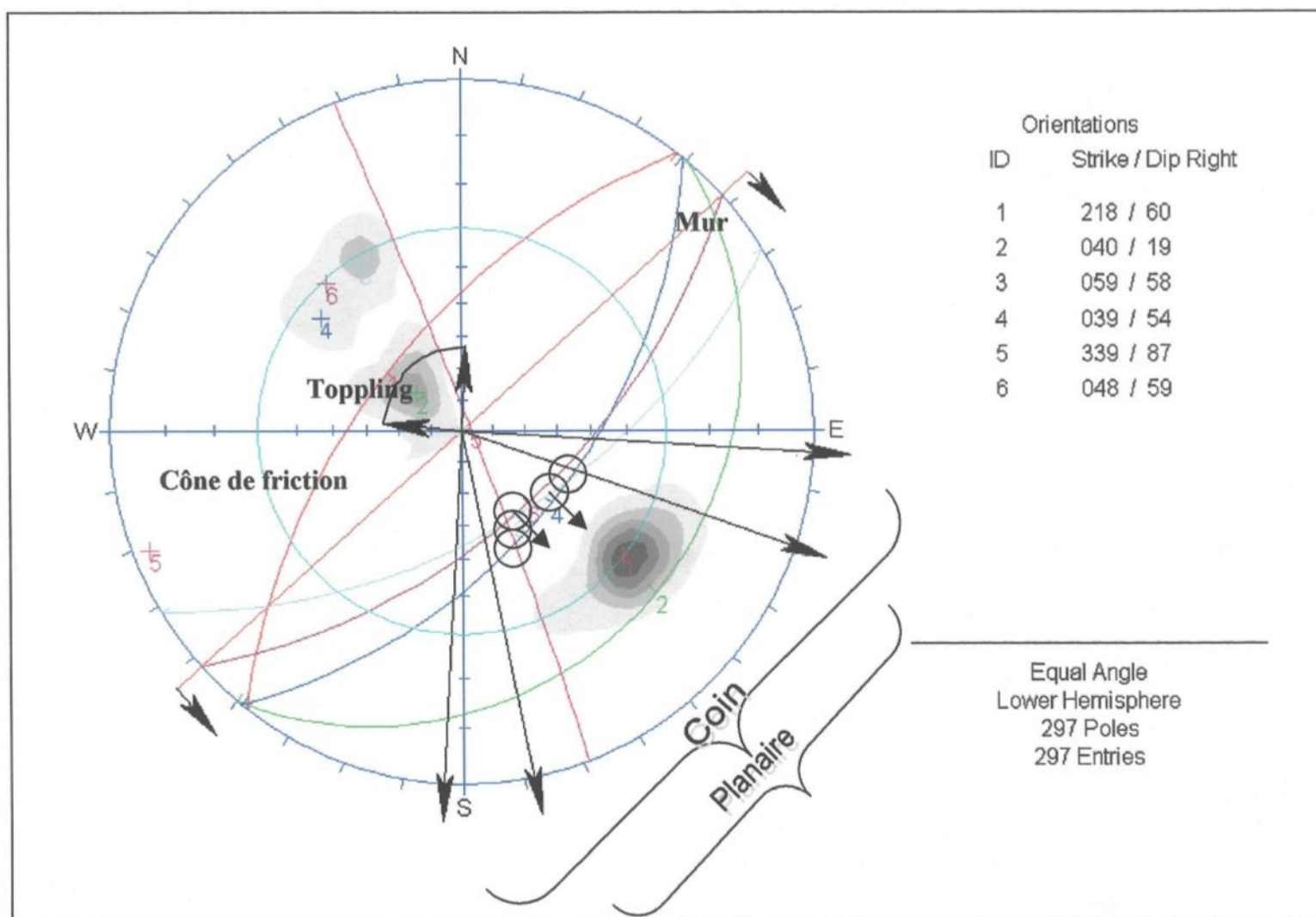


Figure 89 : Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur nord- ouest. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

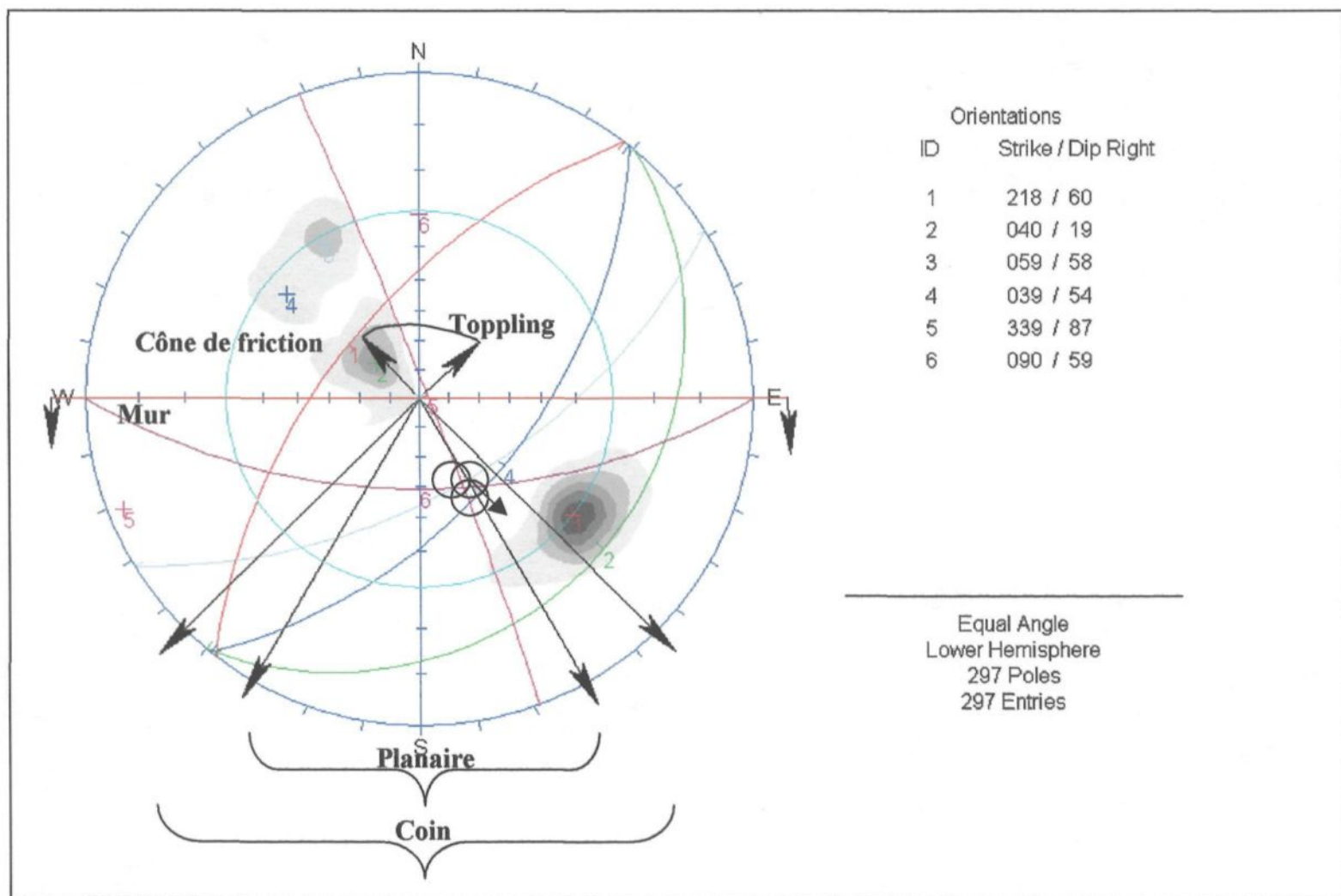


Figure 90 : Analyse cinématique du domaine B à l'intérieur du secteur nord A. Le cercle noir avec une flèche représente une possibilité de rupture planaire. Le cercle noir seul, quant à lui, représente une possibilité de rupture en coin.

6.3.2 Analyse de stabilité par méthodes analytiques : résistance au cisaillement des massifs rocheux densément jointés par équilibre limite

Plusieurs modèles analytiques permettant l'analyse de 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 (modèle LADAR).

Modèle de McLamore et Gray

Il existe un modèle traditionnel, c'est celui de McLamore et Gray (1964). Il faut faire attention lors de l'utilisation de ce modèle parce qu'il surestime les résistances. Ce dernier tient compte de l'angle entre la discontinuité et la contrainte principale majeure (l'angle β). La formule pour déterminer la résistance devient alors :

$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = \frac{2 C_d + 2 \sigma'_3 \tan \phi_d}{(1 - \cot \beta \tan \phi_d) \sin 2\beta}$$

où C_d est la cohésion

ϕ_d est l'angle de frottement sur la fracture

Il est aussi possible de faire ressortir une autre relation :

$$\sigma'_1 / C_d = \frac{2 + 2 (\sigma'_3 / C_d) \tan \phi_d + \sigma'_3}{(1 - \cot \beta \tan \phi_d) \sin 2\beta} \quad C_d$$

À partir de ces relations, il est possible de prédire que le glissement peut se produire seulement quand l'angle β se retrouve dans l'intervalle $\phi_d < \beta < \pi/2$ dépendamment des

valeurs de σ'_1 et σ'_3 . De plus, la valeur de σ'_1/C_d doit être à son minimum lorsque $\tan 2\beta = -\cot \phi_d$.

Critère de Mohr-Coulomb

Le modèle linéaire est le critère de rupture de Mohr-Coulomb. C'est le critère de rupture qui est le plus connu et qui est le plus simple. Il a été noté que le pic de contrainte dans un essai de chargement déviatorique augmente lorsque la roche est confinée (Goodman, 1989). La variation du pic de contrainte σ_1 avec la pression de confinement σ_3 est reconnue comme un critère de rupture. Le critère de Mohr-Coulomb consiste en une enveloppe linéaire (figure 91) tangente à tous les cercles de Mohr représentant des combinaisons critiques des contraintes principales. Voici la formule qui représente ce critère de rupture :

$$\tau_p = s_i + \sigma \tan \phi$$

où ϕ est l'angle de friction interne
 τ_p est le pic de résistance au cisaillement
 s_i est la cohésion de la surface cimentée

Le critère de Mohr-Coulomb est aussi utilisé pour représenter la résistance résiduelle. Dans ce cas précis la cohésion devient égale à 0 et la relation devient :

$$\tau_r = \sigma \tan \phi_r$$

où ϕ_r est l'angle de friction résiduel

Ce critère ne tient pas compte de la rugosité de la surface du joint. Il est donc utile pour les joints lisses.

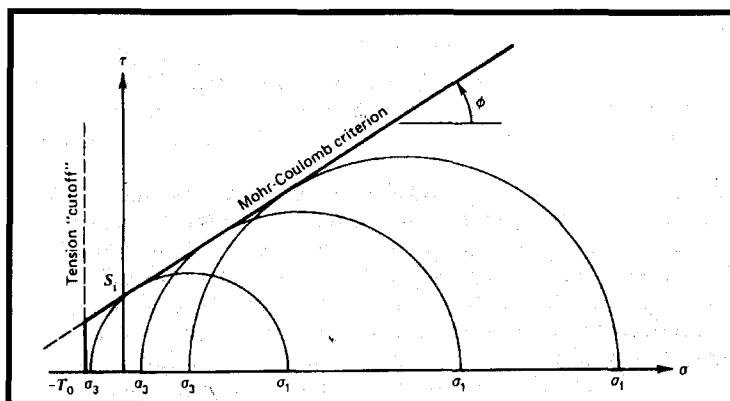


Figure 91 : Critère de rupture de Mohr-Coulomb (tiré de Goodman, 1989).

Modèle bilinéaire de Patton

Une surface naturelle d'une discontinuité à l'intérieur d'un massif rocheux n'est pratiquement jamais lisse. Les ondulations et les aspérités sur la surface naturelle d'un joint ont une influence déterminante sur le comportement en cisaillement d'un joint.

Généralement, l'augmentation de la rugosité de la surface entraîne une augmentation de la résistance au cisaillement du massif rocheux.

Patton (1966) a démontré cette influence avec des essais expérimentaux en cisaillement sur des échantillons en « dents de scie » (figure 2). Il a utilisé des éprouvettes à base de plâtre et de kaolin comportant des aspérités de différentes inclinaisons sur des plans simulant des joints et soumis à des essais de cisaillement à force normale constante afin d'obtenir, à partir des résultats des essais, un modèle empirique de comportement mécanique de joints rocheux à surfaces irrégulières en cisaillement. Ce modèle implique deux modes de rupture différents dépendant de la grandeur de la force normale pour diverses inclinaisons d'aspérités. Le déplacement en cisaillement sur ces échantillons se

présente comme le résultat des surfaces qui se déplacent sur les faces inclinées, causant la dilatation (augmentation de volume) de l'échantillon. Pour une compression normale de faible intensité la loi de Patton peut s'écrire de la façon suivante :

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_\mu + i)$$

où ϕ_μ est l'angle de friction du joint lisse
 i est l'angle de la face des « dents de scie »

Par contre, si la contrainte normale est relativement élevée, il devient plus facile de cisailier le joint à travers les dents le long de la surface que de glisser par-dessus. Le dommage fait aux dents crée une intersection pour la résistance au cisaillement S_J et un nouvel angle de friction ϕ_r . Ce nouvel angle de friction est semblable à l'angle de frottement interne d'un échantillon de roche intact (figure 92). La formule devient alors :

$$\tau_p = S_J + \sigma \tan \phi_r$$

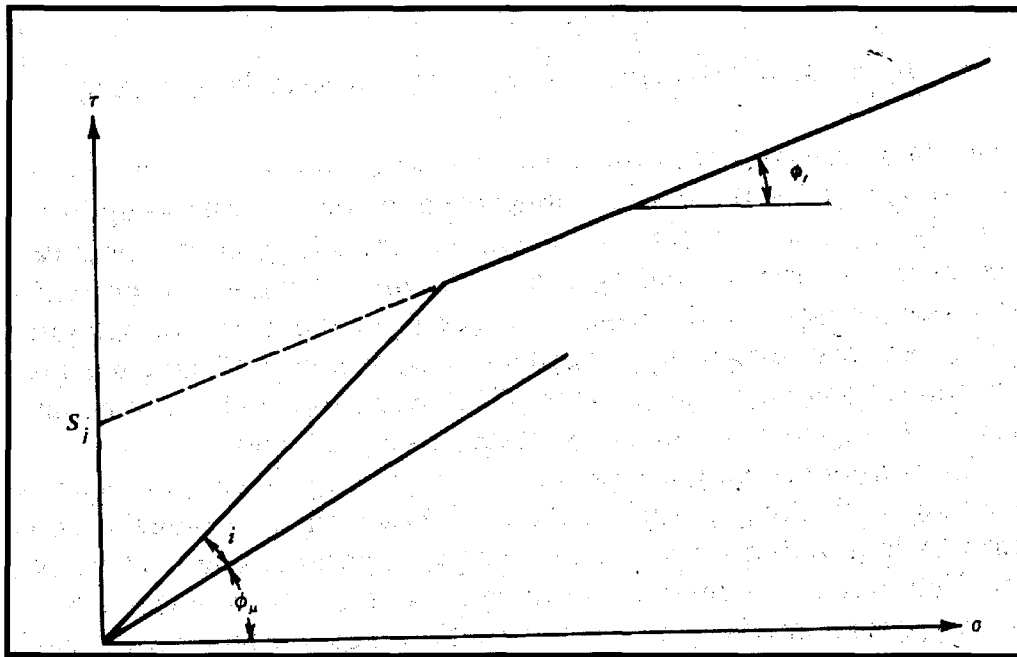


Figure 92 : Critère bilinéaire de Patton (tiré de Goodman, 1989).

Modèle de Jaeger

La détermination de la résistance en cisaillement d'un massif rocheux présentant des joints très serrés entraîne des problèmes expérimentaux. Plusieurs tentatives ont été faites pour parvenir à faire des essais de cisaillement direct ou des essais triaxiaux sur ce matériel (Hoek et Bray, 1981).

Jaeger (1970) a décrit l'un des essais les plus élaborés pour les massifs rocheux avec un système de joints serrés. Le massif rocheux qui a été testé par Jaeger était une andésite provenant d'une mine à ciel ouvert en Nouvelle-Guinée. L'espacement des joints présents dans ce massif est d'un pouce (2,54 cm). Les joints sont libres de toute forme de remplissage, mais ils sont érodés par les précipitations. La carotte recueillie était préparée et incorporée dans une cellule triaxiale. Par la suite, une analyse de régression des données

obtenues a permis de déterminer les constantes nécessaires pour résoudre les équations suivantes :

$$(1) \quad \sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_c \sigma_3 + s \sigma_c^2}$$

où σ_c est la résistance en compression uniaxiale du massif intact
m et s sont les constantes

$$(2) \quad \tau = A \sigma_c (\sigma / \sigma_c - T)^B$$

où A et B sont des constantes définissant la forme de la courbe enveloppe

$$T = \frac{1}{2} (m - \sqrt{m^2 + 4s})$$

Voici les résultats que Jaeger a obtenus pour l'andésite qui était à l'étude :

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 265.5 \text{ MPa} \\ m &= 0.277 \\ s &= 0.0002 \\ A &= 0.316 \\ B &= 0.700 \\ T &= -0.00072 \end{aligned}$$

Modèle Ladanyi et Archambault (LADAR)

La transition de la dilatance au cisaillement a été étudiée théoriquement et expérimentalement par Ladanyi et Archambault (1970). Ils ont proposé une formulation théorique pour la résistance au pic combinant le frottement, la dilatance et la résistance des aspérités intervenant simultanément lors du cisaillement sur les joints dans un modèle contrainte-dilatance :

$$\tau = \frac{\sigma (1 - a_s) (\dot{\epsilon} + \tan \phi) + a_s \tau_r}{1 - (1 - a_s) \dot{\epsilon} \tan \phi}$$

où a_s est la proportion de la surface de la discontinuité qui est cisailée
 $\dot{\epsilon}$ est le taux de dilatation dv/du au pic de la résistance au cisaillement
 τ_r est la résistance au cisaillement du matériel rocheux intact

Ladanyi et Archambault ont suggéré que τ_r peut être représentée par l'équation d'une parabole comme l'avait proposé Fairhurst (1964) :

$$\tau_r = \frac{\sigma_J \sqrt{1+n} - 1}{n} (1 + n \sigma/\sigma_J)^{1/2}$$

où σ_J est la résistance en compression uniaxiale du matériel rocheux adjacent à la surface de la discontinuité.

n est le rapport de compression uniaxiale à la résistance de tension uniaxiale du massif rocheux.

La quantité a_s n'est pas facile à mesurer, même sous des conditions expérimentales. Le taux de dilatation $\dot{\epsilon}$ peut être mesuré lors des essais de cisaillement. Pour faciliter la détermination du taux de dilatation, Ladanyi et Archambault (1970) ont effectué plusieurs essais de cisaillement pour obtenir les relations empiriques suivantes :

$$\dot{\epsilon} = (1 - \sigma/(\sigma/\sigma_J))^K \tan i$$

$$a_s = 1 - (1 - \sigma/\sigma_J)^L$$

Pour les surfaces rocheuses rugueuses, K est égale à 4 et L est égale à 1.5.

En utilisant n égale à 10, K égale à 4 et L égale à 1.5 et en divisant le tout par σ_J il est possible d'obtenir l'équation suivante :

$$\tau/\sigma_J = \frac{\sigma/\sigma_J (1 - \sigma/\sigma_J)^{1.5} \{ (1 - \sigma/\sigma_J)^4 \tan i + \tan \phi \} + 0.232 \{ 1 - (1 - \sigma/\sigma_J)^{1.5} \} (1 + 10\sigma/\sigma_J)^{0.5}}{1 - \{ (1 - \sigma/\sigma_J)^{5.5} \tan i \tan \phi \}}$$

Le modèle de LADAR est le seul qui tient compte des phénomènes physiques sous forme analytique explicite, en incorporant la contribution du frottement, de la dilatance et de la rupture des aspérités lors du cisaillement des joints au pic.

Modèle empirique JRC-JCS de Barton

Comme il a été mentionné plus haut le modèle de Patton est plus efficace pour de faibles contraintes. Barton (1973) a développé une autre approche qui utilise deux coefficients : le JRC et le JCS. L'approche de Patton a le mérite d'être très simple, mais ne reflète pas la réalité parce qu'il ne tient pas compte du dommage que subit les indentations sous de hautes contraintes. En effectuant plusieurs études, Barton et plusieurs autres ont obtenu la formule suivante :

$$\tau = \sigma_n \tan (\phi_b + \text{JRC} \log_{10} (\text{JCS}/\sigma_n))$$

où JRC est le coefficient pour la rugosité des joints

JCS est la résistance en compression des murs du joint

Le coefficient de rugosité JRC est un nombre qui peut être estimé en comparant l'apparence de la surface de la discontinuité avec des profils standards publiés par Barton (figure 93). L'apparence de la surface de la discontinuité est simplement comparée visuellement avec ces profils. Le choix de la valeur du JRC est celui qui se rapproche le plus de l'apparence de la surface.

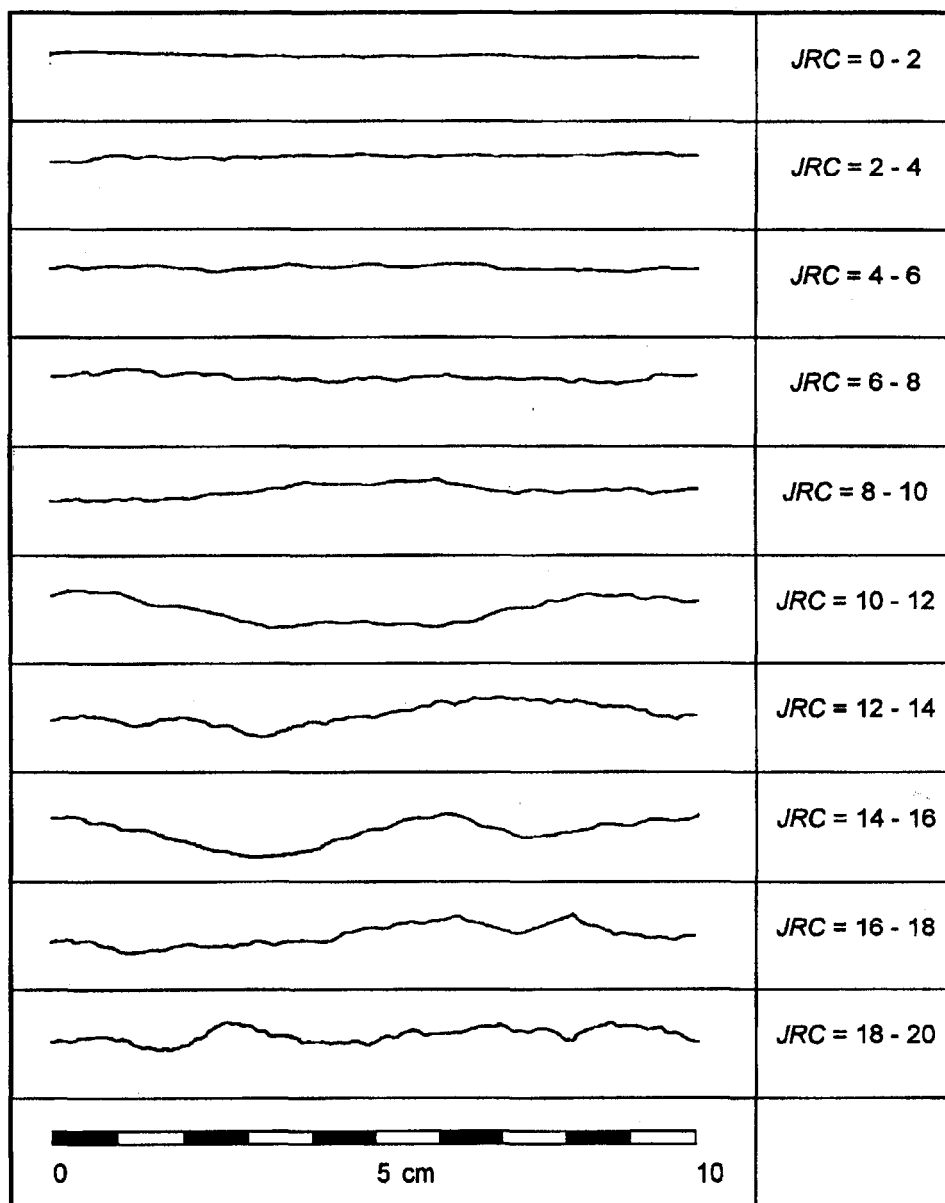


Figure 93 : Les profils de rugosité et les valeurs correspondantes de JRC (tiré de Hoek, 2002).

Une méthode a été suggérée pour estimer la résistance en compression des murs du joint par l'ISRM (1978). Ce coefficient est obtenu en utilisant un scléromètre à marteau et l'abaque présentée à la figure 94. Cette méthode s'avère simple, mais elle très subjective.

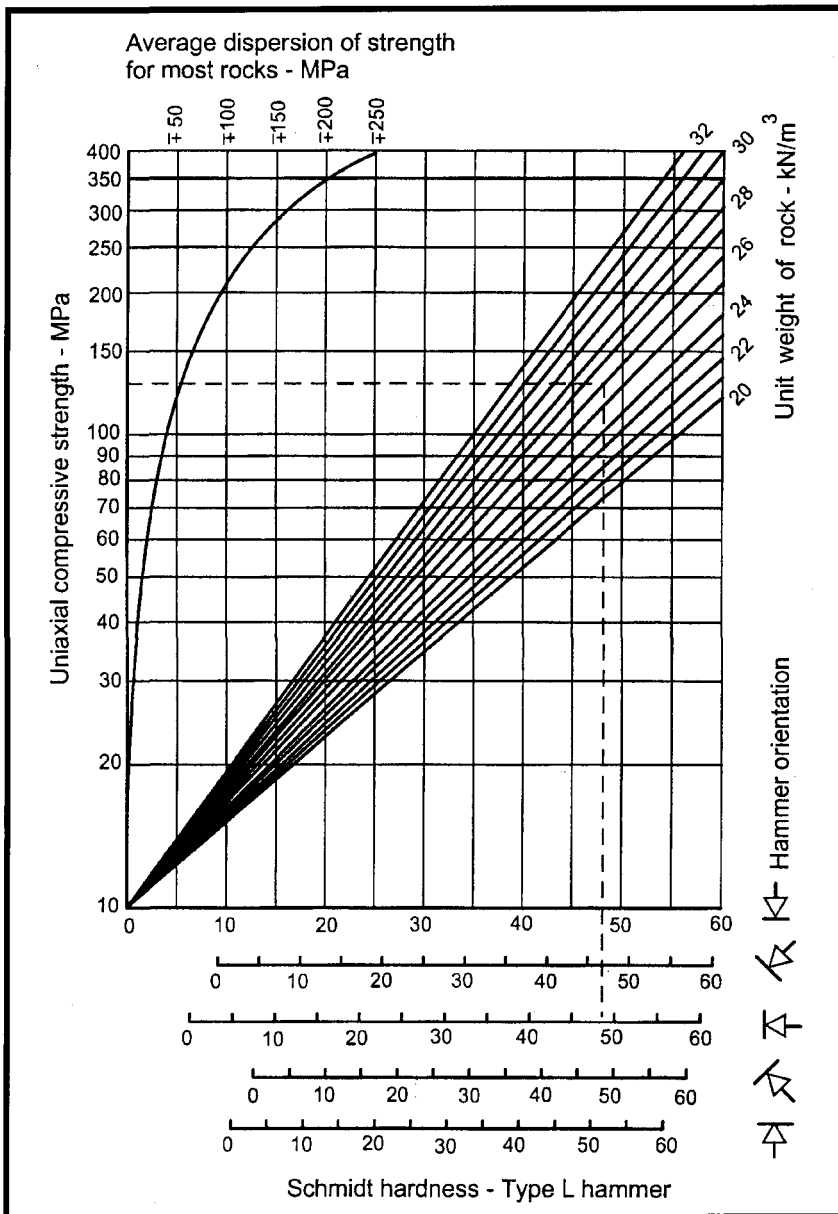


Figure 94 : Estimation de la résistance en compression des murs des joints à partir de la dureté de Schmidt (tiré de Hoek, 2002).

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 fosse 87 de la mine Troilus vont plutôt être analysées à l'aide de méthodes d'équilibre limite.

6.3.3 Analyse de stabilité de pente par les méthodes d'équilibre limite

Équilibre limite (*SWEDGE*, *ROCPLANE* et FAUCHAGE)

SWEDGE

SWEDGE (Rocscience, 2002b) est un outil d'analyse rapide, interactif et simple d'utilisation. Il permet d'évaluer la stabilité d'une surface en coin à l'intérieur d'un massif rocheux. Le coin est formé par l'intersection de deux discontinuités, de la face de la pente et de la fissure de tension (optionnelle). Cet outil permet de faire l'analyse de stabilité de façon déterministe (facteur de sécurité) ou de façon probabiliste (probabilité de rupture). La modélisation peut inclure une pression d'eau, des forces externes et sismiques, un support par boulonnage actif ou passif et un support par l'application d'un ciment. Dans tous les cas, le mode de rupture pour le coin est par translation. Les modes de rupture par basculement ou rotation ne sont pas pris en compte. C'est un logiciel qui a été développé par « Rocscience ».

La théorie de stabilité utilisée par *SWEDGE* peut être retrouvée dans « Rock Slope Engineering » (Hoek & Bray, 1981, p. 341-351).

Pour effectuer l'analyse à l'aide de *SWEDGE* il faut tout d'abord compiler les possibilités de ruptures en coin déterminées à l'aide de l'analyse cinématique. Le tableau 43 présente cette compilation.

Tableau 43 : Compilation des possibilités de ruptures en coin selon l'analyse cinématique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation des joints	Orientation de la ligne d'intersection	Portion de mur affectée (banc ou inter-rampe; est, nord, ouest ou sud)
A(2B)	Nord-Ouest 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 319/85 Joint no.5 : 120/88	125/70	Banc et mur ouest
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	180/87	Banc et mur nord
A(2B,2C)	Nord B 123/59 (inter-rampe) 123/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	180/87	Banc et mur nord
A(2B,2C)	Nord C 164/59 (inter-rampe) 164/90 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5 : 104/88	279/61	Banc et mur nord
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5 : 104/88	279/61	Banc et mur est
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6 : 134/88	309/65	Banc et mur est
A(2B,2C)	Est B 3 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.5 : 104/88	279/56	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est B 4 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.6 : 134/88	310/60	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5 : 104/88	279/61	Banc et mur est
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6 : 134/88	309/65	Banc et mur est
A(2B,2C)	Est A 3 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55 Joint no.5 : 104/88	279/56	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est A 4 ^e	Joint no.7 : 227/55	310/60	Banc

	236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.6 : 134/88		Mur est
A(2B,2C)	Est C 1 ^{er} 224/53 (inter-rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	279/61	Banc et mur est
A(2B,2C)	Est C 2 ^e 224/53 (inter-rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	309/65	Banc et mur est
B	Sud-Ouest 360/59 (inter-rampe) 360/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	115/54	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	115/54	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Ouest 2 ^e 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	154/59	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Ouest 3 ^e 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	156/51	Banc et inter-banc Mur ouest
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	115/54	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	154/59	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Nord-Ouest 3 ^e 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	156/51	Banc et inter-banc Mur ouest
B	Nord A 1 ^{er} 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	154/59	Banc et inter-rampe Mur nord
B	Nord A 2 ^e 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	156/51	Banc et inter-banc Mur nord

N.B. : Le mot joint correspond à une famille de discontinuités.

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

Densité de la roche à Troilus = $2,773 \text{ t/m}^3$;

Hauteur de la pente pour banc individuel = 20 mètres ;

Hauteur de la pente pour inter-banc = 220 mètres (niveau 5140, exploitation actuelle) ;

Largeur de la berme pour murs nord, sud et ouest = 12 mètres ;

Largeur de la berme pour le mur est = 8 mètres ;

Aucune fissure de tension ;

Aucune force externe, sismique ou pression d'eau ;

Angle de friction = 30 degrés ;

Cohésion = $2,5 \text{ t/m}^2$;

Boulons = 20 mètres et capacité de 32 tonnes

Face supérieure parallèle au mur et avec une plongée nulle.

La présentation de chacun des modèles obtenus serait beaucoup trop fastidieuse. Par contre, la figure 95 illustre l'un des cas étudié. Le cas présenté est celui du domaine A(2B, 2C) secteur est A. Plus particulièrement, l'intersection entre la faille (joint no.7) et le joint vertical no. 6 (quatrième cas de ce secteur et domaine dans le tableau 43). 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 évalué à l'aide du logiciel. Un facteur de sécurité de 1,3 est jugé acceptable pour les ouvrages miniers comme celui de la mine Troilus.

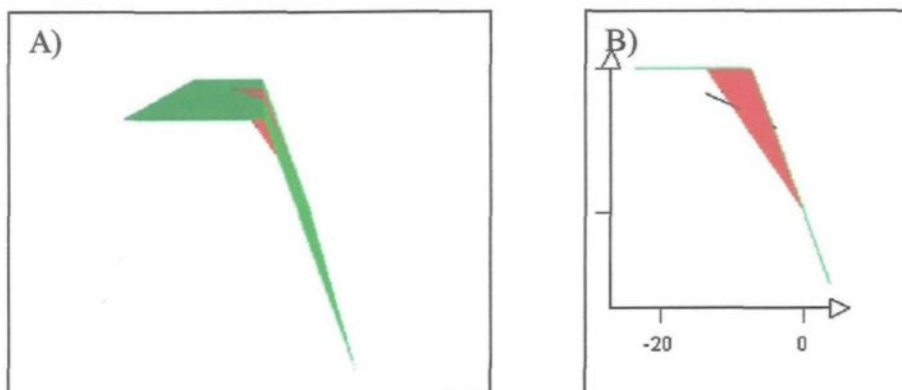


Figure 95 : Exemples de modèles obtenus avec *SWEDGE* : A) Modèle représentant le cas pour le banc individuel (F.S. = 1,03) ; B) Modèle représentant le cas pour le banc individuel avec 12 boulons illustrés par un seul (F.S.= 1,304).

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 à la figure 95 A. La figure 95 A permet d'observer le modèle obtenu en 3D pour le cas du coin créé par la faille du mur est (joint no.7) et d'un joint vertical (joint no.6). Ce scénario se situe dans le domaine structural A(2B,2C) et le secteur est A, donc avec une orientation de mur de 236/70 (banc individuel). La figure 95 B permet de visualiser la possibilité de modéliser un système d'ancrage. Dans le cadre de cette étude un boulonnage actif a été utilisé. Cette dernière figure présente un grillage permettant d'avoir une idée des dimensions. Il est à noter que les divisions sont en mètre. Un tel grillage ne peut pas être inséré dans les images en trois dimensions. Le tableau 44 présente un résumé des possibilités de rupture en coin, leur facteur de sécurité associé ainsi que le plan sur lequel le glissement se produit.

Tableau 44 : Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel *SWEDGE* sur les possibilités de ruptures en coin déterminées par l'analyse cinématique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation des joints	Orientation du plan de glissement selon <i>SWEDGE</i>	Portion de mur affectée (banc ou inter-rampe; est, nord, ouest ou sud)	Facteur de sécurité sans boulon	Nombre de boulon(s) pour F.S > 1,3	Poids du coin (tonnes)
A(2B)	Nord-Ouest 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 319/85 Joint no.5 : 120/88	125/70 (ligne d'intersection)	Banc et mur ouest Inter-rampe impossible	3.607	N.A.	167
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	104/88 (joint no. 5)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	5.969	N.A.	6
A(2B,2C)	Nord B 123/59 (inter-rampe) 123/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	209/88 (ligne d'intersection)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	3.899	N.A.	39
A(2B,2C)	Nord C 164/59 (inter-rampe) 164/90 (banc)	Joint no.1: 220/64 Joint no.5: 104/88	280/61 (ligne d'intersection)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	1.12	4	1167
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	280/61(ligne d'intersection)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.82	N.A.	683
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	310/64 (ligne d'intersection)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.805	N.A.	446
A(2B,2C)	Est B 3 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.5 : 104/88	281/56 (ligne d'intersection)	Banc Mur est	1.511	N.A.	1405
A(2B,2C)	Est B 4 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.6 : 134/88	310/60 (ligne d'intersection)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.323	N.A.	947
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53(inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	5.123	N.A.	13
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.851	N.A.	150

A(2B,2C)	Est A 3 ^e 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55 Joint no.5 : 104/88	227/55 (joint no.7)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.119	6	1667
A(2B,2C)	Est A 4 ^e 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55 Joint no.6 : 134/88	227/55 (joint no.7)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.028	12	2416
A(2B,2C)	Est C 1 ^{er} 224/53 (inter- rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.844	N.A.	587
A(2B,2C)	Est C 2 ^e 224/53 (inter- rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.651	N.A.	794
B	Sud-Ouest 360/59 (inter- rampe) 360/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	116/53 (ligne d'intersection)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 2.433 Inter- rampe : 13.61	N.A.	Banc : 755 Inter- rampe : 12
B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter- rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	116/53 (ligne d'intersection)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 1.498 Inter- rampe : 3.305	N.A.	Banc : 8053 Inter- rampe : 536
B	Ouest 2 ^e 033/59 (inter- rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	059/58 (joint no.3)	Banc et mur ouest Inter-rampe impossible	0.6486	29	2957
B	Ouest 3 ^e 033/59 (inter- rampe) 033/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	039/54 (joint no.4)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.7412 Inter- rampe : 2.712	Banc : 123 Inter- rampe : N.A.	Banc : 11 939 Inter- rampe : 268
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	039/54 (joint no.4)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.6116 Inter- rampe : 1.696	Banc : 171 Inter- rampe : N.A.	Banc : 13 240 Inter- rampe : 345
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	059/58 (joint no.3)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.6579 Inter- rampe : 107.8	Banc : 80 Inter- rampe : N.A.	Banc : 7328 Inter- rampe : 0.06
B	Nord-Ouest 3 ^e 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	155/51 (ligne d'intersection)	Banc et Inter- rampe Mur ouest	Banc : 1.143 Inter- banc : 1.143	Banc : 14 Inter- rampe : 170	Banc : 6121 Inter- rampe : 27392

B	Nord A 1 ^{er} 090/59 (inter- rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	154/58 (ligne d'intersection)	Banc et mur nord Inter-banc impossible	0.8583	18	2417
B	Nord A 2 ^e 090/59 (inter- rampe) 090/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	155/51 (ligne d'intersection)	Banc et Inter- rampe Mur nord	Banc : 1.351 Inter- rampe : 3.574	N.A.	Banc : 1295 Inter- rampe : 81

N.B. : Le mot joint correspond à une famille de discontinuités.

Cette dernière analyse effectuée à l'aide du logiciel *SWEDGE* émettait comme hypothèse qu'il n'y avait pas de pression d'eau dans le mur. Par contre, la lecture du chapitre 5 permet de faire ressortir des pressions hydrauliques présentes dans chacun des piézomètres présents au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus. L'analyse numérique sera réalisée de nouveau, mais cette fois-ci avec la pression d'eau active dans la portion de mur présente dans chaque domaine structural. La lecture du piézomètre le plus près sera utilisée. Donc, la pression hydraulique pour chaque secteur est :

Secteur est B : lecture du PZ4, soit 836 kPa ;
Secteur est A : lecture du PZ4, soit 836 kPa ;
Secteur est C : lecture du PZ5, soit 880 kPa ;
Secteur sud B : lecture du PZ1, soit 1496 kPa ;
Secteur sud A : lecture du PZ1, soit 1496 kPa ;
Secteur Sud-Ouest : lecture du PZ2, soit 135 kPa ;
Secteur ouest : lecture du PZ2, soit 135 kPa ;
Secteur Nord-Ouest : lecture du PZ3, soit 926 kPa ;
Secteur nord A : lecture du PZ3, soit 926 kPa ;
Secteur nord B : lecture du PZ3, soit 926 kPa ;
Secteur nord C : lecture du PZ4, soit 836 kPa.

Le tableau 45 présente le résultat de l'analyse effectuée avec le logiciel *SWEDGE*, mais cette fois-ci avec une pression d'eau. Le pourcentage de fissures pleines d'eau indiquent le pourcentage maximale avant la perte de contact entre les deux systèmes de joint formant le coin. Donc, un pourcentage plus grand que celui indiqué dans le tableau entraîne une perte de contact. En regardant ce dernier tableau, il est possible de dire que la présence d'eau (même en faible quantité) affecte de façon considérable la stabilité des murs susceptibles au phénomène de rupture en coin.

Tableau 45 : Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel *SWEDGE* sur les possibilités de ruptures en coin en présence d'une pression hydraulique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation des joints	Orientation du plan de glissement selon <i>SWEDGE</i>	Portion de mur affectée (banc ou inter-rampe; est, nord, ouest ou sud)	Facteur de sécurité	% de fissures pleines d'eau	Pression hydraulique (kPa)
A(2B)	Nord-Ouest 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 319/85 Joint no.5 : 120/88	319/85 (joint no.4)	Banc et mur ouest Inter-rampe impossible	1.21	19	926
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	104/88 (joint no. 5)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	5.965	2	926
A(2B,2C)	Nord B 123/59 (inter-rampe) 123/90 (banc)	Joint no.5 : 104/88 Joint no.6 : 134/88	104/88 (joint no. 5)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	1.436	4	926
A(2B,2C)	Nord C 164/59 (inter-rampe) 164/90 (banc)	Joint no.1: 220/64 Joint no.5: 104/88	220/64 (joint no. 1)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	0.384	25	836
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	104/88 (joint no. 5)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	0.28	25	836
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6:	220/64 (joint no. 1)	Banc et mur est Inter-rampe	1.402	14	836

	213/70 (banc)	134/88		impossible			
A(2B,2C)	Est B 3 ^e 213/53 (inter- rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.5 : 104/88	104/88 (joint no. 5)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	0.276	29	836
A(2B,2C)	Est B 4 ^e 213/53 (inter- rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60 Joint no.6 : 134/88	223/60 (joint no. 7)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	0.854	18	836
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	4.559	10	836
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.612	13	836
A(2B,2C)	Est A 3 ^e 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55 Joint no.5 : 104/88	227/55 (joint no.7)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	0.617	22	836
A(2B,2C)	Est A 4 ^e 236/53 (inter- rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55 Joint no.6 : 134/88	227/55 (joint no.7)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	0.646	21	836
A(2B,2C)	Est C 1 ^{er} 224/53 (inter- rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.5: 104/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.54	14	880
A(2B,2C)	Est C 2 ^e 224/53 (inter- rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64 Joint no.6: 134/88	220/64 (joint no.1)	Banc et mur est Inter-rampe impossible	1.389	14	880
B	Sud-Ouest 360/59 (inter- rampe) 360/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	039/54 (joint no.4)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc: 0.098 Inter- rampe: 4.058	Banc: 43 Inter- rampe: 19	135
B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter- rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	116/53 (ligne d'intersection)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.703 Inter- rampe : 2.496	Banc : 55 Inter- rampe : 31	135
B	Ouest 2 ^e 033/53 (inter- rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	059/58 (joint no.3)	Banc et mur ouest Inter-rampe impossible	0.241	49	135
B	Ouest 3 ^e 033/59 (inter- rampe)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5:	039/54 (joint no.4)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.235 Inter-	Banc : 54 Inter-	135

	033/90 (banc)	339/87			rampe : 2.1741	rampe : 26	
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.4: 039/54	039/54 (joint no.4)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.041 Inter- rampe : 0.5534	Banc : 30 Inter- rampe : 19	926
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	059/58 (joint no.3)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.31 Inter- rampe : 107.1	Banc : 25 Inter- rampe : 3	926
B	Nord-Ouest 3 ^e 048/53 (globale) 048/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	155/51 (ligne d'intersection)	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.602 Inter- banc : 1.406	Banc : 28 Inter- banc : 8	926
B	Nord A 1 ^{er} 090/53 (inter- rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58 Joint no.5: 339/87	059/58 (joint no.3)	Banc et mur nord Inter-rampe impossible	0.281	25	926
B	Nord A 2 ^e 090/53 (globale) 090/90 (banc)	Joint no.4 : 039/54 Joint no.5: 339/87	039/54 (joint no.4)	Banc et inter- rampe Mur nord	Banc: 0.154 Inter- rampe: 1.297	Banc: 28 Inter- rampe: 16	926

N.B. : Le mot joint correspond à une famille de discontinuités.

ROCPLANE

ROCPLANE (Rocscience, 2001) est un outil rapide, interactif et simple à utiliser pour évaluer la possibilité d'apparition d'une rupture planaire à l'intérieur d'une pente rocheuse. Un coin planaire peut être défini par :

- ☐ Un plan de glissement ;
- ☐ La face de la pente ;
- ☐ La surface supérieure de la pente ;
- ☐ Une fissure de tension (optionnelle).

La figure 96 illustre bien ces différents éléments.

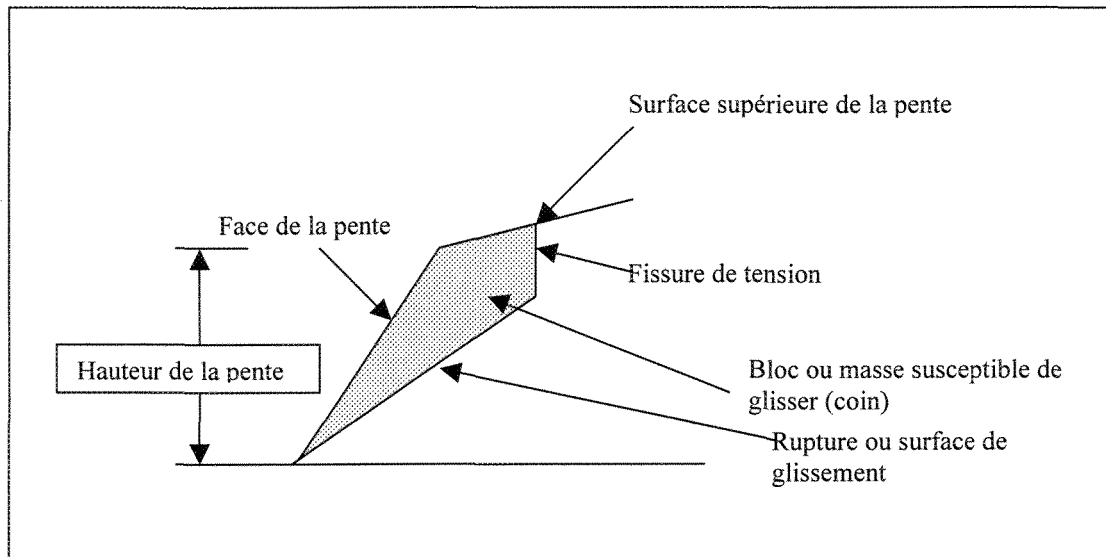


Figure 96 : Un modèle de coin planaire dans *ROCPLANE*.

