

UNIVERSITÉ DU QUÉBEC

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

PAR
MICHEL GAUDREAU *ing.*

ANALYSE NUMÉRIQUE DES PHÉNOMÈNES MÉCANIQUES ET HYDRAULIQUES
EN PÉRIPHÉRIE D'EXCAVATIONS EN MASSIFS ROCHEUX FRACTURÉS:
LE CAS DE LA MINE NIOBEC, ST-HONORÉ (QUÉBEC)

JUILLET 1996



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

Il est reconnu que l'excavation d'ouvertures souterraines dans les massifs rocheux provoque des phénomènes de perturbation du champ des contraintes naturelles en périphérie des ouvrages. Ces phénomènes de perturbation sont principalement caractérisés par la formation de zones de compression et de zones de relâchement, accompagnées d'une variété de déplacements radiaux, tangentiels ou en cisaillements.

Dans le but d'évaluer l'effet potentiel des perturbations du champ des contraintes sur la conductivité hydraulique des massifs rocheux fracturés, on a effectué des simulations tridimensionnelles par éléments finis du champ de contraintes en périphérie de certaines galeries situées au niveau 300 (mètres) de la mine Niobec (St-Honoré, Québec). Le modèle utilisé prend en considération un milieu rocheux homogène, parfaitement élastique et isotrope, dans lequel différentes géométries de galeries ont été soumises au champ des contraintes naturelles (anisotrope) de la mine.

Les résultats de simulation ont été intégrés dans un modèle reliant l'ouverture, la fermeture ou le glissement sur les plans de fracture avec la conductivité hydraulique des joints. Une première approche dans l'évaluation des résultats de simulation consiste à évaluer l'effet de la contrainte moyenne ou de confinement ($\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$) sur l'ouverture ou la fermeture des fractures. La seconde approche consiste à évaluer la possibilité d'ouverture ou de fermeture sur des fractures en fonction de leur orientation par rapport aux tenseurs des contraintes principales. Cette seconde approche comprend aussi une méthode d'analyse adaptée de Jaeger & Rosengren (1969), qui consiste à évaluer la possibilité de glissement sur des plans de fractures.

Les résultats concernant les variations possibles de conductivité hydraulique obtenus des modèles ont été comparés à des profils de pression et de conductivité hydrauliques mesurés le long de trois forages, réalisés en bout de galerie (niveau 300 m). Ces résultats suggèrent que les variations de contraintes observées en périphérie des galeries ne peuvent expliquer à elles seules les profils anomaux de conductivité et de pression hydraulique mesurés dans ces forages.

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier mes directeurs de recherche M. Alain Rouleau et Guy Archambault, ainsi que la mine Niobec de St-Honoré. Je tiens aussi à remercier M. Richard Lechasseur pour son aide et son appui inconditionnel à la réalisation de ce projet.

Finalement, je tiens à remercier tout spécialement mes parents Jocelyn et Jeanne, mon frère Sylvain, ma sœur Louise ainsi que ma conjointe Josée pour leur support moral et financier.

TABLE DES MATIÈRES

I INTRODUCTION

1.1	Problématique de l'étude	1
1.2	Travaux antérieurs	2
1.3	Méthodologie	5

II CARACTÉRISATION HYDROGÉO-MÉCANIQUE DU MASSIF ROCHEUX DE LA MINE NIOBEC

2.1	Généralités	6
2.2	Analyse de la fracturation	6
2.2.1	Caractéristiques physiques des fractures	9
2.2.2	Remplissage et morphologie des fractures	9
2.2.3	Définition des pôles moyens de fracturation	10
2.2.4	Fracturation en forage	11
2.3	Essais hydrauliques en forage	14
2.4	États des contraintes et propriétés mécaniques.....	19
2.5	Discussion sur l'hydrogéomécanique du massif rocheux	22

III	SIMULATION 2D ET 3D DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIE D'UNE GALERIE: CONSTRUCTION DES MODÈLES	
3.1	Hypothèses	23
3.2	Logiciel et principes de base	24
3.2.1	La méthode des éléments finis (MEF)	24
3.2.2	Logiciel utilisé	25
3.2.3	Méthode de calcul et équations	26
3.3	Construction et utilisation d'un modèle.....	28
3.3.1	Localisation et systèmes d'axes des modèles	28
3.3.2	Géométrie et maillage des modèles.....	34
3.3.3	Type d'éléments et propriétés.....	35
3.3.4	Conditions limites.....	35
3.3.5	Chargements.....	36
IV	SIMULATION 2D ET 3D DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIE D'UNE GALERIE: ANALYSE DES RÉSULTATS	
4.1	Définition des zones de perturbation du champ de contraintes	38
4.2	Analyse globale des résultats de simulation.....	39
4.3	Distribution des contraintes principales.....	40
4.3.1	Amplitude des contraintes principales (σ_1 , σ_2 et σ_3).....	40
4.3.2	Contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}).....	45
4.3.3	Orientation des contraintes principales.....	48
4.3.4	Représentation sur cercle de Mohr des états de contrainte	48
4.3.5	Effet de la pression hydrostatique.....	51
4.4	Distribution des déplacements	51
4.5	Analyse de la variation des contraintes naturelles sur la redistribution des contraintes	54
4.6	Discussion sur les résultats de simulation.....	55

V MODÈLES DU COMPORTEMENT D'UNE FRACTURE SOUS CONTRAINTES: IMPLICATIONS SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE

5.1	Comportement d'une fracture en fermeture	57
5.1.1	Effet de la contrainte normale sur le plan de fracture.....	58
5.1.2	Effet de la contrainte normale sur la conductivité hydraulique.....	62
5.2	Comportement d'une fracture en cisaillement.....	62
5.2.1	Mécanisme de cisaillement sur le plan de fracture	64
5.2.2	Relation cisaillement-dilatance-conductivité hydraulique.....	67
5.3	Comportement d'une fracture en ouverture	69
5.3.1	L'ouverture par relâchement du confinement	69
5.3.2	L'ouverture par augmentation du différentiel de contrainte par rapport au plan de fracture.....	70
5.4	Discussion sur les modèles de couplage hydromécaniques dans une fracture	72

VI ANALYSE DES COMPORTEMENTS HYDRAULIQUES EN FONCTION DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIES DES OUVERTURES: EFFET DE LA CONTRAINTE MOYENNE (OU DE CONFINEMENT)

6.1	Généralités	76
6.2	Effet de la contrainte moyenne ou de confinement	77
6.2.1	Analyse des variations de conductivité hydrauliques sur une section perpendiculaire à la galerie GA-15	77
6.2.2	Analyse des variations de conductivité hydrauliques sur une section parallèle au plan du forage F-3 (galerie GA-15)	80
6.3	Discussion sur les variations de conductivité hydrauliques en fonction de la contrainte moyenne (ou de confinement)	82

VII	ANALYSE DES EFFETS POSSIBLES DES VARIATIONS DU TENSEUR DE CONTRAINTE SUR LES PLANS DE FRACTURES	
7.1	Comparaison des orientations relatives contraintes-fracturation sur projections stéréographiques	83
7.1.1	Analyse bi-dimensionnelle.....	84
7.1.2	Analyse tridimensionnelle.....	87
7.1.3	Ouverture, fermeture et autres cas de glissement sur fractures multiples.....	89
7.2	Méthode de construction des stéréogrammes	91
7.3	Analyse du comportement des plans de fractures dans une section perpendiculaire à la galerie GA-15.....	92
7.4	Analyse du comportement des plans de fractures dans une section contenant le plan du forage F-3	96
VIII	DISCUSSION.....	98
IX	CONCLUSIONS	101
	RÉFÉRENCES.....	104
ANNEXE I	Résultats de simulation (supplément).....	108
ANNEXE II	Analyse des relations angulaires entre les composantes principales du tenseur des contraintes et les principales familles de fractures.....	112
ANNEXE III	Analyse du cas de la section parallèle au plan du forage F-3.....	122

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1	Valeurs moyennes de la conductivité hydraulique pour les différentes zones	19
Tableau 2.2	Magnitude et orientation des trois composantes du tenseur des contraintes utilisées dans les simulations	20
Tableau 7.1	Résumé des observations (section perpendiculaire à la galerie GA-15).....	95
Tableau 7.2	Résumé des observations (section parallèle au forage F-3)	95
Tableau A1.1	Orientation et magnitude des composantes principales du tenseur des contraintes sur les éléments nos 1 à 40 (section perpendiculaire à la galerie GA-15)	109
Tableau A3.1	Compilation de l'orientation et de la magnitude des composantes principales du tenseur des contraintes sur les éléments numéro 1 à 6.....	123