Les hypothèses générales dans une analyse de coin planaire, comme dans *ROCPLANE*, sont les suivantes :

1. L'analyse faite par *ROCPLANE* est une analyse à deux dimensions. Il est présumé que la direction de la face de la pente, de la surface supérieure de la pente, du plan de rupture et de la fissure de tension sont parallèles ou quasi-parallèles. L'angle entre ces différents plans doit être d'environ 20 degrés (Hoek et Bray, 1981) ;
2. Le plan de rupture doit être recoupé (sous-cavage) à l'intérieur de la face de la pente. C'est-à-dire que le pendage du plan de rupture doit être plus petit que le pendage de la face de la pente ;
3. L'analyse se fait par unité de largeur de la pente, dans la direction perpendiculaire au plan (voir figure 97) ;

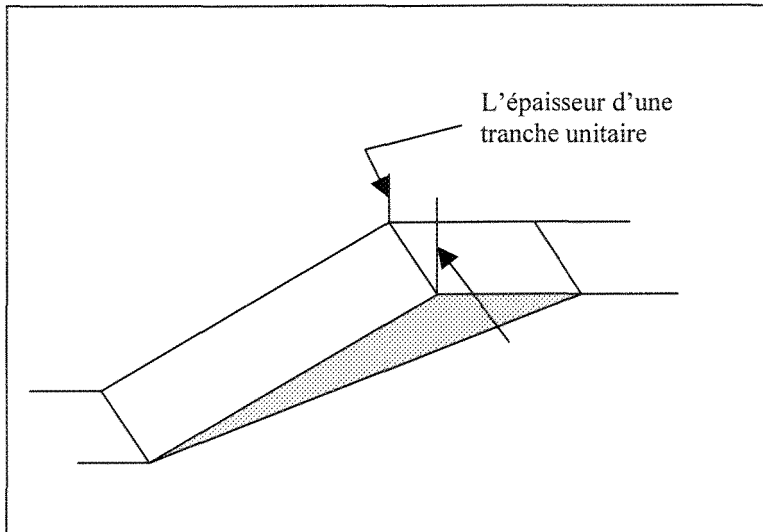


Figure 97 : Une tranche d'une unité de largeur utilisée dans l'analyse.

4. Toutes les forces dans l'analyse (poids du coin, pressions d'eau, forces externes, forces de support) agissent à travers le centre de gravité du coin.
Les moments ne sont pas considérés ;
5. Le mode de rupture qui est présumé est une rupture par translation. La rupture par rotation et le basculement ne sont pas pris en compte ;
6. Des surfaces de relâchement sont présentes. Elles sont parallèles à la section de l'analyse, ce qui donne une résistance négligeable au glissement. La rupture peut se produire sur un plan traversant le « nez » convexe d'une pente (Hoek et Bray, 1981). La figure 98 illustre bien ces surfaces de relâchements.

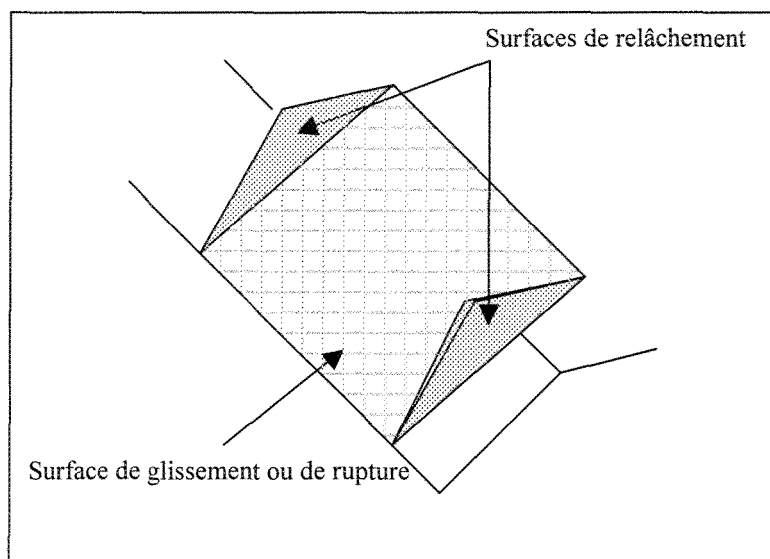


Figure 98 : Les surfaces de relâchement qui sont nécessaires pour permettre le glissement planaire.

Une vraie rupture planaire à l'intérieur d'une pente rocheuse est une situation relativement rare. En effet, les conditions géométriques spécifiques requises pour produire une telle rupture ne sont pas souvent rencontrées dans les vraies pentes. Cependant, une analyse de rupture planaire à l'aide de *ROCPLANE* peut être très utile pour comprendre le comportement d'une pente rocheuse.

Plusieurs modèles de distribution de pressions d'eau peuvent être modélisés sur les plans de rupture ou sur la fissure de tension, dont :

- ❑ Pic de pression à mi-hauteur ;
- ❑ Pic de pression au pied de la pente ;
- ❑ Pic de pression à la base de la fissure de tension ;
- ❑ Pression arbitraire.

ROCPLANE permet d'utiliser des modèles de base dans le domaine de la résistance au cisaillement.

Mohr-Coulomb

$$\tau = C + \sigma_n \tan \phi$$

où ϕ = angle de friction
 C = cohésion
 σ_n = force normale
 τ = résistance au cisaillement

Barton-Bandis

$$\tau = \sigma_n \tan[\phi_b + JRC \log_{10} (JCS/\sigma_n)]$$

où ϕ_b = angle de friction de base
 JRC = coefficient de rugosité du joint
 JCS = force en compression des murs du joint

Hoek-Brown

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_{ci} (m \sigma_3/\sigma_{ci} + s)^{1/2}$$

où σ_1 = contrainte principale majeure
 σ_3 = contrainte principale mineure
 σ_{ci} = force de compression uniaxiale de la roche intacte
 m et s = constantes de matériel pour la masse rocheuse

Hoek-Brown généralisé

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_c (m_b \sigma_3/\sigma_c + s)^a$$

où σ_1 = contrainte principale majeure
 σ_3 = contrainte principale mineure
 σ_c = force de compression uniaxiale de la roche intacte
 m_b = constante de matériel de la masse rocheuse
 s et a = constantes qui dépendent des caractéristiques de la masse rocheuse

Courbe de puissance

$$\tau = a (\sigma_n)^b + c$$

où a, b, c = sont des paramètres obtenus par régression pour répéter les résultats des essais à petites échelles de résistance au cisaillement.

σ_n = contrainte normale

Un fait important à garder en mémoire est que tous les résultats obtenus par *ROCPLANE* (poids du coin, force de résistance, force normale, etc.) sont exprimés en unité par mètre. En effet, *ROCPLANE* travaille en deux dimensions et non en trois dimensions.

Pour effectuer l'analyse à l'aide de *ROCPLANE* il faut tout d'abord compiler les possibilités de ruptures planaires déterminées à l'aide de l'analyse cinématique. Le tableau 46 présente cette compilation.

Tableau 46 : Compilation des possibilités de ruptures planaires selon l'analyse cinématique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation du joint	Portion de mur affectée (banc ou inter-banc; est, nord, ouest ou sud)
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.2: 061/35	Banc et inter-banc Mur nord
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55	Banc Mur est
A(2B,2C)	Est C 224/53 (inter-rampe) 224/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est

B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Ouest 2 ^e 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter-rampe Mur ouest
B	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur nord

N.B. : Le mot joint correspond à une famille de discontinuités.

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

Densité = 2,773 t/m³ ;

Hauteur de la pente pour banc individuel = 20 mètres ;

Hauteur de la pente pour inter-rampe = 220 mètres (niveau 5140, exploitation actuelle) ;

Largeur de la berme pour murs nord, sud et ouest = 12 mètres ;

Largeur de la berme pour le mur est = 8 mètres ;

Aucune fissure de tension ;

Aucune force externe, sismique ou pression d'eau ;

Angle de friction = 30 degrés ;

Cohésion = 2,5 t/m² ;

Boulons = 20 mètres et capacité de 16 tonnes par mètre avec un patron espacé de 2 mètres ;

Face supérieure parallèle au mur et avec une plongée nulle.

La présentation de chacun des modèles obtenus serait beaucoup trop fastidieuse. Par contre, les figures 99 à 102 illustrent l'un des cas étudié. Le cas présenté est celui du domaine A(2B, 2C) secteur est A. Plus particulièrement, le glissement sur la faille (joint no.7). 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 évalué à l'aide du logiciel. Un facteur de sécurité de 1,3 est jugé acceptable pour les ouvrages miniers comme celui de la mine Troilus.

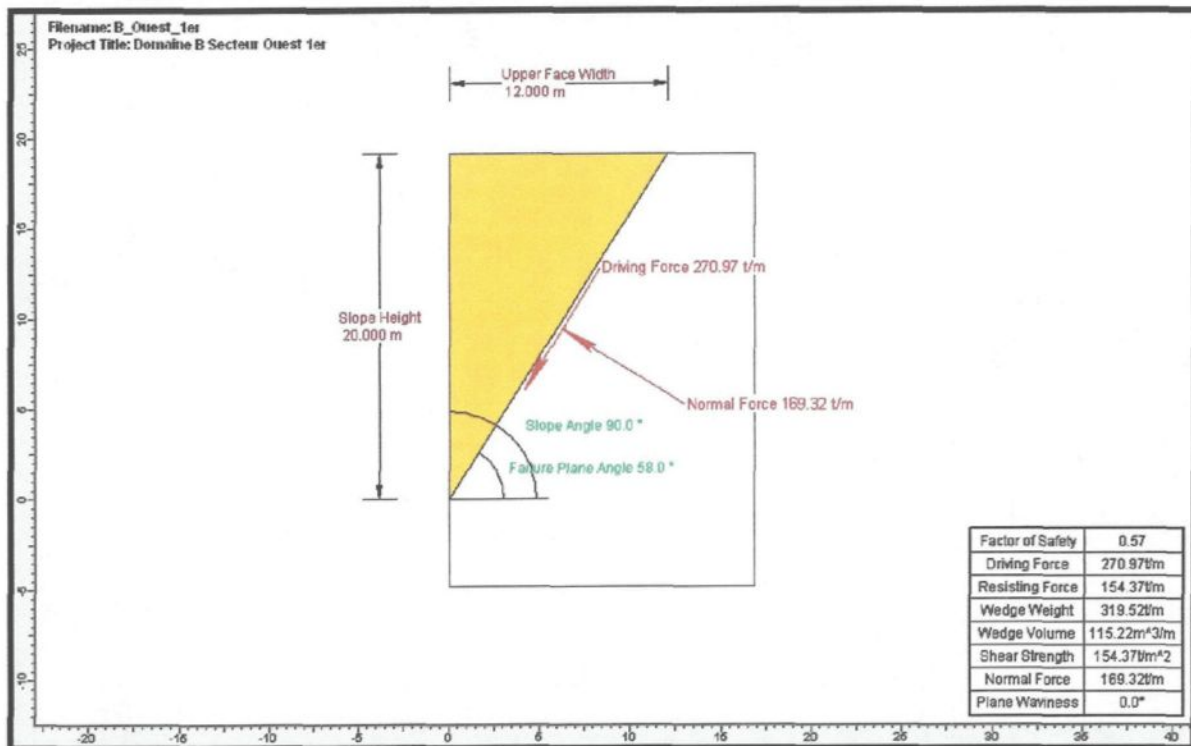


Figure 99 : Modèle représentant le cas d'une rupture planaire le long du joint no.3 dans le domaine B secteur Ouest de fosse 87 de la mine Troilus. C'est une rupture à l'échelle du banc individuel.

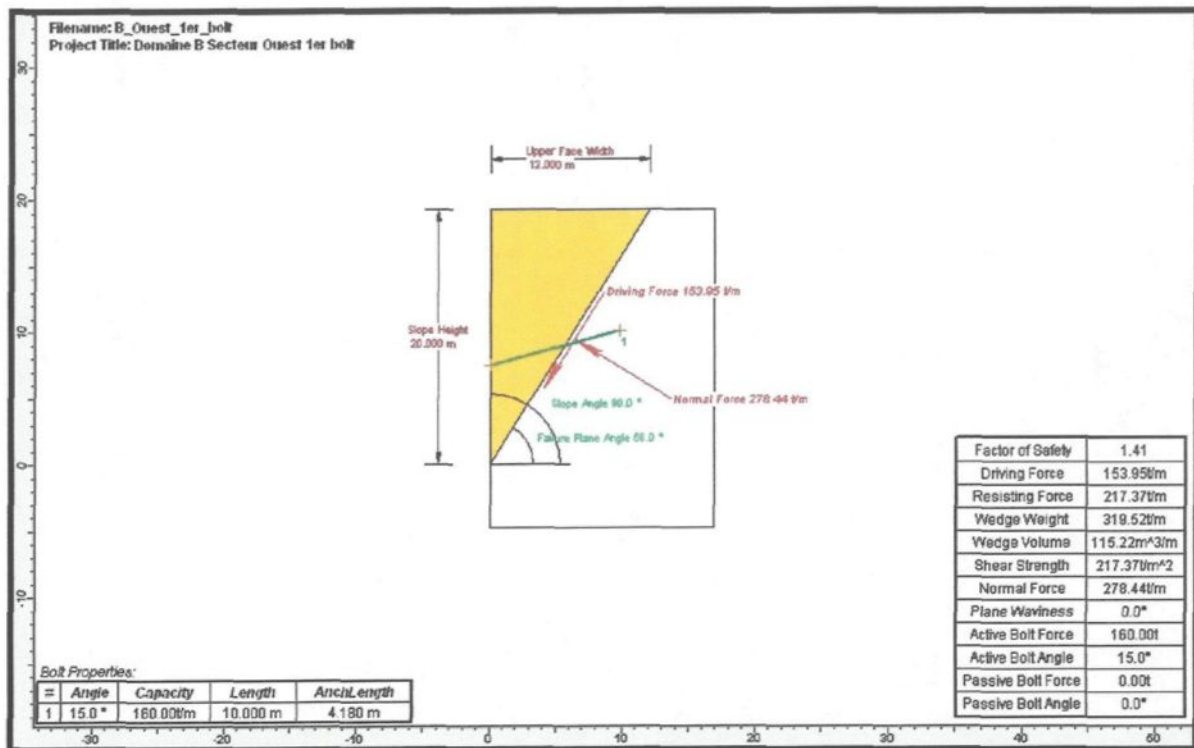


Figure 100 : Modèle de rupture planaire avec boulonnage. C'est le modèle représentant le même cas que la figure 99. Par contre, les boulons nécessaires pour avoir un facteur de sécurité plus grand que 1.3 sont illustrés. Les dix boulons nécessaires sont représentés par un seul avec la résistance combinée nécessaire.

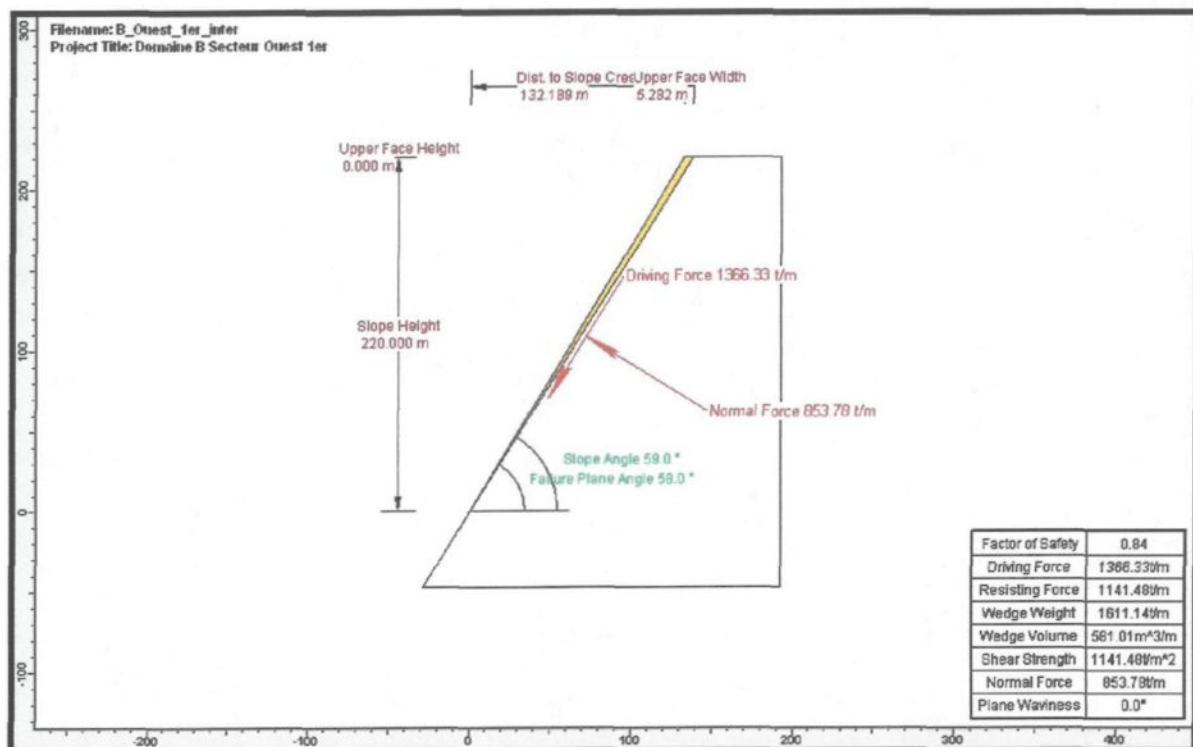


Figure 101 : Modèle de rupture planaire à l'échelle inter-banc. C'est toujours le même cas que la figure 99, mais cette fois-ci la rupture se produit à l'échelle inter-banc.

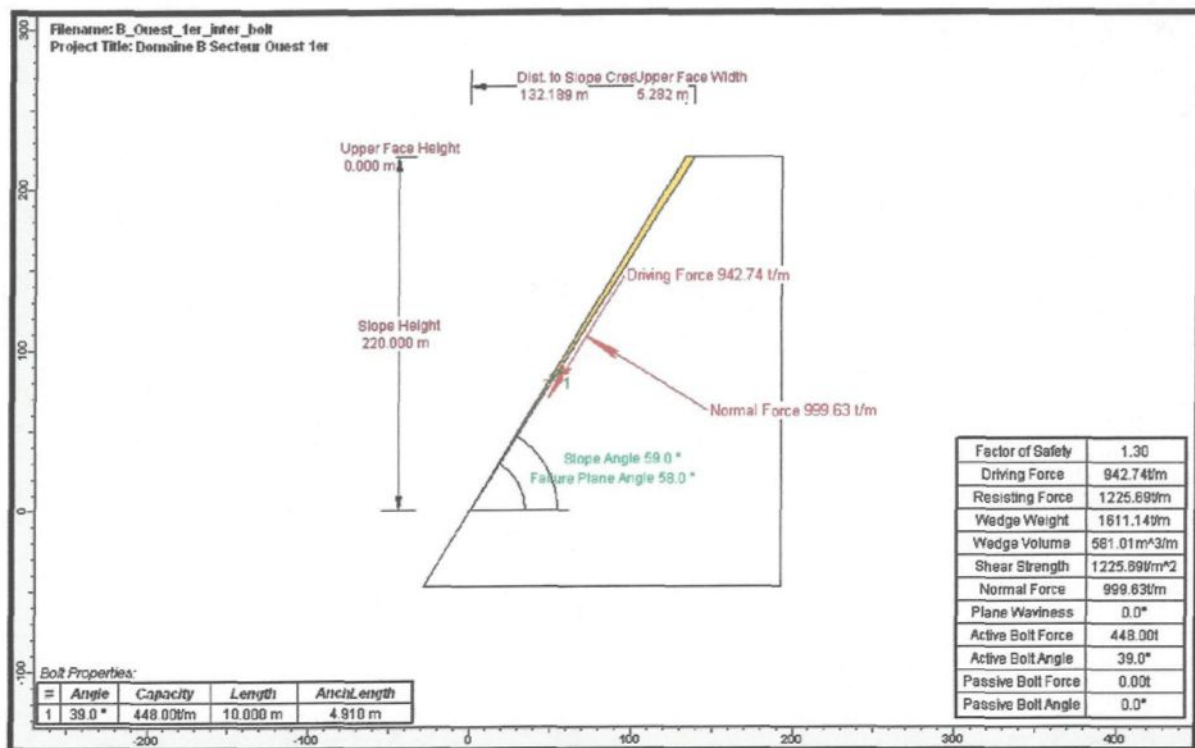


Figure 102 : Possibilité de grouper les boulons en un seul. C'est le même cas que la figure 101, mais cette fois-ci un boulon actif est représenté. Ce dernier représente 28 boulons avec une capacité de 16 tonnes par mètres.

Le tableau 47 présente un résumé des possibilités de ruptures planaires, leur facteur de sécurité associé, la force normale, la force d'entraînement, la force de résistance et le poids du bloc en cause.

Tableau 47 : Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel *ROCPLANE* sur les possibilités de ruptures planaires déterminées par l'analyse cinématique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation du joint	Portion de mur affectée (banc ou inter-rampe; est, nord, ouest ou sud)	Facteur de sécurité sans boulon	Nombre de boulons pour F.S. > 1.3	Poids du bloc (tonnes par mètre)	Forces (tonnes par mètre)
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.2: 061/35	Banc et inter-rampe Mur nord	Banc et inter-rampe: 1.281	Banc et inter-rampe : 1	Banc : 140 Inter-rampe : 241	Banc: 115 normal 103 résistance 80 entraînement Inter-rampe : 198 normal 177 résistance 138 entraînement
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no. 1 : 220/64	Banc Mur est	1.183	1	69	30 normal 73 résistance 62 entraînement
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no. 7 : 223/60	Banc Mur est	0.897	2	118	59 normal 92 résistance 102 entraînement
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no. 1 : 220/64	Banc Mur est	1.183	1	69	30 normal 73 résistance 62 entraînement
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no. 7 : 227/55	Banc Mur est	0.804	4	186	107 normal 123 résistance 153 entraînement
A(2B,2C)	Est C 224/53 (inter-rampe) 224/70 (banc)	Joint no. 1 : 220/64	Banc Mur est	1.183	1	69	30 normal 73 résistance 62 entraînement
B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.5697 Inter-rampe : 0.8354	Banc : 10 Inter-rampe : 28	Banc : 320 Inter-rampe : 1611	Banc : 169 normal 154 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 854 normal 1141 résistance 1366 entraînement
B	Ouest 2 ^e 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.649 Inter-rampe : 0.649	Banc : 7 Inter-rampe : 37	Banc : 275 Inter-rampe : 1589	Banc : 162 normal 124 résistance 222 entraînement Inter-rampe : 934 normal

							834 résistance 1285 entraînement
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.5697 Inter- rampe : 0.8354	Banc : 10 Inter- rampe : 28	Banc : 320 Inter- rampe : 1611	Banc : 169 normal 154 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 854 normal 1141 résistance 1366 entraînement
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter- rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter- rampe Mur ouest	Banc : 0.649 Inter- rampe : 0.649	Banc : 7 Inter- rampe : 40	Banc : 275 Inter- rampe : 1589	Banc : 162 normal 144 résistance 222 entraînement Inter-rampe : 934 normal 834 résistance 1285 entraînement
B	Nord A 090/59 (inter- rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter- rampe Mur nord	Banc : 0.5697 Inter- rampe : 0.8354	Banc : 10 Inter- rampe : 28	Banc : 320 Inter- rampe : 1611	Banc : 169 normal 154 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 854 normal 1141 résistance 1366 entraînement

N.B. : Le mot joint correspond à une famille de discontinuités.

Cette dernière analyse effectuée à l'aide du logiciel *ROCPLANE* émettait comme hypothèse qu'il n'y avait pas de pression d'eau dans le mur. Par contre, la lecture du chapitre 5 permet de faire ressortir des pressions hydrauliques présentes dans chacun des piézomètres situés au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus. L'analyse numérique sera réalisée de nouveau, mais cette fois-ci avec la pression d'eau active dans la portion de mur présente dans chaque domaine structural. Les pressions hydrauliques seront les mêmes que celles utilisées lors de l'analyse des ruptures en coin en présence d'eau réalisée à l'aide de *SWEDGE*.

Le tableau 48 présente le résultat de l'analyse effectuée avec le logiciel *ROCPLANE*, mais cette fois-ci avec une pression d'eau. Le pourcentage de fissures pleines d'eau indiquent le pourcentage maximal avant que la force normale et la force de résistance

deviennent nulles (lors de la modélisation avec *ROCPLANE*), ce qui indique une perte de contact. En regardant ce dernier tableau, il est possible de dire que la présence d'eau (même en faible quantité) affecte de façon considérable la stabilité des murs susceptibles au phénomène de rupture planaire. L'option choisie pour la distribution de la pression hydraulique est que le pic de pression se situe à mi-hauteur de la pente.

Tableau 48 : Résumé du résultat de l'analyse réalisée par le logiciel *ROCPLANE* sur les possibilités de ruptures planaires en présence d'une pression hydraulique.

Domaine	Secteur et orientation	Orientation du joint	Portion de mur affectée (banc ou inter-rampe; est, nord, ouest ou sud)	Facteur de sécurité	% de fissures pleines d'eau	Pression hydraulique (kPa)	Forces (tonnes par mètre)
A(2B,2C)	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.2: 061/35	Banc et inter-rampe Mur nord	Banc : 0.529 Inter-rampe: 0.4723	Banc : 19 Inter-rampe : 15	926	Banc: 10 normal 43 résistance 80 entraînement Inter-rampe : 4 normal 65 résistance 138 entraînement
A(2B,2C)	Est B 1 ^{er} 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est	0.962	5	836	6 normal 59 résistance 62 entraînement
A(2B,2C)	Est B 2 ^e 213/53 (inter-rampe) 213/70 (banc)	Joint no.7 : 223/60	Banc Mur est	0.626	7	836	11 normal 64 résistance 102 entraînement
A(2B,2C)	Est A 1 ^{er} 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est	0.962	5	836	6 normal 59 résistance 62 entraînement
A(2B,2C)	Est A 2 ^e 236/53 (inter-rampe) 236/70 (banc)	Joint no.7 : 227/55	Banc Mur est	0.412	10	836	3 normal 63 résistance 153 entraînement
A(2B,2C)	Est C 224/53 (inter-rampe)	Joint no.1 : 220/64	Banc Mur est	0.949	5	880	5 normal 59 résistance 62 entraînement

	224/70 (banc)						
B	Ouest 1 ^{er} 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.217 Inter-rampe : 0.5316	Banc : 33 Inter-rampe : 6	135	Banc : 4 normal 59 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 135 normal 726 résistance 1366 entraînement
B	Ouest 2 ^e 033/59 (inter-rampe) 033/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.252 Inter-rampe : 0.2504	Banc : 36 Inter-rampe : 15	135	Banc : 9 normal 56 résistance 222 entraînement Inter-rampe : 46 normal 322 résistance 1285 entraînement
B	Nord-Ouest 1 ^{er} 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.256 Inter-rampe : 0.6087	Banc : 12 Inter-rampe : 2	926	Banc : 22 normal 69 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 817 normal 832 résistance 1366 entraînement
B	Nord-Ouest 2 ^e 048/59 (inter-rampe) 048/90 (banc)	Joint no.4: 039/54	Banc et inter-rampe Mur ouest	Banc : 0.246 Inter-rampe : 0.3516	Banc : 14 Inter-rampe : 5	926	Banc : 6 normal 55 résistance 222 entraînement Inter-rampe : 272 normal 452 résistance 1285 entraînement
B	Nord A 090/59 (inter-rampe) 090/90 (banc)	Joint no.3 : 059/58	Banc et inter-rampe Mur nord	Banc : 0.256 Inter-rampe : 0.6087	Banc : 12 Inter-rampe : 2	926	Banc : 22 normal 69 résistance 271 entraînement Inter-rampe : 317 normal 832 résistance 1366 entraînement

FAUCHAGE

Les ruptures par basculement, à l'intérieur des pentes rocheuses, ont été décrites dans la littérature au cours des dernières années. La première référence touchant ce sujet est celle de Müller (1968). Ce dernier suggère que la rotation ou le basculement peut être un facteur favorisant la rupture de la face nord de Vajont. Par la suite, Goodman et Bray (1976) ont écrit un papier où une formule mathématique a été développée pour un cas simple de basculement.

Goodman et Bray (1976) ont décrit un certain nombre de types de rupture par basculement, dont : le basculement par flexure, le basculement par blocs, le basculement par blocs et flexure et différents modes secondaires.

Le processus de basculement par flexure est illustré à la figure 103. Cette dernière montre la morphologie nécessaire des colonnes rocheuses pour développer ce type de rupture. Les colonnes doivent être continues et séparées par des discontinuités qui sont bien développées et fortement pentées. Le glissement, l'excavation ou l'érosion du pied de la pente permet au processus de basculement de débiter et de se propager plus loin dans la masse rocheuse. Ceci amène le développement de larges et profondes fissures de tension.

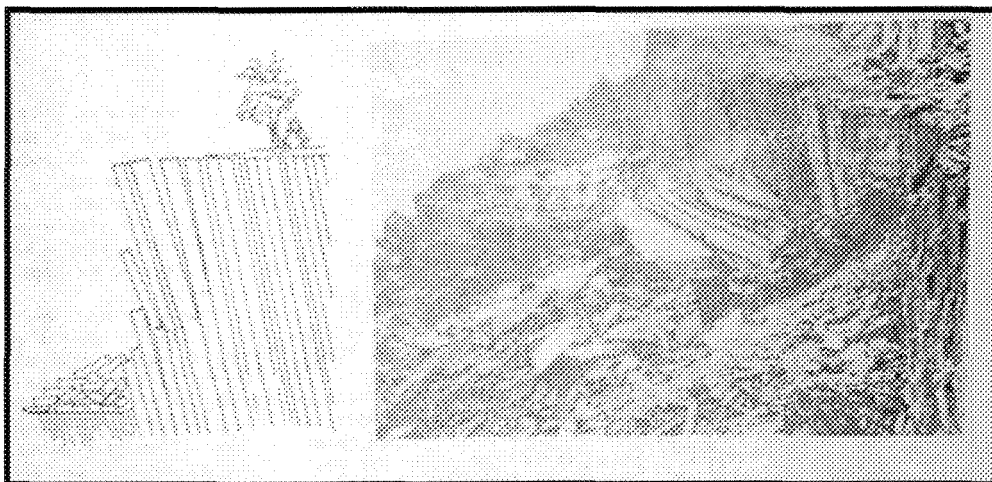


Figure 103 : Basculement par flexure se produisant dans une pente rocheuse. À noter la présence de discontinuités bien développées et fortement pentées. Tirée de Hoek et Bray (1981).

Le basculement par blocs se produit lorsque les colonnes individuelles du massif rocheux sont divisées par des joints orthogonaux largement espacés. La figure 104 illustre bien ce type de basculement. Les courtes colonnes, formant le pied de la pente, sont poussées vers l'avant par la charge des colonnes plus longues derrière elles. Le glissement du pied permet alors au basculement de se développer plus haut à l'intérieur de la pente.

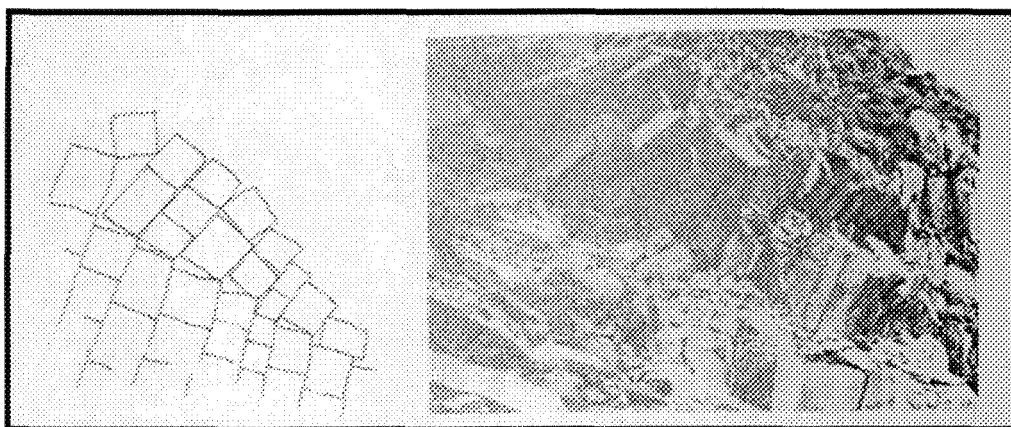


Figure 104 : Basculement par blocs peut se produire dans les roches compétentes. Tirée de Hoek et Bray (1981).

Comme il est illustré à la figure 105, le basculement par blocs et flexure est caractérisé par une flexure pseudo-continue le long des colonnes longues qui sont divisées par des joints multiples. Le basculement des colonnes résulte de l'accumulation des déplacements sur les différents joints.

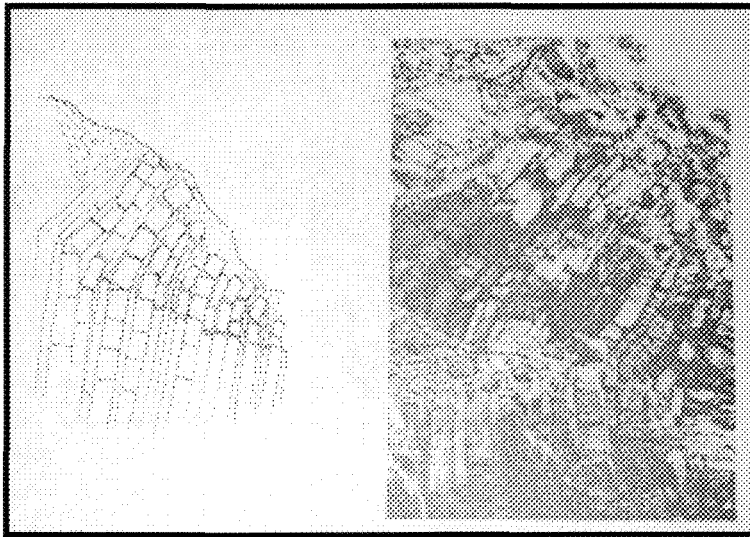


Figure 105 : Basculement par blocs et flexure est caractérisé par une flexure pseudo-continue. Tirée de Hoek et Bray (1981).

La figure 106 illustre les mécanismes de basculement secondaires suggérés par Goodman et Bray (1976). En général, ces types de ruptures sont initiés par le recoupement du pied de la pente.

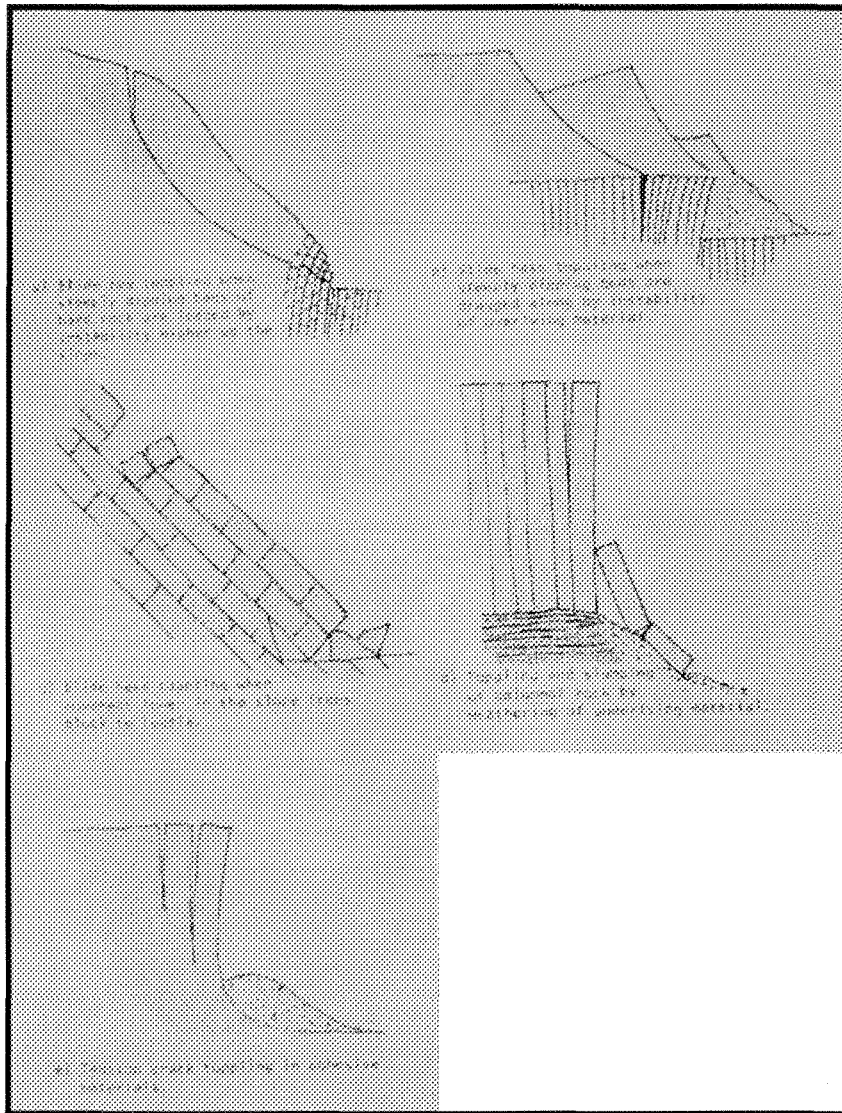


Figure 106: Mécanismes de rupture par basculement secondaire. Tirée de Hoek et Bray (1981).

Tous ces différents types de rupture par basculement ont une caractéristique commune : le fauchage présente trois régions distinctes de comportement.

1. Une région de glissement près du pied ;
2. Une région de basculement ou de basculement-glissement au centre de la masse en rupture ;
3. Une région, au haut de la pente, qui est stable. Cette dernière se retrouve immédiatement derrière la région de basculement.

Les différentes formules développées par Goodman et Bray sont présentées au chapitre 10 du livre de Hoek et Bray (1981) : Rock Slope Engineering. Les formules ne seront pas énumérées ici parce que la méthode qui sera utilisée pour interpréter le fauchage sera plutôt les abaques développées par Zanbak (1983) sur la base de ces formules.

La méthode d'analyse développée par Goodman et Bray (1976) permet une analyse statique de la stabilité des pentes rocheuses susceptibles de développer le fauchage. Différentes études théoriques et de laboratoire ainsi que différentes mesures, ont révélé la nécessité de faire plus de recherche pour comprendre le processus du fauchage.

Dans l'article de Zanbak (1983), les mécanismes de rupture par fauchage sont discutés et une approche de conception graphique pour les pentes avec des colonnes sur une surface de rupture en escalier est présentée.

L'approche simpliste pour étudier le mécanisme de fauchage, à l'intérieur des massifs rocheux jointés, est d'analyser la stabilité d'un solide tabulaire individuel reposant sur une base inclinée plane. Une telle colonne individuelle, stable contre le glissement, demeurera stable contre le basculement si le vecteur du poids demeure à l'intérieur de la

surface de la base de support. Les conditions de stabilité pour une telle colonne sont présentées à la figure 107.

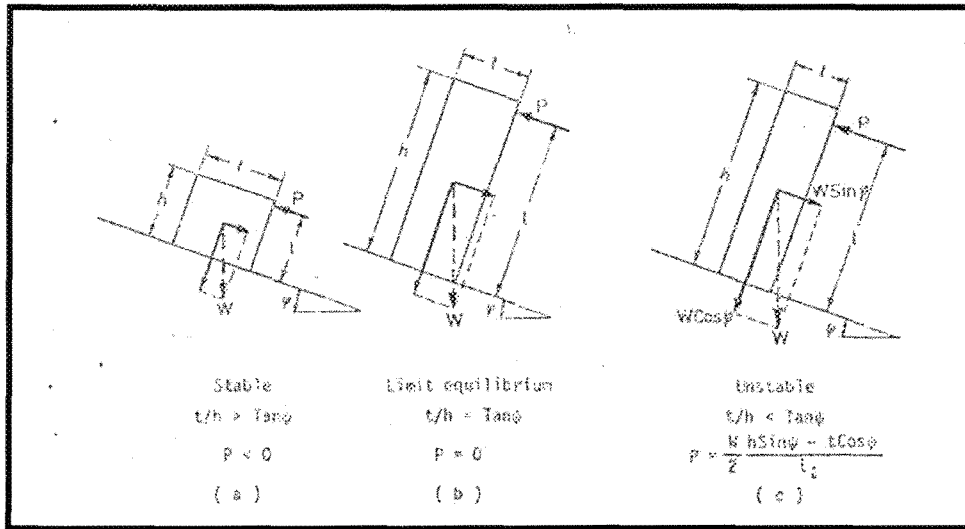


Figure 107 : Conditions de stabilité pour une colonne individuelle sur une base inclinée plane. La colonne est stable face au glissement si $\phi > \psi$. Tirée de Zanbak (1983)

Si la colonne est instable sous les conditions de chargement gravitaire (voir figure 107 C), alors il y a rotation autour du coin inférieur de la pente. La magnitude de la force de résistance pour cette stabilité est contrôlée par le bras du moment de force du vecteur de la force de résistance.

À l'intérieur des massifs rocheux jointés, où la pente est composée de colonnes rocheuses sur une base en escalier, comme le montre la figure 108, une colonne rocheuse instable ($i + 1$) va exercer une force P_{i+1} sur la colonne adjacente (i). Les forces agissant sur la colonne i -th pour les conditions de l'équilibre limite sont montrées à la figure 109.

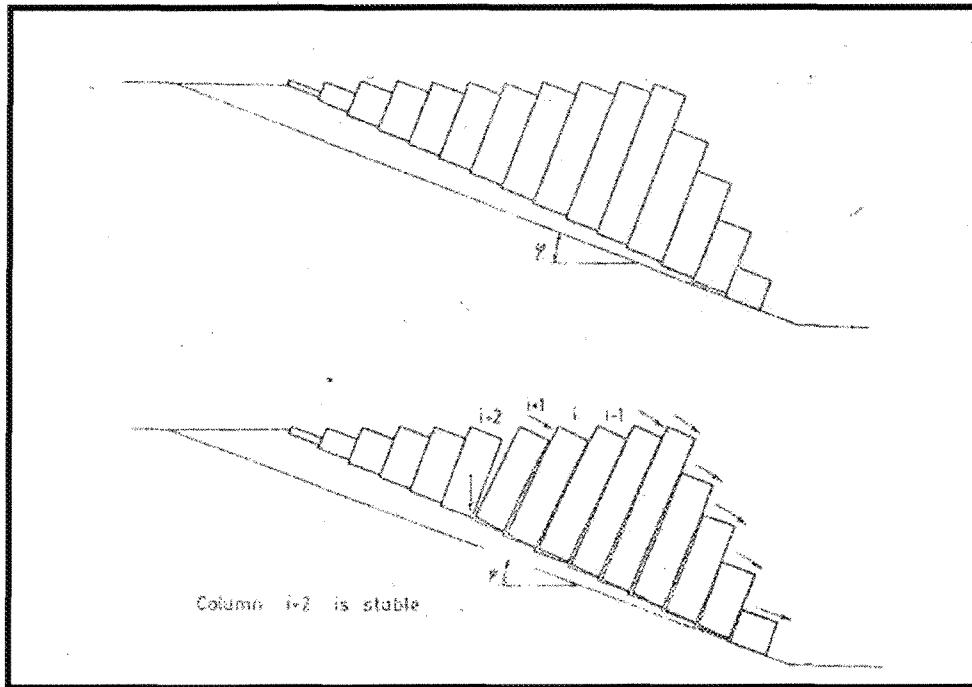


Figure 108 : Mode de rupture pour une pente en colonnes sur une base en escalier. Tirée de Zambak (1983).

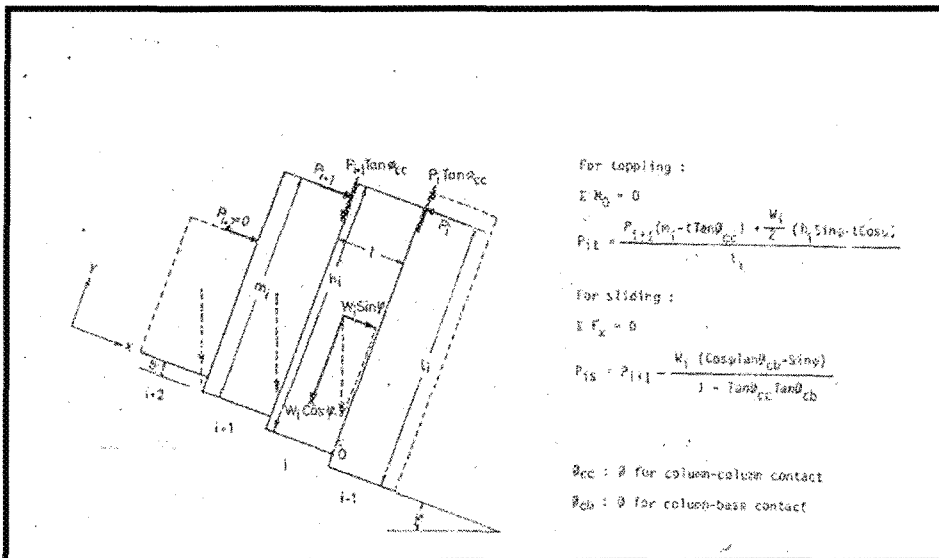


Figure 109 : Forces interactives de basculement pour les colonnes sur une base en escalier. Tirée de Zambak (1983).

La stabilité générale des pentes rocheuses susceptibles au fauchage est définie par la force P_1 exercée par la première colonne du pied de la pente. La pente est considérée comme instable si la résultante de la force P_1 appliquée par le pied de la colonne est plus grande que zéro.

Dans les massifs rocheux jointés, où la pente est composée de colonnes rocheuses reposant sur une base plane, l'analyse des forces interactives générées par le basculement des colonnes peut être réalisée selon la même procédure qu'une base en escalier. Cependant, lorsque la base est plane les conditions statiques des colonnes changent considérablement. Dans les cas de base en escalier, le basculement des colonnes est possible cinématiquement sans mouvement du coin inférieur de la pente (point 0) des colonnes. Pour les cas à base plane, le basculement des colonnes n'est pas possible cinématiquement sans mouvement du point de rotation (pivot) des colonnes. Il est donc nécessaire qu'il y ait dilatation de la structure des colonnes. La dilatation de la structure des colonnes est possible si la magnitude des forces de basculement est supérieure à la résistance au cisaillement des points de rotation des colonnes.

L'approche mathématique traditionnelle pour l'analyse du potentiel de basculement des pentes rocheuses est la méthode développée par Goodman et Bray (1976). Cette méthode peut être utilisée pour déterminer la stabilité des pentes en basculement avec des dimensions connues ou assignées des colonnes individuelles sur une base en escalier. Le calcul des forces interactives peut se faire manuellement ou par informatique.

La stabilité des pentes susceptibles au basculement peut être déterminée par un programme informatique où les différents paramètres sont entrés. Cependant, les abaques de stabilité générale peuvent être un outil très utile pour les conceptions en ingénierie. Ces abaques permettent une vérification rapide de la stabilité de quelques pentes particulières. L'utilisation de ces abaques peut se faire en connaissant différents paramètres physiques et géométriques des colonnes rocheuses.