LISTE DES FIGURES

Figure 2.1	Géologie du complexe alcalin de St-Honoré	7
Figure 2.2	Plan du niveau 1000 (300 mètres) de la mine Niobec de St-Honoré.....	8
Figure 2.3	Diagramme contourné de l'orientation des pôles de fractures pour les niveaux 700 et 1000	12
Figure 2.4	Fracturation des carottes de forage et valeurs de RQD correspondantes.....	13
Figure 2.5	Profils de la charge de pression en fonction de la distance par rapport à la face de la galerie.....	16
Figure 2.6	Profils de la conductivité hydraulique en fonction de la distance par rapport à la face de la galerie.....	17
Figure 3.1	Plan du niveau 1000 (300 mètres) de la mine Niobec de St-Honoré indiquant la localisation des forages 1 à 3, la trace des modèles 1 à 4 et les valeurs des contraintes principales	29
Figure 3.2	Construction du modèle 1	30
Figure 3.3	Construction du modèle 2	31
Figure 3.4	Construction du modèle 3	32
Figure 3.5	Construction du modèle 4.....	33
Figure 4.1	Distribution de la contrainte principale maximale (σ'_1) en périphérie de la galerie GA-15.....	42
Figure 4.2	Distribution de la contrainte principale minimale (σ'_3) en périphérie de la galerie GA-15.....	42
Figure 4.3	Distribution de la contrainte principale maximale (σ'_2) en périphérie de la galerie GA-16.....	43
Figure 4.4	Distribution de la contrainte principale minimale (σ'_3) en périphérie de la galerie GA-16.....	43

Figure 4.5	Distribution de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}) en périphérie de la galerie GA-15.....	44
Figure 4.6	Distribution de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}) en périphérie de la galerie GA-16.....	44
Figure 4.7	Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-15 (partie proximale du modèle).....	46
Figure 4.8	Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-15 (partie distale du modèle).....	46
Figure 4.9	Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-16 (partie proximale du modèle).....	47
Figure 4.10	Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-16 (partie distale du modèle).....	47
Figure 4.11	Représentation sur cercles de Mohr des états de contrainte des éléments 1 à 20, galerie GA-15.....	50
Figure 4.12	Représentation sur cercles de Mohr des états de contrainte des éléments 1 à 20, galerie GA-16.....	50
Figure 4.13	Déplacement horizontal (dx) en périphérie de la galerie GA-15.....	52
Figure 4.14	Déplacement vertical (dy) en périphérie de la galerie GA-15.....	52
Figure 4.15	Déplacement horizontal (dx) en périphérie de la galerie GA-16.....	53
Figure 4.16	Déplacement vertical (dy) en périphérie de la galerie GA-16.....	53
Figure 5.1	Courbes expérimentales contraintes-transmissivité intrinsèque.....	60
Figure 5.2	Relation entre la contrainte normale, la fermeture du joint et la conductivité hydraulique.....	61
Figure 5.3	Comportement typique d'un joint lors d'un essai de cisaillement direct sous contrainte normale.....	63
Figure 5.4 a	Résultats d'un essai en cisaillement direct sous contrainte normale (14 MPa).....	66
Figure 5.4 b	Dégradation progressive des surfaces de fractures lors de ces mêmes essais.....	66
Figure 5.5 a	Effet de la variation de la contrainte normale (1 à 30 MPa) sur le comportement en cisaillement d'une fracture.....	68
Figure 5.5 b	Effet de la variation dans la taille de la fracture (100 à 300 mm) sur le comportement en cisaillement d'une fracture.....	68

Figure 5.6	Exemple du développement de fractures en tension parallèlement à la contrainte σ_1 avec σ_3 positif.....	71
Figure 5.7	Exemple de la propagation des fractures en extension en périphérie d'un plan de fractures soumis au cisaillement.....	73
Figure 6.1	Redistribution de la contrainte principale maximale (σ_1) en périphérie de la galerie GA-15 et valeurs de contraintes en différents points du modèle....	78
Figure 6.2	Redistribution de la contrainte principale maximale (σ_1) dans un plan contenant le forage F-3 et valeurs de contraintes aux points a et b	81
Figure 7.1	Trois comportements principaux de plans de fractures soumis à un champ de contrainte anisotrope ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).....	84
Figure 7.2 a	Mécanisme de cisaillement sur un plan de fracture unique et représentation sur cercle de Mohr des états de contraintes.....	85
Figure 7.2 b	Relation entre l'intensité et l'angle d'incidence de la contrainte σ_1 en rapport avec le glissement sur un plan de fracture	85
Figure 7.3 a	Approche tridimensionnelle de l'analyse du glissement sur les plans de fractures	88
Figure 7.3 b	Représentation sphérique des zones où le glissement sera possible.....	88
Figure 7.4	Projections stéréographiques définissant différents plans de cisaillement pour un champ de contrainte anisotrope ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$).....	90
Figure 7.5	États de contrainte et détermination des angles alpha (α) critiques pour les éléments n° 2, 3 et 4.....	92
Figure A1.1a	Géométrie et maillage du modèle 4.....	110
Figure A1.1b	Distribution de la contrainte principale maximale en périphérie du chantier no 102-17 (Modèle 4, vue en plan).....	110
Figure A1.2a	Géométrie et maillage du modèle 3.....	111
Figure A1.2b	Distribution de la contrainte principale maximale en périphérie de la galerie GA-8 (Modèle 3, vue en plan)	111
Figure A2.1	Légende d'interprétation des figures A2.2 à A2.9.....	113
Figure A2.2	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 1.....	114

Figure A2.3	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 2.....	115
Figure A2.4	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 3 et 5.....	116
Figure A2.5	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 4, 6 à 20.....	117
Figure A2.6	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 21	118
Figure A2.7	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 22	119
Figure A2.8	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 23 et 25	120
Figure A2.9	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 24, 26 à 40.....	121
Figure A3.1	Tenseur des contraintes principales sur les éléments interceptés par le forage F-3	124
Figure A3.2	Détermination des angles α pour les éléments interceptés par le forage F-3	124
Figure A3.3	Légende d'interprétation pour la figure A3.4	125
Figure A3.4	Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour le forage F-3	126

CHAPITRE I

INTRODUCTION

Il est reconnu que la réalisation d'une galerie, d'un tunnel ou même d'un forage dans un massif rocheux crée une zone de perturbation du champ de contrainte en périphérie de l'ouvrage. Dans cette zone, la conductivité hydraulique peut être modifiée par rapport à celle du massif intact (Bidaux & Tsang, 1991). Cette perturbation hydraulique peut avoir des répercussions importantes dans l'évaluation des débits d'infiltration à court, à moyen et à long terme, dans les ouvrages rocheux souterrains.

1.1 Problématique de l'étude

Dans le cadre d'un projet portant sur la caractérisation hydrogéologique du massif de carbonatite de la mine Niobec à St-Honoré (Québec), Tremblay (1993) a effectué une série d'essais visant à mesurer la pression et la conductivité hydrauliques dans trois forages situés au niveau 1000 (300 mètres de profondeur) de la mine. Les profils de pression et de conductivité hydrauliques observés dans ces forages ont démontré des comportements hydrauliques non-conformes à la plupart des hypothèses avancées à ce sujet. À partir de ces essais, Tremblay (1993) suggère d'utiliser les mesures de pression et de conductivité hydrauliques pour définir l'extension des zones de perturbation en périphérie d'une excavation.

Le but principal de la présente recherche est de vérifier si les perturbations du champ de contrainte en périphérie de l'ouvrage sont responsables des comportements hydrauliques documentés par Tremblay (1993). Afin d'apporter quelques éléments de solution aux problèmes posés par ces résultats, nous avons envisagé une méthode d'analyse visant à simuler l'interaction entre le régime des contraintes en périphérie d'une galerie et la fracturation affectant le massif rocheux en question. Cette méthode d'analyse, basée sur la redistribution des contraintes en périphérie d'une ouverture souterraine permet d'estimer, du moins en partie, l'effet des perturbations mécaniques sur la conductivité hydraulique des familles de fractures. Une telle méthode pourrait entre autres servir à la planification et à la conception de galeries, en envisageant des géométries d'ouvertures visant à augmenter ou à diminuer les infiltrations d'eau dans ces ouvrages.