Les paramètres généraux à estimer pour l'analyse de stabilité statique d'une pente susceptible au basculement, sont : l'épaisseur des colonnes (t), la hauteur des colonnes à partir de la base (h_i), le pendage de la base plane (ψ), l'angle de l'escalier (θ), l'angle de la pente (α_1), le pendage de la surface supérieure de la pente (α_2), l'angle de friction du contact colonne-colonne (ϕ_{cc}), l'angle de friction du contact colonne-base (ϕ_{cb}) et le poids unitaire des colonnes rocheuses (γ). La figure 110 présente de façon graphique tous ces paramètres. La hauteur des colonnes individuelles sur une base en escalier (h_i) est contrôlée par les paramètres géométriques :

$$h_i = f(H, t, \psi, \theta, \alpha_1, \alpha_2)$$

où H est la hauteur de la pente.

La magnitude des forces interactives sur les colonnes des pentes susceptibles au basculement peut être calculée en utilisant les paramètres sans dimension. Les composantes géométriques de forces P_{it} et P_{is} (P^*_{it} , P^*_{is}) (figure 109) sont fonction du ratio H/t , du pendage de la base plane (ψ), de l'angle de l'escalier (θ), de l'angle de la pente (α_1) et du pendage de la surface supérieure de la pente (α_2). Si P^*_i est plus grand que zéro,

la pente peut être considérée comme instable. Pour un tel cas ($P^*_i > 0$) la magnitude actuelle de force de maintien pour l'équilibre limite peut être calculée, comme :

$$P_I = (t^2 * \gamma) P^*_I$$

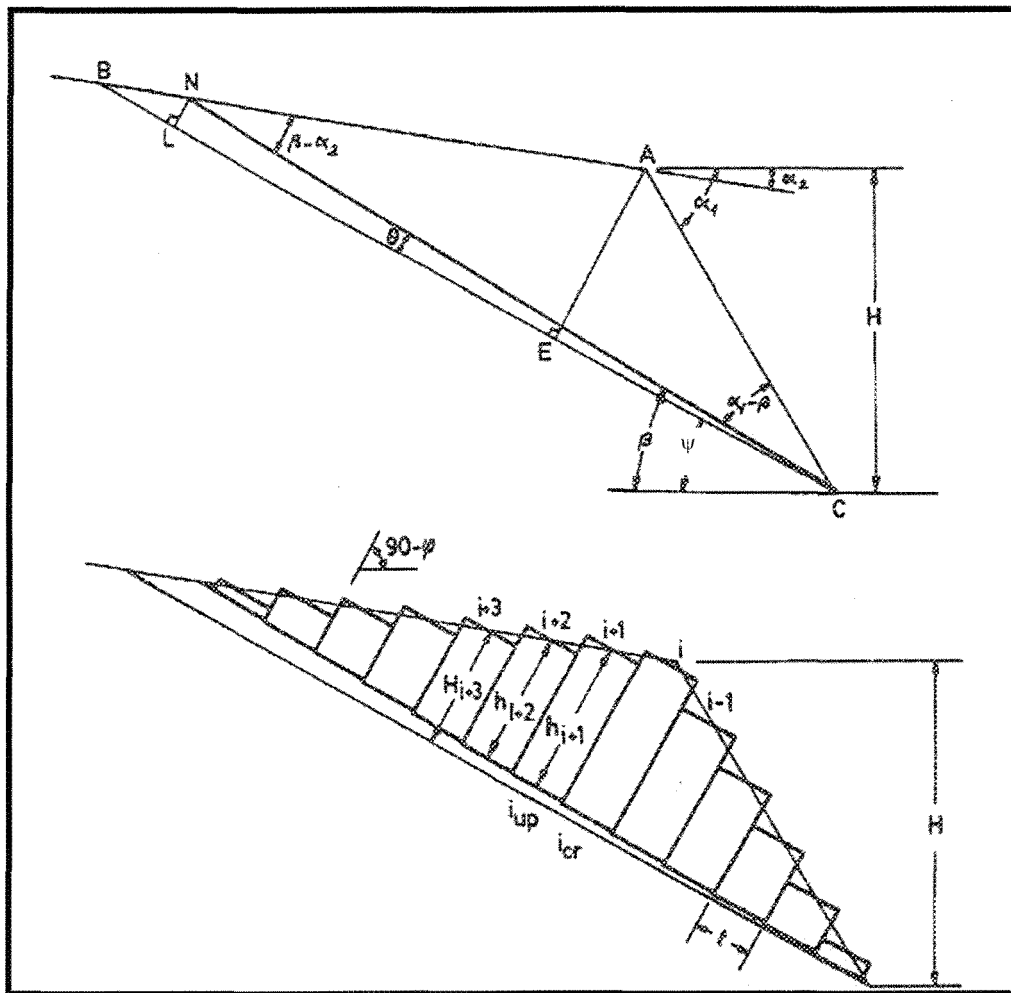


Figure 110 : Paramètres géométriques lors de l'analyse d'une pente susceptible au basculement. Tiré de Zanbak (1983).

Il est maintenant temps d'appliquer les abaques développées par Zanbak (1983) au cas de la fosse 87 de la mine Troilus. La première étape est de faire un tableau de compilation pour bien cibler les zones de la fosse 87 susceptibles au basculement. Le tableau 49 montre bien cette compilation. Cette dernière a été effectuée grâce à l'analyse stéréographique produite antérieurement. L'angle de l'escalier est celui qui est construit par l'intersection entre les joints de foliation et les joints horizontaux.

Tableau 49 : Tableau des possibilités de basculement de la mine Troilus.

Domaine	Secteur	Espacement de la foliation (m) : correspond à l'épaisseur (t)	Espacement de la famille de joints horizontaux (m) : correspond à b	Angle de la base en escalier ($\theta = \arctan b/t$) (degrés)
A(2B)	Nord-Ouest	3,07	1,40	25
A(2A)	Nord-Ouest	4,45	2,27	27
A(2A)	Ouest	4,45	2,27	27
A(2A)	Sud-Ouest	4,45	2,27	27
B	Sud-Ouest	4,12	1,49	20
B	Ouest	4,12	1,49	20
B	Nord-Ouest	4,12	1,49	20

En observant le tableau 49, l'angle de la base est assez prononcé. Les abaques développées par Zanbak (1983) vont jusqu'à une angle d'escalier de 10° . Pour le cas à l'étude un angle de 10 degrés sera donc utilisé. Deux cas seront analysés, celui avec la continuité moyenne de foliation pour la hauteur des colonnes et celui avec la hauteur des corridors majeurs de foliation.

Par la suite, il faut déterminer les autres paramètres.

H = Cas 1 : 15 mètres selon la continuité moyenne de la foliation (selon le tableau 12) ;

Cas 2 : 40 mètres selon hauteur du corridor de foliations majeurs.

$\alpha_1 =$ 60 degrés (le design actuel donne un angle de 59° sous la rampe)

$\alpha_2 =$ 0 degré (la surface de la crête des bancs est plane)

$t =$ 3,07 mètres pour le domaine A(2B)

4,45 mètres pour le domaine A(2A)

4,12 mètres pour le domaine B

$\theta =$ 10 degrés (maximum que les abaques permettent)

$\psi =$ 15 degrés (pendage moyen de la famille horizontale (voir figure 15))

$\gamma =$ 2,773 t/m³ (27,18 kN/m³)

$\phi_{cc} = \phi_{cb} =$ 35 degrés (ce qui est utilisé dans les abaques et qui est bien acceptable)

Pour utiliser les abaques de design, il faut tout d'abord calculer le ratio H/t pour chacun des cas. Pour le cas 1, il y a trois ratios différents : $H/t = 4.9$ pour le domaine A(2B), 3.4 pour le domaine A(2A) et 3.6 pour le domaine B. Pour le cas 2, les trois ratios deviennent : $H/t = 13$ pour le domaine A(2B), 9 pour le domaine A(2A) et 9.7 pour le domaine B. Alors, l'état de stabilité peut être vérifié avec l'abaque approprié. La figure 111 présente l'abaque à utiliser pour le cas de la fosse 87 de la mine Troilus.

Interprétation pour le cas 1

En observant la figure 111, il est possible de faire ressortir que les colonnes sont dans la zone de stabilité parce que la valeur du P^*_1 n'est pas plus grande que zéro pour les trois ratios.

Interprétation pour le cas 2

En observant la figure 111, il est possible de faire ressortir que les colonnes sont dans une zone d'instabilité parce que la valeur du P^*_1 est plus grande que zéro.

Pour le domaine A(2B), avec un ratio de 13, l'abaque donne un P^*_1 de 19. Pour ce qui est du domaine A(2A), avec un ratio de 9, l'abaque donne un P^*_1 de 3. Par contre, pour le domaine B l'abaque donne un P^*_1 de 4.5.

Il est aussi possible de déterminer la force P_1 rapidement à l'aide de la formule suivante :

$$P_1 = (t^2 * \gamma) P^*_1$$

$$P_1 = \text{Pour le domaine A(2B)} : (9,42 \times 27,18) \times 19 = 4865 \text{ kN par mètre de longueur de crête de la pente}$$

$$\text{Pour le domaine A(2A)} : (19,8 \times 27,18) \times 3 = 1614 \text{ kN par mètre de longueur de crête de la pente}$$

$$\text{Pour le domaine B} : (16,98 \times 27,18) \times 4.5 = 2077 \text{ kN par mètre de longueur de crête de la pente}$$

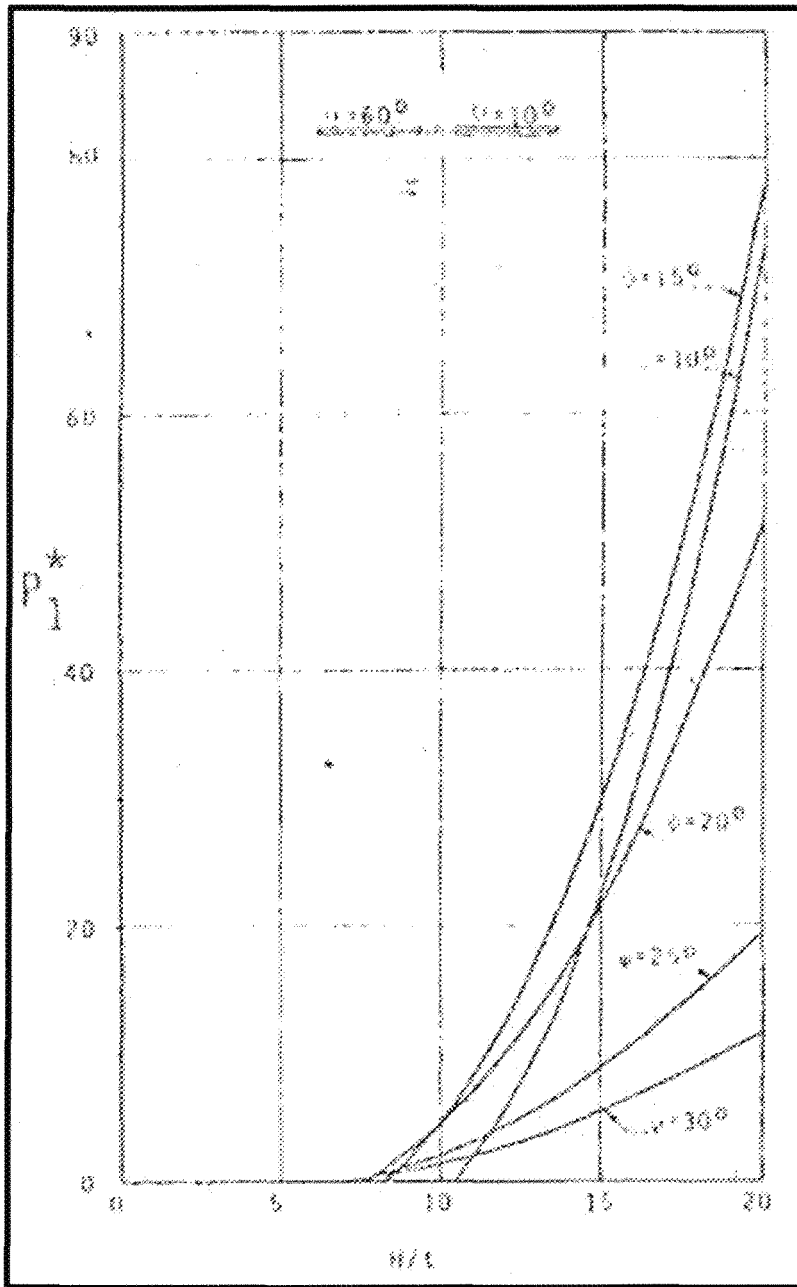


Figure 111 : Graphique H/t vs P^*_1 pour différents paramètres de pente. $\theta = 10^\circ$ et $\phi_{cc} = \phi_{cb} = 35$ degrés. P^*_1 est la force de maintien par unité d'épaisseur sur la colonne 1 pour les conditions de l'équilibre limite. θ est l'angle de l'escalier. Tirée de Zanbak (1983).

6.4 Discussion des problèmes d'instabilité des pentes rocheuses de la fosse 87 de la mine Troilus.

Suite aux différentes analyses menées dans le cadre de cette étude, il est possible de conclure que les murs de la fosse 87 de la mine Troilus sont sujets à différents modes de rupture potentiels. En effet, à l'intérieur des divers domaines structuraux des possibilités de rupture en coin, planaire et basculement ont été ciblées.

En observant le tableau 47, 11 possibilités de rupture planaire avec un facteur de sécurité plus petit que 1,3 ressortent pour le cas de bancs individuels. Les joints qui causent la majorité des risques de glissement sont la foliation et les joints 3 et 4 de la zone problématique (voir chapitre 3 pour les différentes familles de discontinuités). Pour ce qui est des ruptures planaires affectant les murs de façon inter-rampe, le tableau 47 fait ressortir six cas. Le cas du joint no.2 (061/35) dans le domaine A (2B,2C) secteur Nord A est peu probable parce que le pendage du joint en question est très près de l'angle de friction moyen de 30 degrés. La présence de quelques ponts rocheux ou des irrégularités sur la surface du joint sont susceptibles d'empêcher le glissement. Il ne faut pas oublier que l'angle de friction de 30 degrés n'est qu'une moyenne, ce dernier pourrait être plus faible. Les autres possibilités sont dues à la présence des joints de la zone problématique (joints no. 3 et 4) à l'intérieur du domaine B. Par contre, il a été prouvé antérieurement au cours de cette étude que les familles de discontinuités formant la zone problématique sont absentes dans les murs finaux de la fosse 87 de la mine Troilus. Une famille de discontinuité demeure préoccupante au niveau de la sécurité et c'est le cas de la faille

(227/55) à l'intérieur du domaine A(2B,2C) du secteur Est A. Le logiciel *ROCPLANE* ne voit pas de possibilité géométrique à l'échelle inter-rampe, mais le pendage de 55 degrés est très près de l'angle de la pente inter-rampe (52,5 degrés). Une petite variation dans le pendage de cette faille pourrait entraîner un glissement planaire à l'échelle inter-rampe. C'est pour cette raison qu'il est important de continuer le boulonnage systématique de ce secteur.

L'ajout d'une pression hydraulique sur les murs de la fosse 87 de la mine Troilus change de façon significative les facteurs de sécurité évalués à l'aide du logiciel *ROCPLANE* (voir tableau 48). En effet, ces derniers chutent de façon dramatique. Par exemple, le cas du joint no.3 (059/58) sur le mur ouest (domaine B secteur ouest) présente maintenant un facteur de sécurité de 0,5316 pour le cas inter-rampe. De plus, le pourcentage de fissures pleines d'eau avant la perte de contact entre les parois est faible, soit de 6 %. En moyenne le pourcentage de fissures pleines d'eau est de 14 % pour les cas du banc individuel et de 8 % pour les cas inter-rampe. Donc une petite quantité d'eau peut entraîner d'énorme problème au niveau de la stabilité. Ceci démontre bien qu'il y a une nécessité d'un drainage continu de la fosse 87 de la mine Troilus pour assurer la stabilité des pentes rocheuses.

Pour ce qui est des possibilités de rupture en coin, le tableau 44 en fait ressortir 23 au niveau du banc individuel. Par contre, seulement 9 cas ont un facteur de sécurité plus petit que 1,3. De plus, 6 des ces 9 cas se retrouvent dans le domaine B. C'est le passage de la zone problématique qui crée ce phénomène (joints 3 et 4). Le tableau 44, permet aussi

de prédire qu'il y a sept possibilités de rupture en coin selon l'échelle inter-rampe. Les sept cas se retrouvent à l'intérieur du domaine B au mur ouest de la fosse 87. Ces possibilités correspondent à l'intersection entre les joints 3 et 4 de la zone problématique entre eux ou à l'intersection de l'un des ces deux joints avec le joint no.5 (la famille verticale). La même observation pour la faille (227/55) du domaine A(2B,2C) secteur est A est valable pour les ruptures en coin. La géométrie fait en sorte que l'intersection entre la faille et le joint vertical ne peut produire un glissement en coin à l'échelle inter-rampe, mais la ligne d'intersection présente une plongée (55 degrés) très près de l'angle de pente inter-rampe (52,5 degrés). Une variation au niveau du pendage pour les deux joints en cause pourrait entraîner une rupture en coin à l'échelle inter-rampe. Il y a un seul cas de rupture en coin à l'échelle inter-rampe qui possède un facteur de sécurité plus petit que 1,3 et c'est celui de l'intersection entre les joints 4 et 5 du domaine B secteur nord-ouest. Le facteur de sécurité résultant de cette rencontre est de 1.143 pour la pente global et 170 boulons sont nécessaires pour retenir le bloc selon le logiciel *SWEDGE*. Finalement, l'ajout d'une pression hydraulique diminue de façon significative les facteurs de sécurité. En effet, le nombre de cas avec un facteur de sécurité plus petit que 1,3 à l'échelle du banc individuel passe de 9 cas à 16 cas.

Le basculement présente aussi un problème pour la stabilité des pentes de la fosse 87 de la mine Troilus. L'analyse à l'aide des abaques de Zanbak (1983), a permis d'avancer que les joints de foliation sont stables par rapport au basculement si leur continuité ne dépasse pas la continuité moyenne de 15 mètres. Par contre, la fosse 87

présente un couloir de déformation où les joints de foliation présentent une continuité et une ouverture plus grande que la moyenne. Pour ce cas particulier, le basculement devient possible. Ce couloir de déformation est présent dans les domaines A(2B) et A(2A), donc les quatre secteurs pouvant présenter du basculement sont les suivants : A(2B) secteur Nord-Ouest, A(2A) secteur Nord-Ouest, A(2A) secteur Ouest et A(2A) secteur Sud-Ouest.

Le nombre de boulons recommandé par les logiciels *ROCPLANE* et *SWEDGE* peut s'avérer important. Il ne faut pas oublier que la présence d'une cohésion diminue de façon très significative le boulonnage nécessaire.

CHAPITRE 7

MÉTHODES DE SURVEILLANCE ET CONTRÔLE PAR SYSTÈMES DE SUPPORT DES PENTES À LA MINE TROILUS

7.1 Surveillance des pentes de la mine

En juillet 2003, le département d'ingénierie-géologie de la mine Troilus a installé un appareil de mesure sur station totale robotisée nommé Leica 1800 TCA. Cet appareil permet d'automatiser la prise de lectures des différents prismes présents au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus. Ce système automatique permet d'augmenter la précision des lectures en éliminant les variations de visées manuelles d'un arpenteur à l'autre.

Présentement, il y a 33 prismes actifs au mur est, 9 aux murs sud et sud-ouest, 50 prismes au mur ouest, 9 prismes au mur nord-ouest et 4 prismes au mur nord-est (figure 112). Les prismes du mur ouest, sud-ouest et nord-ouest sont lus une fois par jour et ceux du mur est, nord-est et sud-est sont lus une fois par semaine.

Les prismes consistent en un système de miroirs fixé sur une tige. La station totale Leica 1800 permet la lecture de la distance entre le prisme et la station avec une précision de plus ou moins 1 mm. L'installation se fait en perçant un trou dans le massif rocheux à l'aide d'une perceuse. Par la suite, la tige est insérée dans le trou et le prisme est vissé sur la tige. Finalement, le prisme est orienté vers la station de lecture (figure 113). L'eau et l'humidité ne peut pas s'insérer à l'intérieur du prisme parce qu'il est scellé et protégé par de l'azote.

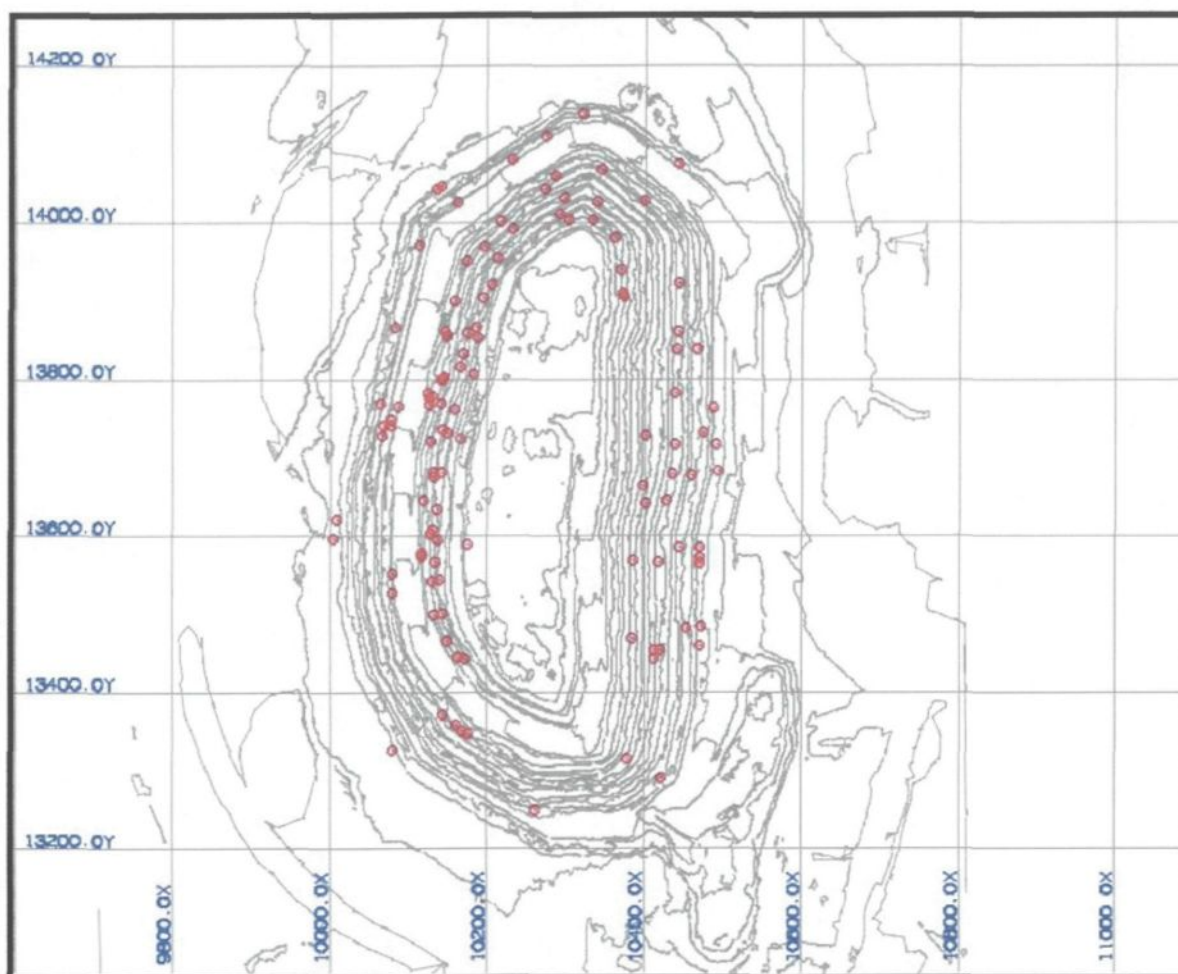


Figure 112 : Localisation des différents prismes présents dans la fosse 87 de la mine Troilus. Les points rouges représentent les prismes et les lignes grises la topographie de la mine en décembre 2003.



Figure 113 : Photo montrant un prisme. Ce dernier est vissé sur une tige d'acier et est orienté vers la station de lecture présente au mur ouest.

Les prismes sont suivis de façon journalière et une interprétation plus exhaustive se fait de façon mensuelle. Lors de cette interprétation, le graphique des distances entre le prisme et la station totale (« slope distance ») est étudié en profondeur. Le mouvement moyen du mur à cet endroit spécifique est évalué et les différents pics de mouvement sont ciblés. Lors des différentes interprétation, il a été possible de faire ressortir un lien direct entre les pics de mouvement des prismes du mur ouest et des sautages à proximité (figure 114). Un tableur « Excel » a été développé pour permettre de suivre l'accélération, la

localisation dans l'espace et la « slope distance » de chaque prisme. De plus, ce même tableur permet de connaître l'orientation du vecteur de déplacement de chacun des prismes.

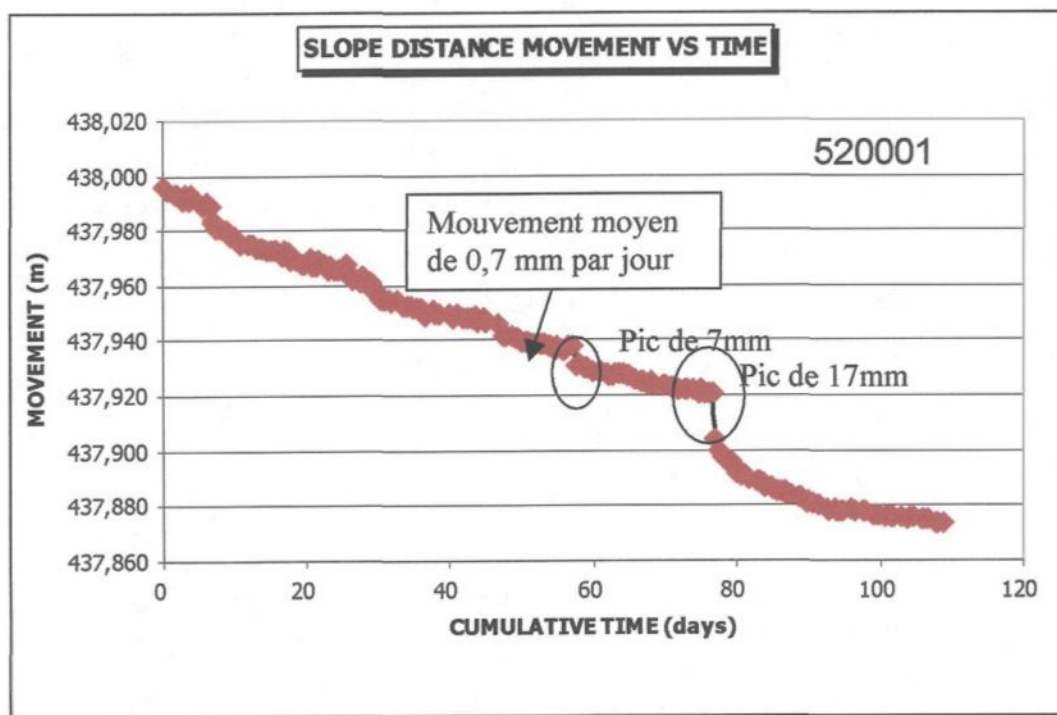


Figure 114 : Graphique de la « slope distance » du prisme 520001 situé au mur ouest sur la berme 5200. Les deux pics qui sont entourés démontrent bien l'influence de deux sautages qui ont eu lieu à proximité. Après les sautages la courbe reprend la tendance moyenne (stabilisation).

Le suivi des prismes a permis de déterminer que le mouvement moyen des murs de la fosse 87 de la mine Troilus est de 0,2 millimètre par jour. Dans le rapport de Piteau (2004), il a été mentionné qu'un mouvement de 0,5 millimètre par jour est compatible avec le relâchement élastique et la dilatation d'un massif rocheux en réponse au minage. Ceci permet d'affirmer que les murs de la fosse 87 ne présentent pas de mouvement préoccupant actuellement face à la stabilité des murs. Par contre, un secteur au mur ouest a été identifié comme un couloir de déformation. Ce couloir présente des mouvements anormaux de 0,4 à

0,8 millimètre par jour. Ce couloir correspond aux grands joints majeurs de foliation présents au mur ouest (figure 115).

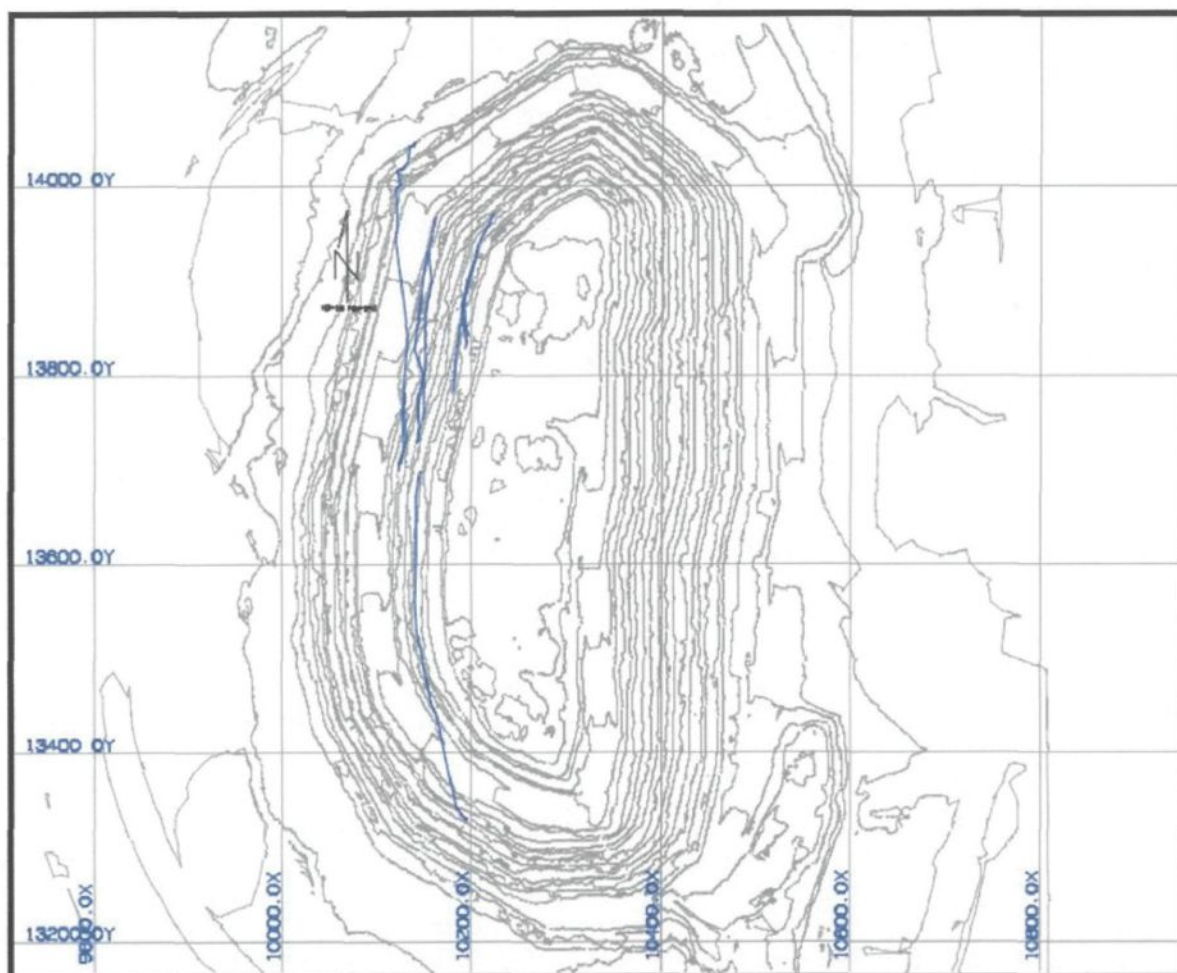


Figure 115 : Localisation des joints majeurs de foliation. Les lignes bleues représentent les joints de foliation et les lignes grises la topographie en date de décembre 2003.

7.2 Contrôle de terrain à l'aide de systèmes de support

Lorsqu'un risque d'instabilité est identifié, il est nécessaire de mettre en branle des mesures de soutènement pour assurer la sécurité des travailleurs et la survie des installations. Le support mécanique stabilise les pentes rocheuses en augmentant la résistance au cisaillement de la roche. Par contre, l'augmentation obtenue est relativement faible. Il y a différentes méthodes pour assurer la stabilité des pentes rocheuses, telles que : le boulonnage, le ciment, les piliers, les câbles d'ancrage, les murs de soutènement et les grilles.

Les méthodes de support sont coûteuses, il est donc nécessaire d'utiliser cette mesure lorsque les bénéfices justifient les dépenses. Il y a différentes conditions qui font que le support mécanique devient justifiable :

- 1- Lorsque la pente est critique pour les opérations ;
- 2- Lorsque la pente est instable ;
- 3- Lorsque les méthodes alternatives de soutènement (angle plus faible, drainage) sont impossibles ou plus coûteuses.

Voici une brève description de chacune des méthodes de support.

7.2.1 Le boulonnage

Le boulonnage consiste en une barre d'acier (figure 116) qui est tensionnée à 60 ou 70 % de sa capacité. Cette barre est insérée dans un trou de forage effectué par la boulonneuse et est tensionnée par la suite. La tension exercée dans le boulon est transférée à la masse rocheuse environnante par le point d'ancrage situé au fond du trou (Sage, 1977). La longueur du boulon peut avoir jusqu'à 300 pieds (100 mètres). L'ancrage à l'intérieur

de la roche se fait avec du mortier à la fin du boulon sur une longueur d'environ 6 mètres. Il est aussi possible d'utiliser des boulons mécaniques avec une coquille expansive. La vie d'un boulon est limitée par la corrosion. Les boulons doivent être protégés de la corrosion. Il y a deux méthodes qui sont proposées par Sage (1977) :

- 1- Remplir le trou de forage de ciment après la tension ;
- 2- Installer des tubes de polyéthylène remplis de graisse.

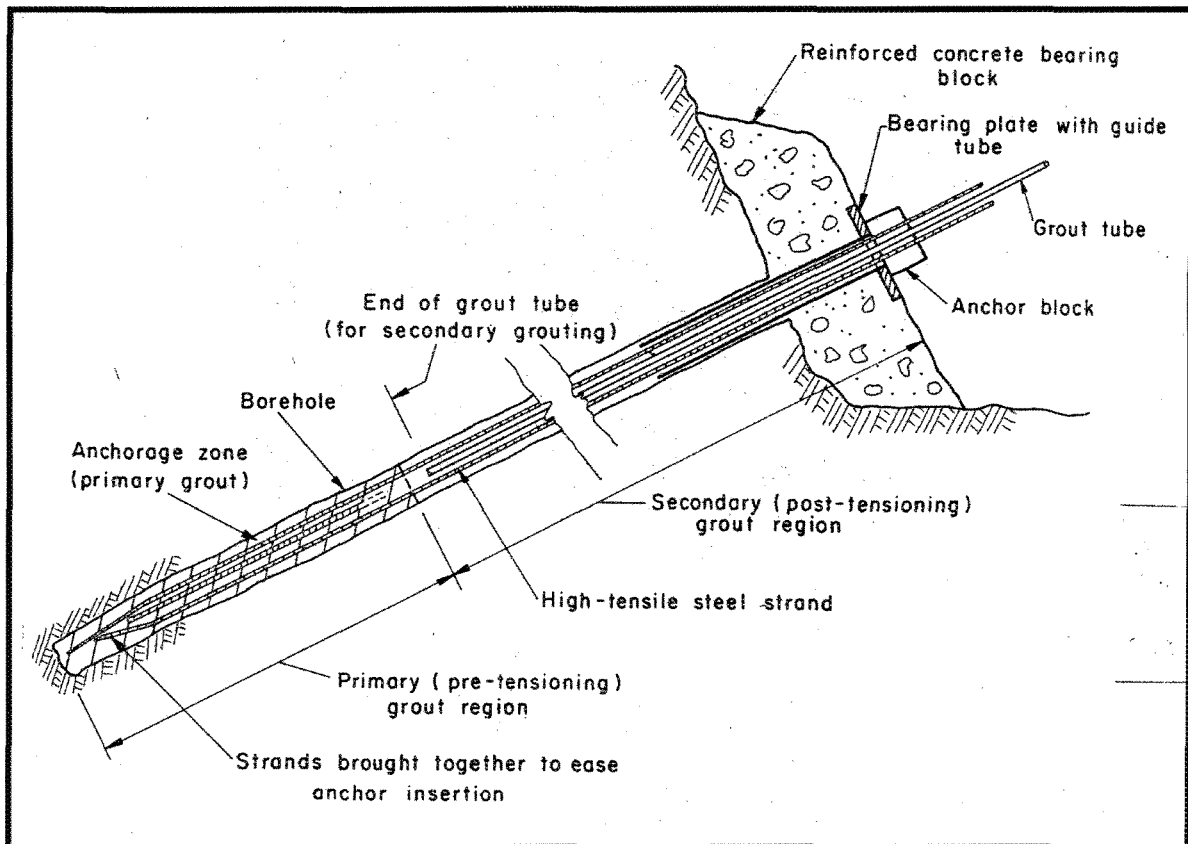


Figure 116 : Installation typique d'un boulon (tiré de Sage, 1977).

7.2.2 Le « shotcrete »

Le « shotcrete » est une couche de ciment posée sur la surface. La granulométrie du matériel doit être uniforme. Le mélange de ciment et d'eau est pompé à l'aide d'un camion et projeté sur le mur par un tuyau (figure 117). Le « shotcrete » est un traitement de surface. Il permet le support du matériel de surface et peut être utilisé en combinaison avec le boulonnage. Le « shotcrete » prévient l'altération de la roche et la détérioration progressive.

Le « shotcrete » est un matériel non-ductile ou fragile. Les ruptures dans le ciment peuvent se produire aux points de fortes contraintes. Il est possible qu'il y ait rupture progressive dans un mode typique de matériel fragile. La ductilité et la résistance du ciment peuvent être augmentées par des méthodes de renforcement. Celles-ci peuvent se faire selon deux méthodes selon Sage (1977) :

- 1- En plaçant une grille sur la pente avant de l'enduire de ciment ;
- 2- En ajoutant des morceaux de grillage au mélange de ciment.

Une considération importante à tenir en compte dans l'utilisation du ciment est de prévenir la construction de pression d'eau derrière la couche de ciment. En effet, la couche de ciment rend impossible la circulation de l'eau et la pression augmente. Cette augmentation de pression peut elle-même causer une instabilité. Il est donc nécessaire d'utiliser les méthodes de drainage adéquates. De plus, le ciment ne peut pas être utilisé à des températures sous le point de congélation. La température minimum possible est de 5 °C.

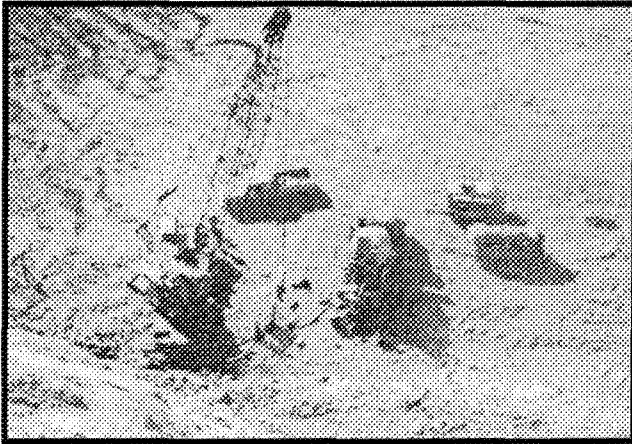


Figure 117 : Opération typique d'installation de couche de ciment dans une mine à ciel ouvert (tiré de Sage, 1977).

7.2.3 Les piliers

Un pilier est une structure massive qui permet le support selon deux façons : en permettant des restrictions latérales à travers le « poids mort » et en augmentant la résistance du matériel sous le pilier. Le principe est présenté à la figure 118. Un pilier consiste en un mur de bois ou de ciment permettant de retenir les chutes de roches. Les piliers peuvent stabiliser les pentes hautes de 30 mètres ou plus hautes.

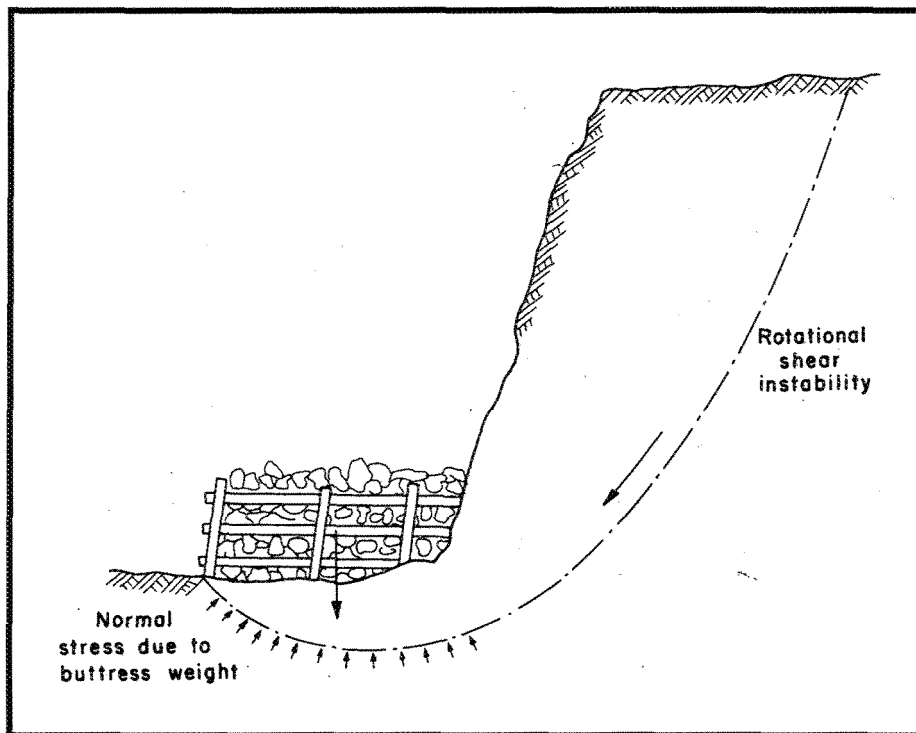


Figure 118 : Pilier avec une charge morte de roches. Cette charge donne un contre poids pour résister à la rupture en rotation et augmente la contrainte normale (tiré de Sage, 1977).

7.2.4 Les murs de soutènements

Un mur de soutènement est une structure renforcée de bois ou de ciment permettant de retenir le matériel instable ou donnant un support direct à la pente. Différents types de murs de soutènement sont présentés à la figure 119. Cette méthode de support est relativement coûteuse à construire. Elle est utilisée seulement pour des applications spéciales, comme la protection d'un accès.

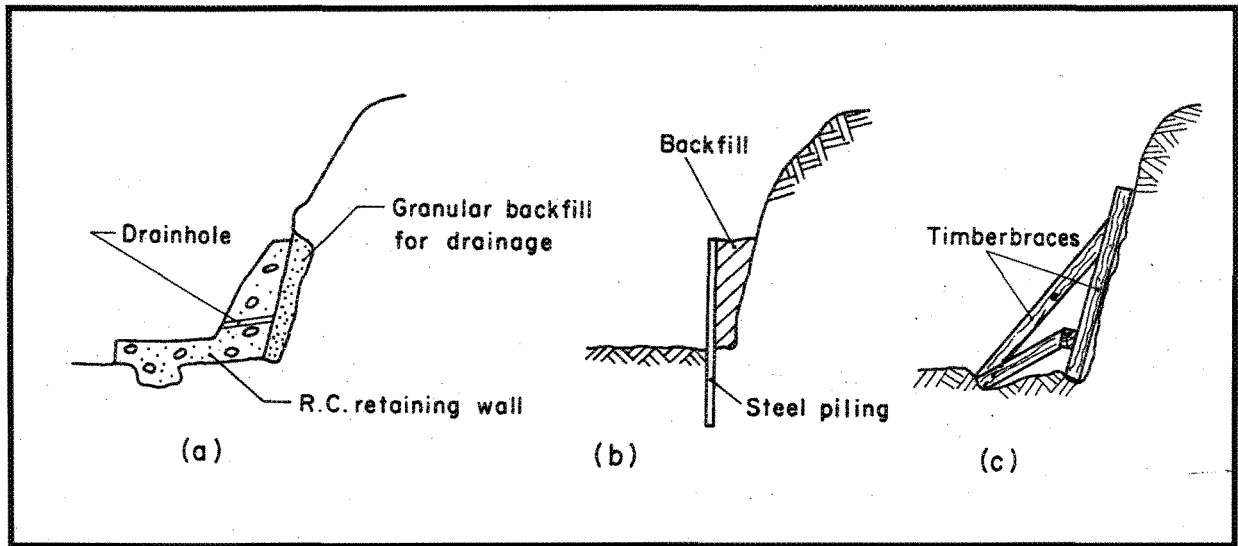


Figure 119 : Types variés de murs de soutènement : (a) Ciment renforcé ; (b) Pilier d'acier avec du remplissage ; (c) Fixation de bois (tiré de Sage, 1977).

7.2.5 Les grillages

Le grillage est utilisé pour retenir les roches instables, il évite les chutes de matériel vers les sites de travail. Le grillage est utilisé en combinaison avec le boulonnage, comme il est illustré à la figure 120. Le grillage est une méthode simple, non coûteuse et facile d'installation. Par contre, cette méthode n'augmente pas la stabilité des pentes elle permet seulement d'éviter les chutes de roches.

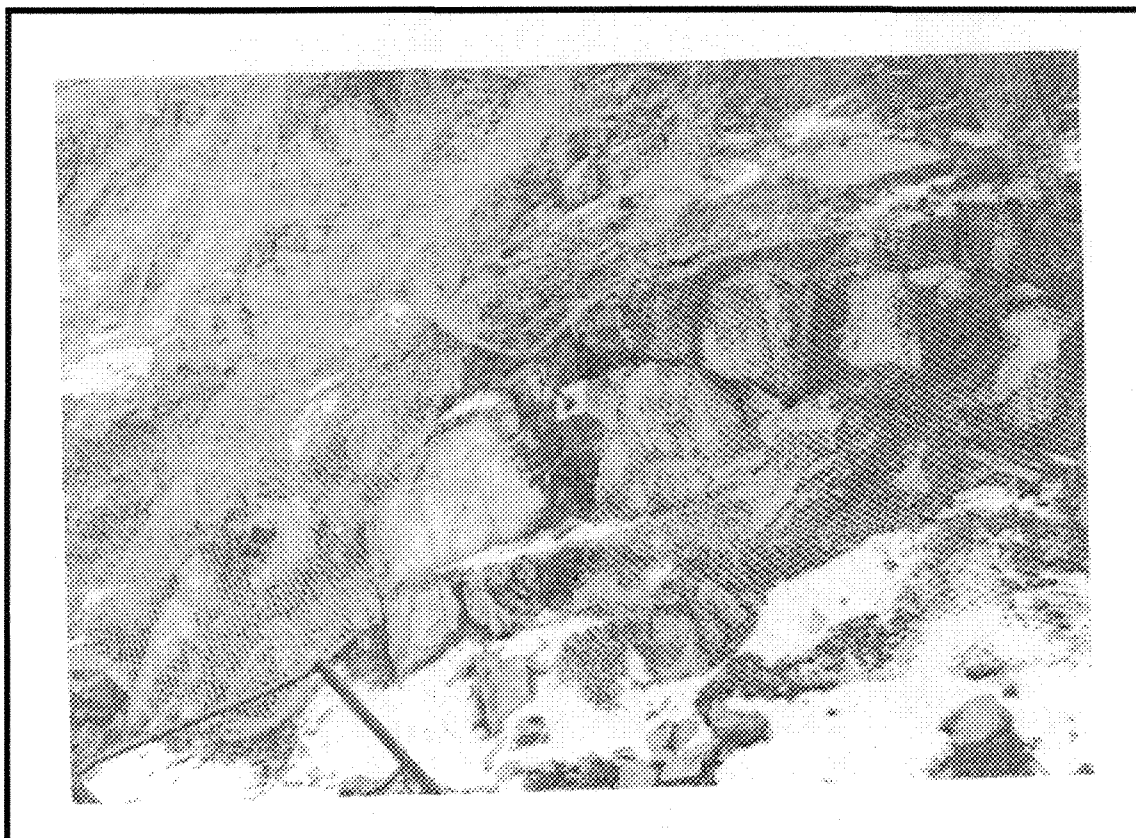


Figure 120 : Grillage utilisé comme protection contre des roches instables. Un boulon est visible au centre de la photo (tiré de Sage, 1977).