1.2 Travaux antérieurs

Les phénomènes de perturbation hydraulique en périphérie des ouvertures souterraines ont fait l'objet de plusieurs travaux, entre autres ceux de Kelsall et al. (1984) et ceux de Long et al., (1992). De façon générale, les quatre principales causes invoquées pour expliquer les comportements hydrauliques observés sont:

- le dégazage de l'eau par dépressurisation à l'approche de la galerie;
- l'altération de la roche en réaction avec l'eau souterraine;
- les dommages causés par le sautage des galeries;

- la redistribution des contraintes en périphérie d'une galerie suite à son excavation.

L'effet et l'importance relative de ces phénomènes peuvent varier considérablement en fonction des conditions spécifiques d'un site. Ainsi, dans les roches riches en carbone, le dégazage de l'eau aura tendance à faire diminuer la conductivité hydraulique des fractures (Long et al., 1992) en générant des écoulements bi-phasés (liquide et gazeux). Dans les massifs cristallins tels les granites ou les gabbros, l'altération de la roche par réaction avec l'eau souterraine n'aura vraisemblablement aucun effet sur la qualité de la roche ou des fractures. Un tel processus risque cependant de gagner en importance dans le cas de roches facilement altérables (Kelsall et al., 1984) et devrait normalement prendre un temps assez long à se manifester.

Le sautage des galeries peut lui aussi affecter la conductivité hydraulique d'un massif en provoquant la formation de nouvelles fractures en plus de propager celles déjà existantes (Pusch, 1989). La zone de perturbation produite par le sautage peut s'étendre en périphérie du massif sur une distance d'ordre décimétrique et voir sa conductivité hydraulique excéder de deux (2) à trois (3) ordres de grandeur celle du massif intact (Pusch, 1989).

Finalement, la redistribution des contraintes suite au perçage d'une galerie dans un massif peut affecter la conductivité hydraulique de ce dernier de plusieurs façons, dont les suivantes:

- par fracturation de la roche soumise à des conditions de contraintes excessives;

- par l'ouverture ou la fermeture de fractures existantes soumises à des changements dans le champ des contraintes locales;
- par relâchement du système cristallin suite à une diminution de la pression de confinement.

Dans les massifs de roches cristallines dures, la fracturation due à la redistribution des contraintes est peu probable à des profondeurs de moins de 1000 mètres (m). De plus, pour ce même type de roche, le relâchement du système cristallin n'est pas un phénomène ayant une importance notoire (Kelsall et al., 1984). En ce qui concerne la redistribution des contraintes, l'ouverture ou la fermeture de fractures demeure le principal facteur affectant la conductivité hydraulique. Selon Pusch (1989), une telle influence peut s'étendre en périphérie de l'excavation jusqu'à une distance égale à la moitié du diamètre de l'excavation et provoquer une augmentation de conductivité hydraulique atteignant un (1) ordre de grandeur par rapport à la moyenne du massif intact.

Plusieurs des travaux effectués sur la conductivité hydraulique des massifs rocheux fracturés suggèrent que les perturbations hydrauliques observées en périphérie des ouvrages souterrains sont principalement causées par un effet combiné du sautage et de la redistribution des contraintes. Bien que différents modèles d'ouverture-fermeture de fractures soient proposés, tels ceux de Barton et al. (1985), Gentier (1987) et Tannant & Kaiser (1993), l'effet direct de la redistribution des contraintes sur la conductivité hydraulique d'un milieu rocheux n'est pas clairement défini.

1.3 Méthodologie

La méthode d'analyse proposée dans le cadre de cette recherche est une approche numérique, appuyée de résultats de terrains et comportant cinq étapes principales:

- la compilation des données sur la fracturation du massif;
- la compilation des conditions de contraintes naturelles in-situ et des propriétés mécaniques du massif;
- la simulation par éléments finis du champ de contrainte affectant le massif rocheux en périphérie d'une galerie;
- l'analyse de la redistribution des contraintes dans le périmètre immédiat d'une galerie;
- l'élaboration d'une approche de couplage hydro-mécanique visant à définir la relation entre le régime de contrainte et le comportement des fractures soumises à ce régime.

CHAPITRE II

CARACTÉRISATION HYDROGÉOMÉCANIQUE DU MASSIF ROCHEUX DE LA MINE NIOBEC

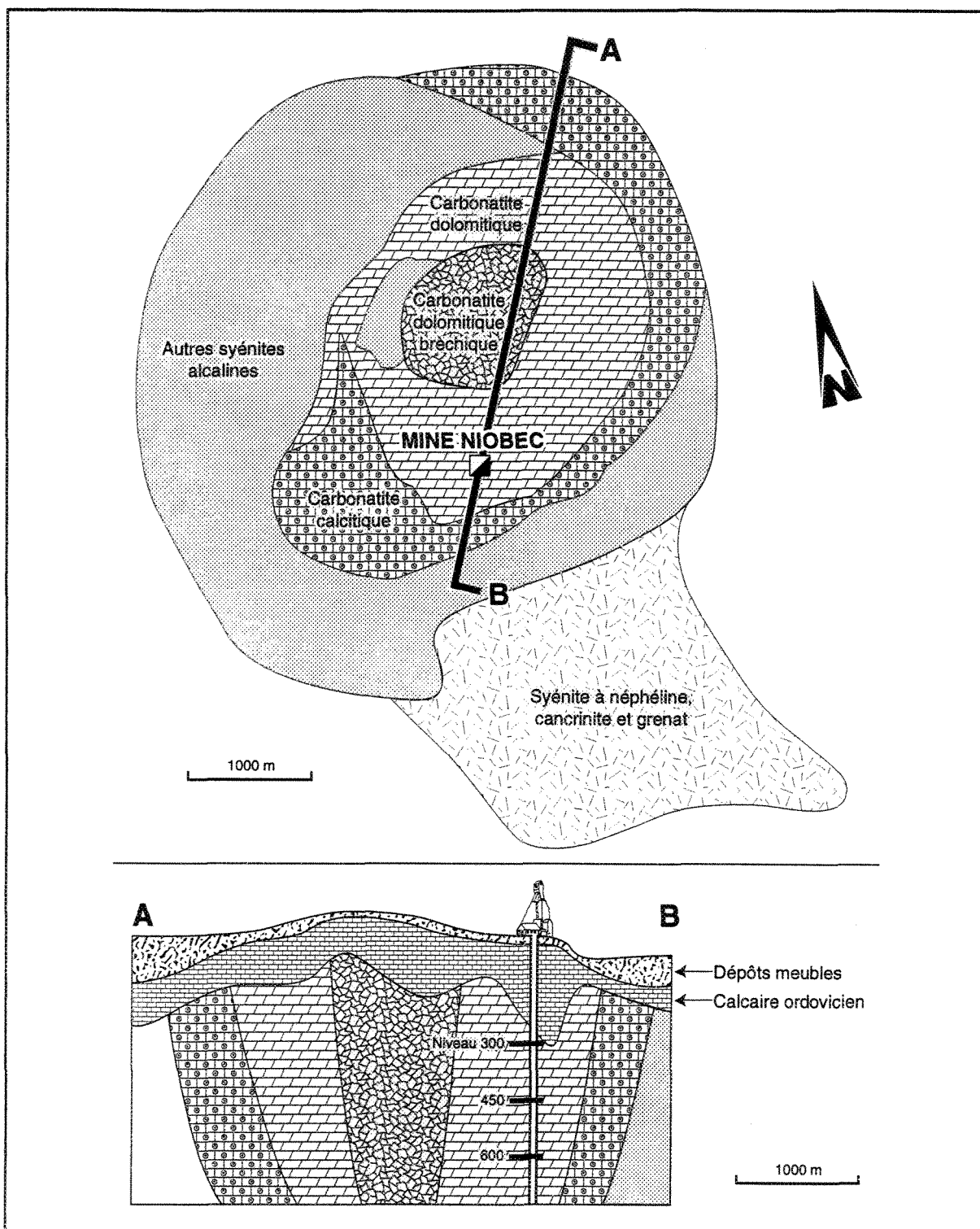
2.1 Généralités

La mine Niobec de St-Honoré est située au coeur d'un complexe alcalin composé principalement de carbonatites injectées au centre d'une syénite (Thivierge et al., 1983). On y exploite, depuis 1976, une zone niobifère localisée dans la partie sud de la carbonatite. Ces roches sont généralement très homogènes et, mis à part les systèmes de fractures, aucune structure majeure ne les recoupe (Tremblay, 1993; Thivierge et al. 1983). La figure 2.1 donne un aperçu de la géologie de l'intrusion ainsi que de la localisation de la mine.