7.2.6 Les câbles d'ancrage

Le renforcement des excavations minières par câbles d'ancrage a pris depuis une quinzaine d'années un essor considérable. Les avantages de cette technique se trouvent dans sa souplesse d'utilisation, sa facilité de mise en place ou encore son grand champ d'applications, en mine souterraine comme en ciel ouvert (Mourlan, 1990). On utilisait les câbles d'ancrage dès 1963 dans la mine de Greco en Ontario. Les câbles utilisés étaient des câbles de treuils dégraissés, de 25 mm de diamètre, insérés dans des trous de forage et scellés par un coulis de ciment. Aujourd'hui les câbles les plus utilisés sont des torons de

15,2 mm de diamètre, constitués de 7 fils (figure 121). Il s'agit d'un boulonnage passif à ancrage réparti.

Par rapport à d'autres méthodes de renforcement, le soutènement par câbles d'ancrage présente deux avantages qui en ont fait son succès :

- 1- La possibilité de renforcer les terrains sur de grandes distances et la facilité de mise en place à partir d'un espace réduit ;
- 2- L'adaptation de la raideur des câbles au problème de soutènement posé. Qu'ils soient sollicités en traction comme en cisaillement, suite à des mouvements au sein des massifs rocheux, les boulons-câbles opposent une raideur qui peut être améliorée en introduisant plusieurs torons.

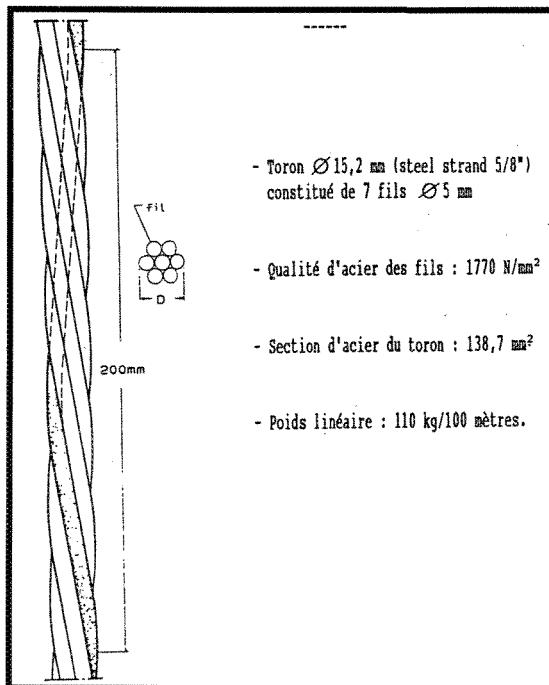


Figure 121 : Principales caractéristiques du câble le plus utilisé actuellement (tiré de Mourlan, 1990).

7.2.7 Cas de la mine Troilus

Dans le cas de la mine Troilus la méthode de soutènement utilisée est le boulonnage. Les tiges d'acier utilisées ont une longueur de 6 ou 9 mètres (20 ou 30 pieds) selon le cas à l'étude. Les boulons sont installés à l'aide d'une machine appelée JUMBO (figures 122 et 123). Par la suite, les boulons subissent une tension de 32 tonnes pour permettre une augmentation de la résistance au cisaillement. Les boulons sont fixés dans le massif rocheux à l'aide de tube de résine (environ 10 tubes par boulon).



Figure 122 : Photo du Jumbo utilisé à la mine Troilus en pleine action.



Figure 123 : Vue rapprochée du bras d'extension.

7.3 Contrôle de terrain par le contrôle des eaux

Comme il a été mentionné au chapitre 5, l'écoulement de l'eau peut augmenter les problèmes liés à la stabilité des murs. En effet, l'eau diminue la résistance du massif de différentes façons et c'est pour cette raison qu'il est important de contrôler les différentes venues d'eau.

Pompage

Pour que la mine soit asséchée en permanence pour permettre l'exploitation, divers instruments de pompage sont présents pour parvenir au pompage des venues d'eau. Le système principal comprend deux réservoirs d'une capacité de 150 000 litres. Quatre pompes Flygt HT et deux pompes Gorman 140 HP permettent le pompage de 11 350 litres par minute dans l'ensemble du réseau. Un tel système est nécessaire parce qu'il y a en

moyenne 175 000 mètres cube d'eau (175 000 000 litres) qui s'infiltré dans la fosse 87 de la mine Troilus à chaque année (voir chapitre 5). De plus, un pompage secondaire est effectué. Celui-ci se produit lorsque les opérations (forage, sautage, excavation) sont ralenties par une venue d'eau plus importante. Ce pompage secondaire consiste à sauter une partie du plancher à plus grande profondeur, d'y creuser un trou à l'aide d'une pelle rétrocraveuse et d'y insérer une pompe. Le niveau de la nappe phréatique est suivi à l'aide de cinq piézomètres présents au pourtour de la fosse 87. Ce système de surveillance a été expliqué en détail au chapitre 5.

Trou de drainage et puits de pompage

Pour permettre le soulagement de la pression d'eau sur les différents murs de la fosse 87 de la mine Troilus, deux méthodes sont utilisées. Premièrement, au pourtour de la fosse six puits ont été forés : PT1, PT2, PT3, PT4, PT5 et PT6. Les puits PT5 et PT6 ont été détruits lors de l'excavation et les puits PT1, PT3 et PT4 se sont avérés secs. Il y a seulement le puits PT2 qui est actif. Le pompage de ce dernier permet d'abaisser de façon considérable le niveau de la nappe phréatique à proximité (voir chapitre 5 pour plus de détail).

Deuxièmement, lors de la poursuite de l'excavation différents trous de drainage horizontaux ont été effectués pour permettre l'évacuation d'une partie de la pression d'eau par l'écoulement. Au cours de la vie de la mine, il s'est avéré que la connectivité entre les fractures au mur ouest ne permet pas l'écoulement de l'eau à travers aucun de ces trous, toutes les tentatives se sont avérées infructueuses. La même problématique a été observée au mur est lorsque le trou est foré à travers le dyke felsique. Par contre, les trous effectués

à l'intérieur de la diorite au mur est sont parfois très efficaces. Lorsque le trou est foré, l'eau peut s'écouler à plein régime pendant environ deux mois. La figure 124 permet de visualiser la technique utilisée. Les trous ont une profondeur de 61 mètres (200 pieds) et un diamètre de 15 centimètres (6 pouces).



Figure 124 : Photo d'une foreuse utilisée pour la mise en œuvre d'un trou de drainage à la mine Troilus.

Toutes ces méthodes pour contrôler le niveau de l'eau permettent d'augmenter la stabilité des murs de la fosse 87. En effet, les différentes méthodes de pompage permettent d'abaisser le niveau d'eau et d'ainsi diminuer l'effet de la pression hydraulique sur les murs. Les effets importants d'une telle pression ont été illustrés au chapitre 6. Une autre action de l'eau, autre que la poussée hydraulique, est l'action mécanique du gel et dégel. Comme la mine Troilus se situe dans un climat où l'hiver est présent pendant environ 6 mois par année, le gel et le dégel peut avoir un effet majeur. Par contre, cet effet est très

difficile à mesurer. Il est toutefois possible d'affirmer que s'il y a présence d'eau à l'intérieur du système de fracturation, cette dernière gèlera lors des temps froids et il y aura dilatation. En effet, la glace occupe un plus grand volume que l'eau liquide, ce qui va exercer une pression complémentaire aux différentes parois de fractures. Lors du dégel les parois auront tendance à reprendre leur forme, ces différents mouvements peuvent jouer un rôle plus ou moins important dans les différentes instabilités. C'est pour cette raison qu'il est important de garder les murs d'une mine à ciel ouvert le plus secs possible.

CHAPITRE 8

DISCUSSION

INTÉGRATION DES DIVERS ASPECTS POUR LA STABILITÉ DES PENTES À LA MINE TROILUS

Lors de l'analyse de stabilité menée dans le cadre de cette étude, différentes possibilités de rupture ont été ciblées. Par contre, le nombre de possibilités peut augmenter de façon considérable lorsque certains facteurs se présentent. En effet, un exemple frappant est la variabilité de l'orientation des différentes familles de discontinuité. Le cas typique est la possibilité de rupture planaire le long du joint de foliation au mur est de la fosse 87. En envisageant le problème de rupture planaire le long de la foliation au mur est sur une base statistique, il est possible d'affirmer que la foliation présente un pendage plus petit que 52,5 degrés dans 2,5% des cas. Lorsque ce cas se présente, la rupture le long de la foliation au mur est peut se faire à l'échelle inter-rampe et non seulement à l'échelle du banc individuel. De plus, l'angle de friction utilisé de 30 degrés lors de l'analyse de stabilité ne présente qu'une moyenne. Lors des travaux de ROCHE (1992), il a été démontré que l'angle de friction pour les joints présentant une altération en séricite est plutôt de 22 degrés. Ceci fait en sorte que les joints horizontaux peuvent présenter des risques de rupture planaire lorsque la discontinuité se retrouve à l'intérieur du dyke felsique. Lorsque le joint horizontal se retrouve à l'intérieur de la diorite ou de la brèche la rupture de type planaire peut aussi se produire même si le cas moyen est impossible. En effet, le pendage

moyen de la famille horizontale est de 15 degrés (donc plus petit que l'angle de friction de 30 degrés) mais ce dernier possède aussi une variabilité. La famille horizontale présente un pendage plus grand que 30 degrés dans 7.6% des cas, alors la rupture planaire le long des joints horizontaux devient possible.

Les différents modes de rupture planaire et en coin présentés dans cette analyse de stabilité sont définis par une surface de rupture plane. Par contre, de tels types de rupture peuvent se produire le long d'une surface en escalier (comme le fauchage). La combinaison des joints de foliation avec les joints horizontaux pourrait amener un glissement sur un plan moyen en escalier. Une rupture de cette nature devrait être analysée dans une future étude.

Un autre facteur qui augmente de façon considérable le nombre de possibilités de rupture est l'application d'une pression hydraulique. En effet, le nombre de cas avec un facteur de sécurité plus petit que 1,3 passe de 9 à 16 lors de l'analyse par *SWEDGE* pour les ruptures en coin avec présence d'eau. L'effet d'une pression interstitielle ressort aussi de façon flagrante en observant le tableau 48. Les facteurs de sécurité diminuent de façon drastique pour les possibilités de rupture planaire avec la présence d'une faible quantité d'eau à l'intérieur des différentes discontinuités. Tout ceci permet de dire qu'il est primordial de contrôler les différentes venues d'eau dans la fosse 87 et d'abaisser de façon constante le niveau d'eau à l'intérieur des murs en effectuant un pompage adéquat.

Les pressions de terrain (contraintes naturelles) ont elles aussi un rôle à jouer dans la stabilité des pentes de la fosse 87 de la mine Troilus. Trois scénarios sont présentés aux figures 56, 58 et 59. Ceux-ci permettent d'affirmer que l'orientation des contraintes

naturelles est très importante à déterminer. En effet, les trois cas présentés au chapitre 5 ont un effet tout à fait différent sur les divers modes de rupture possibles. Une contrainte naturelle principale parallèle à l'axe nord-sud de la fosse 87 entraîne une distribution des contraintes naturelles homogène au pourtour de la circonférence de la fosse. Par contre, une contrainte principale dans l'axe est-ouest de la fosse 87 pourrait entraîner du flambage au mur est (combinaison entre la foliation et les joints horizontaux). Le fauchage présent au mur ouest serait, quant à lui, diminué par une telle orientation de contrainte. Le dernier scénario présente une contrainte principale oblique à l'axe nord-sud de la fosse 87. Celui-ci entraînerait une concentration importante des contraintes dans les coins de la fosse ce qui favoriserait certaines ruptures en coin.

Un autre facteur important dans la détermination des nombres de possibilités de rupture est la méthodologie utilisée lors de l'analyse de stabilité. En effet, les différentes zones de Piteau and Associates (2001) utilisées lors de l'analyse cinématique sont issues de règles empiriques. Elles reposent seulement sur certaines expériences et observations antérieures. La règle établie par Piteau and Associates concernant la continuité de plus de 10 mètres et un espacement moyen de moins de 2 mètres pour permettre le fauchage est mis en défaut par la démonstration de Nichol et al. (2002). Cet article présente le cas d'un fauchage où les joints ont un espacement supérieur à 3 mètres. Ces différentes règles ont été utilisées dans les rapports antérieurs touchant la stabilité des pentes de la fosse 87 de la mine Troilus ce qui valide leur utilisation dans le cadre de cette étude. L'utilisation de différentes règles pourraient faire varier le nombre de possibilités de rupture ciblées. Le fauchage présent au mur ouest a été analysé à l'aide des abaques de Zambak. Ces dernières

abaques permettent seulement une analyse avec une surface en escalier possédant un angle maximal de 10 degrés. Le tableau 49 présente plutôt des angles d'escalier entre 20 et 27 degrés. Une augmentation aussi importante de l'angle de l'escalier pourrait faire changer les conclusions vis-à-vis les possibilités de fauchage au mur ouest. De plus, ces abaques ne tiennent pas compte de la présence d'eau et des contraintes naturelles. Cette étude a permis de démontrer clairement que ces deux derniers facteurs ont une grande influence sur la stabilité de pentes de la fosse 87. Tous ces différents points peuvent faire en sorte que le fauchage pourrait se retrouver sur une plus grande proportion du mur ouest que la zone de déformation ciblée lors de l'analyse avec les abaques de Zanbak.

Les abaques de Zanbak ont été construites à partir de la théorie sur le basculement développée par Goodman et Bray (1976). Des travaux menés par Cruden (1989) ont permis d'étendre la zone de rupture potentielle en basculement à une gamme beaucoup plus large de directions de discontinuités pour une pente rocheuse déterminée par Goodman et Bray (1976). La figure 125 montre bien l'étendue que peut maintenant prendre la zone critique pour ce type de rupture. En effet, le modèle cinématique du fauchage ordinaire proposé par Goodman et Bray peut être étendu pour démontrer que l'angle maximal entre la pente et la direction du pendage de la discontinuité interne permettant le renversement dépend de l'angle de frottement le long des discontinuités et de l'angle de la pente lorsque les discontinuités ont un pendage vers le talus. Le renversement par flexion peut se produire lorsque les discontinuités ont un pendage dans la même direction que la pente du talus mais plus raide que l'angle de la pente et que l'angle de frottement le long des

discontinuités. Des exemples de fauchage naturel dans ces plages étendues d'orientations ont été observés.

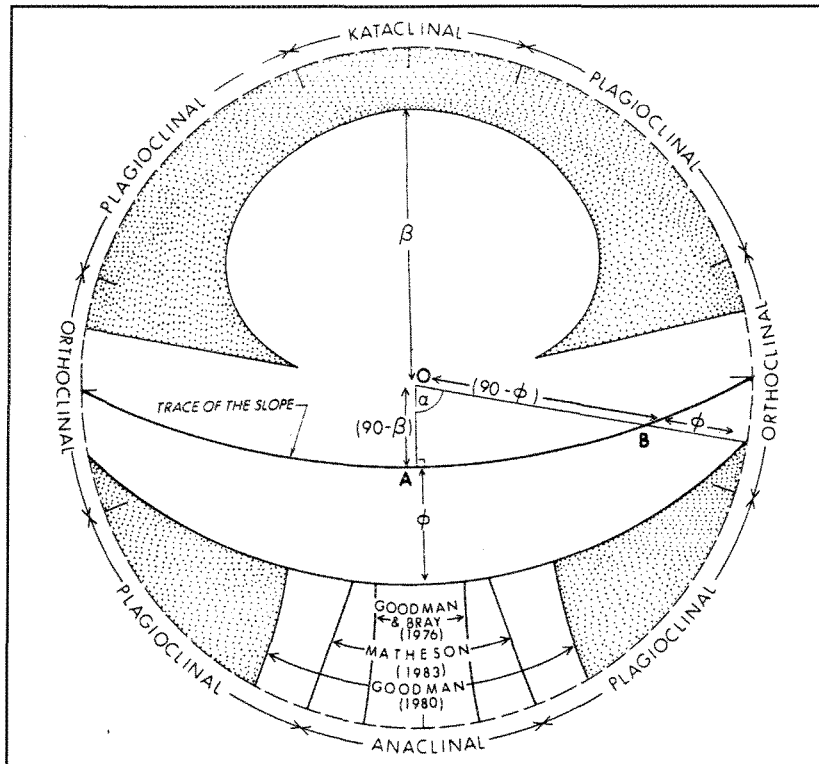


Figure 125 : Les limites pour les pôles de discontinuités qui permettent le basculement commun sur une pente avec un pendage de 70° (β) et un angle de friction de 30° (ϕ). Les extensions proposées pour ces limites sont montrées en pointillé. Tiré de Cruden (1989).

En tenant compte de cette nouvelle zone étendue, il est possible de réaliser que le risque de rupture par basculement est probablement présent tout au long du mur ouest de la fosse 87. Ceci tient compte seulement des caractéristiques géométriques et non de la dynamique de rupture (la mécanique en tant que telle). De plus, l'influence d'une pression hydraulique n'est pas évaluée à l'intérieur des abaques de Zanbak. Pour toutes ces raisons, une étude plus approfondie pour la caractérisation du fauchage serait primordiale. Pour

effectuer ceci il existe un logiciel informatique développé par ITASCA du nom de UDEC (Universal Distinct Elements Code).

Le code informatique utilisé par UDEC est formé à l'aide d'éléments distincts. L'avantage considérable de la modélisation par éléments distincts sur les autres types de codes numériques (codes pour différences finies ou pour éléments finis) est de prendre en compte un espace en deux dimensions discontinus. Ce dernier est constitué de plusieurs blocs séparés par des interfaces (ou des discontinuités). Le long de ces contacts sont attribuées des lois de comportement de la même manière qu'aux blocs intrinsèques (Rafini, 2002).

UDec est un code de modélisation numérique fourni par Itasca Consulting Group Inc. Ce dernier a été initialement conçu pour des études géotechniques. Il est pré-programmé pour imiter le comportement des roches. Il contient comme base de fonctionnement des lois de déformation (élasticité, élasto-plasticité, plasticité, etc). C'est un modèle de type géomécanique. Une revue critique des méthodes d'analyse incluant l'équilibre limite et les méthodes d'éléments distincts a été réalisée par Pritchard et Savigny (1990). La méthode d'éléments distincts ressort comme étant la meilleure technique pour modéliser tant le mode de basculement en bloc que le basculement en flexion. Pritchard et Savigny (1990) ont modélisé trois exemples de basculement : le basculement théorique d'un bloc, un modèle physique de basculement en flexion, et une pente construite sur le site de la Brenda Mine près de Peachland en Colombie-Britannique. Les résultats démontrent que UDEC peut modéliser les deux types de basculement de bloc et en flexion, que le processus se limite aux glissements en profondeur planaires ou curvilignes, et que les autres

formes topographiques telles que les escarpements plans et les grabens sont une manifestation du processus de basculement. Le code UDEC contient certaines capacités, comme : la déformation par bloc, un générateur de joints permettant la création de systèmes de joints, la présence de pression hydraulique et un écoulement utilisant une perméabilité de joint non-linéaire. Le désavantage majeur de cette méthode réside dans la complexité de la modélisation. Il s'avère très ardu de préparer les données pour parvenir à la résolution d'un problème. La modélisation à l'aide d'UDEC demeure un projet en soi et fera l'objet d'une autre étude.

Une autre considération sur les possibilités de rupture présentes à la mine Troilus est que toutes les méthodes utilisées dans cette analyse de stabilité sont basées seulement sur les contraintes gravitaires. L'analyse tenant compte des contraintes tectoniques sur la stabilité des pentes rocheuses pourraient faire l'objet d'un projet de recherche en soi.

CHAPITRE 9

CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

L'objectif général de ce projet était de délimiter les modes de rupture les plus sujets à se développer dans le cadre de la mine Troilus. Ceci a été effectué en réalisant différentes étapes, soit : le zonage structural de la fosse 87, l'évaluation de l'importance de l'eau face à la stabilité des murs, la caractérisation des propriétés physiques du massif rocheux, la caractérisation de la qualité du massif rocheux et l'analyse et l'évaluation des divers modes de ruptures susceptibles de se développer le long des pentes rocheuses de la fosse 87 de la mine Troilus.

Pour parvenir au zonage structural de la fosse 87 une cartographie structurale à grande échelle a été effectuée tout au long des murs de la fosse. La cartographie s'est effectuée à l'aide de la méthode de la fenêtre. La compilation des données a permis de faire ressortir les six grandes familles de discontinuités présentes dans la fosse 87 (voir tableau 11) ainsi que les caractéristiques individuelles de chacune de ces familles. Par la suite, il a été possible de cibler quatre grands domaines structuraux, soit : le domaine A(2A), le domaine A(2B), le domaine A(2B,2C) et le domaine B. Le domaine B est caractérisé par le passage de la zone problématique. Cette étude a aussi permis de conclure que la zone problématique n'est pas un problème vis-à-vis la stabilité des pentes avec l'utilisation du design actuel. En effet, cette famille de discontinuités a été excavée lors de la phase finale

du mur ouest. Finalement, chacun des domaines structuraux a été subdivisé en secteurs ayant une orientation du mur constante.

L'évaluation de l'importance de l'eau sur la stabilité des murs de la fosse 87 de la mine Troilus a été faite en utilisant les données des cinq piézomètres présents au pourtour de la fosse. Suite à l'évaluation d'un indice de dangerosité, il a été possible de conclure que la pression hydraulique présente aux piézomètres 4 et 5 est la plus dangereuse pour ce qui est de la stabilité des pentes rocheuses de la fosse 87. Les pressions hydrauliques calculées dans chacun des piézomètres, sont : 1496 KPa pour le PZ1, 135 KPa pour le PZ2, 926 KPa pour le PZ3, 836 KPa pour le PZ4 et 880 KPa pour le PZ5. De plus, il a été possible d'évaluer l'importance de l'application d'une pression hydraulique (aussi petite soit-elle!) sur la stabilité des pentes de la fosse 87 lors de la modélisation à l'aide des logiciels *SWEDGE* et *ROCPLANE*. Cette analyse de stabilité permet d'affirmer que l'ajout d'une pression hydraulique réduit de façon considérable le facteur de sécurité présent sur chaque possibilité de rupture. Le facteur de sécurité est réduit de telle façon qu'il est possible d'envisager des scénarios catastrophiques, d'où l'importance de toujours contrôler l'écoulement d'eau présent dans la fosse 87 de la mine Troilus.

La caractérisation des propriétés physiques du massif rocheux a été effectuée à l'aide des données présentes dans le rapport de ROCHE (1992). Le massif rocheux ressort comme une roche compétente et relativement homogène. La roche intacte présente à la mine Troilus présente une résistance en compression de l'ordre de 138 à 207 MPa. De plus, l'angle de frottement pour les joints séricitisés est de 22 degrés et pour les autres

jointes de 31 degrés. La cohésion est de l'ordre de 15 à 30 MPa pour la roche intacte (à l'échelle du massif rocheux).

La caractérisation de la qualité du massif rocheux s'est effectuée à l'aide du rapport de Choquet (1993). Ce rapport fait ressortir que les valeurs de RQD sont généralement supérieures à 90 % pour ce qui est de l'ensemble de la fosse 87. Ceci correspond à un roc de bonne qualité.

Les différents modes potentiels d'instabilité ont été caractérisés à l'aide d'une étude cinématique. Cette dernière s'est effectuée à l'aide du logiciel *DIPS* et des zones de ruptures potentielles établies par Piteau and Associates (2001) dans leurs rapports antérieurs touchant la stabilité des pentes de la fosse 87 de la mine Troilus. 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. Pour les ruptures de type planaires le logiciel *ROCPLANE* a été utilisé. Finalement, le fauchage a été analysé à l'aide des abaques de Zank (1983). 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 neuf cas de rupture en coin pour les murs secs et à l'échelle du banc individuel. Six de ces neuf cas correspondent à la zone problématique combinée à un joint vertical. Pour ce qui est de l'échelle inter-rampe, ce sont les joints de la zone problématique (joint no. 3 et 4) et le joint vertical du domaine B qui créent les sept cas. La présence d'eau a un effet important parce que le nombre de cas de rupture en coin passe de neuf à seize.

La fosse 87 présente aussi des possibilités de rupture de type planaire. À l'échelle du banc individuel et avec des murs secs, il est possible de retrouver onze cas de rupture planaire. Les deux familles de discontinuités les plus importantes qui présentent des ruptures de types planaires sont la foliation et la zone problématique. À l'échelle inter-rampe, six cas sont présents. Ils sont caractérisés par le passage de la zone problématique dans le domaine B de la fosse 87 de la mine Troilus. La présence d'eau diminue grandement le facteur de sécurité de chacune de ces possibilités de rupture.

Les abaques de Zanbak (1983) permettent de dire que les possibilités de fauchage se retrouvent seulement dans le couloir de déformation, donc dans les domaines A(2B) et A(2A) seulement. Par contre, cette méthode est simplifiée et ne tient pas compte de plusieurs facteurs. En effet, les abaques présentées dans l'article permettent seulement d'évaluer la stabilité des colonnes rocheuses reposant sur un plan en escalier avec un angle maximal de 10 degrés. Pourtant l'angle d'escalier formé par les joints horizontaux et la foliation se retrouvent plutôt entre 20 et 27 degrés. L'augmentation de l'angle de l'escalier changerait sans aucun doute les conclusions de stabilité par rapport au fauchage du mur ouest de la fosse 87. De plus, les abaques ne permettent pas de tenir compte des contraintes naturelles et des pressions hydrauliques qui ont elles aussi un grand rôle à jouer sur la stabilité des colonnes rocheuses présentes au mur ouest de la fosse 87.

La rupture par basculement, ou fauchage, est une problématique préoccupante dans le cadre de la stabilité des murs de la fosse 87 de la mine Troilus. Ce type d'instabilité a été étudié à l'aide des abaques développées par Zanbak (1983). Ces abaques ne tiennent pas compte de différents éléments comme la pression d'eau, donc les risques d'instabilité par

fauchage qui ont été identifiés peuvent devenir plus importants si une autre méthode d'analyse serait utilisée.

Un autre point à approfondir pour cette étude serait la caractérisation des contraintes naturelle présentes au pourtour de la fosse 87 de la mine Troilus. En effet, la présence d'une compression au mur est pourrait développer du flambage. Une telle compression pourrait aussi aider le basculement présent au mur ouest de la fosse 87. Il est donc important de caractériser les contraintes naturelles présentes à la mine Troilus pour en connaître l'ampleur et l'orientation. Ceci devrait être inclus dans une étude plus approfondie sur le fauchage et l'instabilité en *kink*.

RÉFÉRENCES

- Archambault, G. 2001. Communications personnelles.
- Archambault, G., et Ladanyi, B. 1993. *Failure of Jointed Rock Masses by Kink Zone Instability : An Important and Dangerous Mode of Rupture*; Eurock'93, Ribeiro e Sousa & Grossman (eds), publiés pour: Sociedade Portuguesa de Geotecnia, p. 761-769.
- Arjang, B. 1996. In situ ground stresses in the Abitibi mining district; *CIM Bulletin*, Vol. 89, N° 996, p. 65-71.
- Barton, N., Lien, R., et Lunde, J. 1974. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support ; *Rock Mechanics*, 6, 183-236.
- Barton, N.R. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints; *Engineering Geology*, Elsevier, Vol. 7, p. 287-332.
- Bélanger, J. 2001. *Cartographie structurale été-automne 2001* ; Rapport interne Mine Troilus, 12 p.
- Bélanger, J. 2002. *Cartographie structurale 2001, structures majeures dans la fosse 87, design final 2012R12 versus zone problématique au mur ouest* ; 12 p.
- Bieniawski, Z.T. 1976. Rock mass classifications in rock engineering ; *In Exploration of Rock Engineering*, Z.T. Bieniawski (ed.) A.A. Balkema, Cape Town, 1, 97-106.
- Betti, E. 1872. 'Theori dell elasicita.' Il Nuovo Ciemento, p.7-10.

-
- Brady, B.H.G., et Brown, E.T. 1985. *Rock mechanics for underground mining* ; George Allen and Unwin, London.
- Bles, J.-L., et Feuga, B. 1981. *La fracturation des roches*; Bureau de Recherches Géologiques et Minières, Orléans, 123 p.
- Carles, P. 2000. *Constraints on the genesis of the archean Troilus gold-copper deposit*; Québec, Thèse M. Sc., Université McGill, 100 p.
- Caron, D. 1997. *Projet de piézomètres autour de la fosse 87*. Les Mines Inmet, Rapport interne, 15 p.
- Cederger, H.R. 1989. *Seepage, drainage, and flow nets, third edition*; John Wiley & Sons, 465 p.
- Choquet, P. 1993. *Stabilité des pentes et aspects connexes fosses 87 et J4 du projet Troilus* ; Ingénierie SUPPORTEK, 61 p.
- Cruden, D.M. 1989. Limits to common toppling; *Can. Geotech. J.* 26. p. 737-742.
- Crouch, S.L., et Starfield, A.M. 1983. *Boundary element methods in solid mechanics*; London: George Allen and Unwin.
- Daigneault, R. 2001. *Évaluation géologique de la zone J4 mine Troilus* ; Centre d'études sur les ressources minérales, Université du Québec à Chicoutimi, 12 p.
- Daigneault, R., et Allard, G.O. 1984. Évolution tectonique d'une portion du sillon de roches vertes de Chibougamau; *Canadian Institute of Mining and Metallurgy*, spécial V.34, p.211-228.

-
- Deere, D. U. 1964. Technical description of rock cores for engineering purposes; *Rock Mechanics and Engineering Geology*, vol.1, no.18 p. 16-22.
- Dimroth et al. 1984. A mechanical analysis of the late archean Gwillim lake shear belt, Chibougamau area, Quebec; *Canadian Journal of Earth Sciences*, V.21, No.8, p. 963-968.
- Duvall, W.I., et Obert, L.E. 1967. *Rock mechanics and the design of structures in rock*; Wiley, New York.
- ENTRACO, 1991. *Projet minier Troilus-Frotet, site minier, étude préliminaire*. No. 758-290.
- Fairhurst, C. 1964. On the validity of the braxilian test for brittle materials; *Intnl. J. Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.1, p. 535-546.
- Federal Higway Administration (FHWA). 1991. *Rock slopes*; United States Department of Transportation, p.19.
- GEOCON division de SNC-LAVALIN. 1993. *Étude Hydrologique et Hydrogéologique, Projet Troilus*, Rapport final, No. M-5937, 79 p.
- Goodman, R.E. 1989. *Introduction to rock mechanics* ; 2nd edition, John Wiley and Sons, 562 p.
- Goodman, R.E. 1976. *Methods of geological engineering in discontinuous rocks* ; West, St-Paul.
- Goodman, R.E., et Bray, J.W. 1976. *Toppling of rock slopes*; Proc. Speciality Conference on Rock Engineering for Foundations and Slope. Boulder, Colorado, ASCE, Vol. 2.

- Goodman, R.E., et Shi, G. 1985. *Block theory and its application to rock engineering* ; Prentice-Hall, New Jersey.
- Goodman, S., A.E. Williams-Jones, et P. Carles. 2003. *Structural controls on the two-stages development of the archaean Troilus gold-copper deposit*; unpublished article, 12 p.
- Gosselin, C. 1996. *Synthèse géologique de la région de Frotet-Troilus*; Ministère des Ressources naturelles, Québec; ET 96-02, 22 p.
- Gosselin, C. 1998. *Synthèse géologique de la région de Frotet-Troilus. Dans : Géologie et métallogénie du district minier de Chapais-Chibougamau, Nouvelle vision du potentiel de découverte (éditeur P. Pilote). Ministère des Ressources naturelles, Québec; DV 98-03, p. 63-70.*
- GEOCON division de SNC-LAVALIN. 1993. *Étude hydrologique et hydrogéologique, Projet Troilus, Rapport final, No. M-5937, 79 p.*
- Handin, J., et al. 1963. Experimental deformation of sedimentary rocks under confining pressure : Pore Pressure Tests ; *Bulletin Am. Asso. Petrol. Geol.*, 47, 717-755.
- Hanmer, S.K. 1982. Vein arrays as kinematic indicators in kinked anisotropic materials; *Journal of Structural Geology*. 4(2), p. 151-160.
- Heard, H.C. 1960. Transition from brittle to ductile flow in solenhofen limestone as a function of temperature, confining pressure and interstitial fluid pressure ; *In Rock Deformation, Geol. Soc. Amer. Mem.*, 79, 193-226.
- Herget, G. 1988. *Stresses in rock* ; A.A. Balkema, 179 p.

-
- Hoek, E. 2002. *Rock engineering*; notes de cours tiré du CD de Rocscience.
- Hoek, E., et Bray, J.W. 1981. *Rock slope engineering*; The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.
- Hoek, E., et Brown, E.T. 1980. *Underground excavations in rock*; The Institution of Mining and Metallurgy, London, 527 p.
- 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.
- Jaeger, J.C. 1970. The behaviour of closely jointed rock; *Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics*. Berkeley, p. 57-68.
- Ladanyi, B., et Archambault, G. 1970. Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass; *Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics*, published by AIME, New York, p. 105-125.
- Lamontagne, E. 2000. *Cartographie structurale*; Rapport interne Mine Troilus, 5 p.
- Magnan, M. 1993. *La zone 87 du gisement d'or et de cuivre du lac Troilus : Pétrographie et Géochimie*. Mémoire de maîtrise, Université du Québec à Chicoutimi, 164 p.
- Marinelli, F., et Nicolli W.L. 2000. Simple analytical equations for estimating ground water inflow to a mine pit; *Ground Water*, Vol.38, No.2, p.311-314.

- McLamore, R., et Gray, K.E. 1964. The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks; *Journal of Engineering for Industry*, V.89, p.62-76.
- McWhorter, D.B., et Sunada, D.K. 1977. *Ground water hydrology and hydraulics*; Highlands Ranch, Colorado: Water Ressources Publications.
- Mourlan, S. 1990. *Renforcement des excavations minières par câbles d'ancrage*; BRGM, France, 99 p.
- Müller, L. 1968. New considerations of the vajont slide; *Felsmechanik und ingenieurgeologie*, Vol. 6, No. 1, pages 1-91.
- Murrell, S.A.F. 1965. The effect of triaxial stress systems on the strength of rocks at atmospheric temperatures ; *Geophysical Journal*, 10, 231-281.
- Nichol, S.H., Hungr, O., et Evans, S.G. 2002. Large-scale brittle and ductile toppling of rock slopes; *Canadian Geotechnic Journal*, 39, 773-788.
- Obert, L.E., et Duvall, W.I. 1967. *Rock mechanics and the design of structures in rock*; Wiley, New York.
- Pahl, P.J. 1981. Estimating the mean lenght of discontinuity traces. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 18, 221-8.
- Pande, G.N., Beer, G., Williams, J.R. 1990. *Numerical methods in rock mechanics*; John Wiley and Sons Ltd, 327 p.

- Panet, M. 1976. *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil* ; Association Amicale des Ingénieurs Anciens Élèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 235 p.
- Patton, F.D. 1966. Multiple modes of shear failure in rock, Proc. 1st Cong. *ISRM* (Lisbon), Vol.1, pp. 509-513.
- Piteau and Associates, 2004. *Letter report to Inmet Mining Corporation, Troilus division*. Attention: M. Eric Lamontagne, Chief Engineer. Re: October 2003 Geotechnical Inspection. January 2004.
- Piteau and associates, 2001. *Slope stability analysis and design update for the west wall of fosse 87*; 24 p.
- Piteau and associates, 1997. *Slope stability analysis and slope design for the east wall of fosse 87*; 18 p.
- Poirier, S. 1996. *Étude expérimentale du comportement de la pression interstitielle et de son influence sur le comportement physico-mécanique d'un matériau poreux intact ou fracturé par essais triaxiaux non drainés*. Unpubl. M.Sc. Thesis, Université du Québec à Chicoutimi, 150 p.
- Priest, S.D. 1993. *Discontinuity analysis for rock engineering*; Chapman and Hall, London, 473 p.
- Priest, S.D., et Brown, E.T., 1983a. *Probabilistic stability analysis of variable rock slopes* ; Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, 92, A1-12.

- Priest, S.D., et Samaniego, J.A., 1983b. *A Model for the analysis of discontinuity characteristics in the two dimensions* ; Proceedings of the 5th ISRM Congress, ISRM, Melbourne, F199-F207.
- Pritchard, M.A., et Savigny, K.W. 1990. Numerical modelling of toppling; *Can. Geotech. J.* 27, 823-834.
- Rafini, S. 2002. *La modélisation géologique aux éléments distincts, utilisation du code UDEC* ; Université du Québec à Montréal, 25 p.
- Ramsay, J.G. 1967. *Folding and fracturing of rocks*. McGraw-Hill, 568 p.
- Robinson, L.H., JR. 1959. Effect of pore and confining pressure on the failure process in sedimentary rocks ; *colo. Sch. Mines Q.*, 54, 177-199.
- ROCHE. 1992. *Analyse de stabilité projet Troilus-Frotet* ; Étude de pré faisabilité, 129 p.
- Rocscience. 2002a. *Dips Plotting, Analysis and Presentation of Structural Data Using Spherical Projection Techniques* ; User's Guide, 84 p.
- Rocscience. 2002b. *Swedge probabilistic analysis of the geometry and stability of surface wedges* ; User's Guide, 86 p.
- Rocscience. 2001. *Rocplane planar sliding stability analysis of rock slope* ; User's Guide, 82 p.
- Rouleau, A., et al. 1993. *Transport properties of a fractured rock mass*; Conférence Conjointe de la SCGC-ASCE sur le Génie Environnemental, p. 229-236.

- Sage, R. 1977. *Pit slope manual chapter 6 – Mechanical support*; CANMET (Canada Center for Mineral and Energy Technology), CANMET report 77-3; 111 p.
- Sharp, J.C., Ley, G.M.M, et Sage, R. 1977. *Pit slope manual chapter 4- Groundwater*; CANMET (Canada Center for Mineral and Energy Technology), CANMET report 77-13; 240 p.
- Simard, A. 1987. *Stratigraphie et volcanisme dans la partie orientale de la bande volcano-sédimentaire archéenne de Frotet-Evans*. Ministère Énergie et Ressources du Québec, MB-87-17, 320 p. et 5 cartes.
- Simard, A., et Roy, C. 1984. Partie est de la bande volcano-sédimentaire archéenne Frotet-Evans : Potentiel aurifère. Chibougamau-Stratigraphy and Mineralization, *CIM Special*, Vol.34, p. 457-472.
- Speidel, F. 1991. *Frotet-Troilus : a new mining camp!* Texte de conférence, Minnova Inc. Rapport interne.
- Stubley, M.P. 1990. The geometry and kinematics of a suite of conjugate kink bands, southeastern Australia; *Journal of Structural Geology*. 12(8), p. 1019-1031.
- Terzaghi, K.Van. 1943. *Theoretical soil mechanics* ; New York, Wiley.
- Terzahi, K., et Richart, R.E. 1952. Stresses in rock about cavities; *Geotechnique*, Vol.3, p.57-90.
- Treffitz, E. 1926. 'Ein Gegenstück Zum Rizschen Verfahren'; Proc. 2nd Int. Congress in Applied Mechanics, Zurich.

-
- Warburton, P.M. 1981. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces ; *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 18, 415-427.
- Williams, R.E., Winter, G.V., Bloomsburg, G.L., et Ralston, D.R. 1986. *Mine hydrology*; Society of Mining Engineers, Colorado, 169 p.
- Zanbak, C. 1983. Design charts for rock slopes susceptible to toppling; *ASCE J Geot Eng*, 109: 1039-1062.

ANNEXE 1

ENSEMBLE DES STÉRÉOGRAMMES EFFECTUÉS LORS DE LA COMPILATION DE DONNÉES SUIVANT LA CARTOGRAPHIE STRUCTURALE

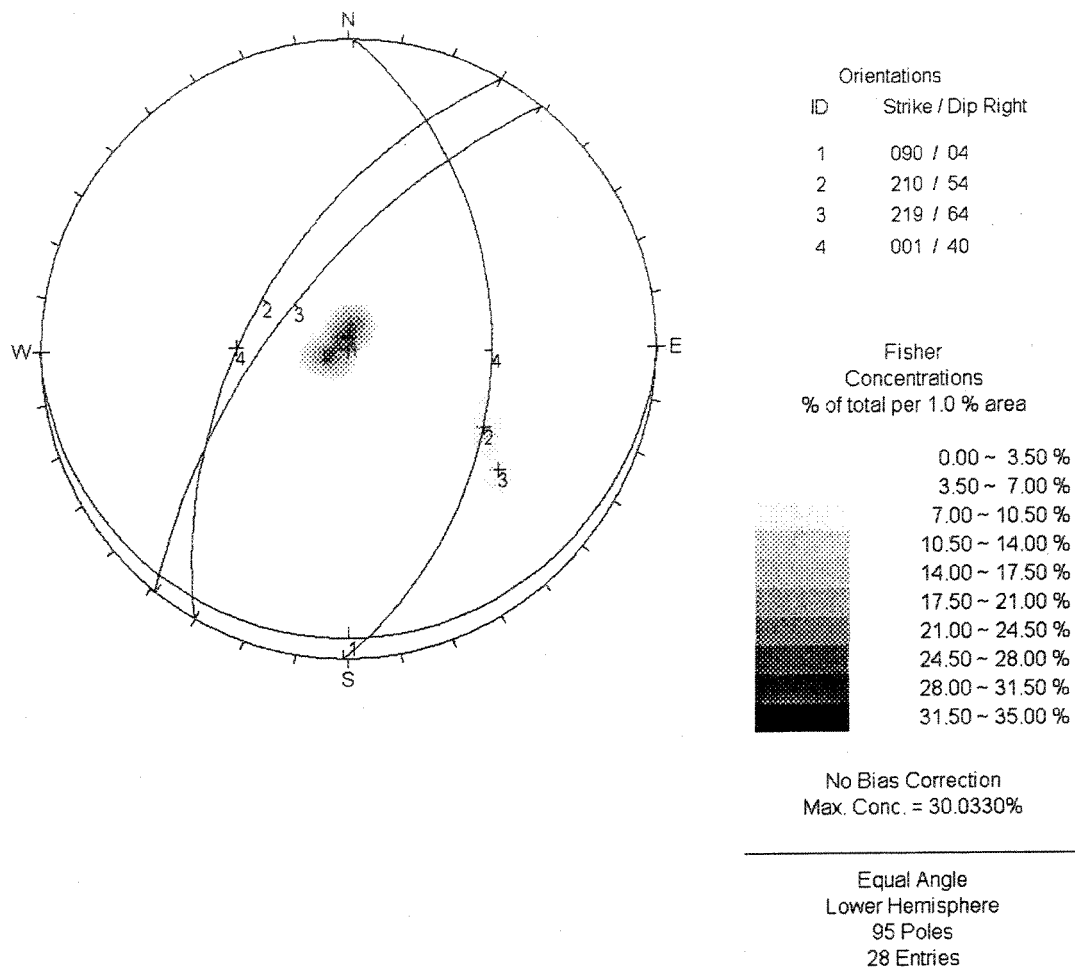


Figure A1.1 : 5340C (de 26 à 36) avec les données de base

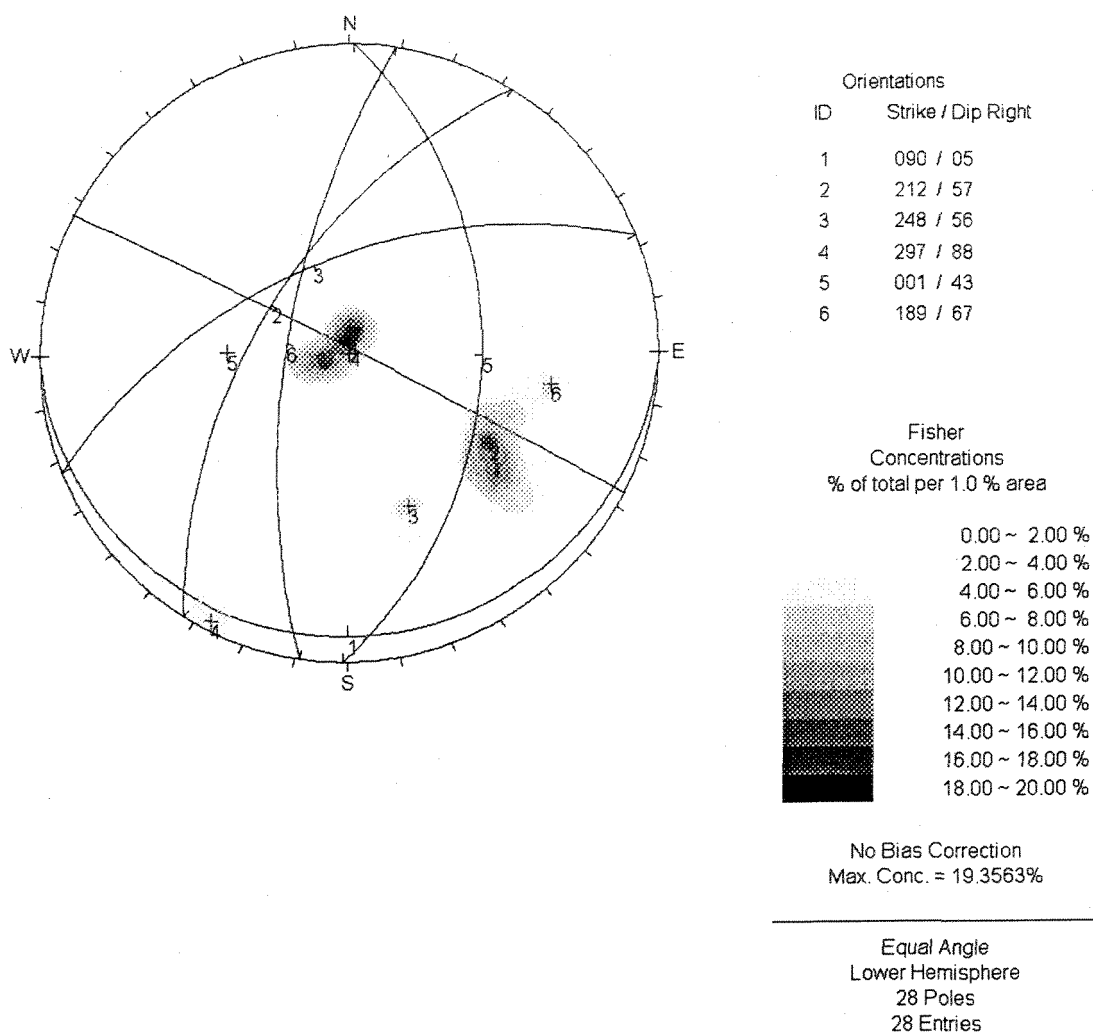


Figure A1.2 : 5340 domaine C avec quantité égale à 1

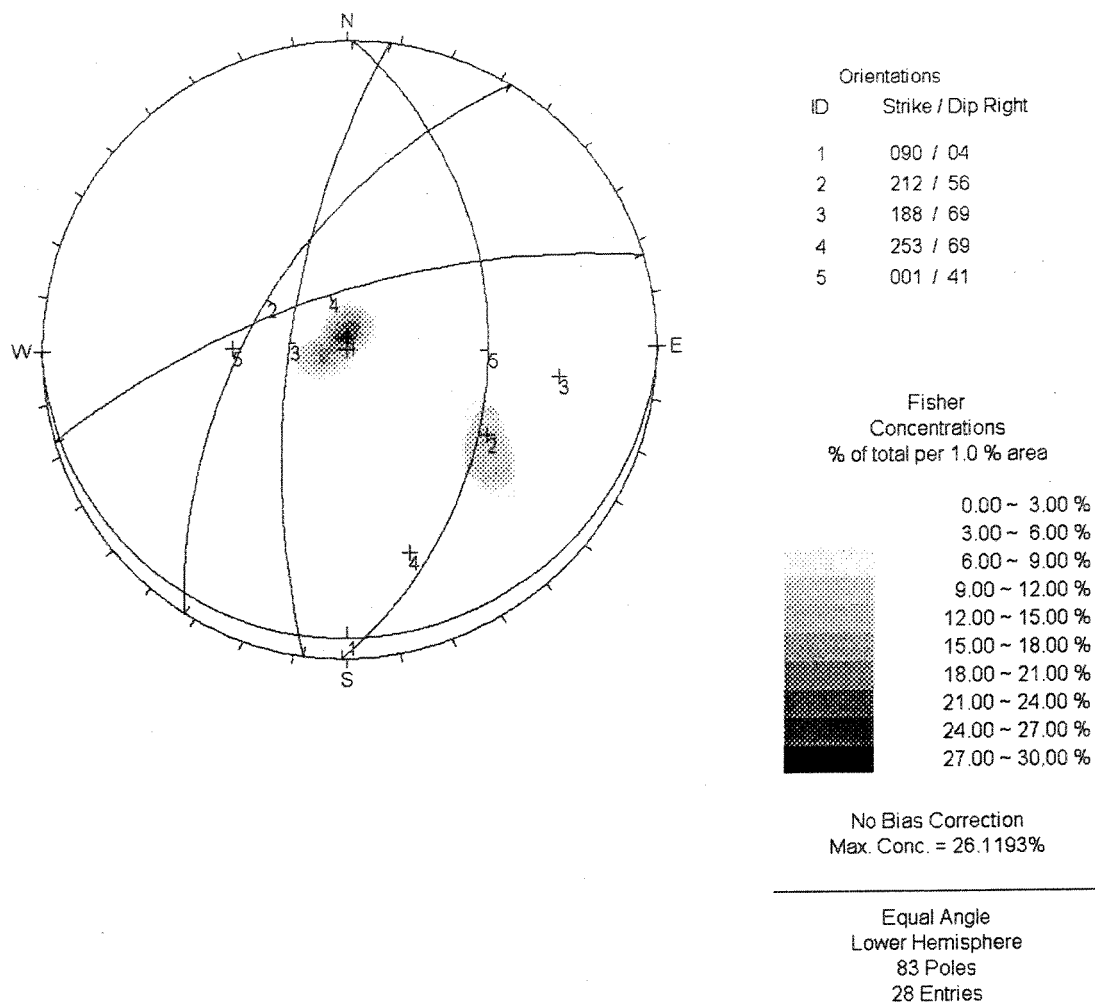


Figure A1.3 : 5340 C avec les données majorées

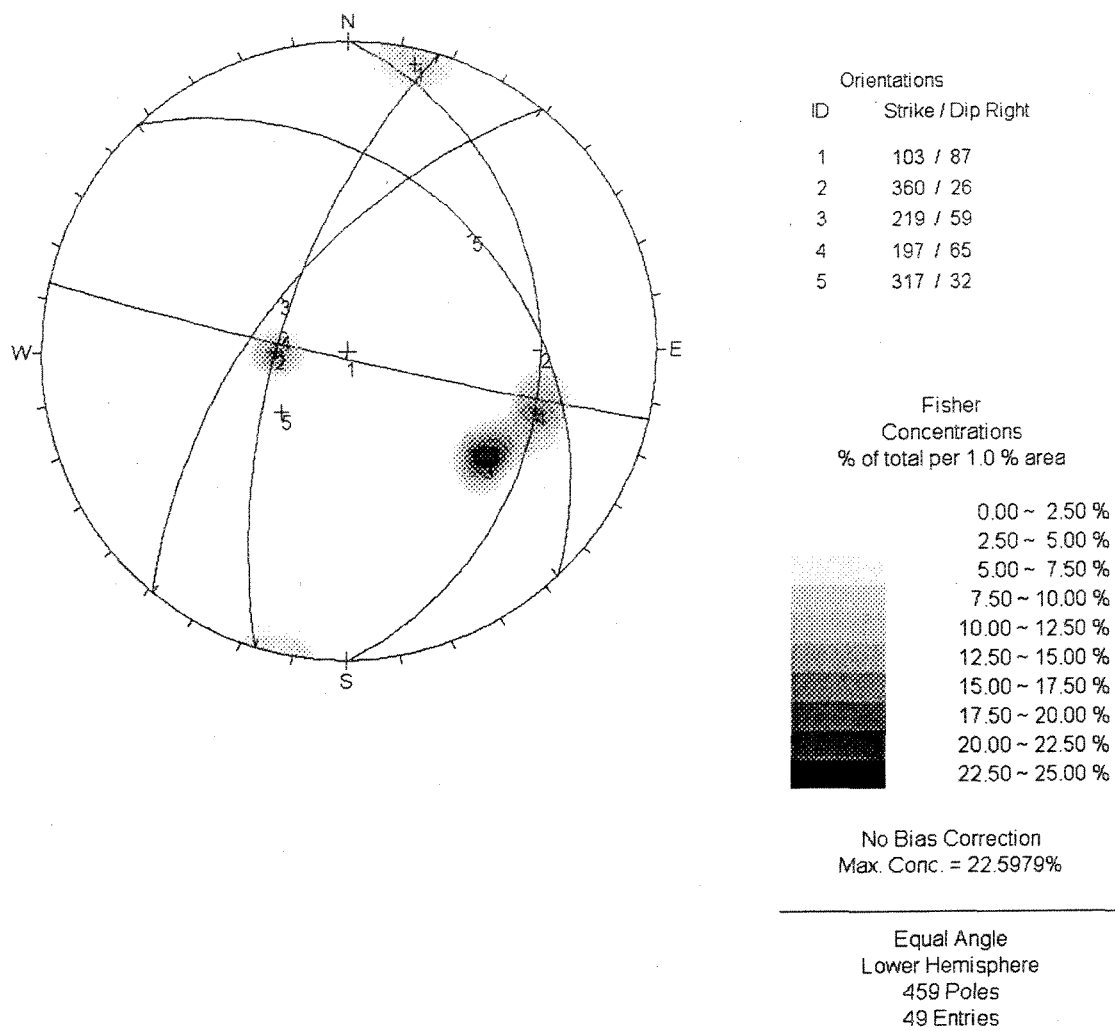


Figure A1.4 : 5340 domaine A (1 à 18) avec les données de base.