2.2 Analyse de la fracturation

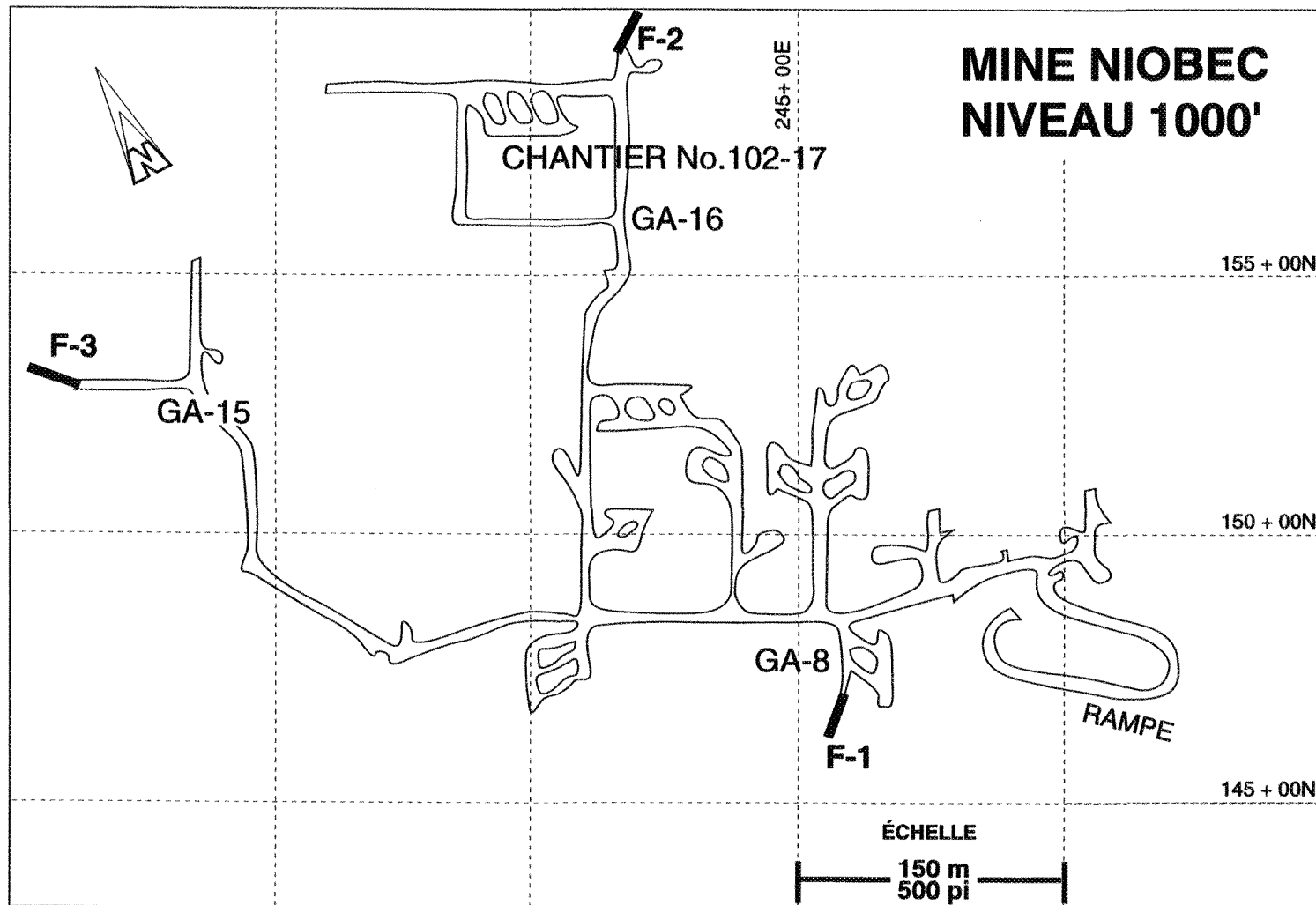
L'information relative à la fracturation a été obtenue à partir des relevés de fractures effectués antérieurement par Thivierge et al. (1983) et Tremblay (1993). Le relevé de Thivierge et al. (1983) comporte un total de 1277 fractures répertoriées sur les niveaux 300, 450 et 600 de la mine, tandis que celui de Tremblay (1993) en comporte un total de 346, en provenance des niveaux 700 et 1000. Tremblay (1993) a de plus effectué un relevé de fracturation à partir des carottes de trois forages réalisés au niveau 1000 (figure 2.2).

Figure 2.1 Géologie du complexe alcalin de St-Honoré



Source: Thivierge et al. 1983

Figure 2.2: Plan du niveau 1000 (300 mètres) de la mine Niobec de St-Honoré



Source: Tremblay, 1993

2.2.1 Caractéristiques physiques des fractures

La fracturation affectant les niveaux inférieurs (niveaux 700 et 1000) du massif de carbonatite, telle que caractérisée par Tremblay (1993), est très semblable à celle affectant les niveaux supérieurs (niveaux 300, 450 et 600), telle que décrite par Thivierge et al. (1983). Selon ces auteurs, elle se définit par l'existence de deux familles distinctes de fractures, soit les fractures majeures et les fractures mineures. Cette similitude observée dans la fracturation affectant différents niveaux de la mine semble indiquer que la distribution des fractures dans le massif est relativement homogène, du moins à l'échelle de la mine.

Selon Tremblay (1993) et Thivierge et al. (1983), les fractures majeures forment généralement des cassures horizontales d'extension décamétrique à hectométrique qui découpent le massif en plaques horizontales atteignant une dizaine de mètres de longueur sur quelques mètres d'épaisseur. En contre-partie, les fractures mineures forment des cassures d'extension décimétrique à métrique, sub-verticales et d'orientation variée. Elles montrent souvent des terminaisons en "T" sur les fractures majeures, ce qui selon Thivierge et al. (1983), témoigne d'une origine postérieure à celle des fractures majeures.

2.2.2 Remplissage et morphologie des fractures

Tremblay (1993) a effectué une compilation des minéraux de remplissage relevés dans les fractures intersectant les carottes de trois forages réalisés au niveau 1000 de la mine. Ce relevé ne fait pas la distinction entre les fractures majeures et mineures. On y remarque que la majorité des fractures, soient 91% sont remplies par différents minéraux ou différentes combinaisons de minéraux. La chlorite est le minéral de remplissage le plus abondant avec

une présence dans 40% des fractures rencontrées. On retrouve aussi, en quantités moindres, d'autres minéraux de remplissage tels que calcite, barytine, hématite, quartz, apatite et magnétite.

Thivierge et al. (1983) ont eux aussi effectué une étude sur le remplissage des fractures du massif de carbonatite de St-Honoré. Dans leur cas, on remarque que 53% de fractures majeures et 82% des fractures mineures sont fermées. Les fractures majeures contiennent des minéraux de remplissage dans 41% des cas et 27% présentent une hématisation des épontes. Le remplissage et l'hématisation sont trois fois moins fréquents dans les fractures mineures. La chlorite, les carbonates et l'apatite sont par ordre, les principaux minéraux de remplissage rencontrés. Les autres minéraux, plus occasionnels, sont les mêmes que ceux reconnus par Tremblay (1993).

Selon Thivierge et al. (1983), les fractures majeures présentent des surfaces généralement planes et parfois ondulantes, mais dans le détail, elles sont cannelées, bosselées et rugueuses au toucher. De plus, 12% des fractures majeures présentent des indices de mouvement tels que stries de glissement et décalages. Les fractures mineures sont morphologiquement très semblables aux fractures majeures, une différence notable étant donné que les indices de cisaillement y sont plus rares (6%).

2.2.3 Définition des pôles moyens de fracturation

Dans le but de simplifier l'analyse de la relation angulaire entre les tenseurs de contrainte et la fracturation, on a représenté chacune des familles principales de fractures en termes de pôles moyens (direction par rapport au nord/pendage). On a ainsi recompiled

l'ensemble des données disponibles sur la fracturation en négligeant la distinction entre fractures majeures et mineures et en supposant que la fracturation affectant le massif est homogène à l'échelle de la mine.

La figure 2.3 présente une recompilation¹ de l'ensemble des fractures relevées par Tremblay (1993), ainsi que les cinq pôles moyens de fracturation déterminés à partir de cette compilation. Ces pôles moyens, d'orientations 116/81, 352/64, 349/32, 332/30 et 347/08, s'alignent sur un grand cercle d'orientation 341/85. Cet alignement reflète, selon Thivierge et al. (1983), le mode de formation des joints du massif. Selon leur modèle, lors du refroidissement de l'intrusion, le massif s'est fracturé en grandes plaques subhorizontales en forme de dôme. Il en résulte que du côté sud-est de l'intrusion, là où se situe la mine, la majorité des plaques ou des fractures subhorizontales devraient montrer un faible pendage vers le sud-est, d'où l'alignement des pôles sur le grand cercle. Selon ce modèle, le même phénomène devrait être observé dans les différents secteurs du massif.

2.2.4 Fracturation en forage

Le relevé de fracturation effectué par Tremblay (1993) sur les carottes de forages en provenance du niveau 1000 (figure 2.2) porte sur la fréquence de fracturation, le type de remplissage rencontré et l'estimation de la qualité du roc à l'aide du paramètre RQD (*Rock Quality Designation*). Aucune mesure d'orientation de fractures n'a été effectuée sur les carottes. La fréquence de fracturation et la valeur de RQD correspondante sont présentées

¹ Il est à noter ici que les interprétations et hypothèses concernant la distribution des fractures ont été formulées en considérant à la fois les résultats de Tremblay (1993) et de Thivierge et al. (1983). Cependant, ces derniers n'étant pas disponibles sous forme de fichiers informatiques, seules les données de Tremblay (1993) ont été recompilées et présentées sur le diagramme de la figure 2.3.

Figure 2.3 Diagramme contourné de l'orientation des pôles de fracture pour les niveaux 700 et 1000

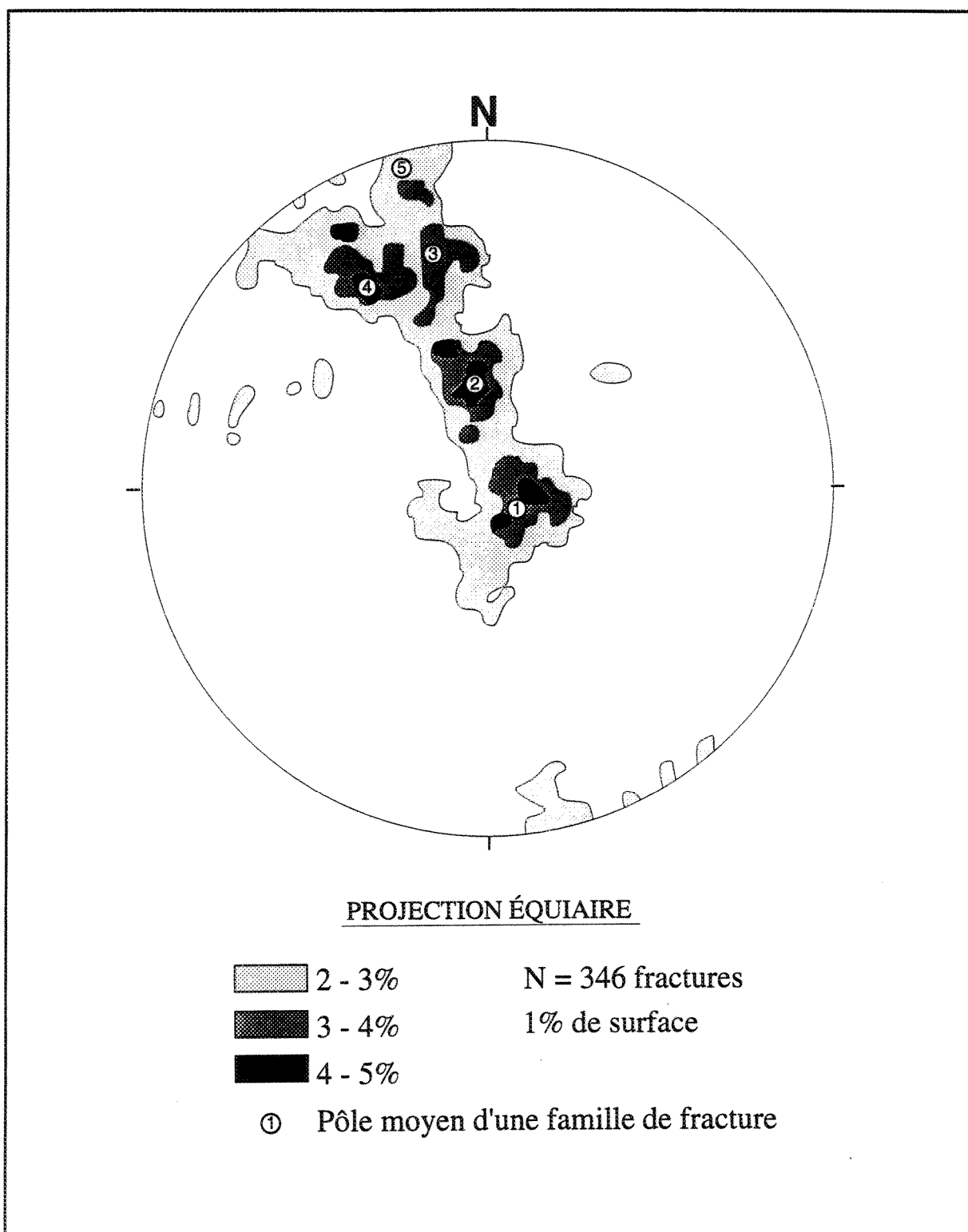
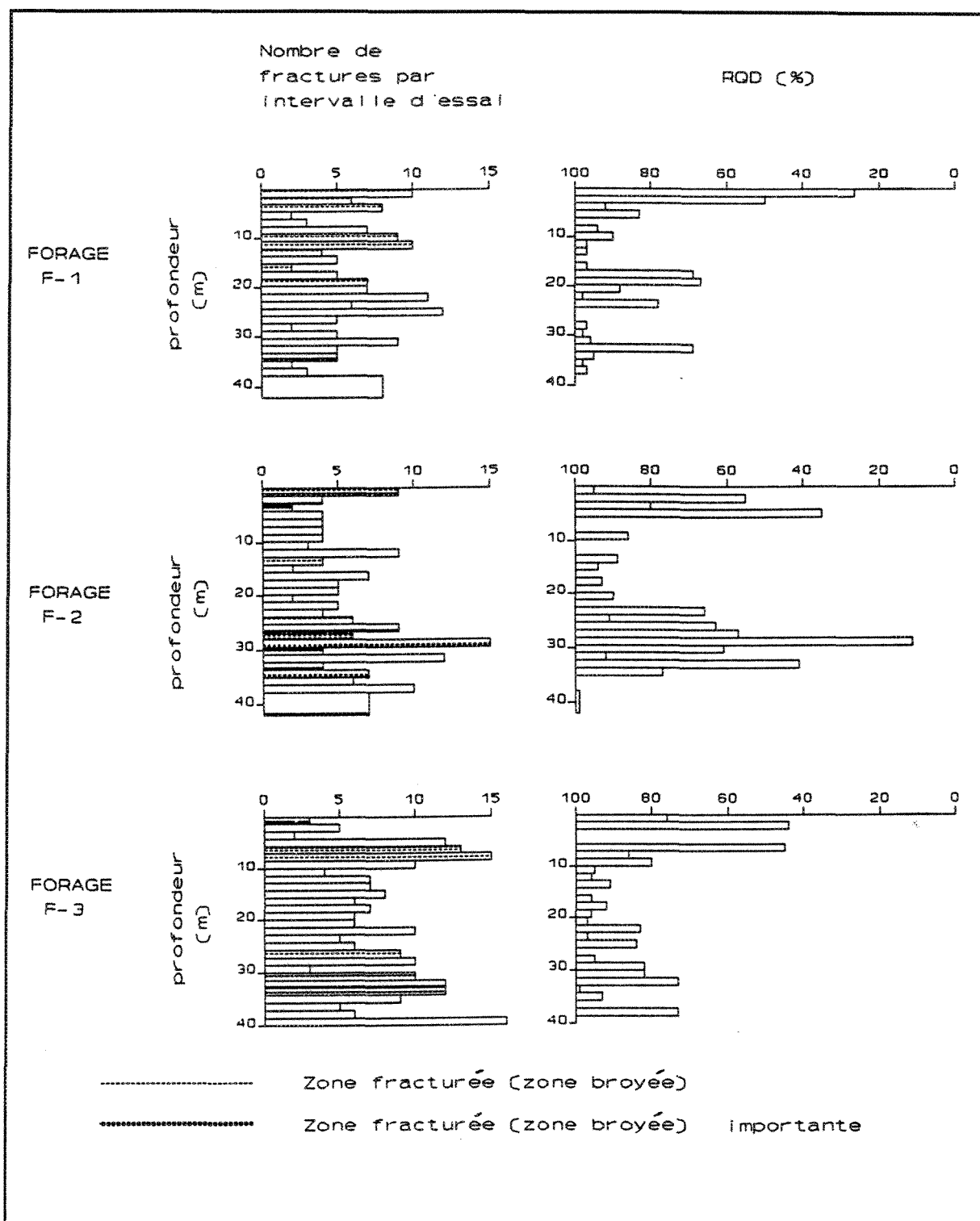


Figure 2.4 Fracturation des carottes de forage et valeurs de RQD correspondantes



Source: Tremblay, 1993

conjointement à la figure 2.4. Ces données ont été reportées sur des intervalles de 1,4 mètres de façon à correspondre à la longueur des intervalles des essais hydrauliques. On remarque sur cette figure que la fréquence moyenne de fractures est d'environ six (6) par intervalle, mais qu'elle varie de 2,5 à plus de 15 fractures par intervalle.