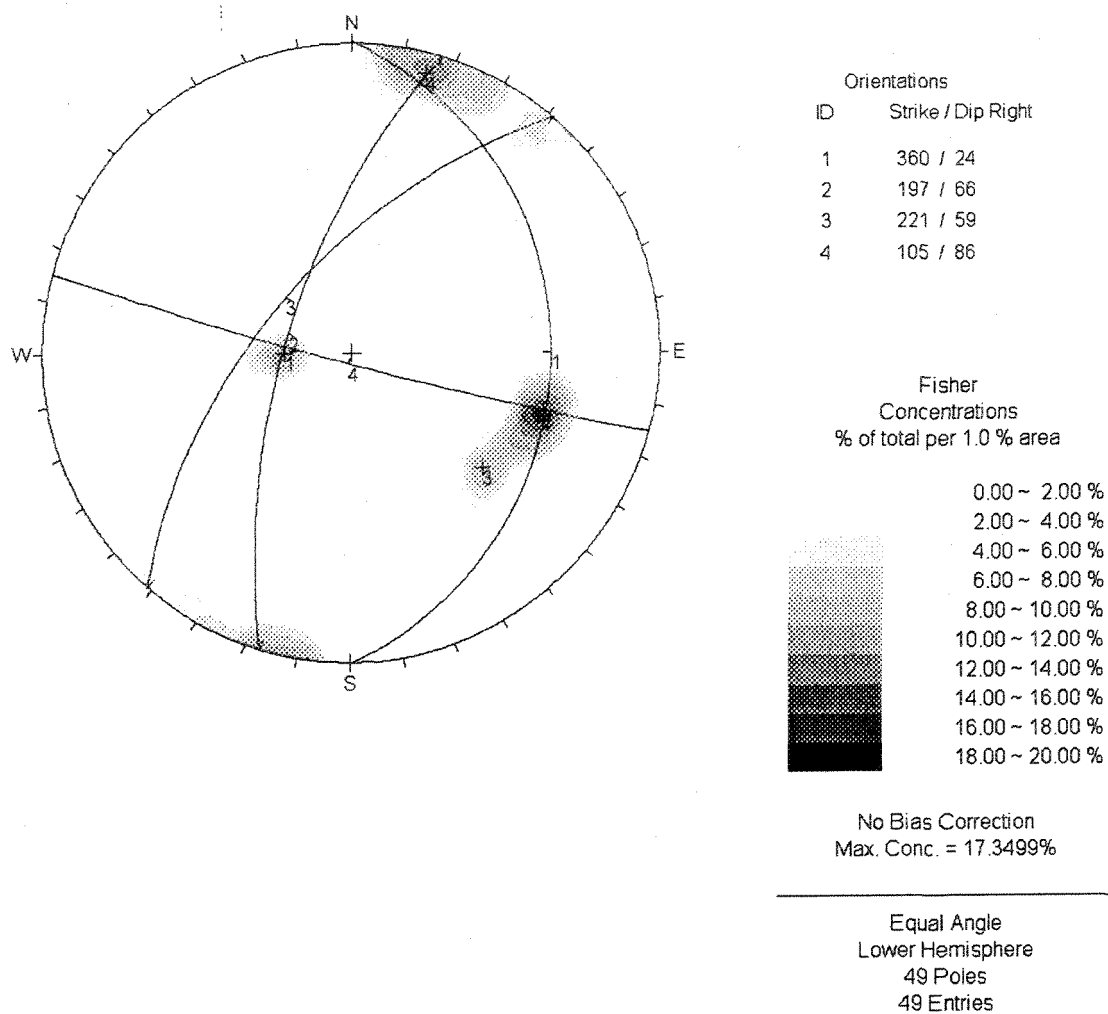


Figure A1.5 : 5340 domaine A avec quantité égale à 1

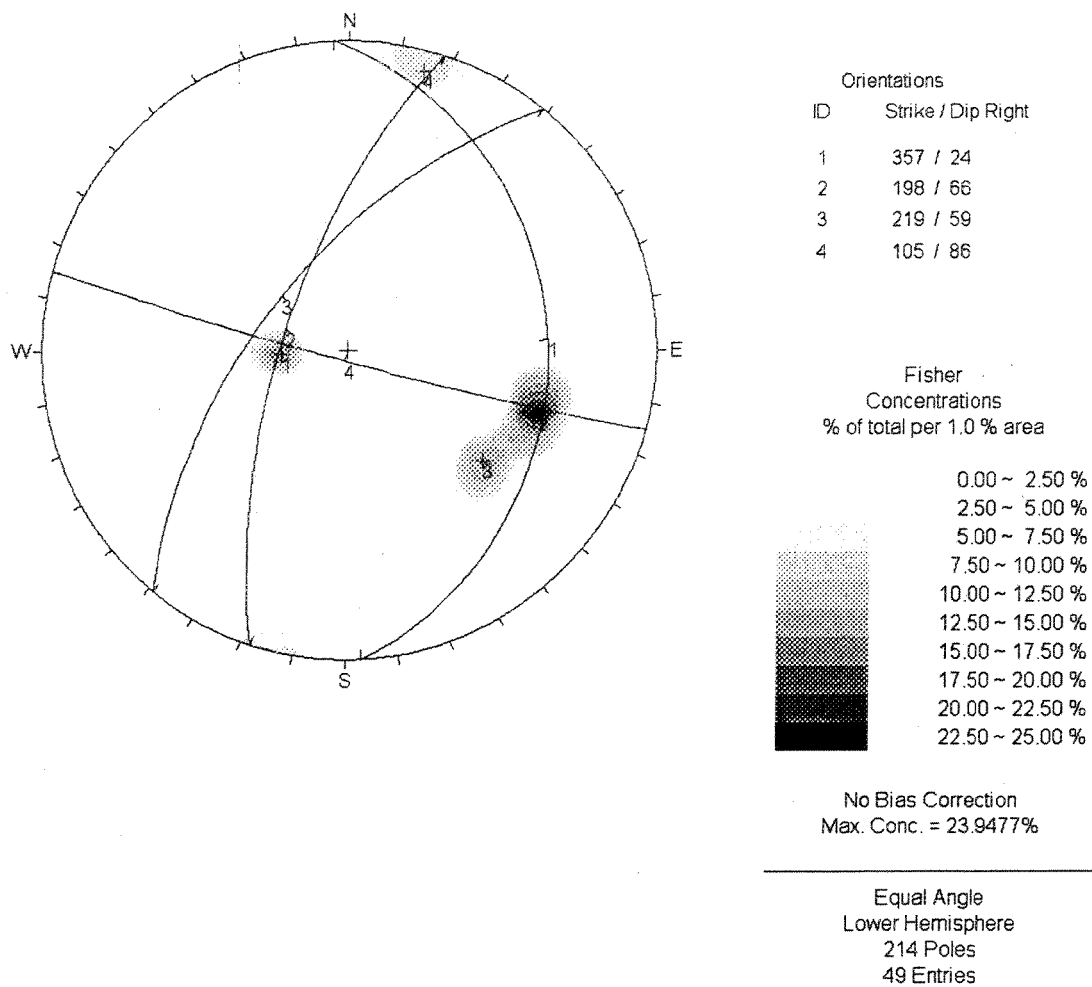


Figure A1.6 : 5340 domaine A avec les données majorées

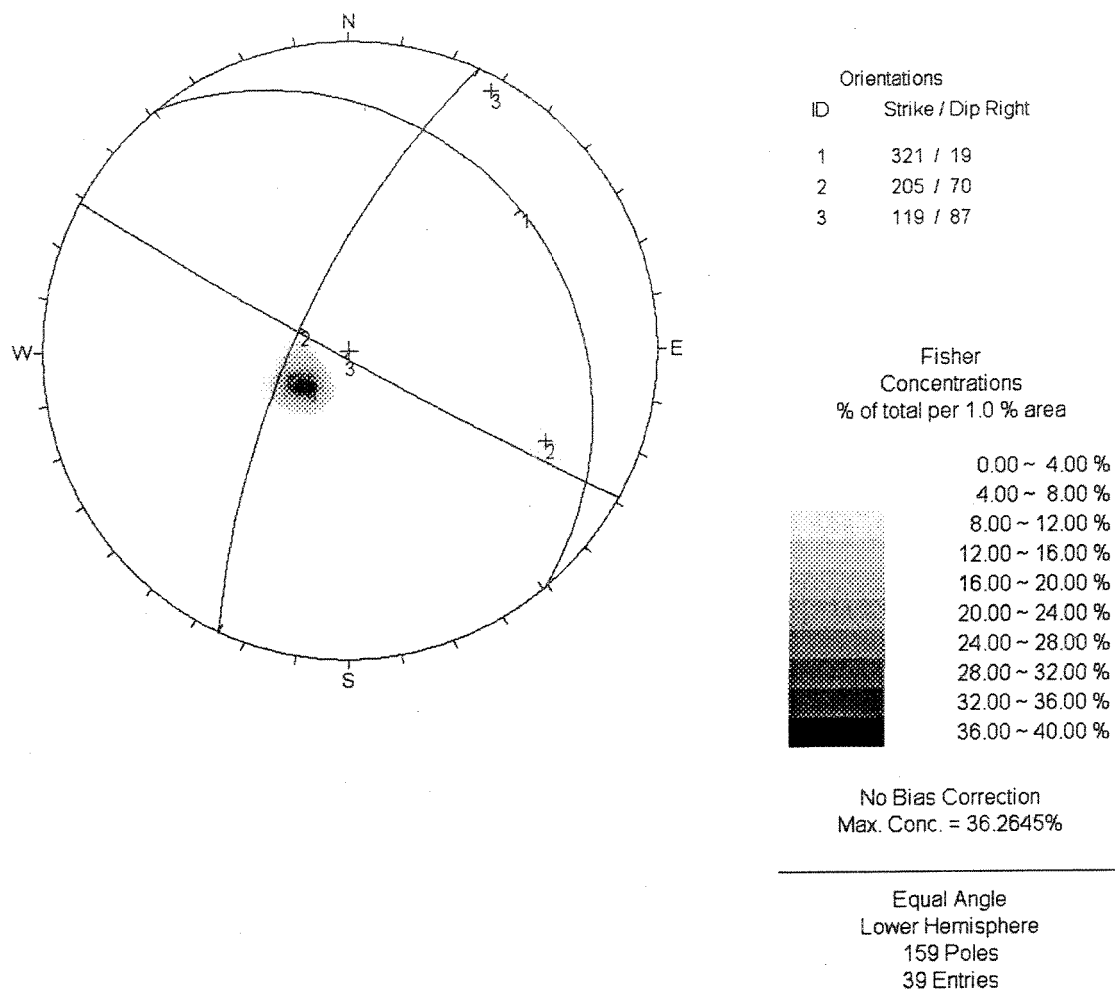


Figure A1.7 : 5340 domaine D (de 36 à 49) avec les données de base

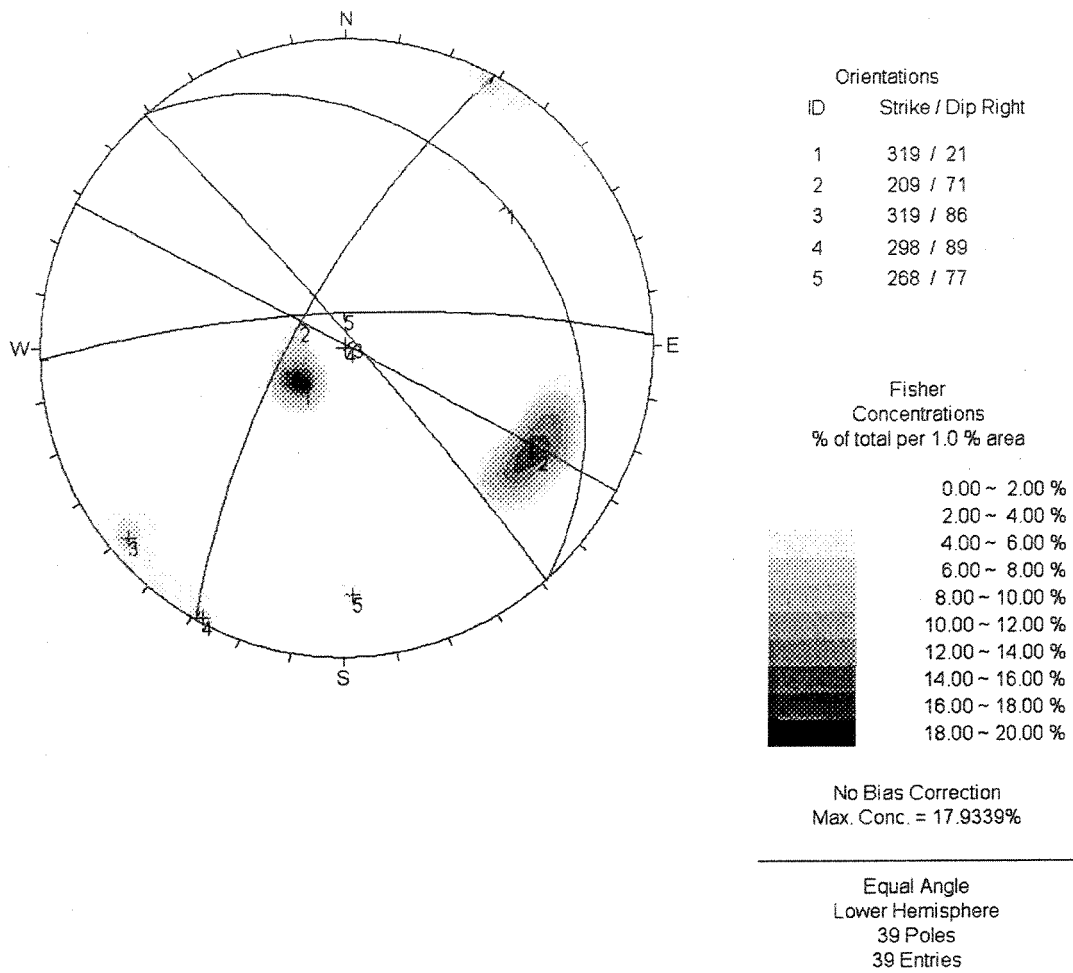


Figure A1.8 : 5340 domaine D avec quantité égale à 1

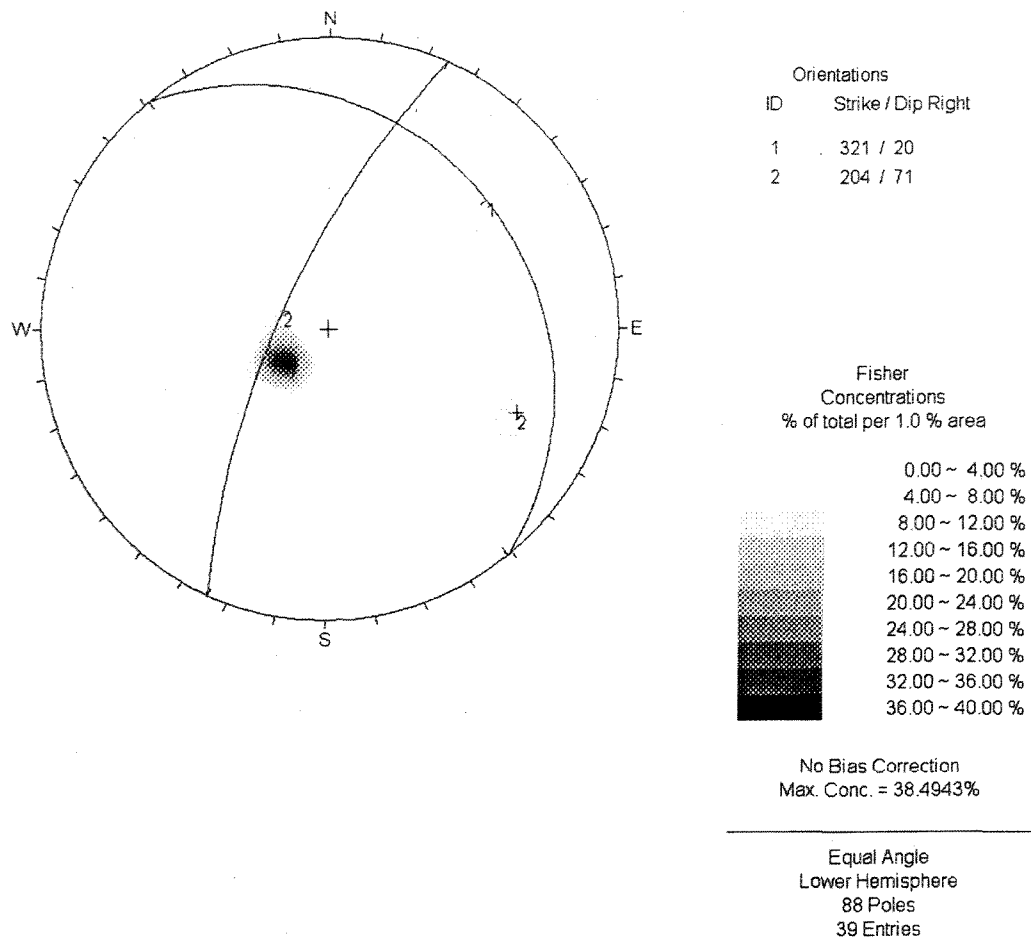


Figure A1.9 : 5340 domaine D avec les données majorées

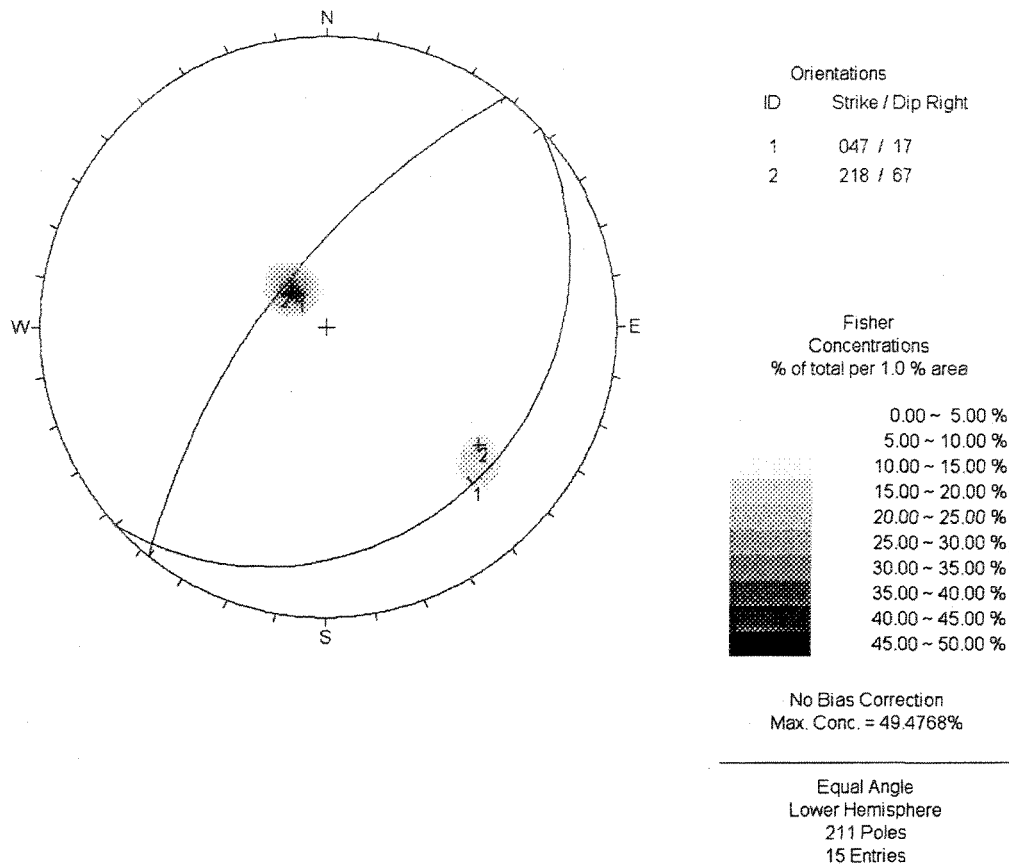


Figure A1.10 : 5200 sud domaine B avec les données de base

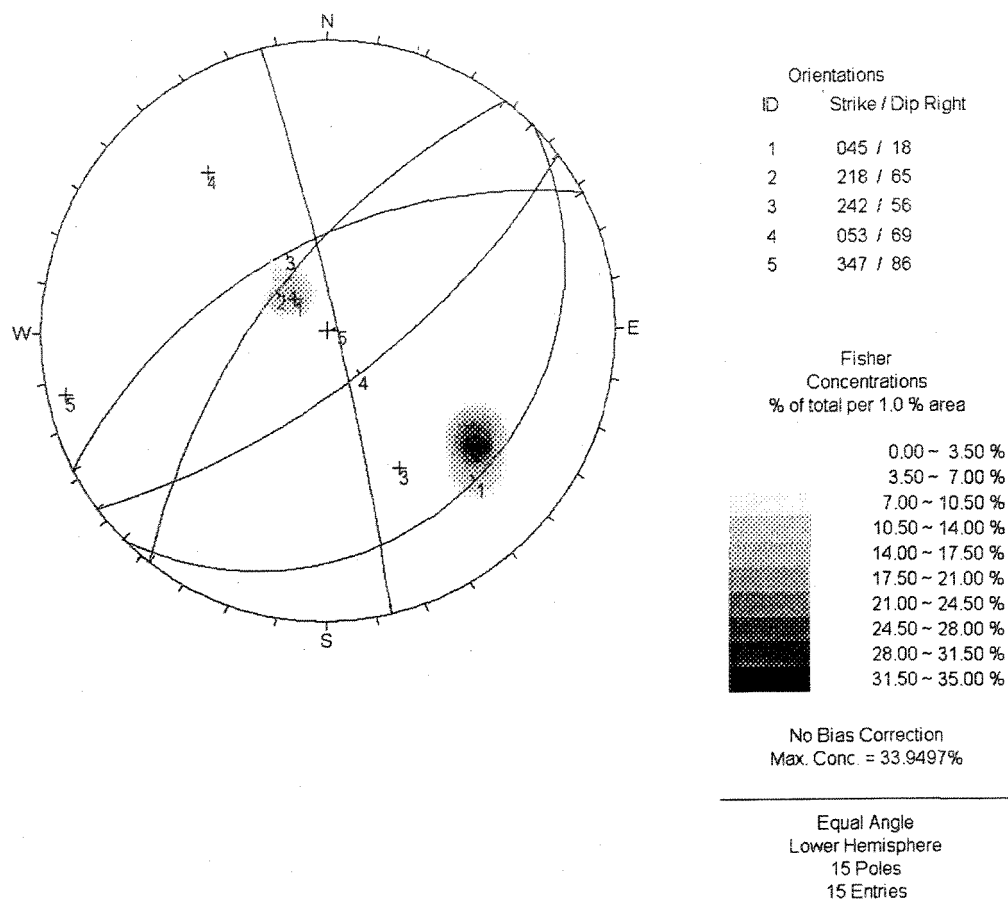


Figure A1.11 : 5200 sud domaine B avec quantité égale à 1

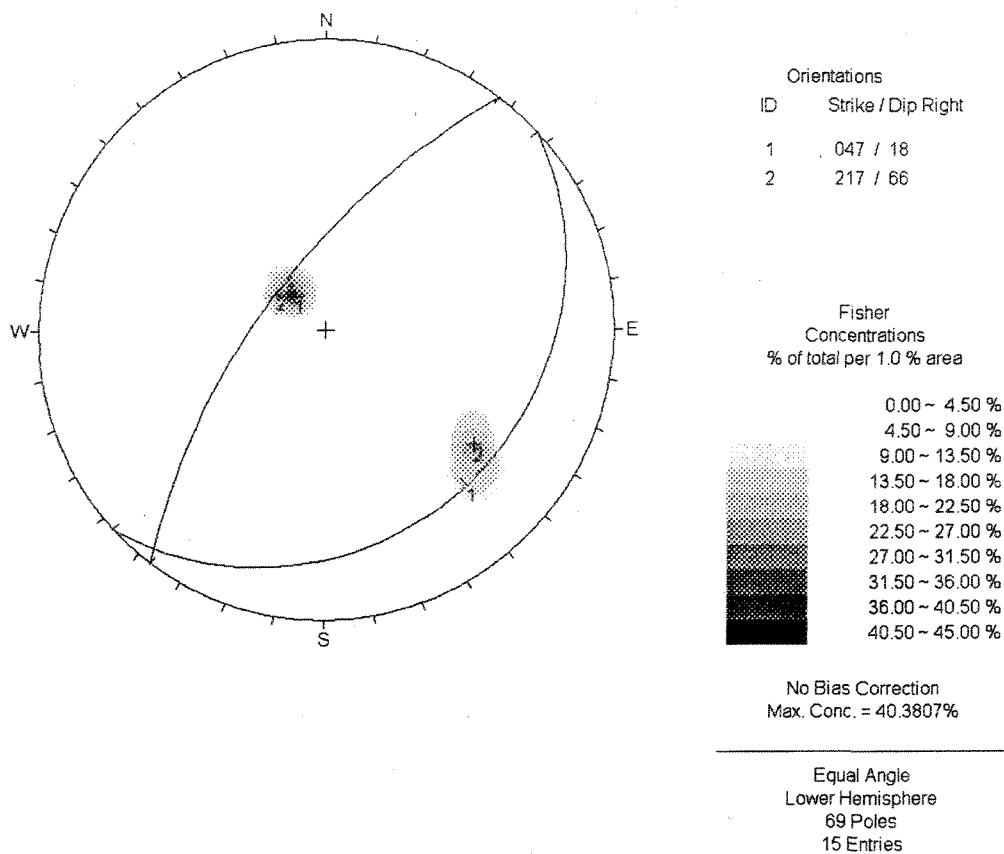


Figure A1.12 : 5200 sud domaine B avec les données majorées

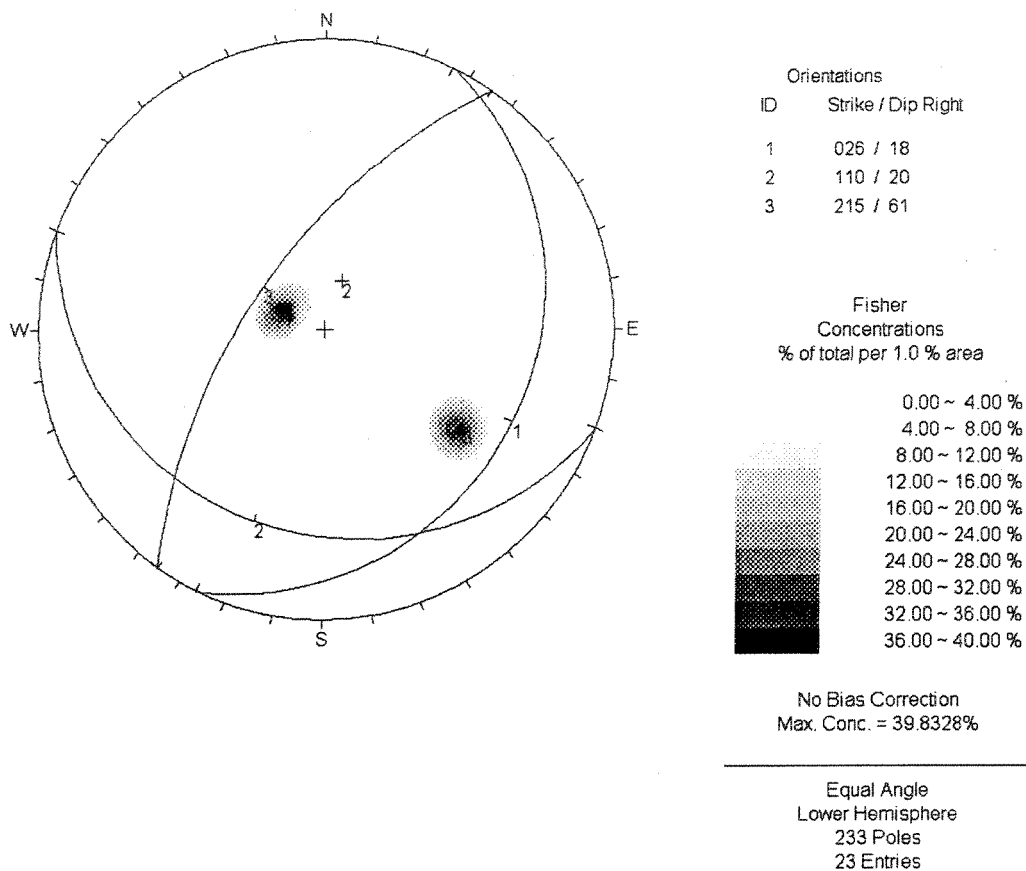


Figure A1.13 : 5200 sud domaine A avec les données de base

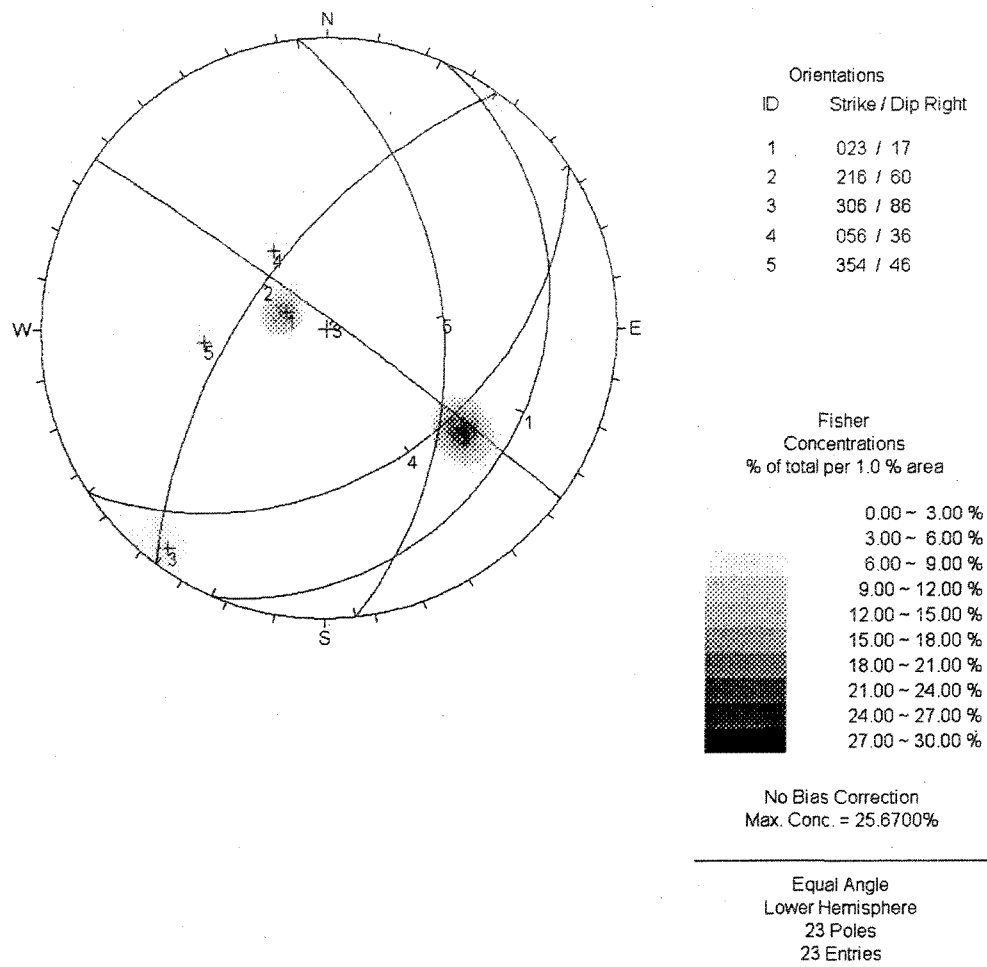


Figure A1.14 : 5200 sud domaine A avec quantité égale à 1

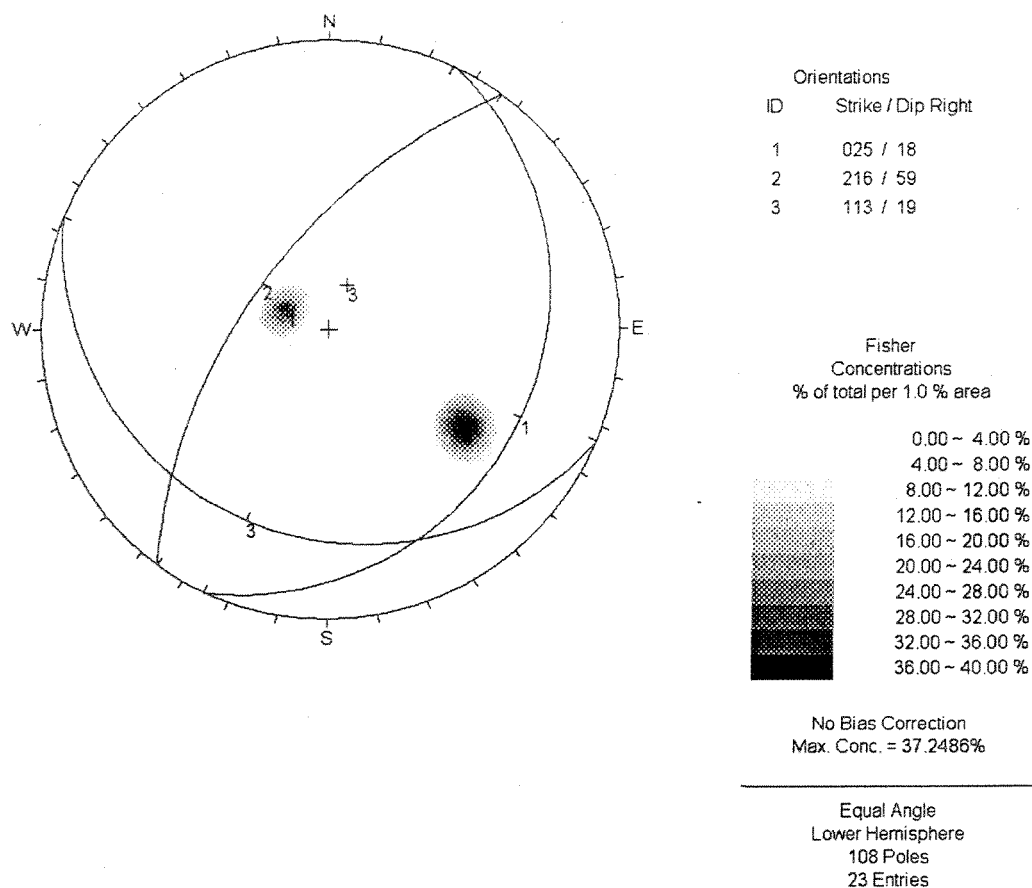


Figure A1.15 : 5200 sud domaine A avec les données majorées

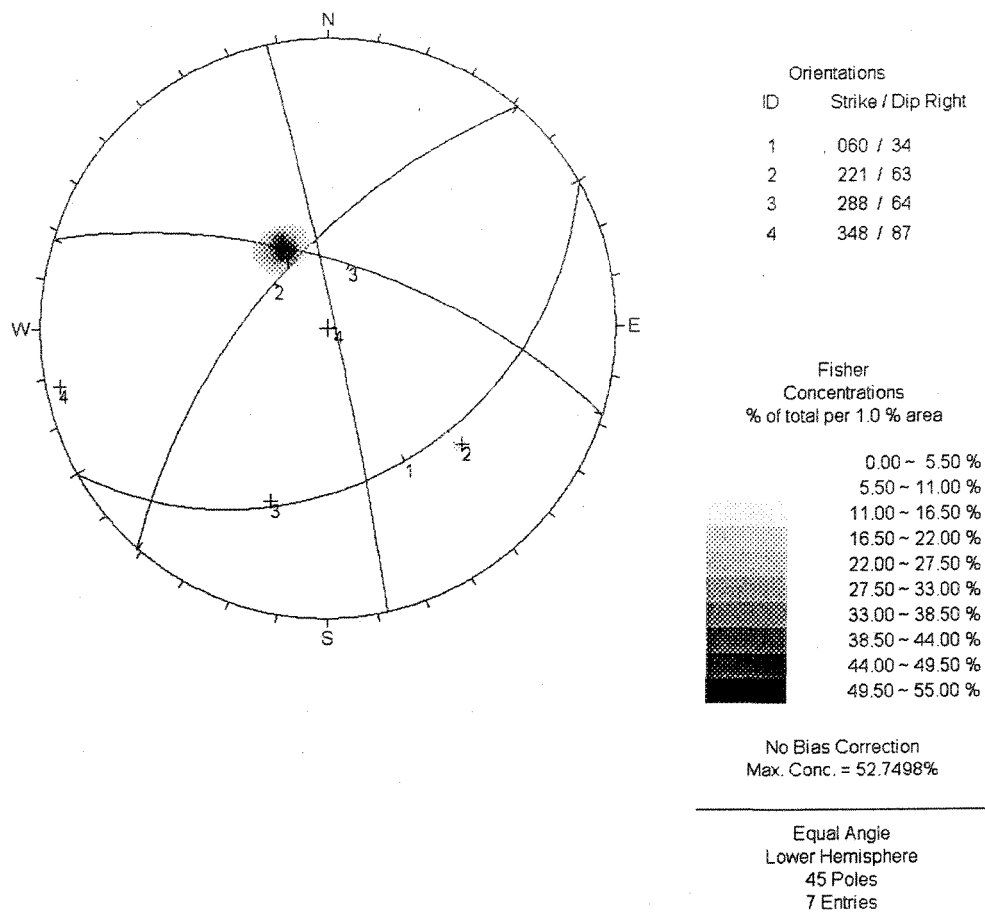


Figure A1.16 : 5200 ouest domaine A avec les données de base

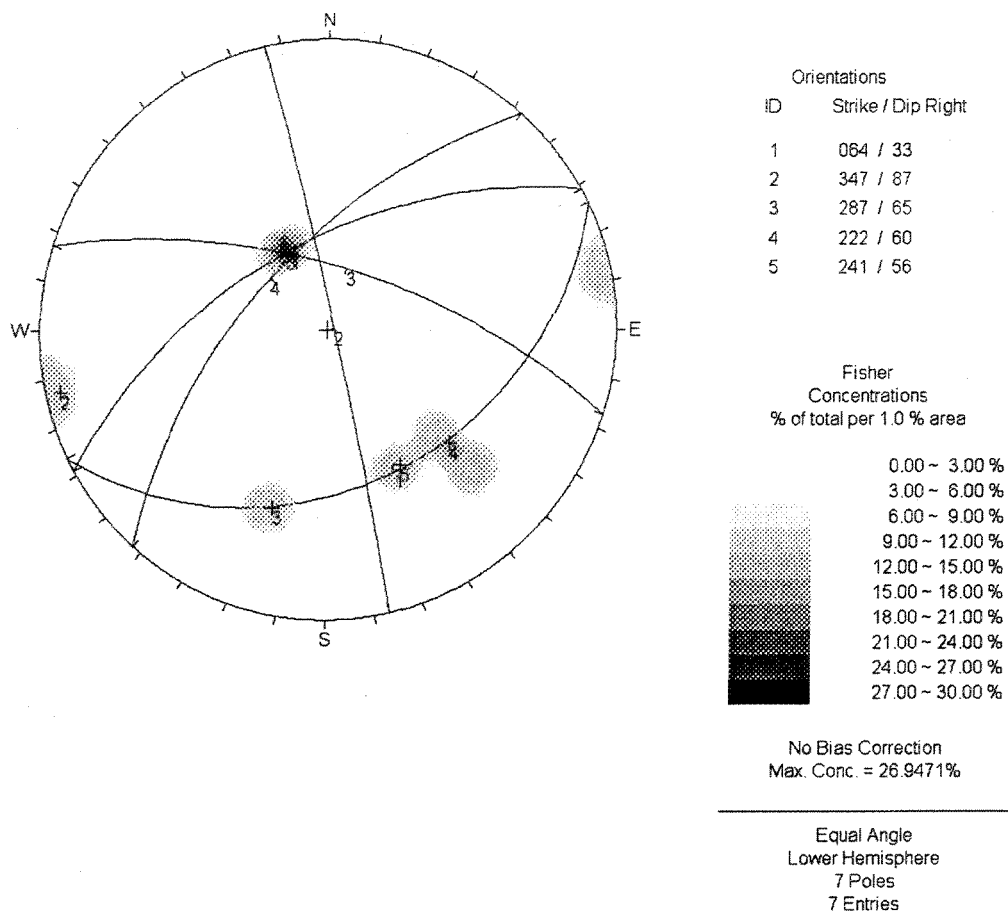


Figure A1.17 : 5200 ouest domaine A avec quantité égale à 1

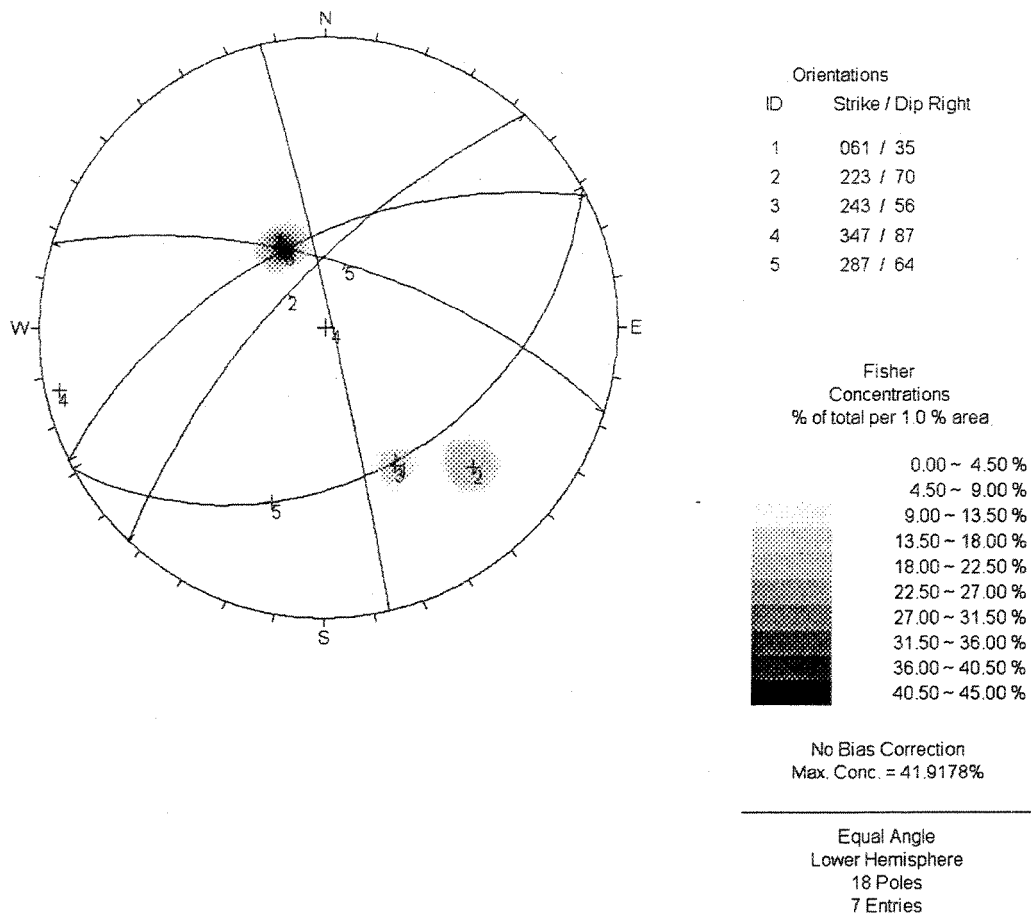


Figure A1.18 : 5200 ouest domaine A avec les données majorées

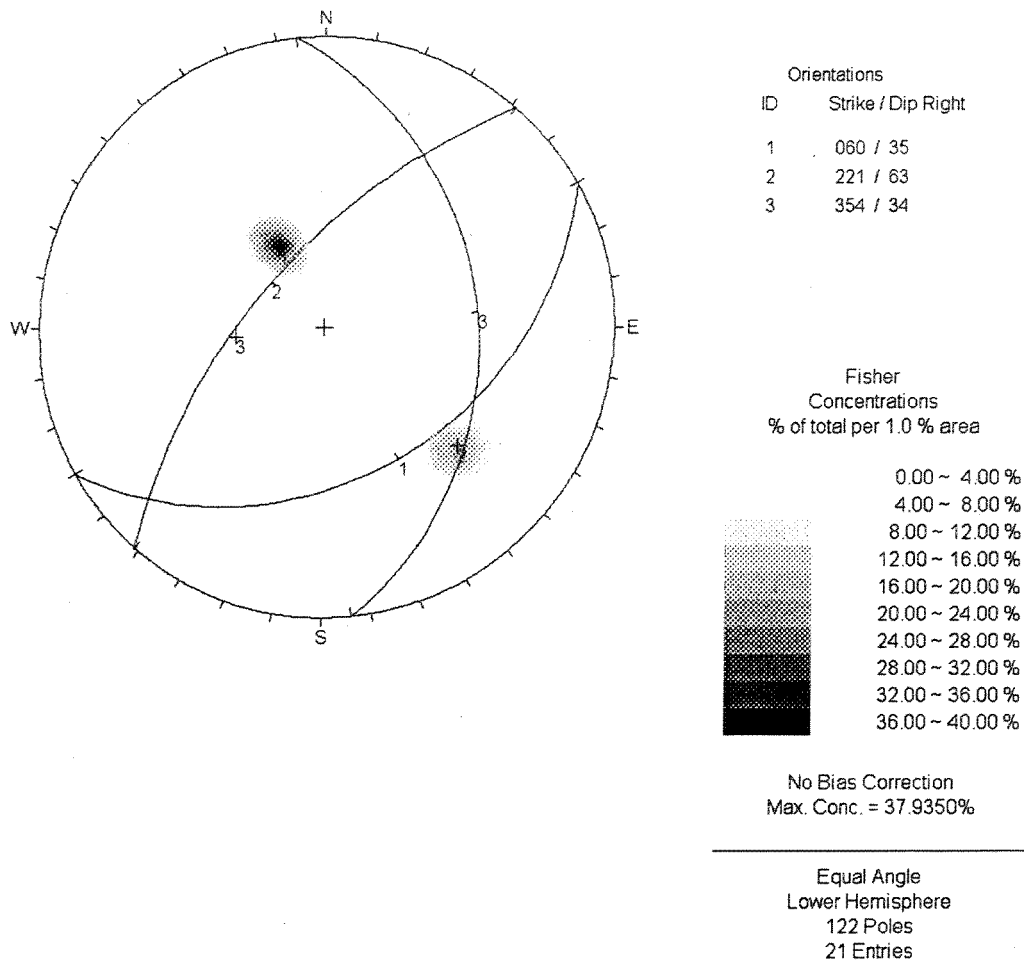


Figure A1.19 : 5200 ouest domaine B avec les données de base

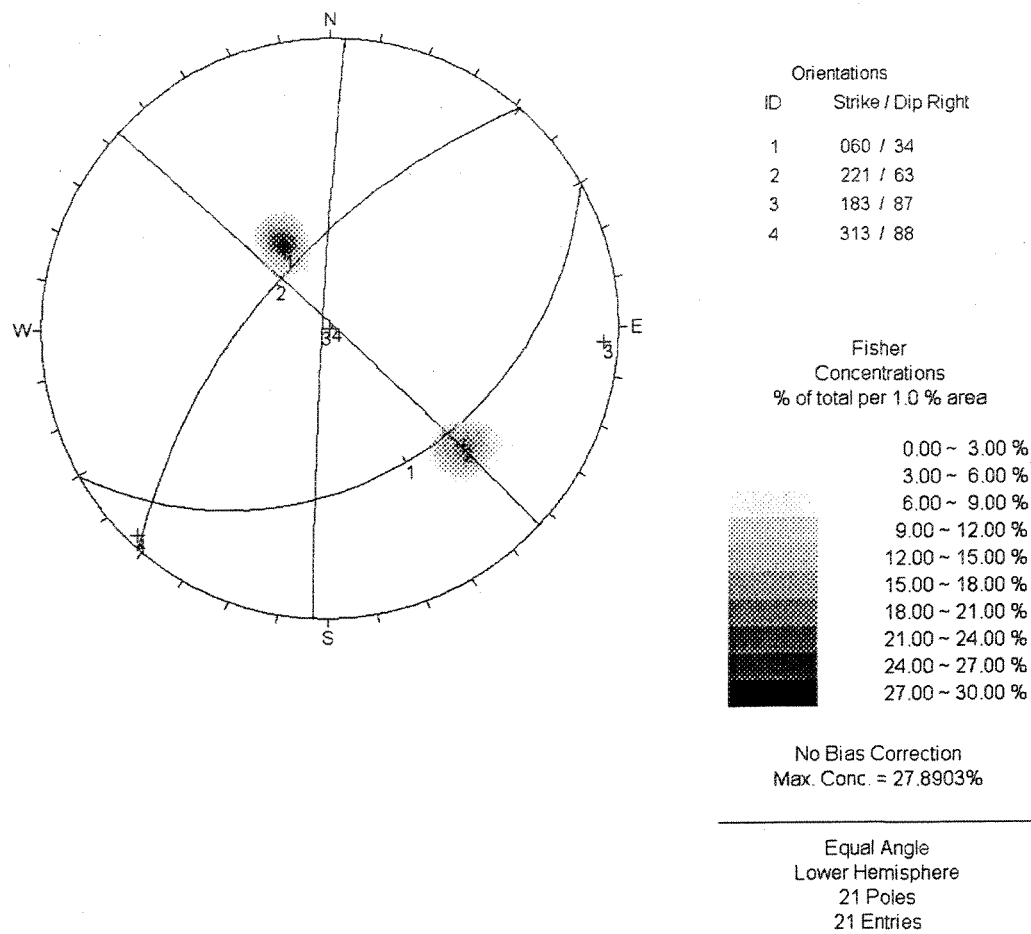


Figure A1.20 : 5200 ouest domaine B avec quantité égale à 1

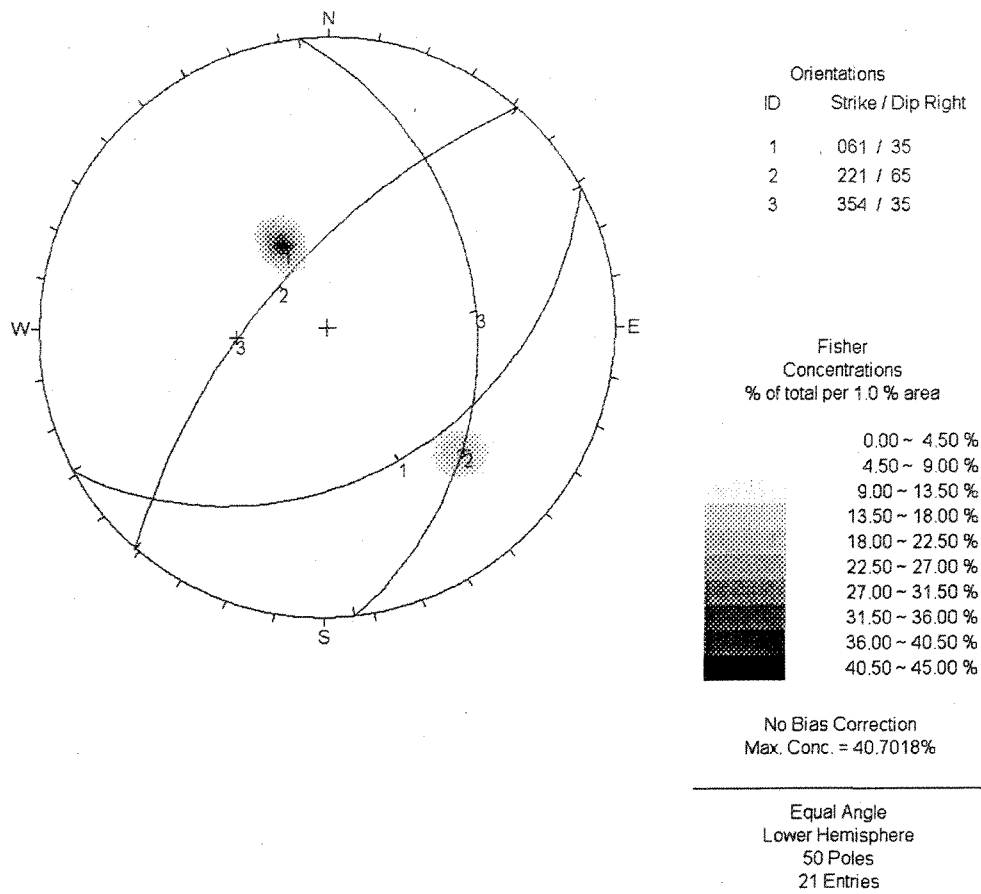


Figure A1.21 : 5200 ouest domaine B avec les données majorées

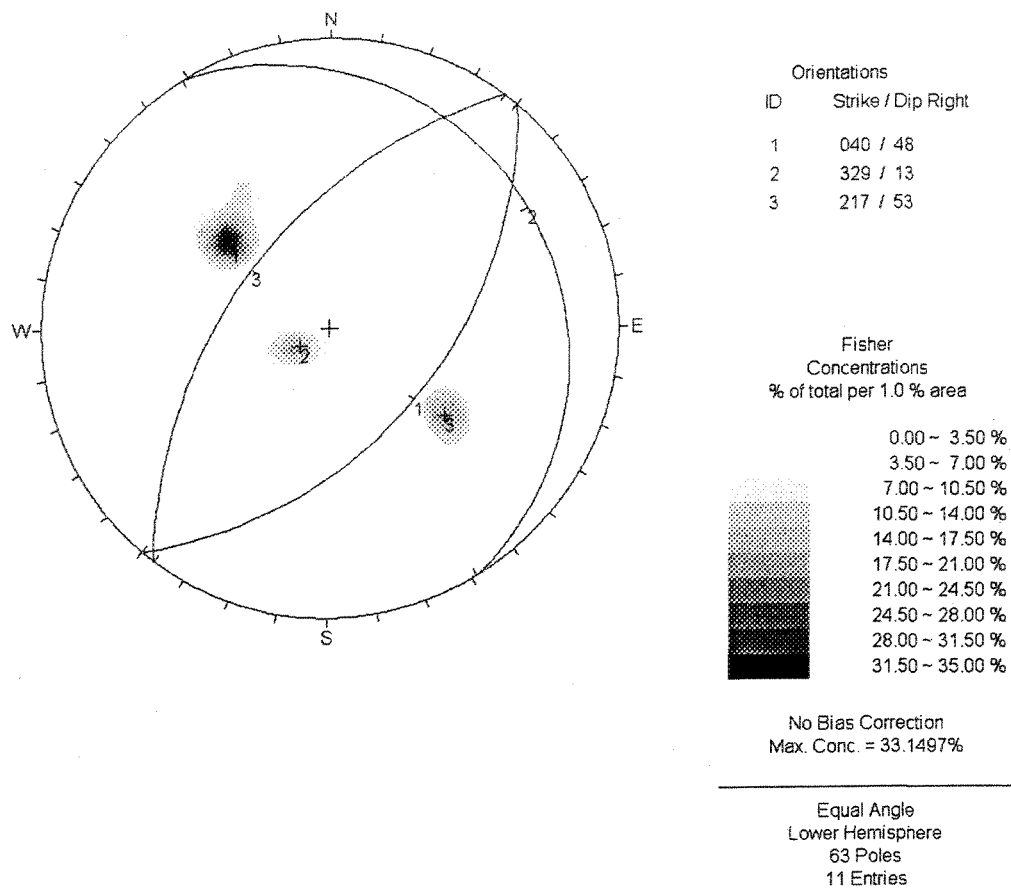


Figure A1.22 : 5320 nord domaine B avec les données de base

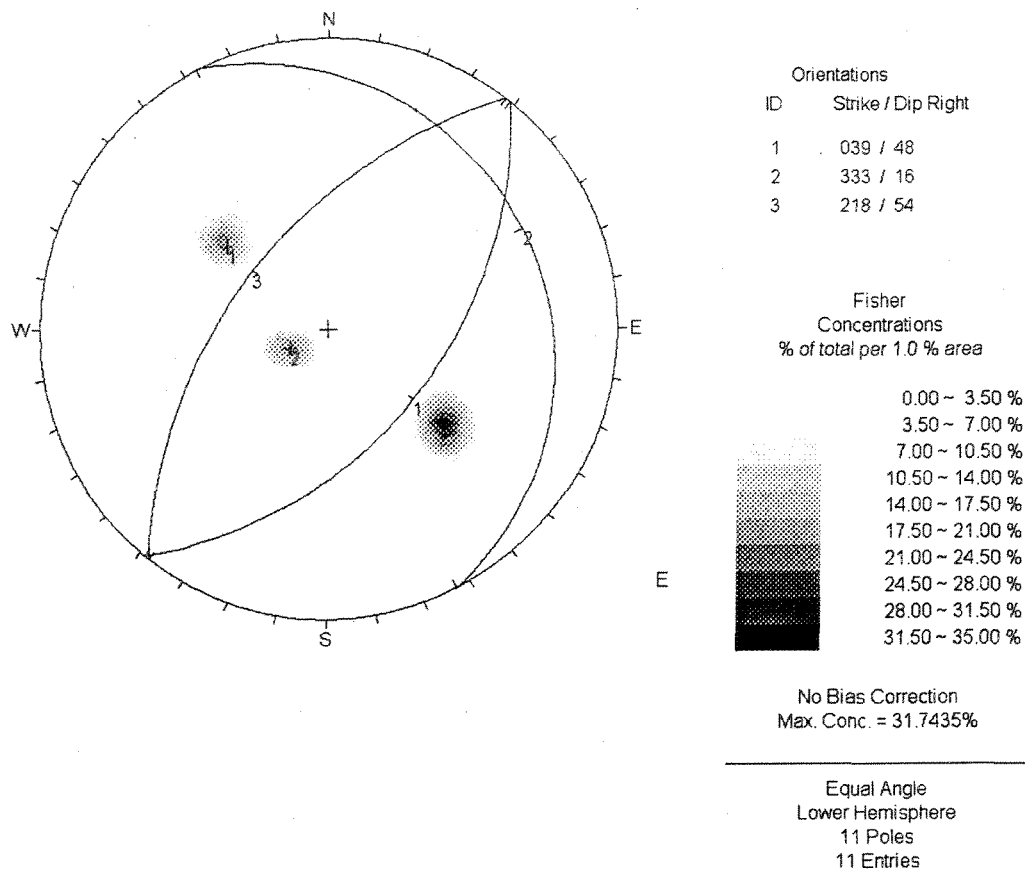


Figure A1.23 : 5320 nord domaine B avec quantité égale à 1

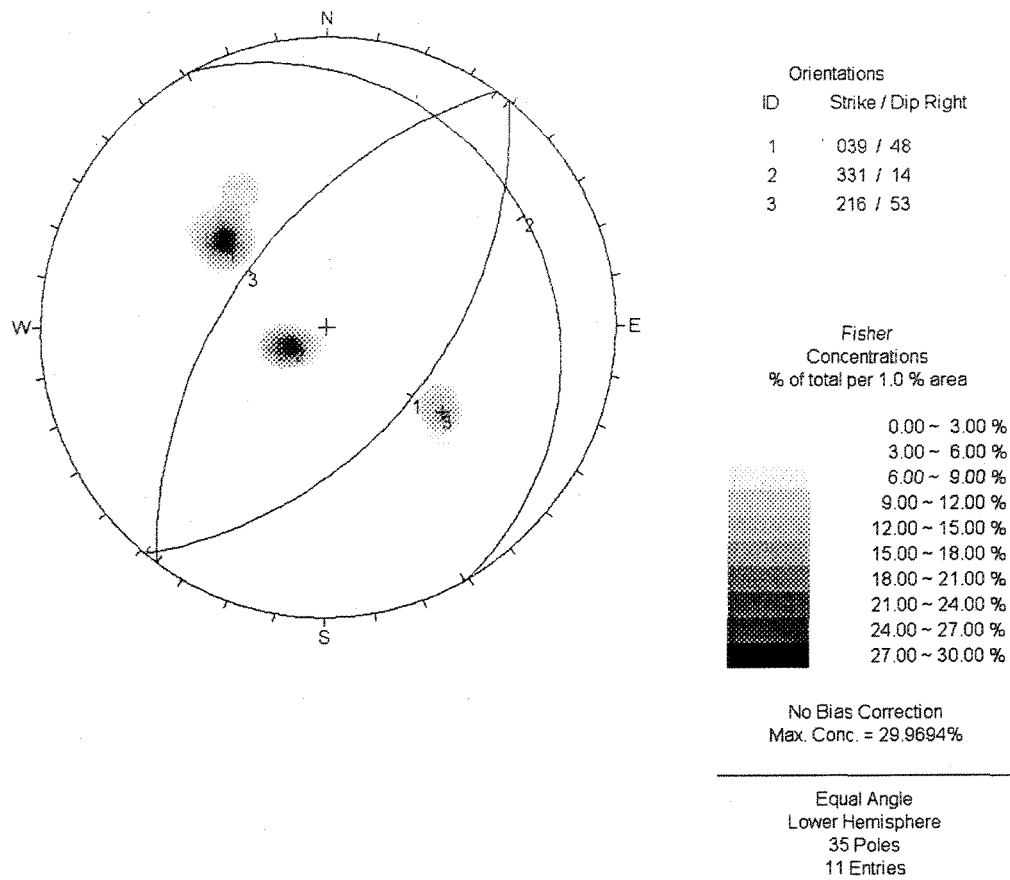


Figure A1.24 : 5320 nord domaine B avec les données majorées

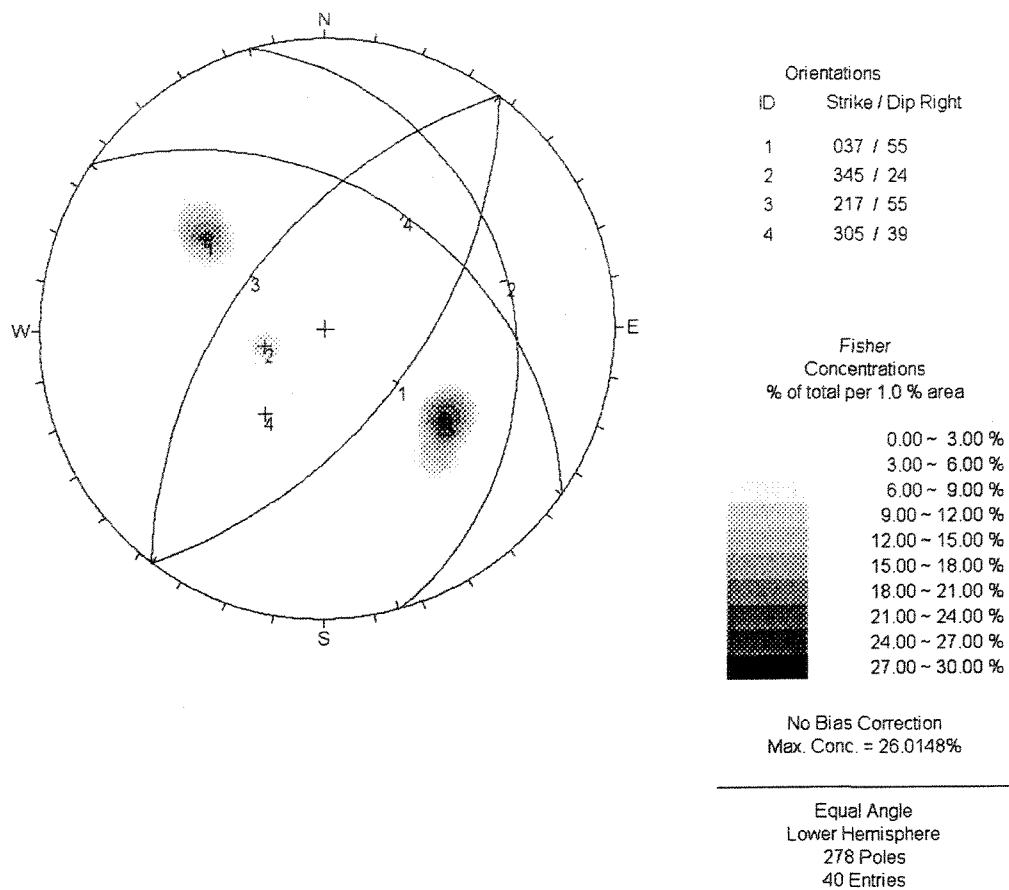


Figure A1.25 : 5340 domaine B (de 18 à 26)avec les données de base

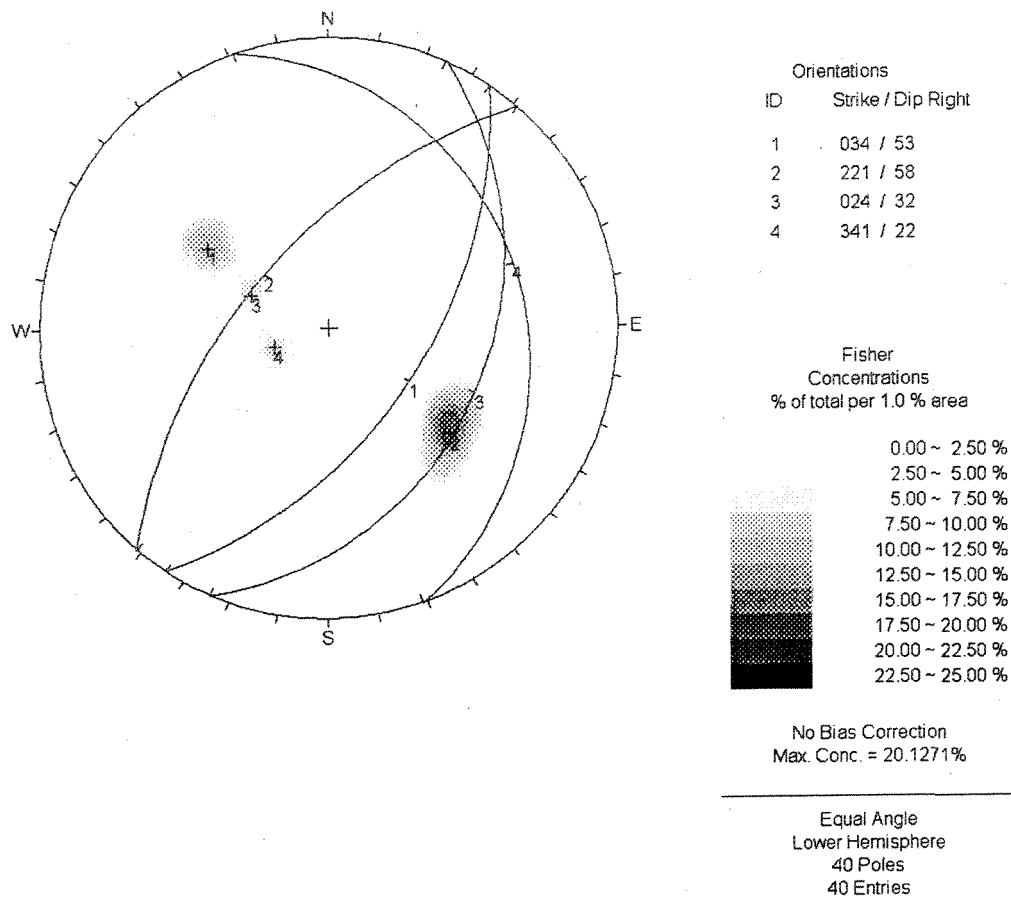


Figure A1.26 : 5340 domaine B avec quantité égale à 1

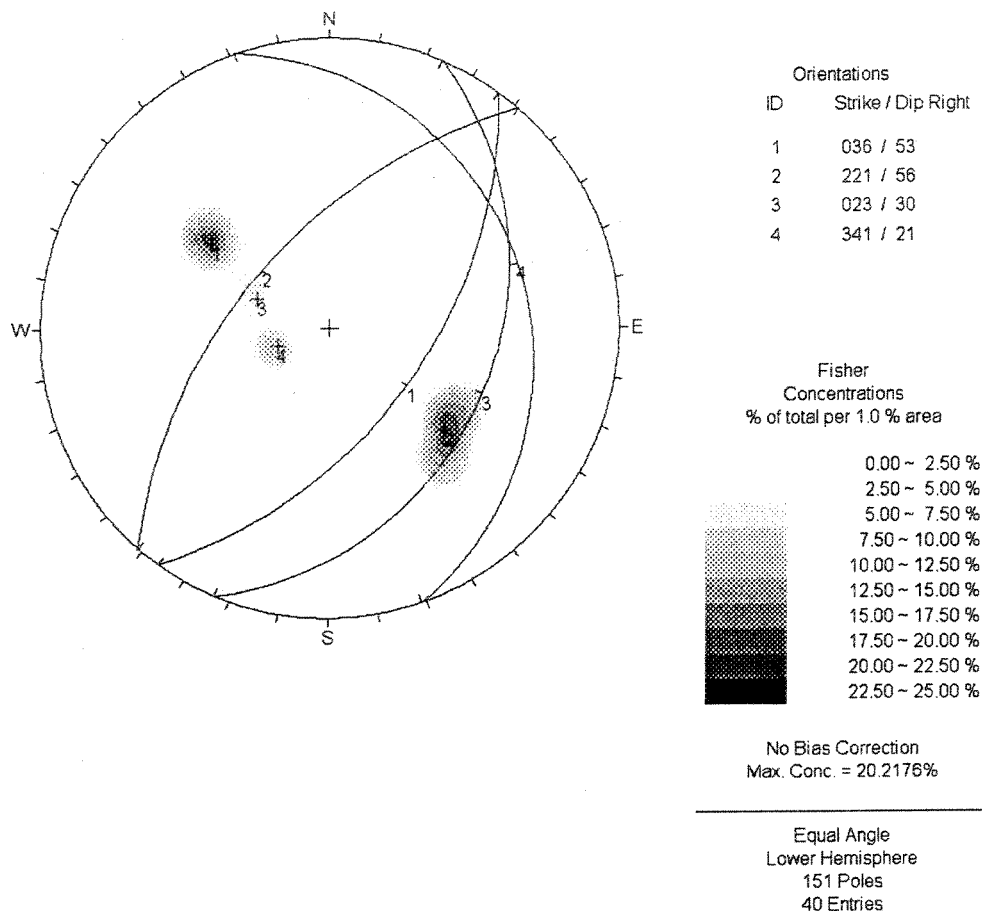


Figure A1.27 : 5340 domaine B avec les données majorées

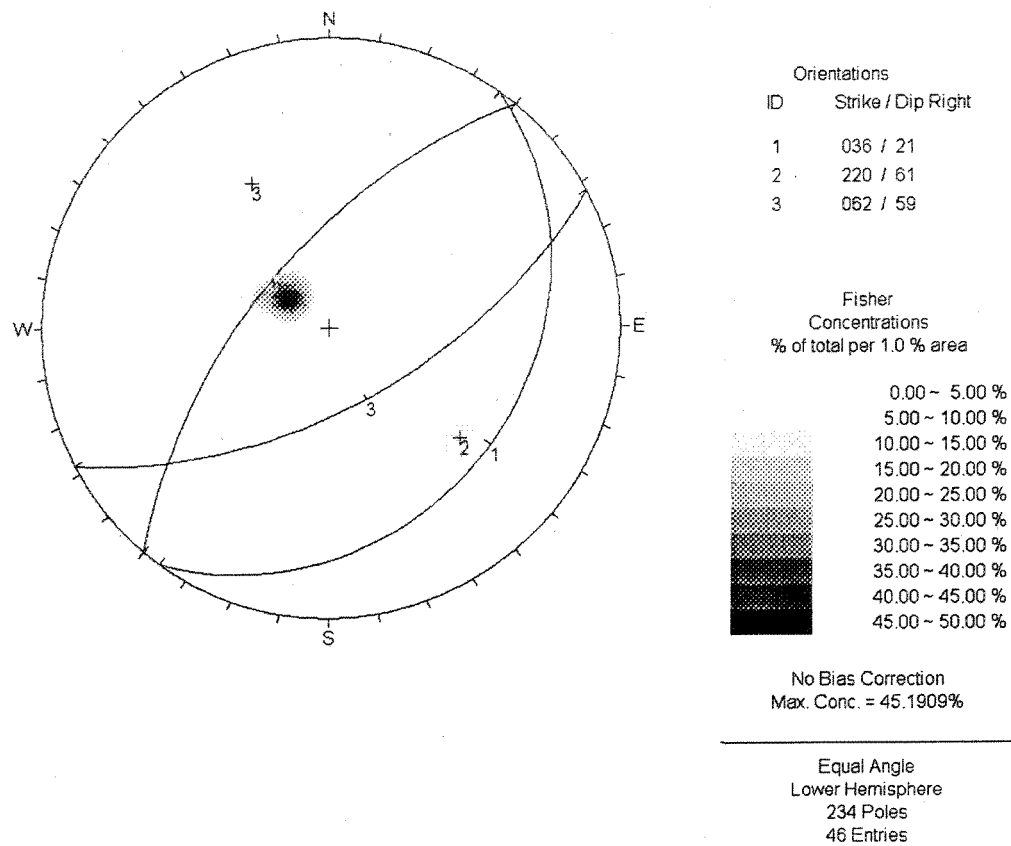


Figure A1.28 : 5220 ouest avec les données de base

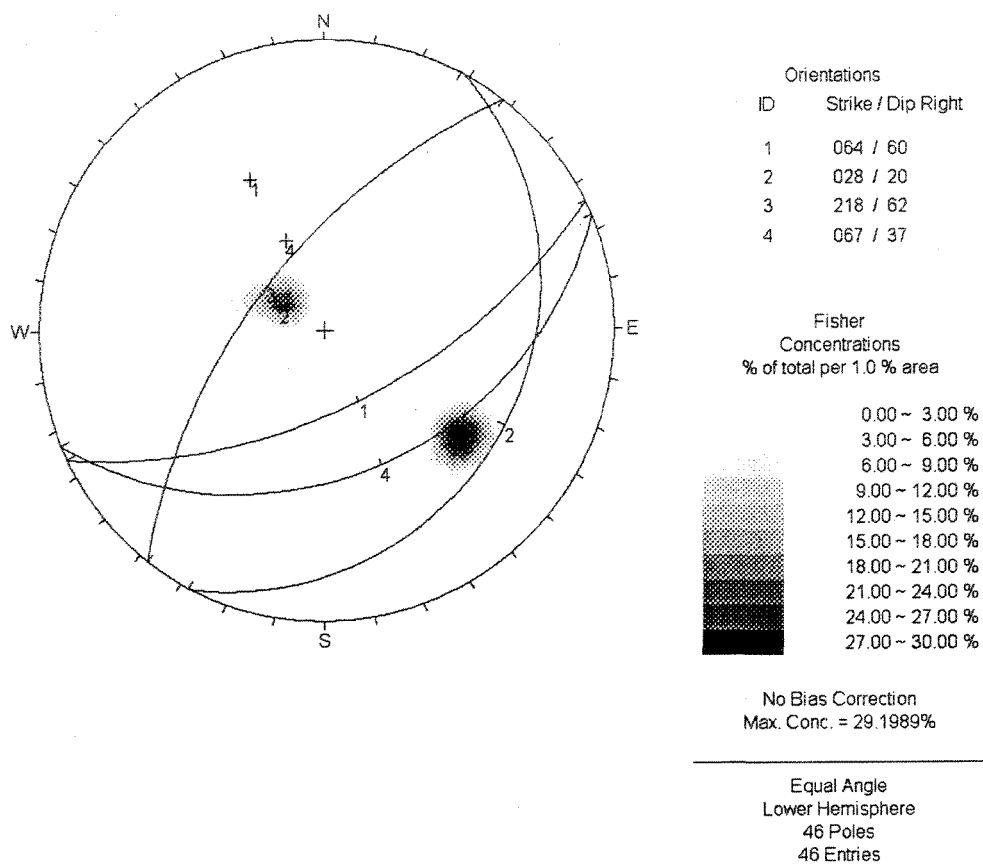


Figure A1.29 : 5220 ouest avec quantité égale à 1