On note aussi sur la même figure la présence d'une zone fracturée montrant de faibles valeurs de RQD, rencontrée systématiquement dans les premiers mètres des trois forages. D'après les valeurs de RQD estimées, cette zone s'étend dans le massif sur approximativement 2,8 mètres de profondeur au forage F-1, tandis qu'aux forages F-2 et F-3 elle semble s'étendre jusqu'à 6 mètres. Une autre zone fracturée a été rencontrée dans l'intervalle allant de 27 à 30 mètres dans le forage F-2, elle ne semble cependant pas associée à celles décrites précédemment. Dans certains cas, la position de ces zones le long d'un forage semble correspondre, du moins en partie, à la position de certaines des anomalies hydrauliques observées.

Selon Tremblay (1993), les zones fracturées observées en périphérie des galeries seraient causées par le sautage, tandis que celles situées plus profondément dans le massif seraient causées par des phénomènes naturels.

2.3 Essais hydrauliques en forage

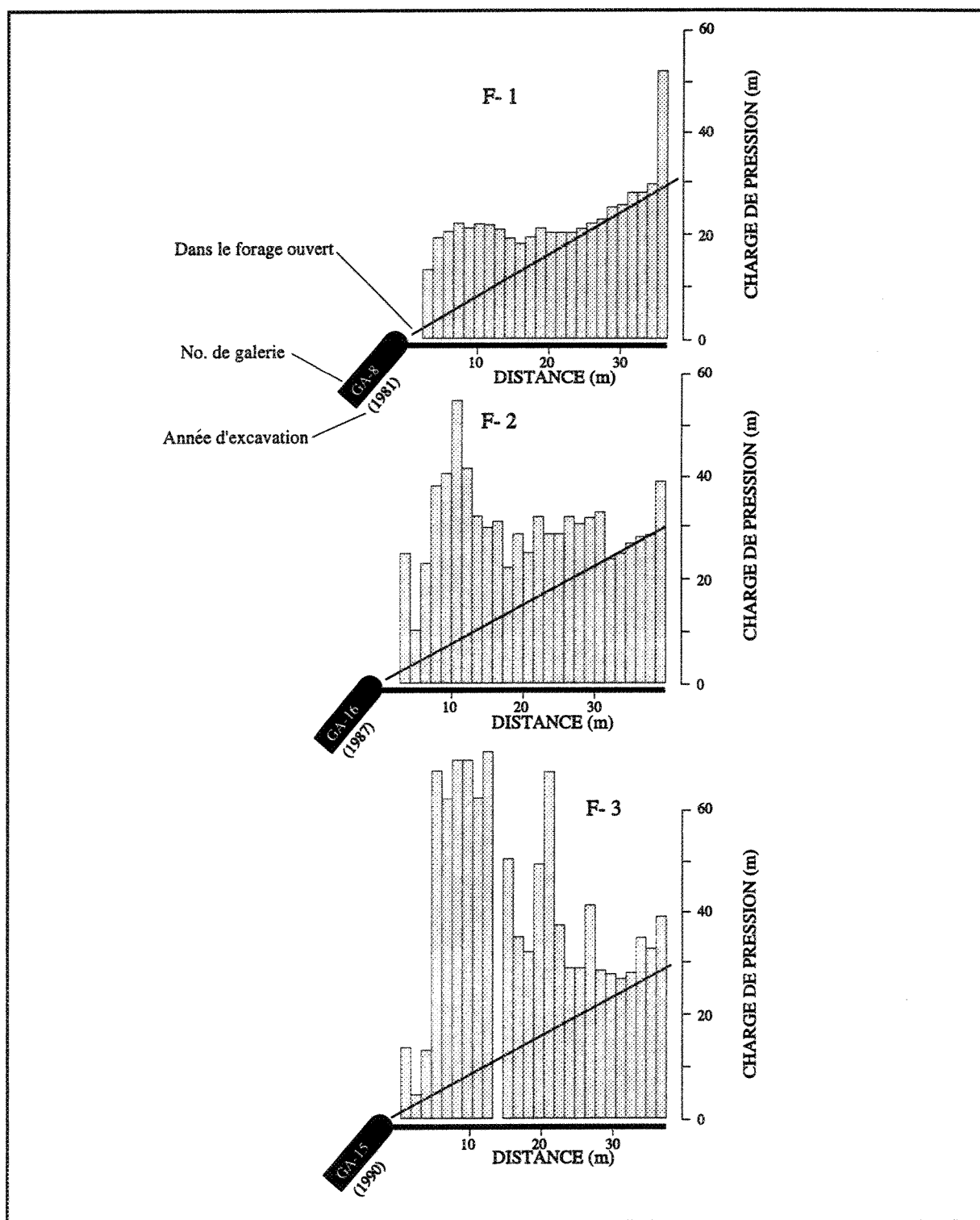
Tremblay (1993) a effectué une série de mesures de pression hydraulique et d'essais d'injection (ou de soutirage) à charge et à débit constants le long des trois forages réalisés pour son étude. Ces essais ont été réalisés systématiquement par intervalles de 1,4 mètres de longueur. Les figures 2.5 et 2.6 montrent respectivement les profils de charge de pression et

de conductivité hydraulique obtenus par Tremblay (1993). Notons ici que ces forages ont tous une plongée d'environ 50° et qu'ils ont été réalisés en 1991.

Contrairement aux attentes, les profils de la charge de pression hydraulique le long des trois forages ne montrent pas de diminution progressive en se rapprochant des parois des galeries; ces distributions montrent plutôt des variations importantes. D'autre part, les pics de pression observés sur les trois profils produisent des inversions de gradient hydraulique, laissant ainsi supposer l'existence de barrières hydrauliques.