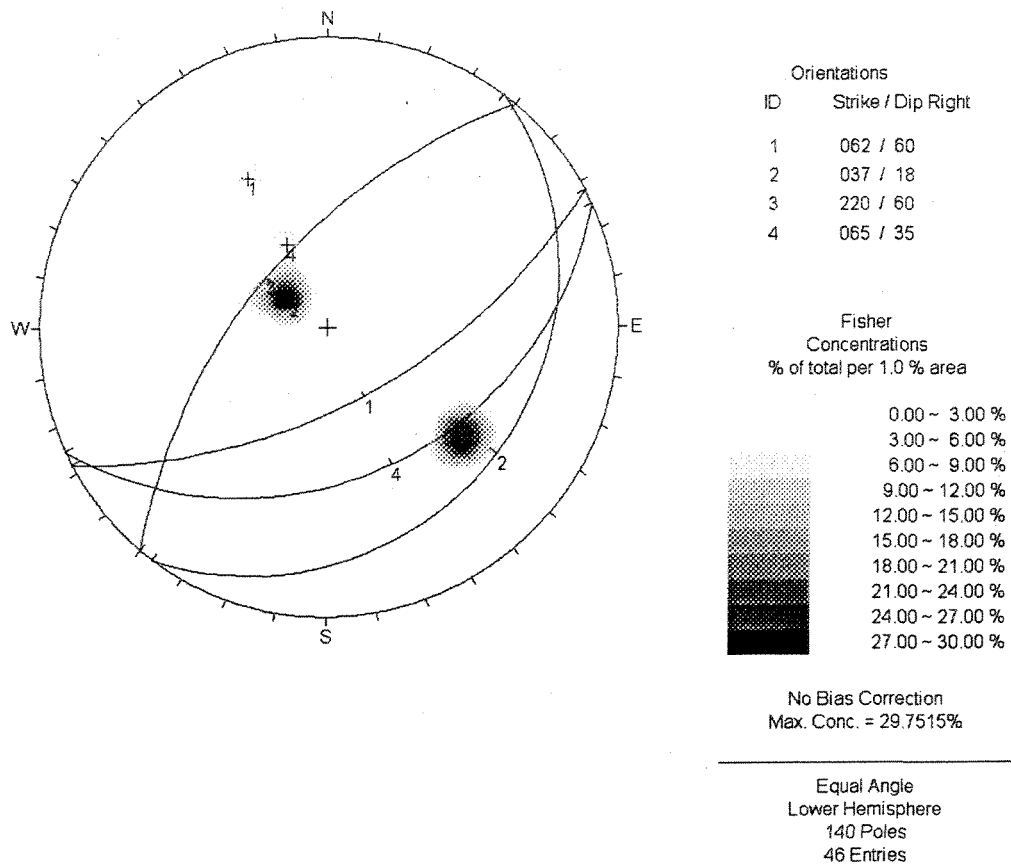


Figure A1.30; 5220 ouest avec les données majorées

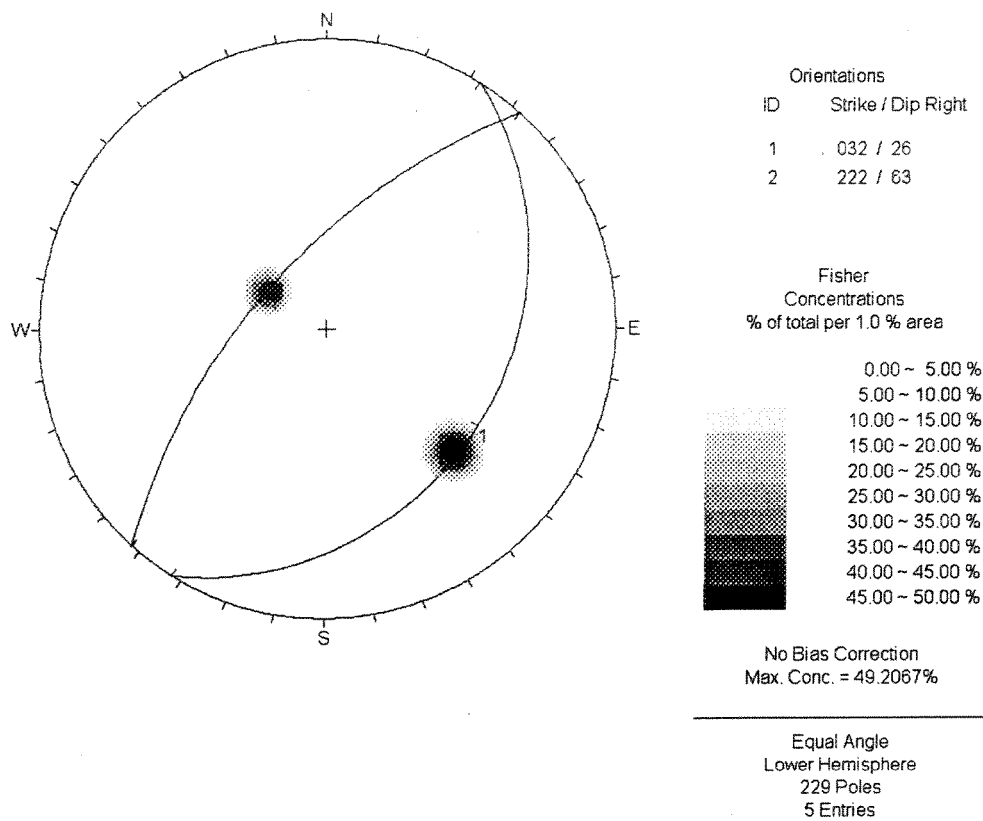


Figure A1.31 : 5200 ouest domaine C avec les données de base

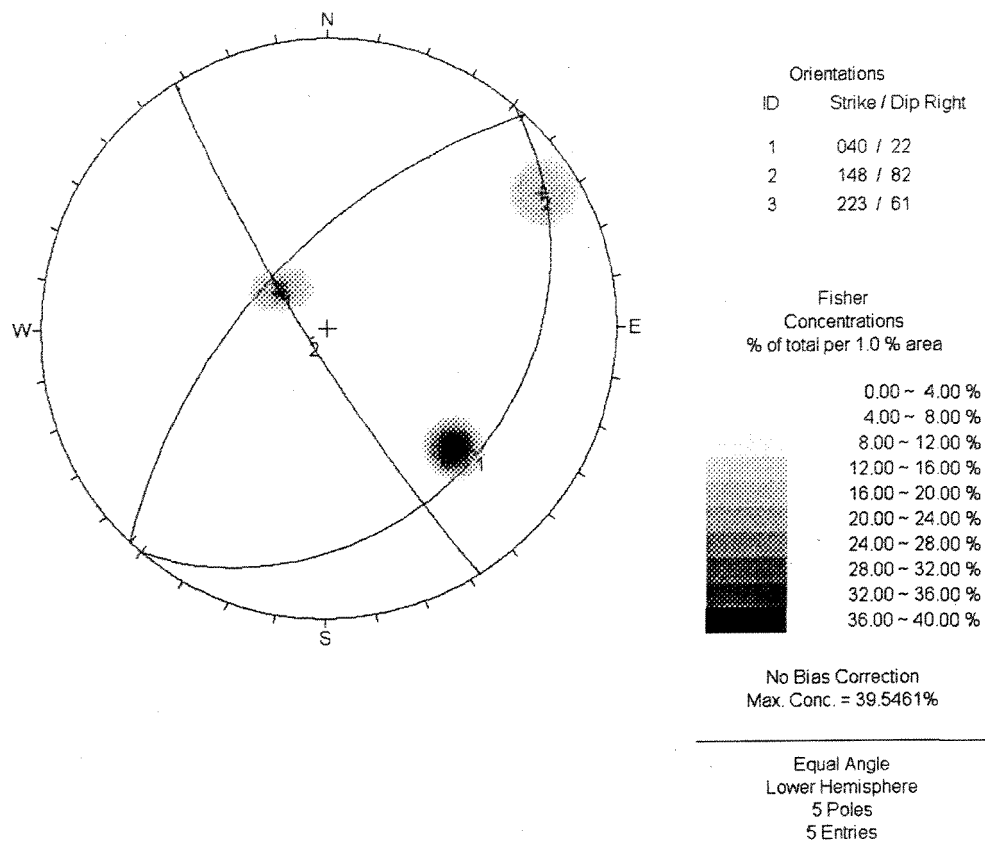


Figure A1.32 : 5200 ouest domaine C avec quantité égale à 1

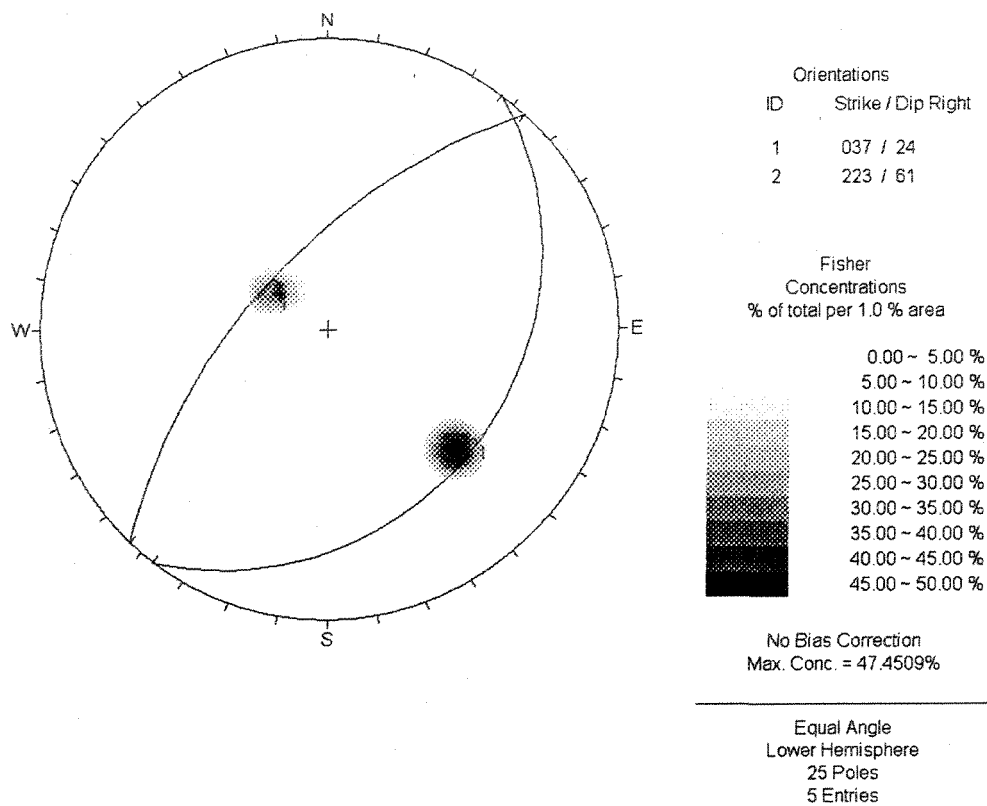


Figure A1.33 : 5200 ouest domaine C avec les données majorées

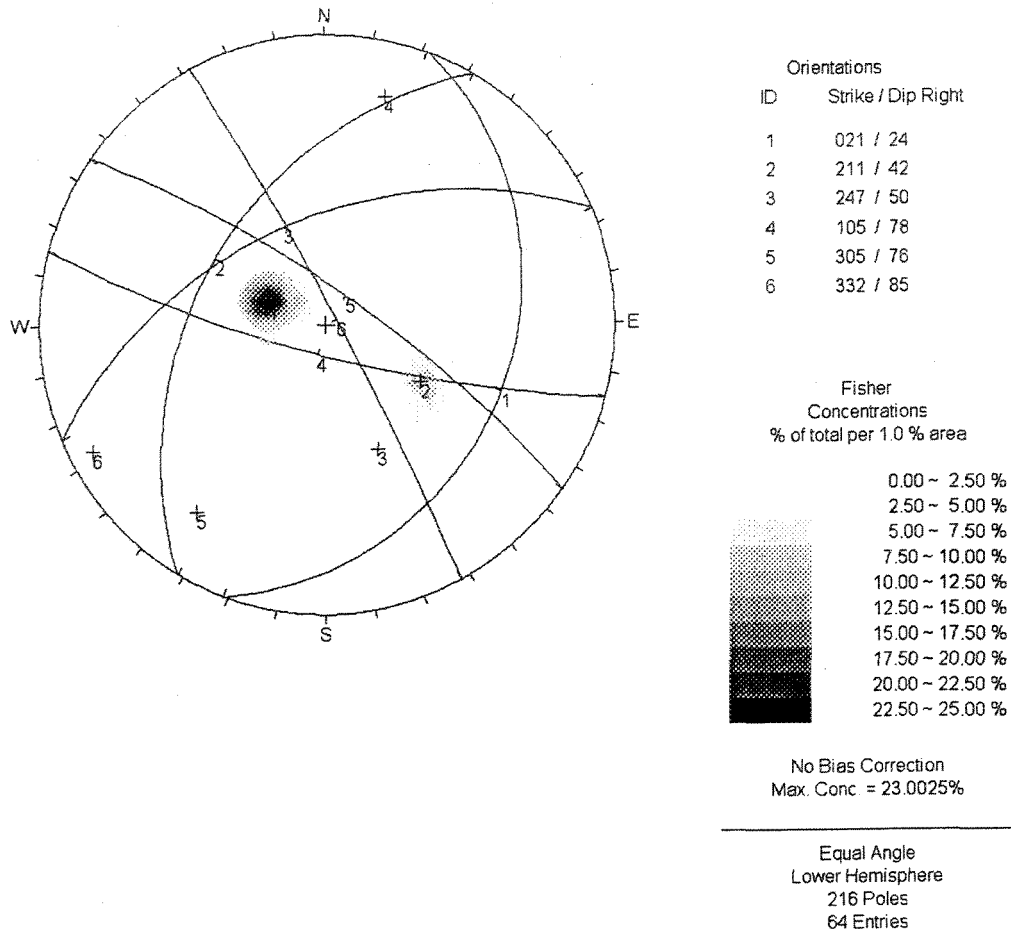


Figure A1.34 : 5200 est dyke felsique avec les données de base

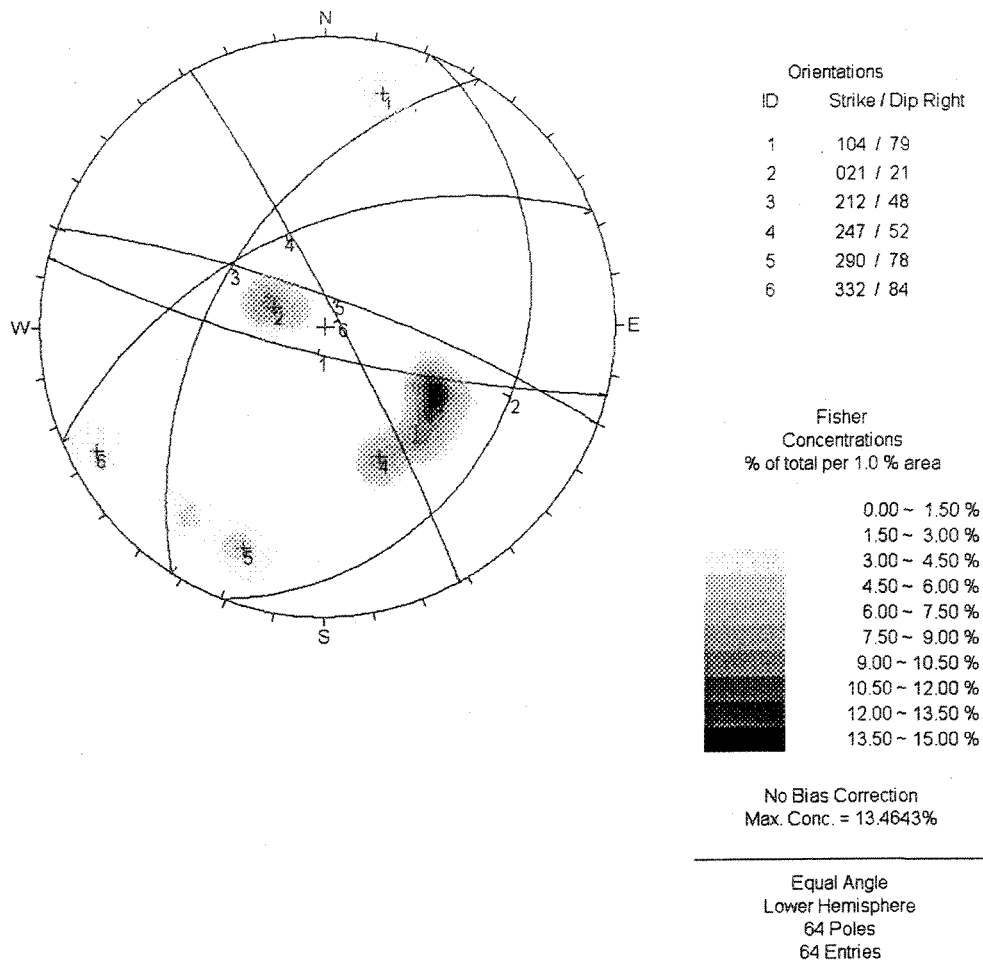


Figure A1.35 : 5200 est dyke felsique avec quantité égale à 1

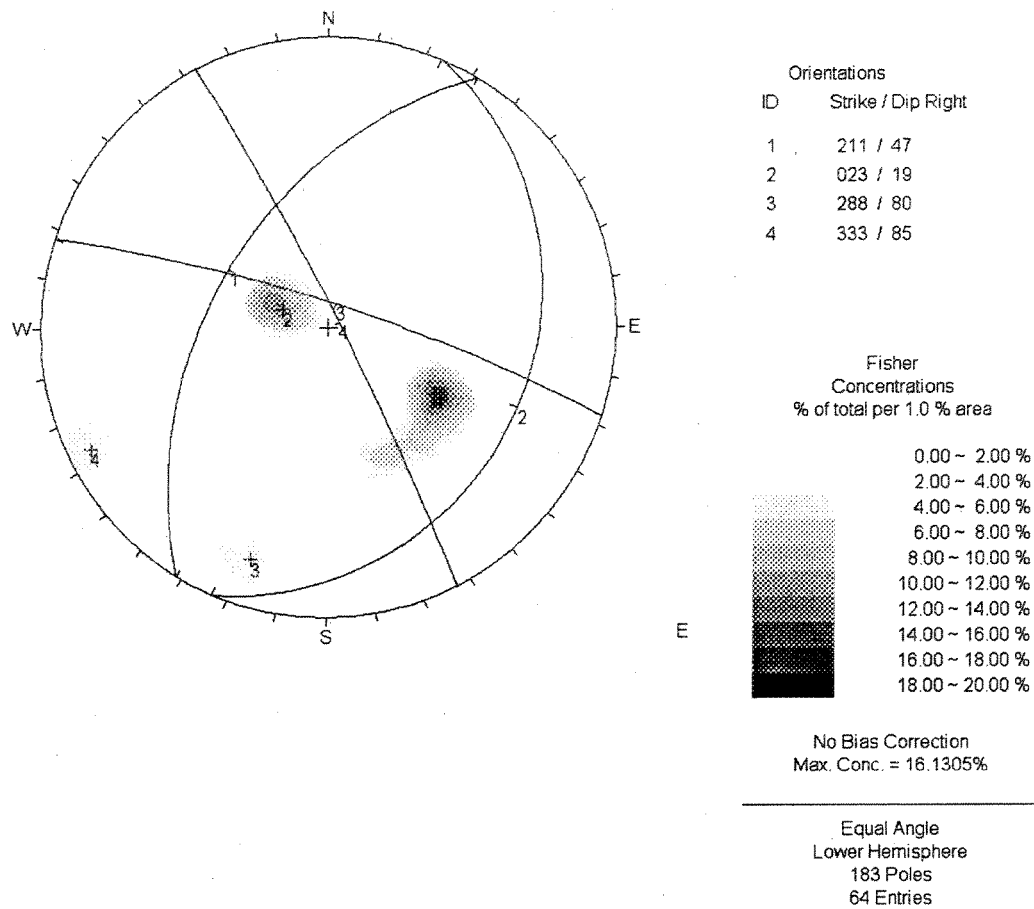


Figure A1.36 : 5200 est dyke felsique avec les données majorées

ANNEXE 2

ENSEMBLE DES STÉRÉOGRAMMES EFFECTUÉS POUR CHAQUE DOMAINE STRUCTURAL

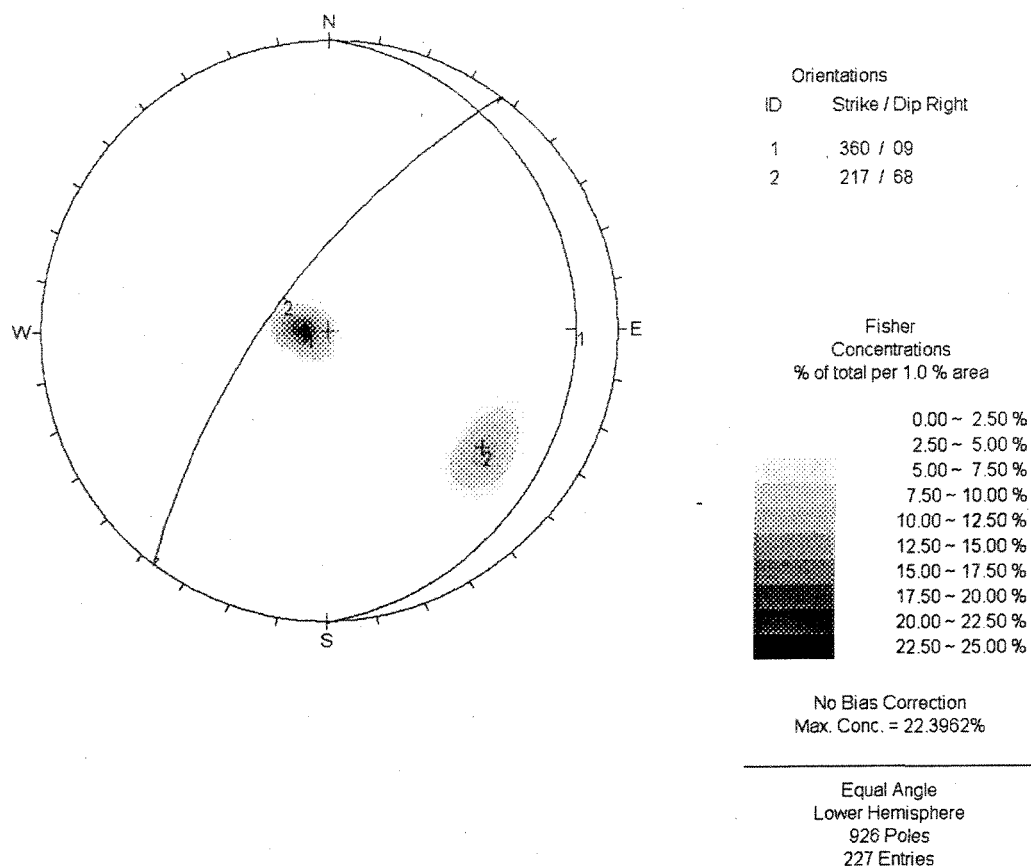


Figure A2.1 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec les données de base

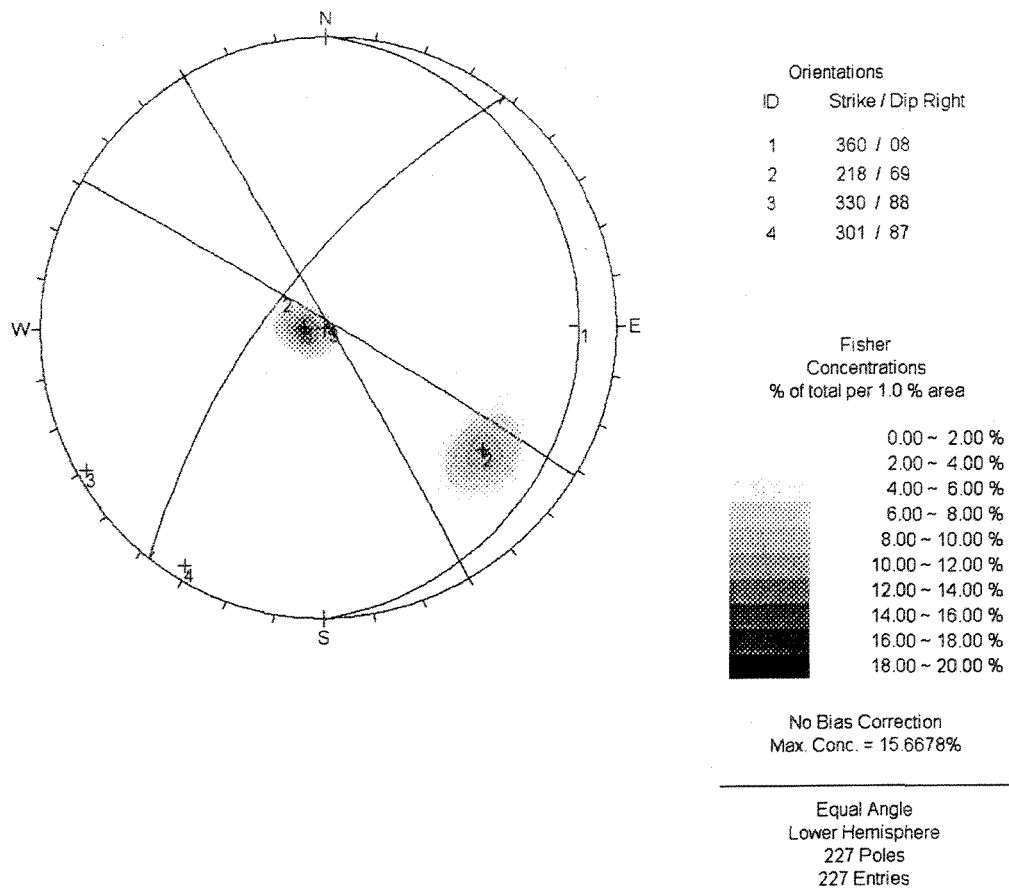


Figure A2.2 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec quantité égale à 1

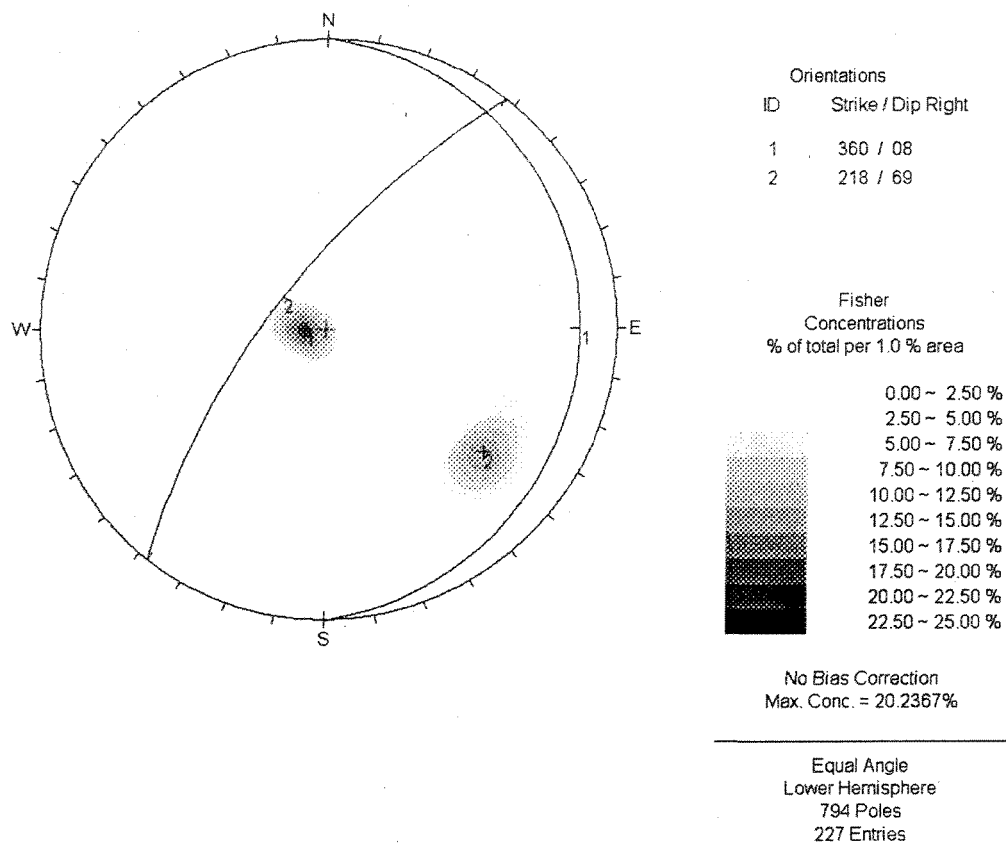


Figure A2.3 : Stéréogramme présentant le domaine A(2A) avec les données majorées

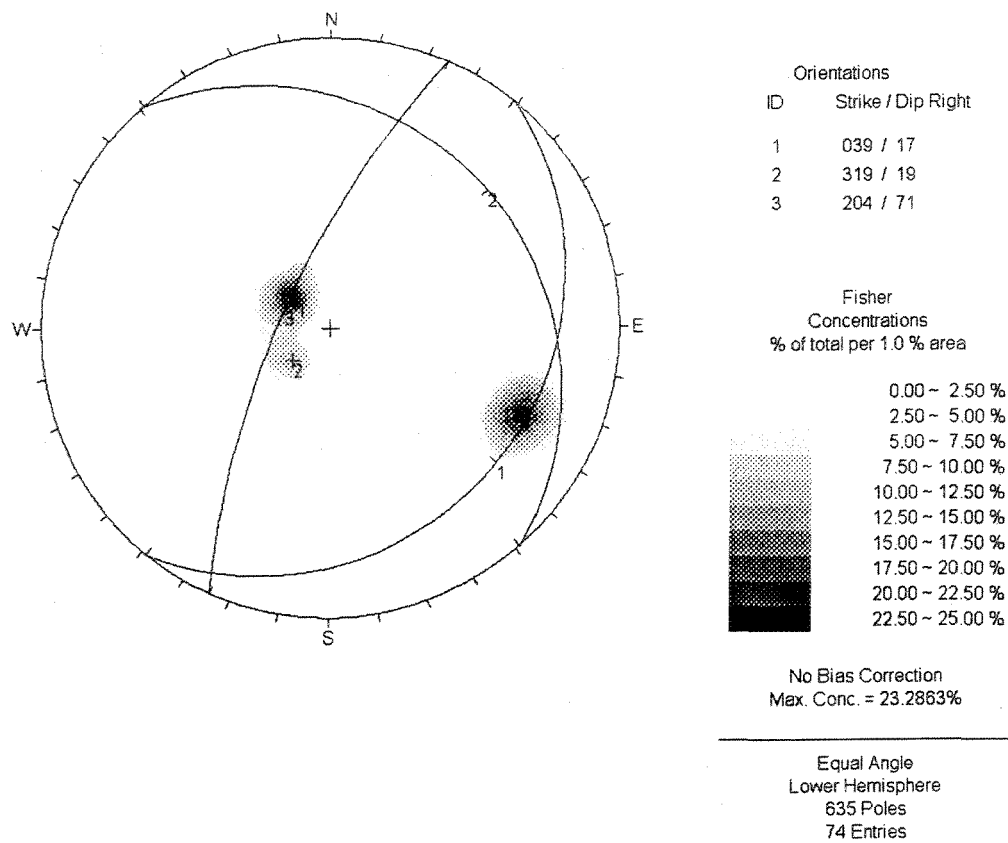


Figure A2.4 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec les données de base

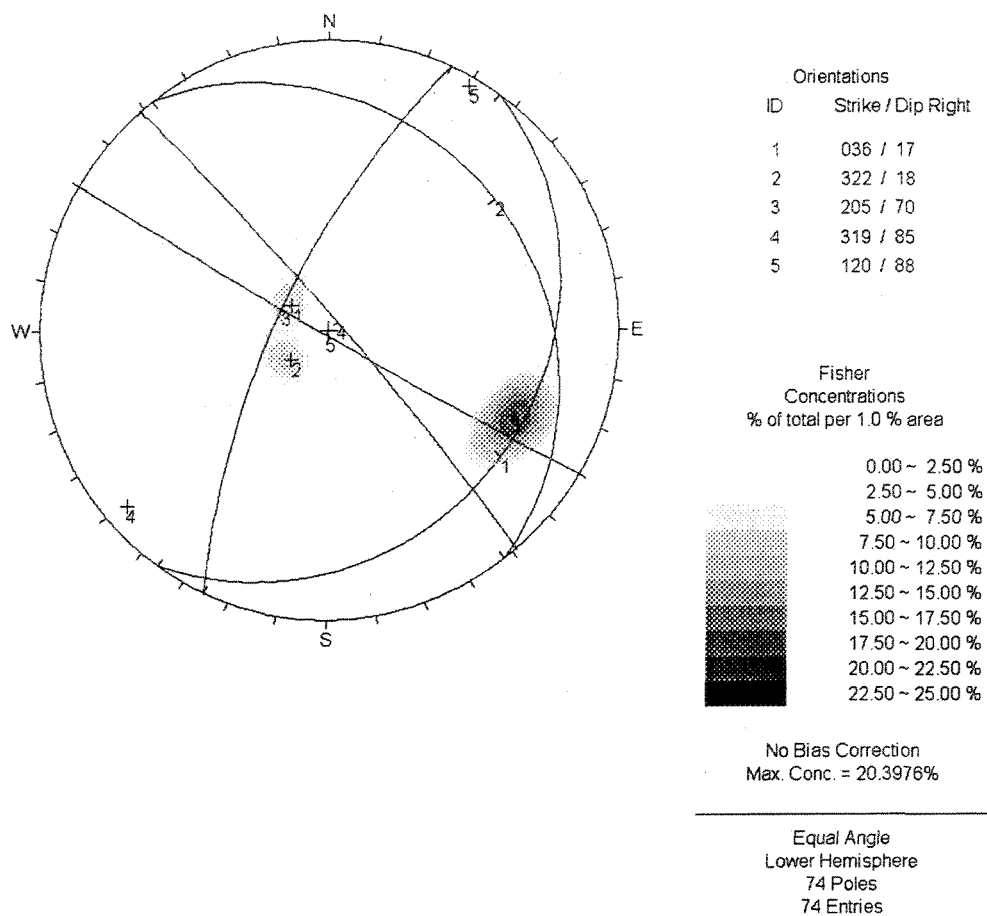


Figure A2.5 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec quantité égale à 1

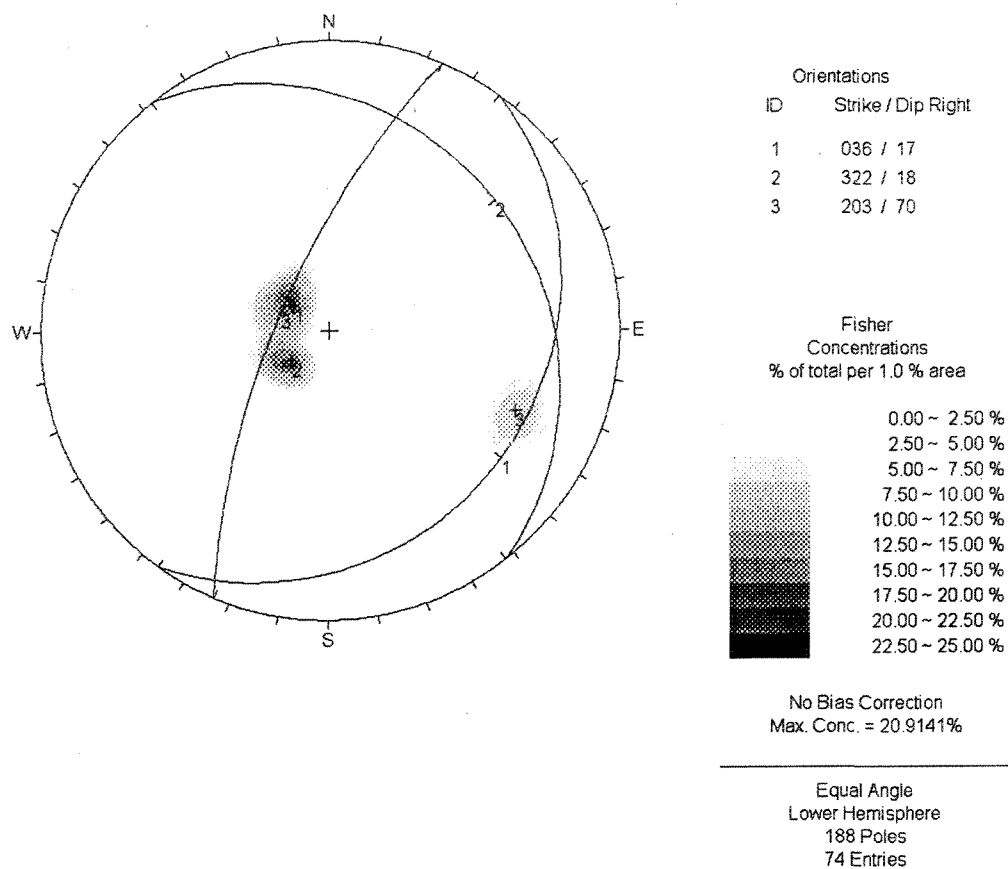


Figure A2.6 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B) avec les données majorées

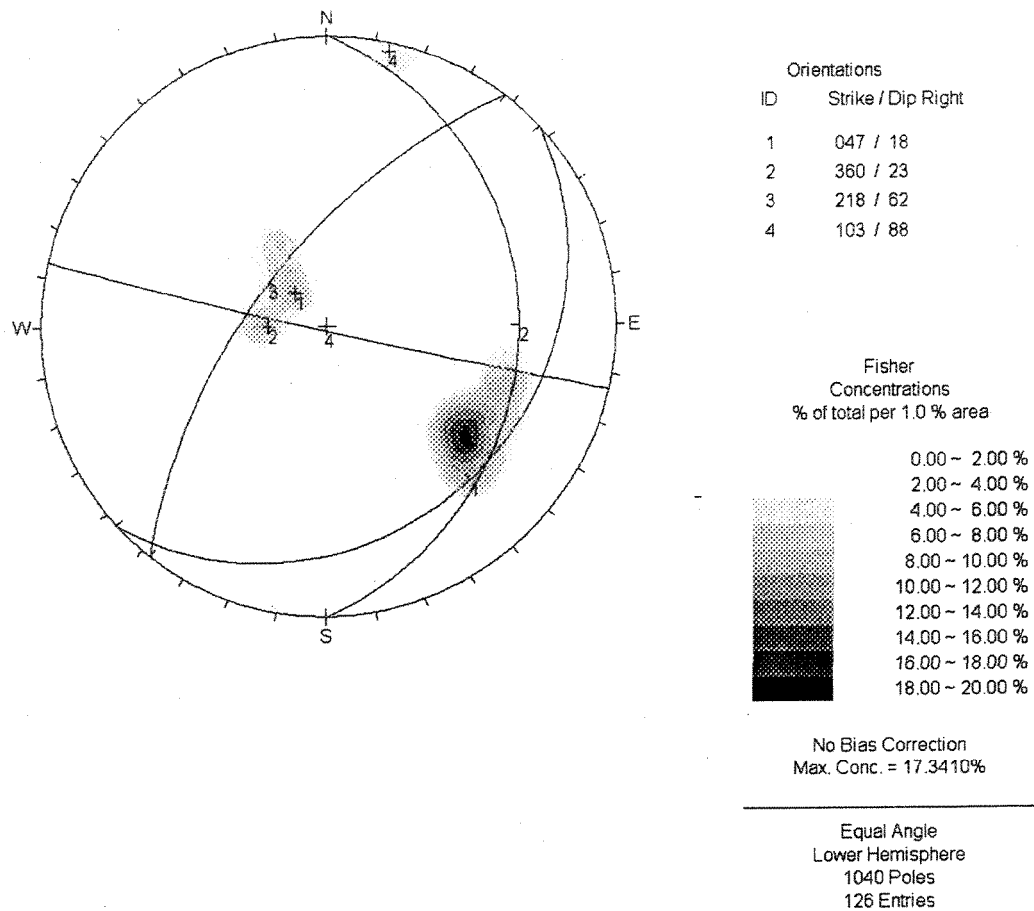


Figure A2.7 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec les données de base

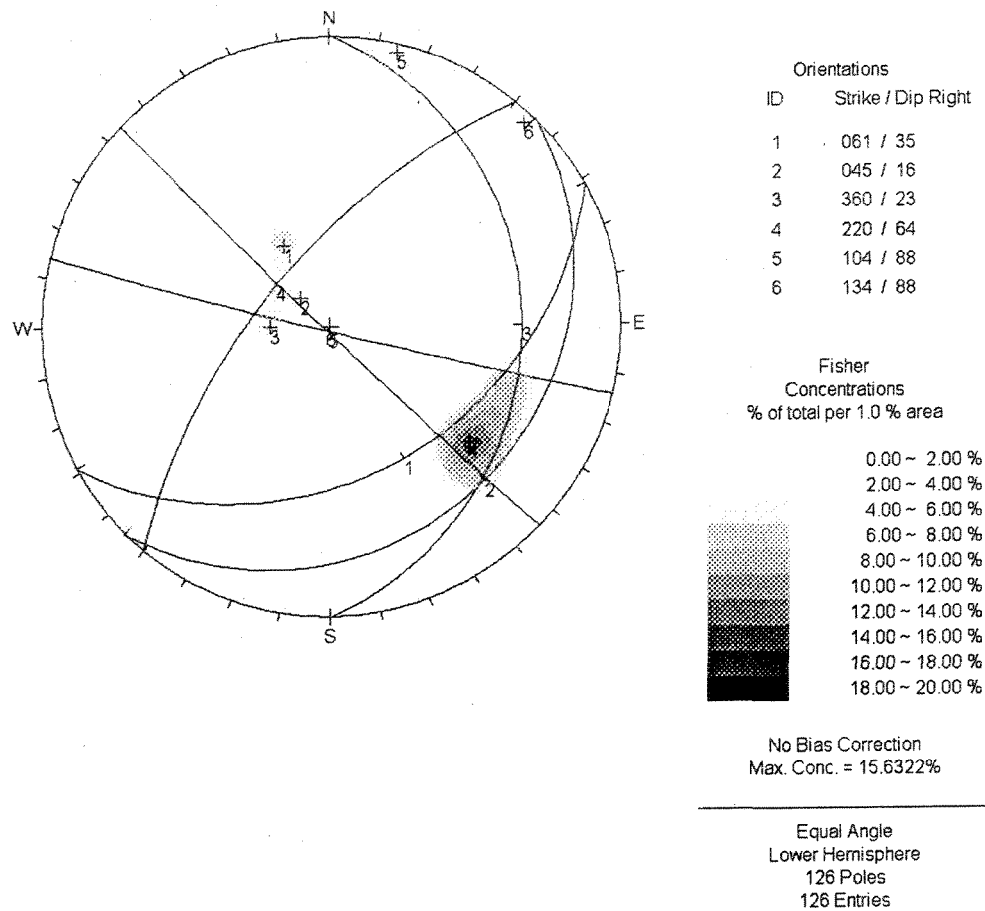


Figure A2.8 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec quantité égale à 1

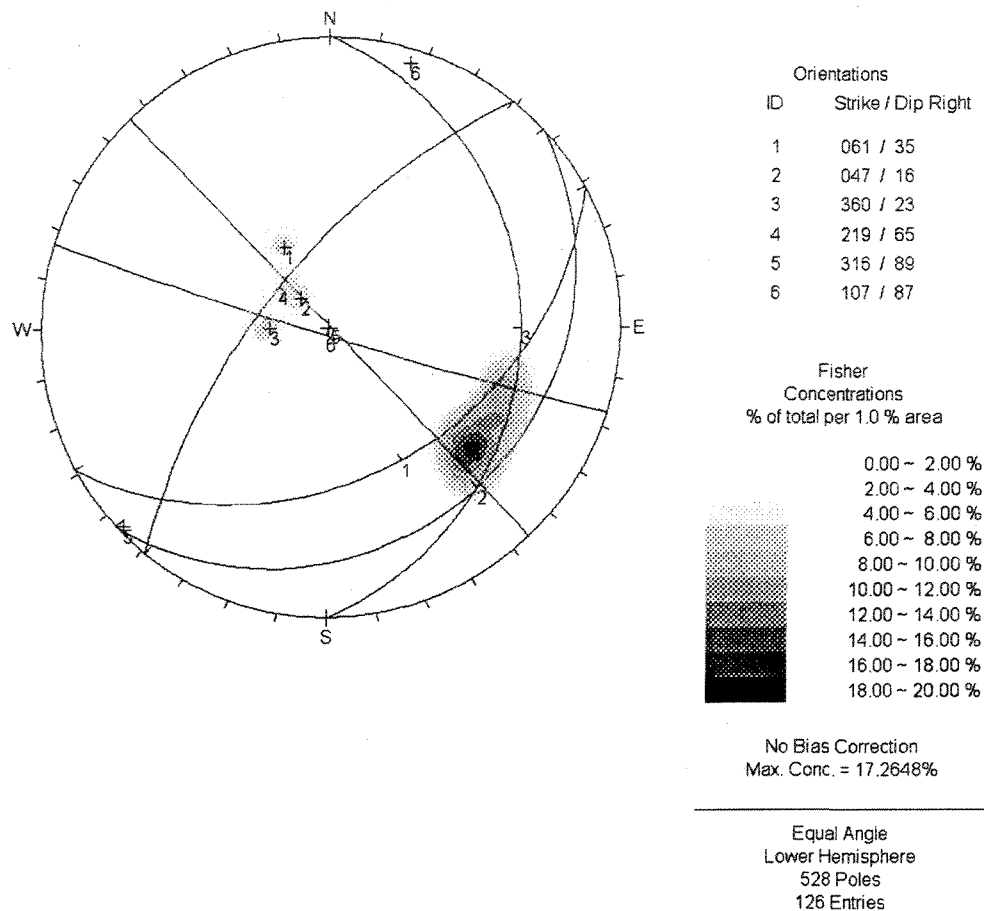


Figure A2.9 : Stéréogramme présentant le domaine A(2B,2C) avec les données majorées

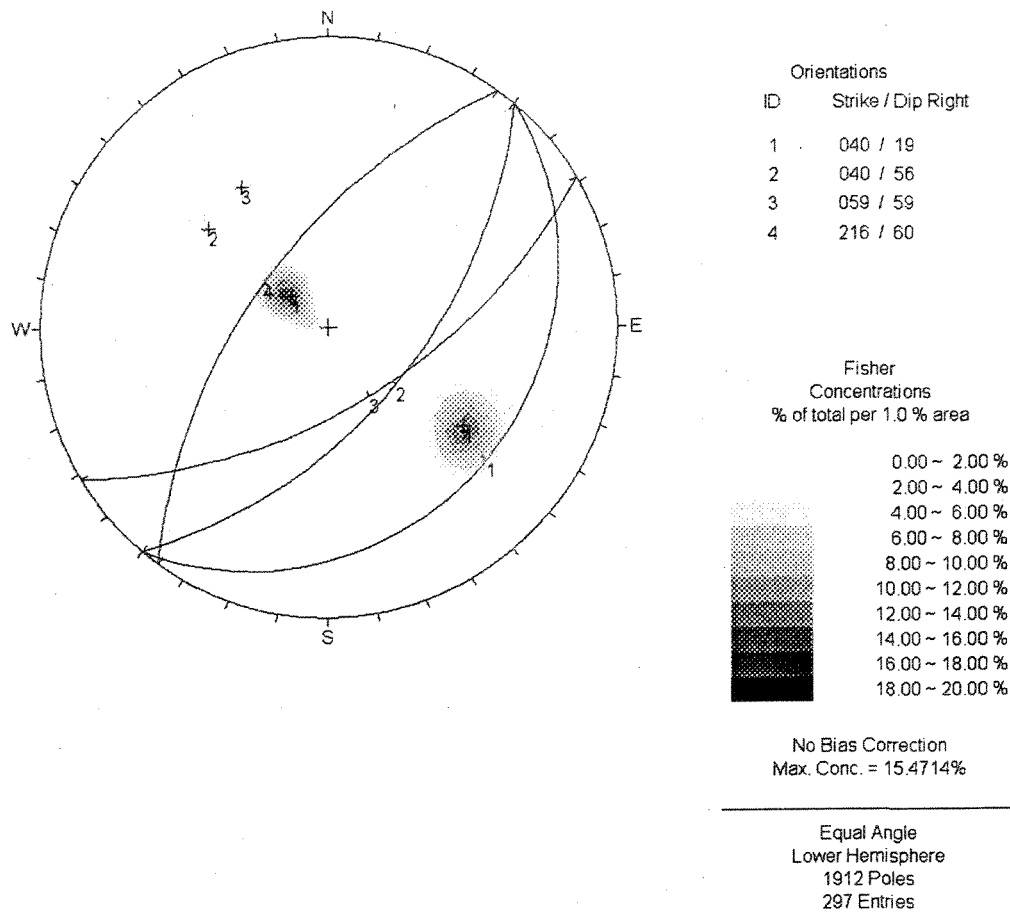


Figure A2.10 : Stéréogramme présentant le domaine B avec les données de base

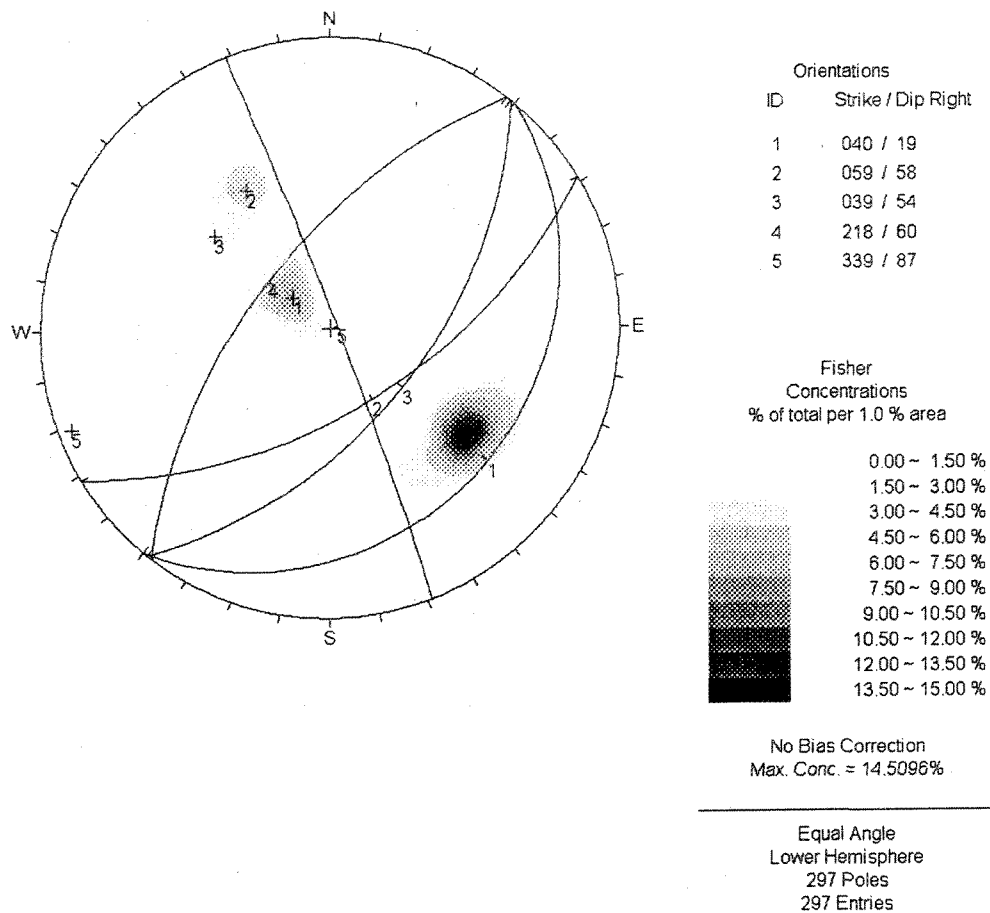


Figure A2.11 : Stéréogramme présentant le domaine B avec quantité égale à 1

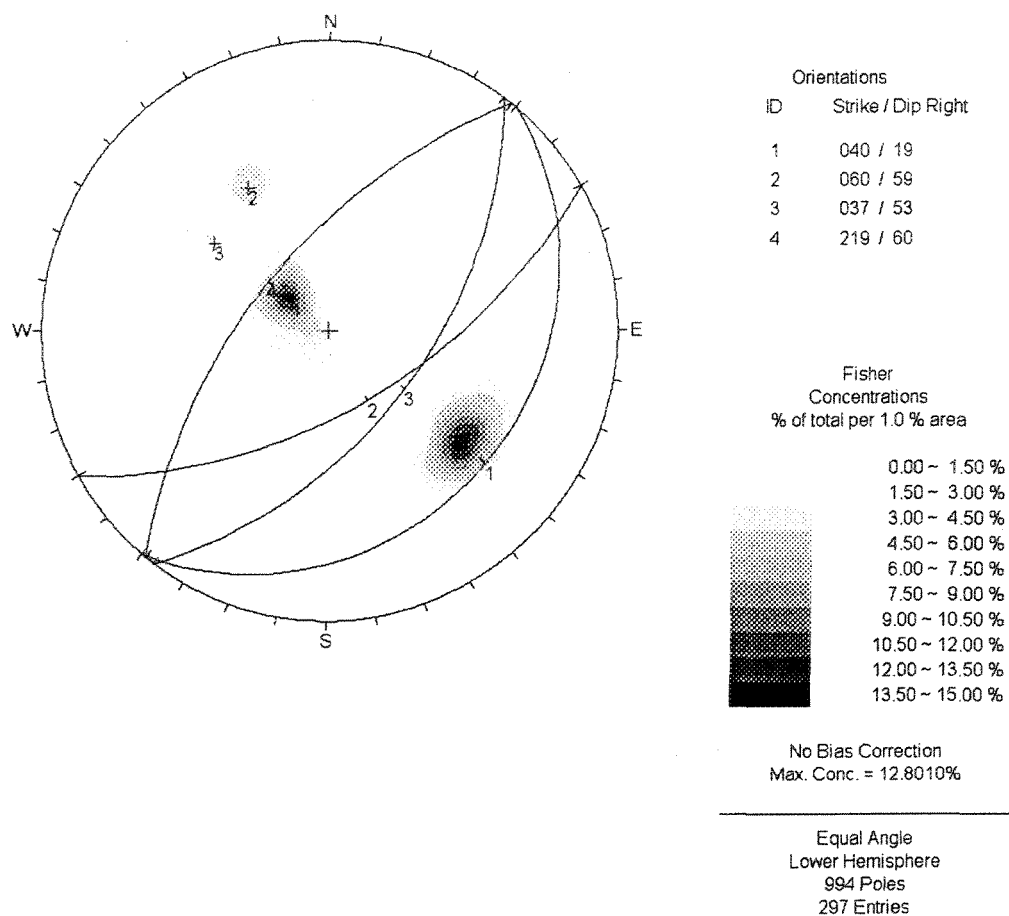


Figure A2.12 : Stéréogramme présentant le domaine B avec les données majorées

ANNEXE 3

SECTIONS CONDENSÉES UTILISÉES LORS DE L'ÉTUDE DE SUPPORTEK (1993)

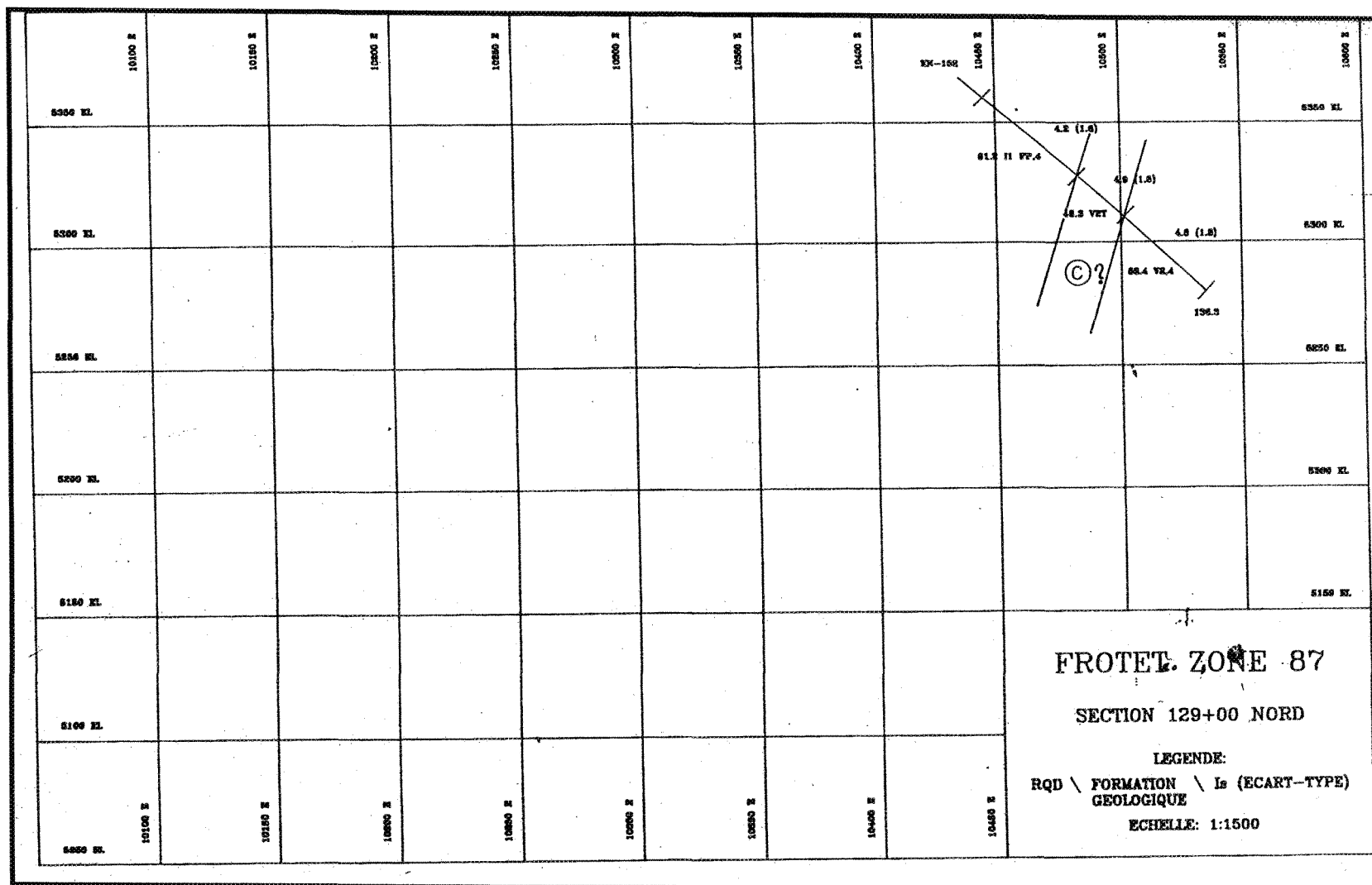
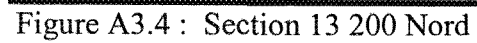