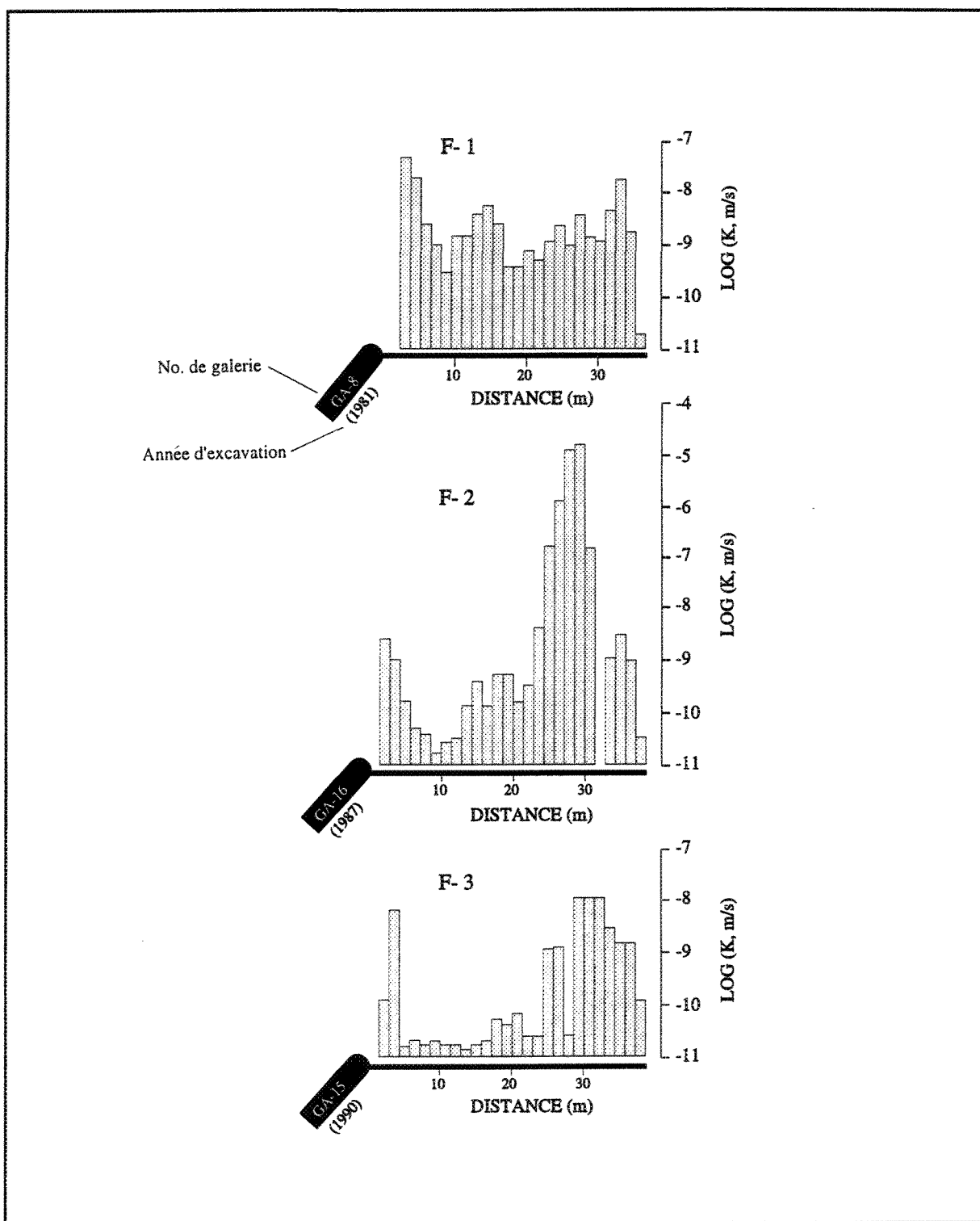
Théoriquement, en milieu poreux homogène, la charge de pression hydraulique devrait diminuer de façon logarithmique à l'approche d'une ouverture. Wilson et al. (1983), entre autres, ont observé certaines variations dans des profils similaires en provenance du massif fracturé de la mine Stripa en Suède, ces variations sont cependant beaucoup plus faibles que celles observées à Niobec. Cette différence pourrait être attribuable, du moins en partie, au fait que les intervalles dans lesquels Wilson et al. (1983) ont effectué leurs essais avaient 5 mètres de longueur, comparativement à 1,4 mètres dans le cas de Tremblay (1993). Les fortes variations de pression observées à Niobec auraient sans doute été atténuées si les intervalles avaient été de l'ordre de 5 mètres.

Figure 2.5 Profils de la charge de pression en fonction de la distance par rapport à la face de la galerie



Source: Tremblay, 1993

Figure 2.6 Profils de la conductivité hydraulique en fonction de la distance par rapport à la face de la galerie



Source: Tremblay, 1993

Tremblay (1993) a également noté une tendance dans l'aspect des profils hydrauliques qu'il a reliée à l'âge de l'excavation à partir de laquelle chaque forage a été réalisé. Pour une distance équivalente le long d'un forage, plus la galerie est vieille, plus l'intensité du phénomène de perturbation hydraulique diminue. La figure 2.5 permet de comparer les trois profils obtenus ainsi que l'âge respectif des galeries dans lesquelles ces forages se situent. On remarque sur cette figure que le forage F-1 a un profil de distribution de pression beaucoup plus lisse que celui du forage F-2, lequel est à son tour plus lisse que celui de F-3. Face à ces différences de comportement hydraulique, on remarque que la galerie GA-8 dans laquelle se situe le forage F-1 date de 1981, comparativement à 1987 pour la galerie GA-16 (forage F-2) et 1990 pour la galerie GA-15 (forage F-3).

En ce qui concerne les mesures de conductivité hydraulique, on remarque qu'en général les profils de ce paramètre correspondent à peu près à l'inverse de ceux de la charge de pression hydraulique, i.e. qu'à une valeur élevée de pression, correspond une faible valeur de conductivité hydraulique. Tremblay (1993) a défini une conductivité hydraulique moyenne pour le massif de Niobec à une valeur d'environ 10^{-9} à 10^{-10} m/s avec des extrema de 10^{-5} et 10^{-11} m/s.

Tremblay (1993) définit aussi trois zones de conductivité hydraulique distinctes en fonction de la distance à partir de la galerie; les zones obtenues ainsi que les bornes qui les définissent sont présentées au tableau 2.1 qui suit.

Tableau 2.1 Valeurs moyennes de la conductivité hydraulique pour les différentes zones

FORAGE	ZONE	LIMITE (m)	K (m/s)
1	1	4,69	$4,97 \times 10^{-8}$
	2	11,87	$1,74 \times 10^{-9}$
	3	36,23	$1,83 \times 10^{-9}$
2	1	4,62	$1,87 \times 10^{-9}$
	2	13,29	$5,97 \times 10^{-11}$
	3	38,85	$8,07 \times 10^{-9}$
3	1	4,03	$9,52 \times 10^{-10}$
	2	16,83	$2,27 \times 10^{-11}$
	3	38,22	$1,75 \times 10^{-9}$

Source: Tremblay, 1993

D'après Tremblay (1993), la zone 1 en bordure de la galerie, correspond à une zone de fracturation élevée causée par le dynamitage avec une conductivité hydraulique relativement élevée. La zone 2 correspondrait à une zone d'augmentation de contrainte, causant une diminution de conductivité hydraulique tandis que la zone 3 reflète la conductivité hydraulique du massif intact.

2.4 État des contraintes et propriétés mécaniques

Arjang (1991) a effectué une caractérisation géomécanique du massif de carbonatite de St-Honoré. Il a réalisé des mesures de contraintes en place et déterminé les propriétés mécaniques de la roche; il a proposé pour la carbonatite une valeur de 74,8 GPa pour le module d'élasticité de Young et de 0,35 pour le coefficient de Poisson.

À partir des mesures de contraintes mécaniques, nous avons estimé l'orientation et la magnitude des trois composantes du tenseur des contraintes principales naturelles dans le massif (tableau 2.2). Ces valeurs, représentant une moyenne pour le niveau 1000, sont celles utilisées dans le cadre de ce projet.

Tableau 2.2 Magnitude et orientation des trois composantes du tenseur des contraintes utilisées dans les simulations

CONTRAINTE	MAGNITUDE	DIRECTION / PENDAGE
σ_1	19,4	032 / 00
σ_2	13,3	122 / 00
σ_3	9,1	000 / 90

On remarque que la contrainte horizontale maximale (σ_1) a une valeur moyenne de 19,4 MPa, ce qui représente plus du double de la contrainte verticale (σ_3) avec une valeur moyenne de 9,1 MPa. Selon Arjang (1991), cet état de contrainte dans lequel les contraintes horizontales excèdent les contraintes gravitationnelles verticales est caractéristique de cette partie du bouclier Canadien.

2.5 Discussion sur l'hydrogéo-mécanique du massif rocheux

Les informations disponibles supportent l'hypothèse que la fracturation affectant le massif est homogène, du moins à l'échelle de la mine. Il est donc raisonnable d'émettre

l'hypothèse que les variations de comportement hydraulique observées d'un forage à l'autre, résultent en partie de phénomènes autres que des variations dans le système de fractures ou de la présence de zones de fracturation intense.

Les principales causes invoquées par Tremblay (1993) pour expliquer les phénomènes de perturbation hydraulique observés sont les perturbations du champ de contrainte et leur variation dans le temps, ainsi que les dommages causés par le sautage des galeries. Cependant, Pusch et Stanfors (1992) et Kelsall et al. (1984) sont d'avis que l'influence de la zone de perturbation causée par la redistribution des contraintes ne s'étend pas sur une distance supérieure au diamètre d'une excavation. Dans le cas présent, la zone de perturbation hydraulique observée par Tremblay (1993) dépasse les limites actuellement proposées par ces modèles.