Figure A3.1 : Section 12 900 Nord





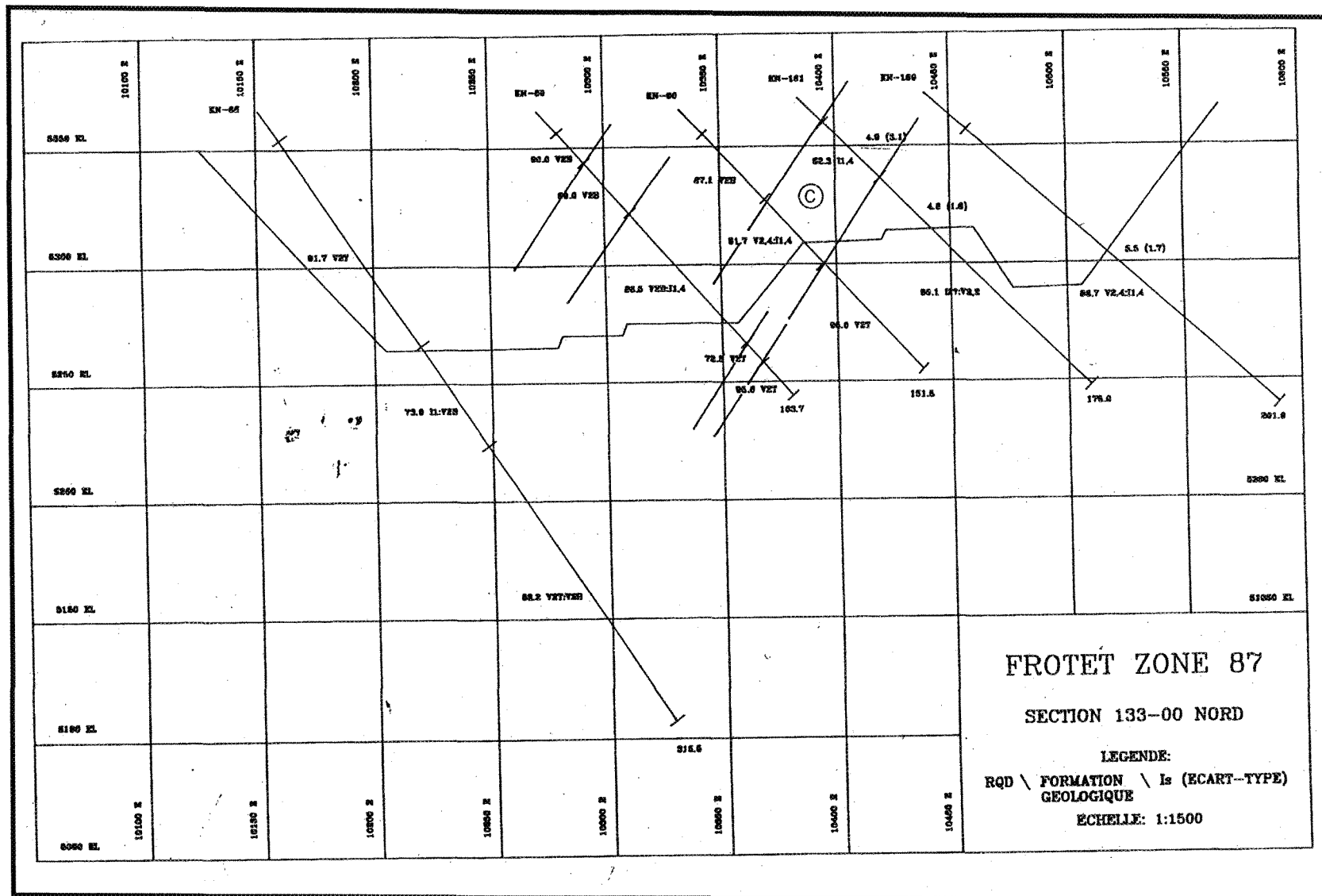


Figure A3.5 : Section 13 300 Nord

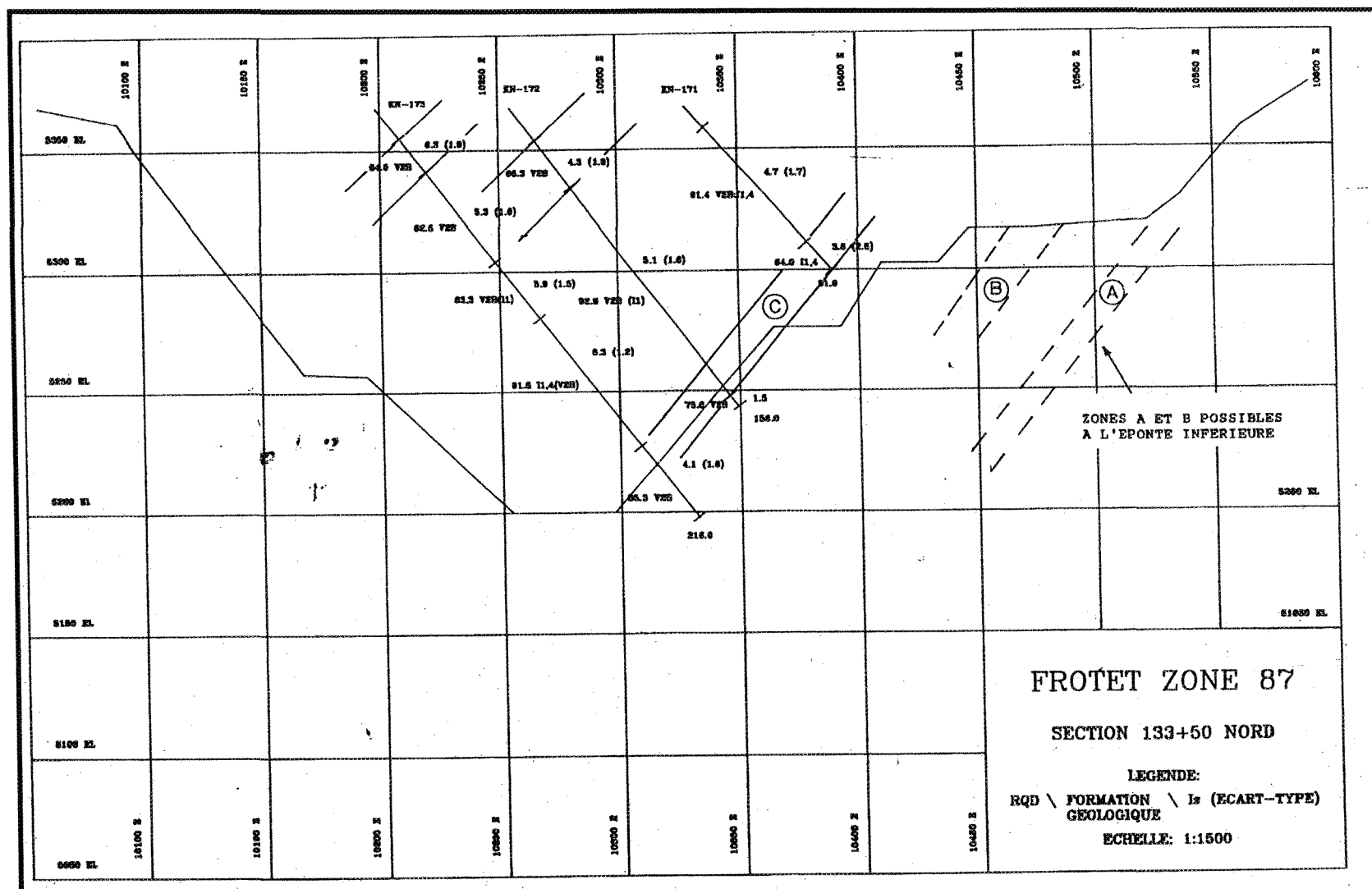


Figure A3.6 : Section 13 350 Nord

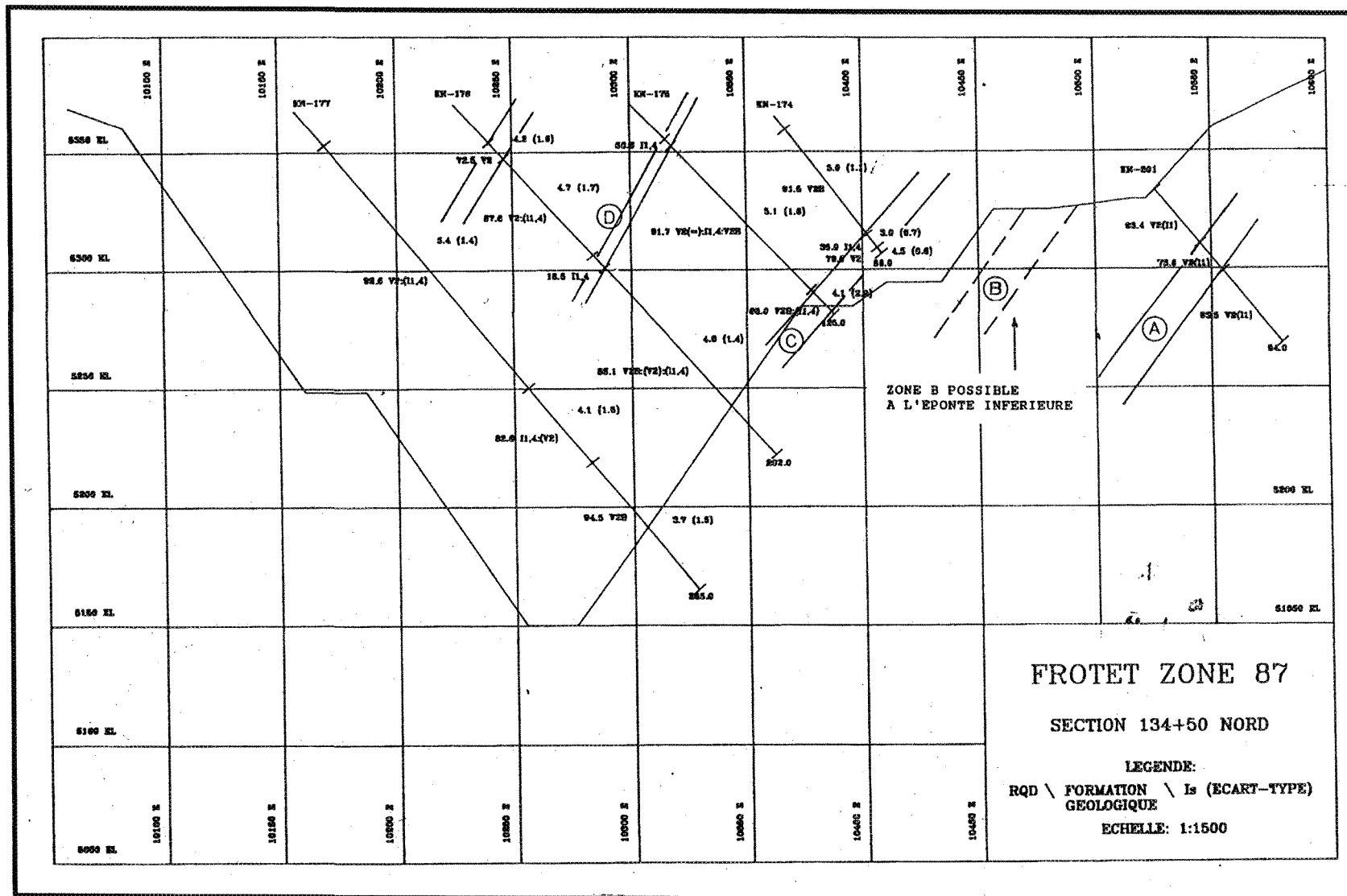


Figure A3.8 : Section 13 450 Nord

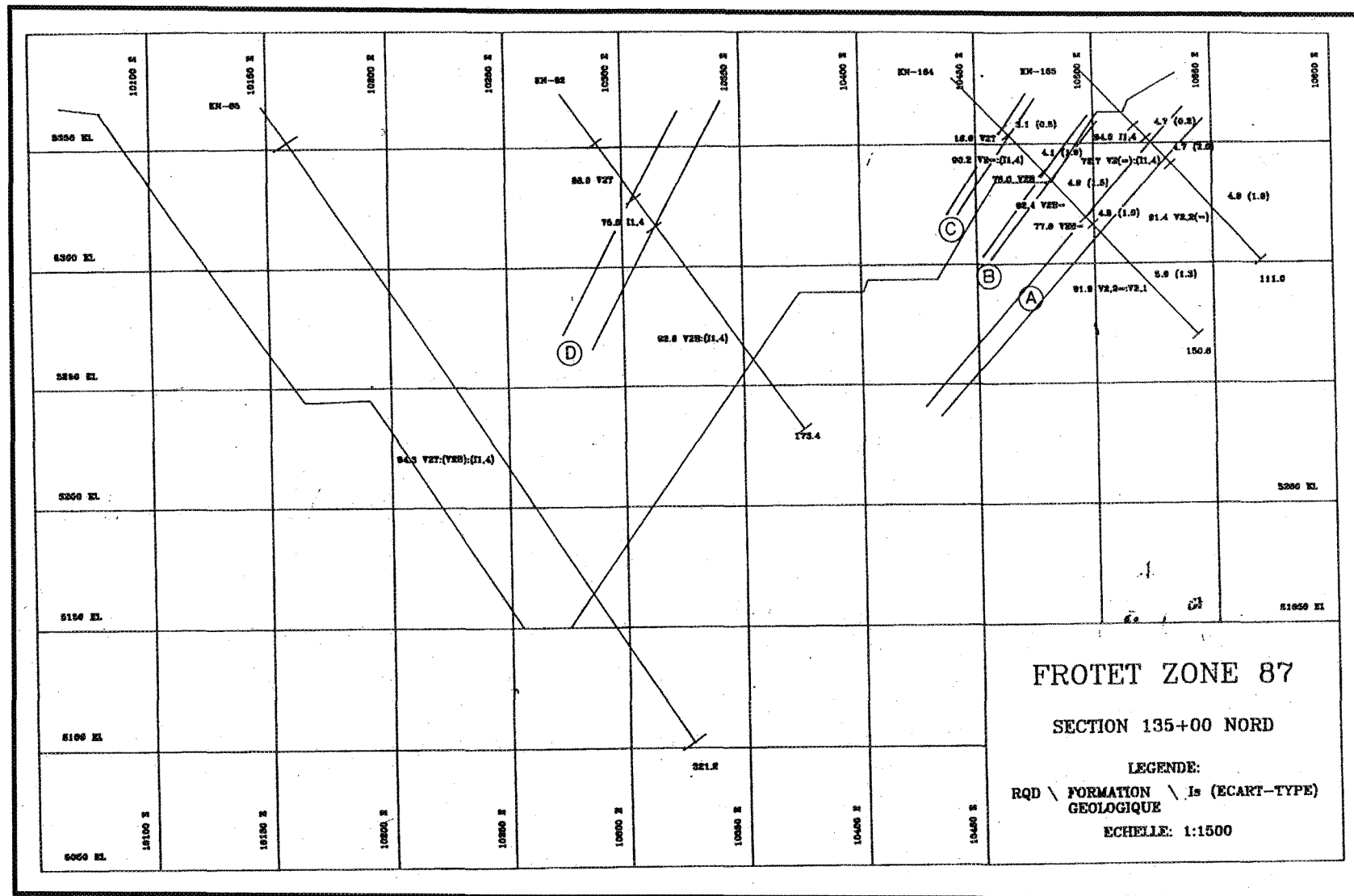


Figure A3.9 : Section 13 500 Nord

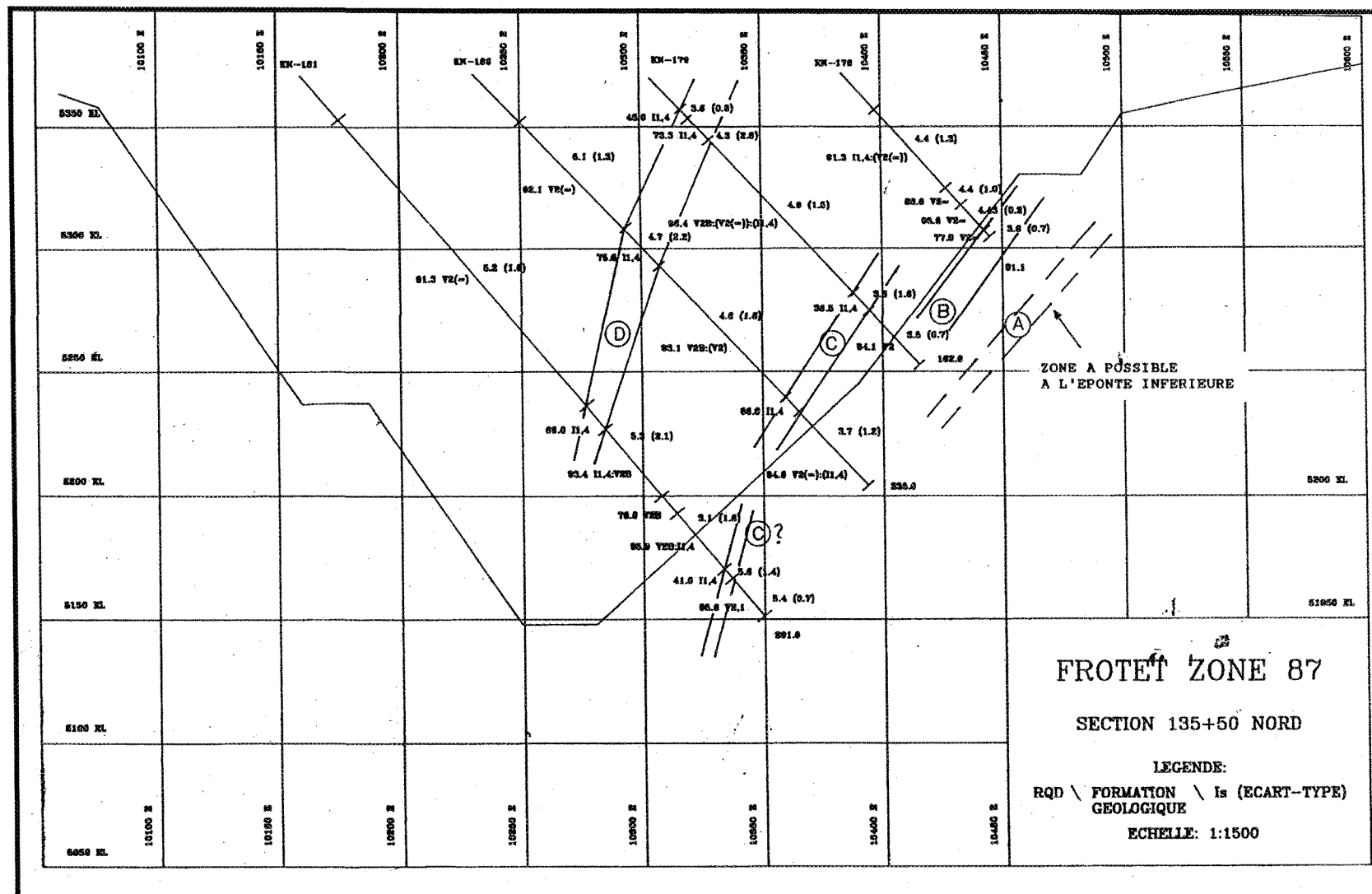


Figure A3.10 : Section 13 550 Nord

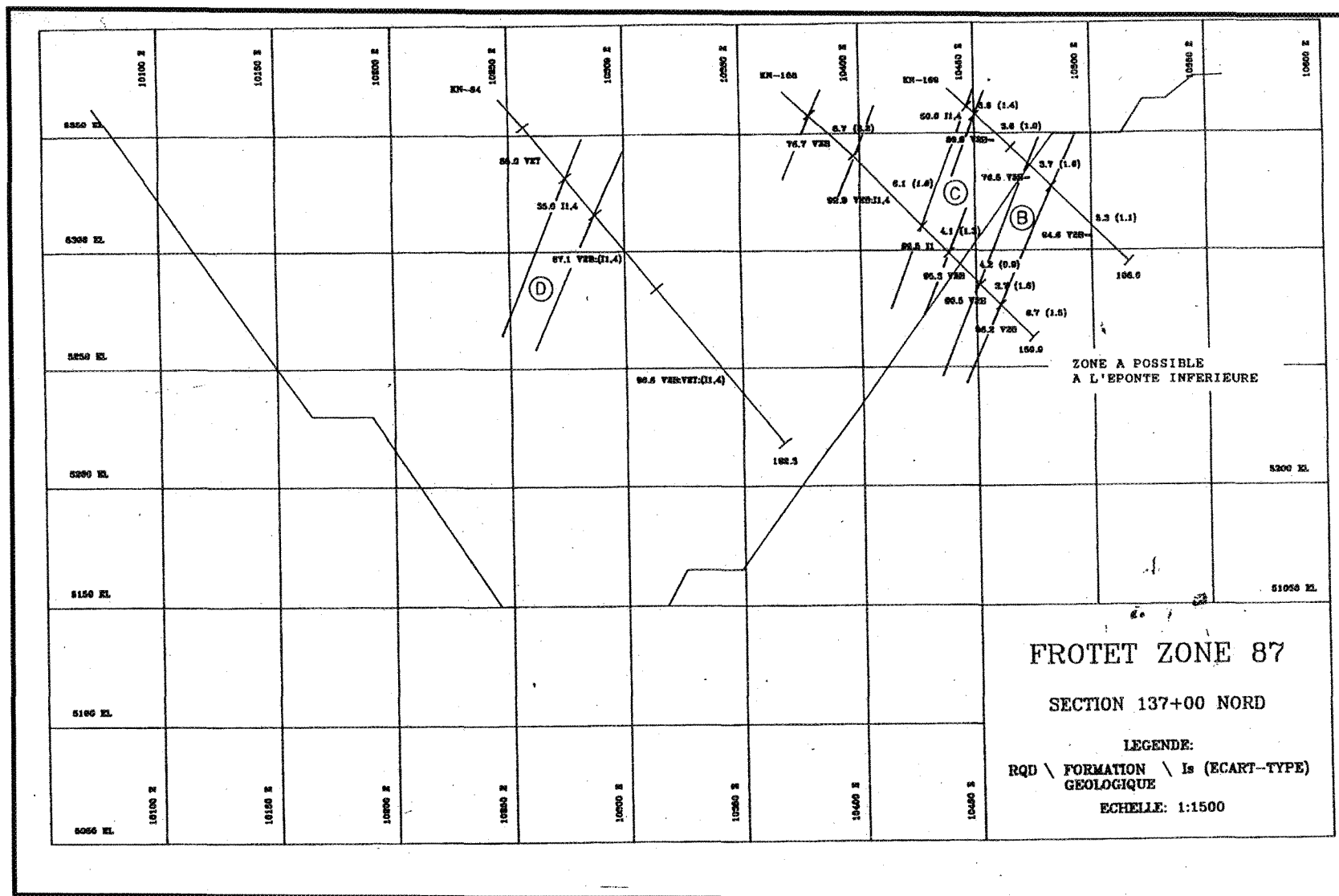


Figure A3.13 : Section 13 700 Nord

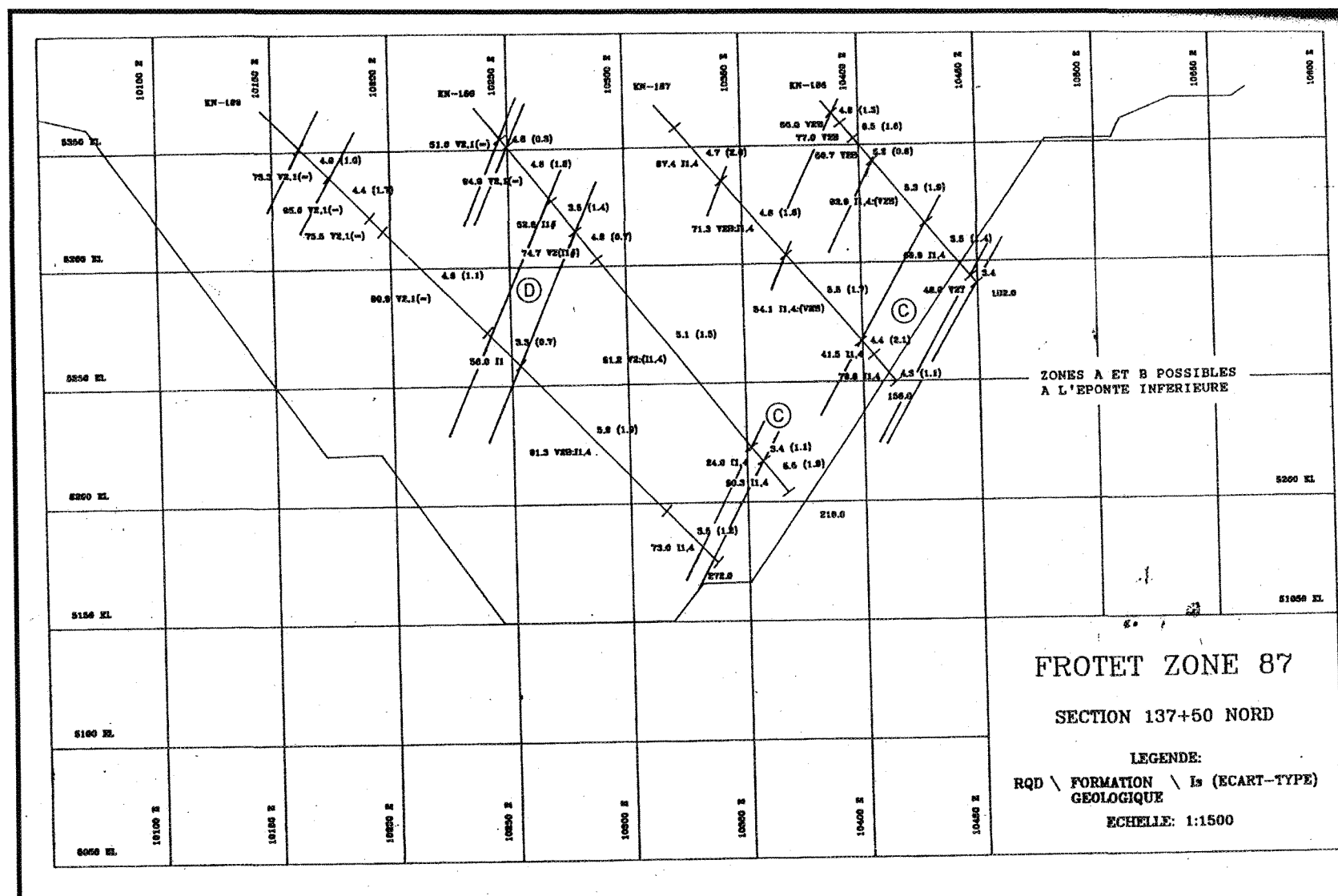


Figure A3.14 : Section 13 750 Nord

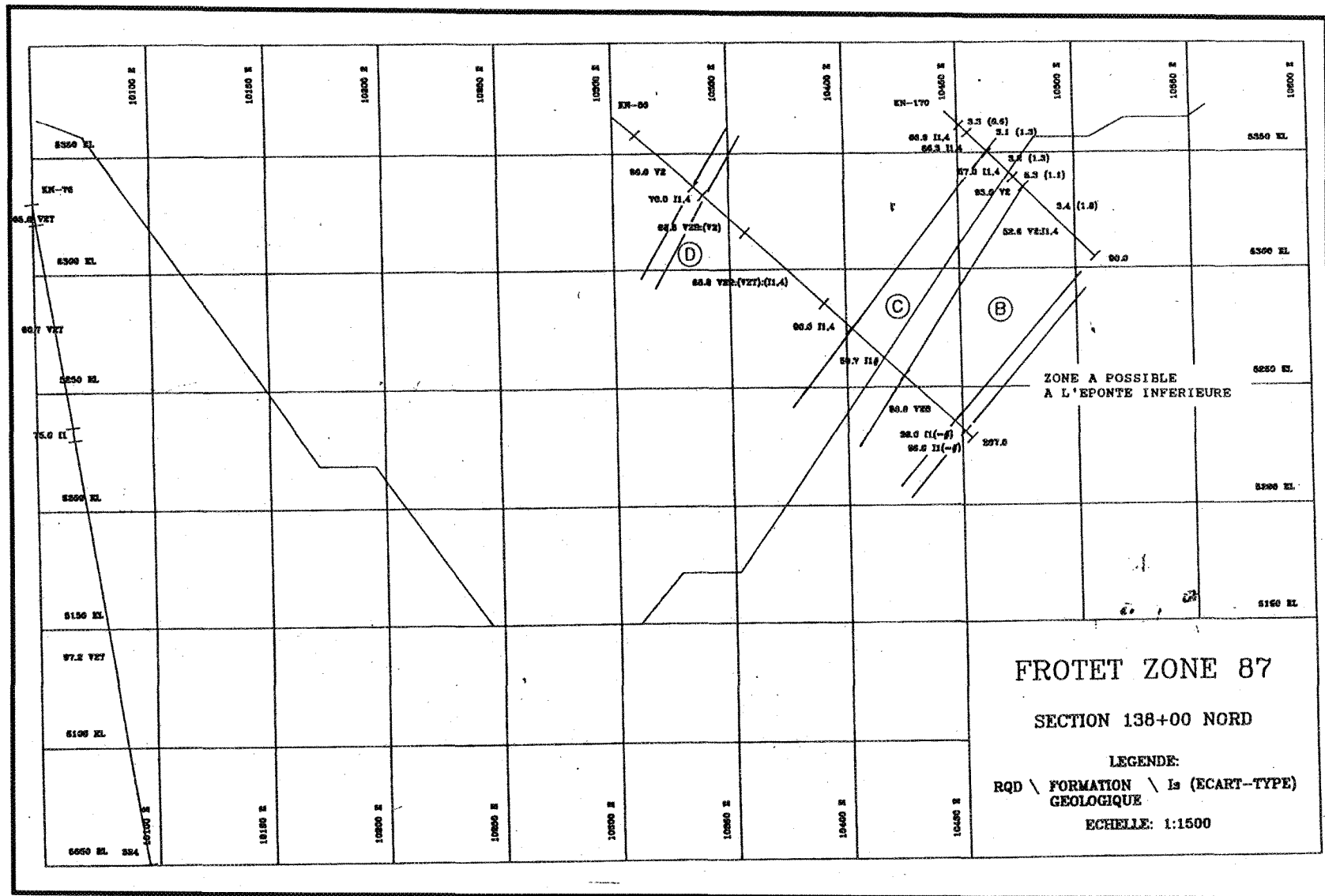


Figure A3.15 : Section 13 800 Nord

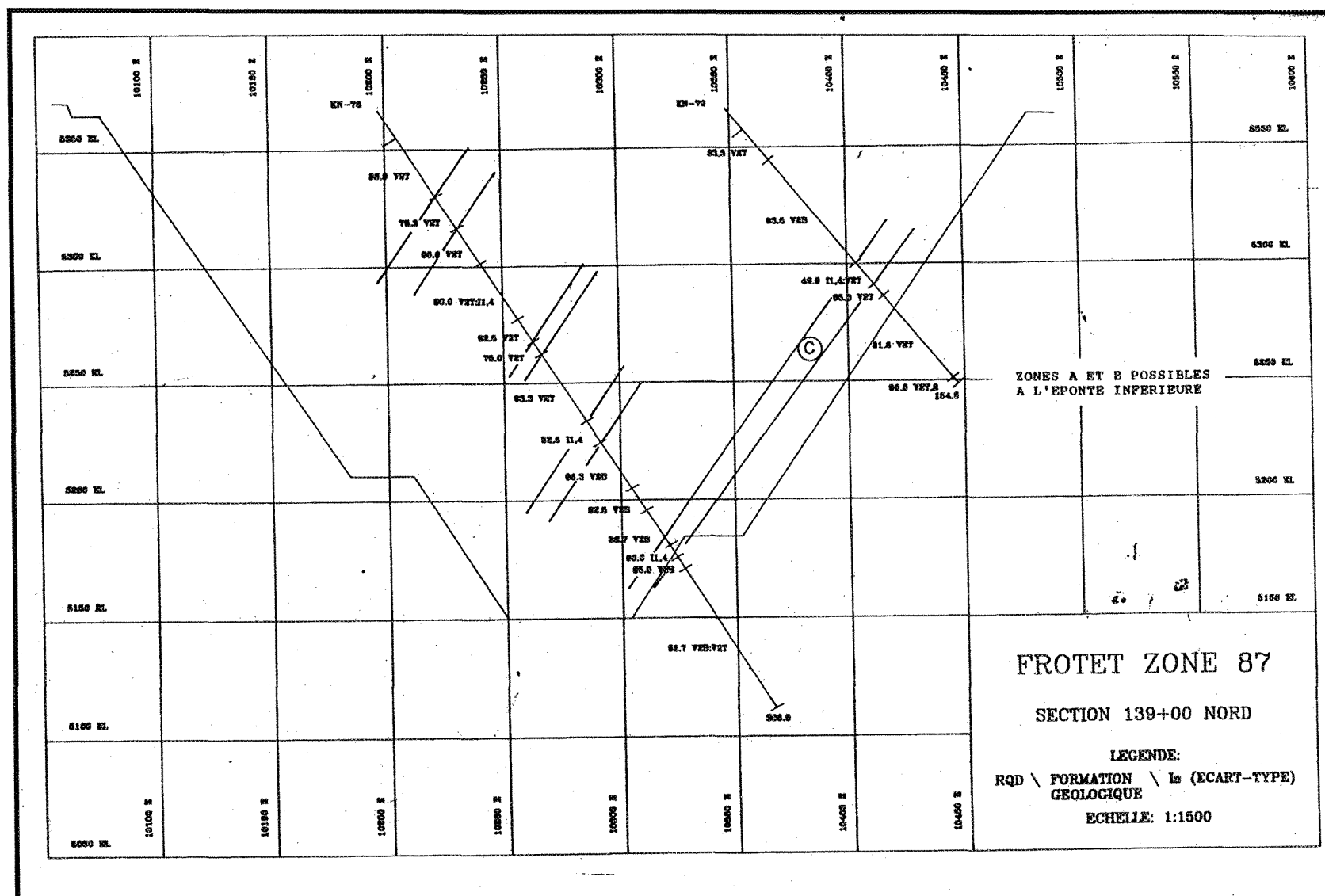


Figure A3.17 : Section 13 900 Nord

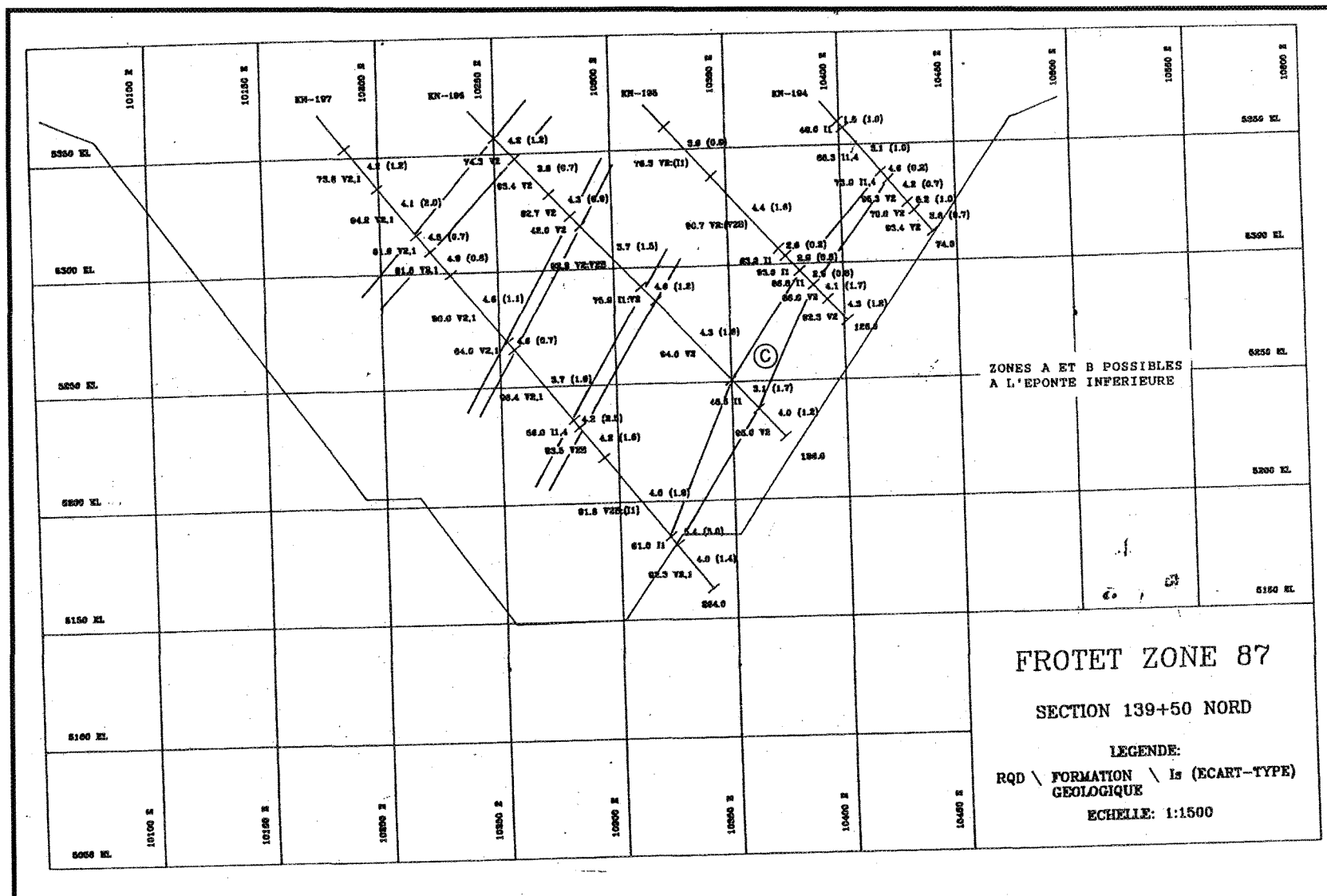


Figure A3.18 : Section 13 950 Nord

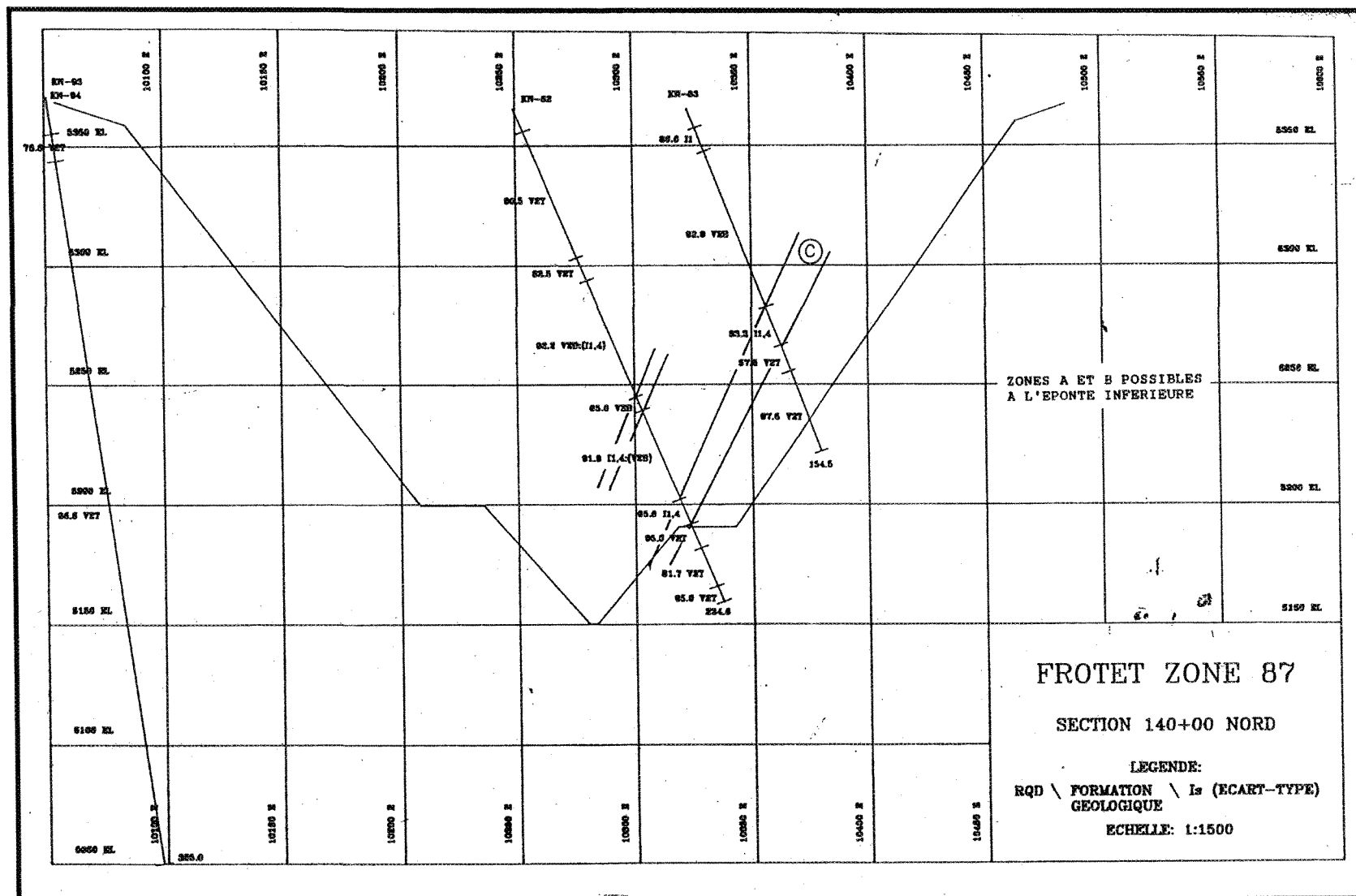


Figure A3.19 : Section 14 000 Nord

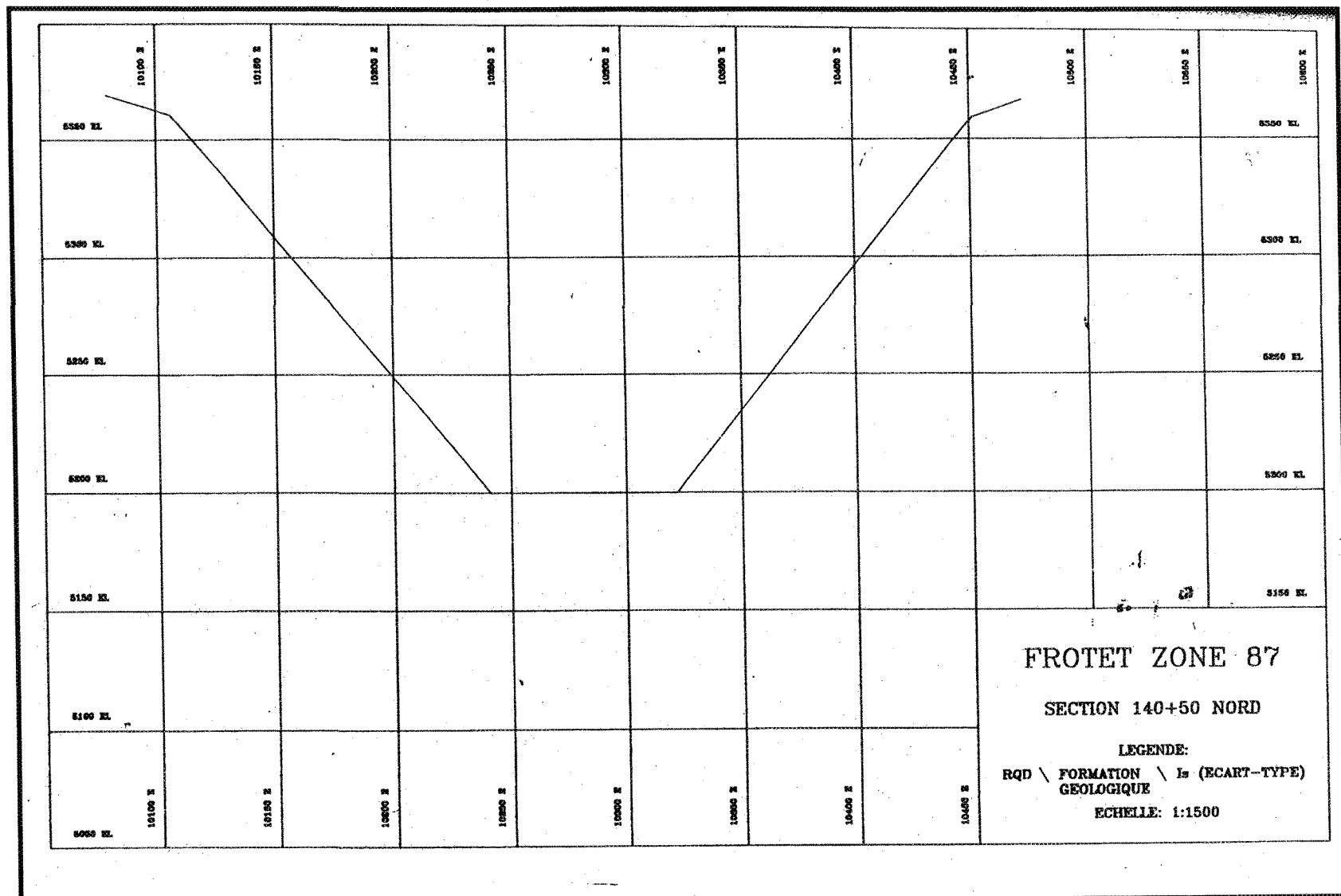


Figure A3.20 : Section 14 050 Nord

ANNEXE 4

PLANS DES STRUCTURES MAJEURES DANS LA FOSSE 87 DE LA MINE TROILUS