De plus, les données de Tremblay (1993) suggèrent des variations temporelles de pression et de conductivité hydraulique, lesquelles seraient dues à un réajustement des contraintes dans le temps (effet temporel). Ces réajustements et ces variations temporelles sont cependant difficiles à quantifier.

Les dommages causés par le sautage des galeries peuvent aussi influencer la conductivité hydraulique d'un massif rocheux en périphérie d'une galerie. Cependant, l'étendue et l'origine de cette zone cadrent difficilement à l'intérieur des modèles actuellement proposés (chapitre 1), comme ceux de Pusch et Stanfors (1992) et de Kelsall et al. (1984). Ces modèles impliquent généralement une étendue en périphérie de l'ordre de 0,5 à 1,5 mètres pour une telle zone, comparativement à une étendue de 3 à 5 mètres suggérée par les données de Tremblay (1993).

Le dégazage de l'eau résultant de sa dépressurisation pourrait être invoqué pour expliquer certaines des anomalies de comportement hydraulique observées (Long et al., 1992). Un tel phénomène peut entraîner des écoulements fluides biphasés et entraîner des modifications importantes dans le comportement hydraulique d'un massif. Ce type d'écoulement pourrait aussi causer des problèmes dans l'application des équations d'écoulement et dans l'estimation du comportement de certains paramètres tels la charge de pression hydraulique, la conductivité hydraulique, etc.

Afin d'apporter des éléments de support aux hypothèses actuellement envisagées pour expliquer les phénomènes observés, cette étude portera sur la cause la plus souvent invoquée pour expliquer les variations des propriétés hydrauliques autour d'une excavation, soit la perturbation des contraintes mécaniques. Il devient alors nécessaire d'évaluer l'étendue et l'effet du champ de contraintes sur la conductivité hydraulique du massif, en périphérie des galeries. Cet aspect fera l'objet des prochains chapitres.

CHAPITRE III

SIMULATION 2D ET 3D DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIE D'UNE GALERIE: CONSTRUCTION DES MODÈLES

3.1 Hypothèses

Les simulations géomécaniques effectuées dans le cadre de ce projet sont basées sur certaines hypothèses visant à simplifier l'analyse du problème, lequel serait très complexe dans sa formulation exacte. Parmi ces hypothèses, mentionnons les suivantes:

- le massif rocheux naturel fracturé est représenté par un **milieu homogène, continu, isotrope** et ayant un comportement **élastique linéaire**. Il est caractérisé par les **propriétés mécaniques** (E et ν) de la roche naturelle.
- la géométrie simplifiée de chacun des modèles représente la réalité;
- la valeur moyenne des contraintes mécaniques estimées représente l'état de contrainte naturel en tout point du massif.

En ce qui concerne la première hypothèse, il a été décidé de ne pas considérer le système de fractures dans nos simulations. Tout d'abord, la localisation exacte des fractures

n'est pas connue, seule leur orientation probable est disponible sous forme de distribution statistique pour un nombre limité de fractures observables sur les parois de galeries. De plus, la présence de fractures ou de discontinuités dans le modèle aurait eu comme effet de diminuer l'amplitude des perturbations des contraintes par les excavations. Ne pas considérer les fractures constitue donc un cas conservateur pour ce qui est de l'amplitude des perturbations, ce qui nous semble préférable dans une première analyse.

3.2 Logiciel et principes de base

Le modèle utilisé est basé sur la méthode des éléments finis (MEF). Cette section traite brièvement des principes de base de cette méthode, des principales équations et constantes, ainsi que du type d'élément utilisé. On peut trouver une présentation plus détaillée des principes théoriques dans les ouvrages suivants: PDA Engineering (1989 a et b), Burnet (1987) et Huebner (1975).

3.2.1 La méthode des éléments finis (MEF)

La MEF est une méthode de calcul assistée par ordinateur permettant d'obtenir la solution approximée d'une série d'équations différentielles. Elle permet de simuler une grande variété de phénomènes physiques, pourvu qu'ils soient définissables mathématiquement. La grande versatilité de cette méthode fait qu'on y découvre constamment de nouveaux champs d'utilisation. À ce jour, on y trouve des applications en mécanique des solides, transfert de chaleur, mécanique des fluides, électromagnétisme, acoustique, mécanique quantique et autres. En géotechnique, on l'utilise surtout en mécanique des roches, en hydrogéologie et en tectonique.

La résolution d'un problème par la MEF se fait selon quatre étapes, soit:

- i) la construction géométrique du modèle, le maillage et l'assignation des propriétés du matériaux;
- ii) l'application des conditions limites et des chargements;
- iii) la résolution des systèmes d'équations;
- iv) l'évaluation des résultats en post-traitement (déformations, contraintes, tenseurs).

3.2.2 Logiciel utilisé

Les simulations ont été effectuées à l'aide du logiciel PATRAN^{MC} (PDA Engineering, 1989 a et b). PATRAN est un logiciel d'usage général à trois dimensions (3D), conçu pour la simulation par éléments finis de problèmes d'ingénierie classique. L'adaptation de ce logiciel à la mécanique des roches s'effectue sans problème du fait que les équations gouvernantes sont les mêmes qu'en mécanique des solides. Il faut toutefois porter attention aux conventions de signes; en mécanique des roches, la compression est positive tandis qu'en mécanique des solides, elle est négative.

Mentionnons aussi que PATRAN fonctionne selon un système de mesure unitaire, i.e. que l'utilisateur décide lui-même du système d'unité dans lequel il désire travailler. Dans

le cas présent, même si les unités n'apparaissent pas toujours sur les sorties graphiques, tous les calculs ont été effectués dans le système métrique; les principales unités employées étant le mètre (m) pour les longueurs et le mégapascal (MPa) pour les contraintes et pressions.

3.2.3 Méthode de calcul et équations

La méthode de calcul par éléments finis utilisée par le logiciel PATRAN est connu sous le nom de méthode des déplacements. Par cette méthode, les systèmes d'équations sont résolus de façon à déterminer les déplacements finaux de chacun des noeuds d'une structure qu'on a subdivisée en éléments. Les déformations sont ensuite obtenues par la dérivée des déplacements et les contraintes par la multiplication de ces déplacements avec une matrice de propriété des matériaux. Les valeurs intermédiaires de déplacements et de contraintes entre les noeuds d'un même élément sont obtenues à partir d'une interpolation linéaire, une fois que les calculs aux noeuds sont terminés.

L'équation principale solutionnée par le logiciel est l'équation généralisée de Hooke

$$\{\sigma\} = [C]\{\epsilon\} \quad (1)$$

où le terme σ représente à la fois les trois composantes en contraintes normales (σ_x , σ_y et σ_z) et en contraintes de cisaillement (τ_{xy} , τ_{yz} et τ_{zx}). Ces six composantes de contrainte sont reliées aux six composantes (ϵ_x , ϵ_y , ϵ_z , γ_{xy} , γ_{yz} et γ_{zx}) de la déformation ϵ par l'entremise d'une matrice de proportionnalité C faisant intervenir les différentes propriétés du matériau (dans le cas présent, E et ν).

Une fois l'ensemble des équations résolus, on obtient les contraintes principales (σ_{\max} , σ_{int} et σ_{\min}) par la détermination des trois invariants (I_n) de l'équation suivante:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0 \quad (2)$$

où $I_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$

$$I_2 = (\sigma_y\sigma_z - \tau_{yz}^2) + (\sigma_x\sigma_z - \tau_{xz}^2) + (\sigma_x\sigma_y - \tau_{xy}^2) = -(\sigma_1\sigma_2 + \sigma_2\sigma_3 + \sigma_3\sigma_1)$$

$$I_3 = \sigma_x(\sigma_y\sigma_z - \tau_{yz}^2) - \tau_{xy}(\tau_{xy}\sigma_z - \tau_{yz}\tau_{xz}) + \tau_{xz}(\tau_{xy}\tau_{yz} - \sigma_y\tau_{xz}) = \sigma_1\sigma_2\sigma_3$$

Finalement, on obtient la contrainte principale moyenne (σ_{moy}) dans un cas tridimensionnel (3D) à l'aide de l'équation:

$$\sigma_{\text{moy}} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / 3 \quad (3)$$

dans un cas bidimensionnel (2D), à l'aide de l'équation:

$$\sigma_{\text{moy}} = (\sigma_1 + \sigma_2) / 2 \quad (4)$$

La contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}) est obtenue de l'équation

$$\tau_{\max} = (\sigma_1 - \sigma_3) / 2 \quad (5)$$

3.3 Construction et utilisation d'un modèle

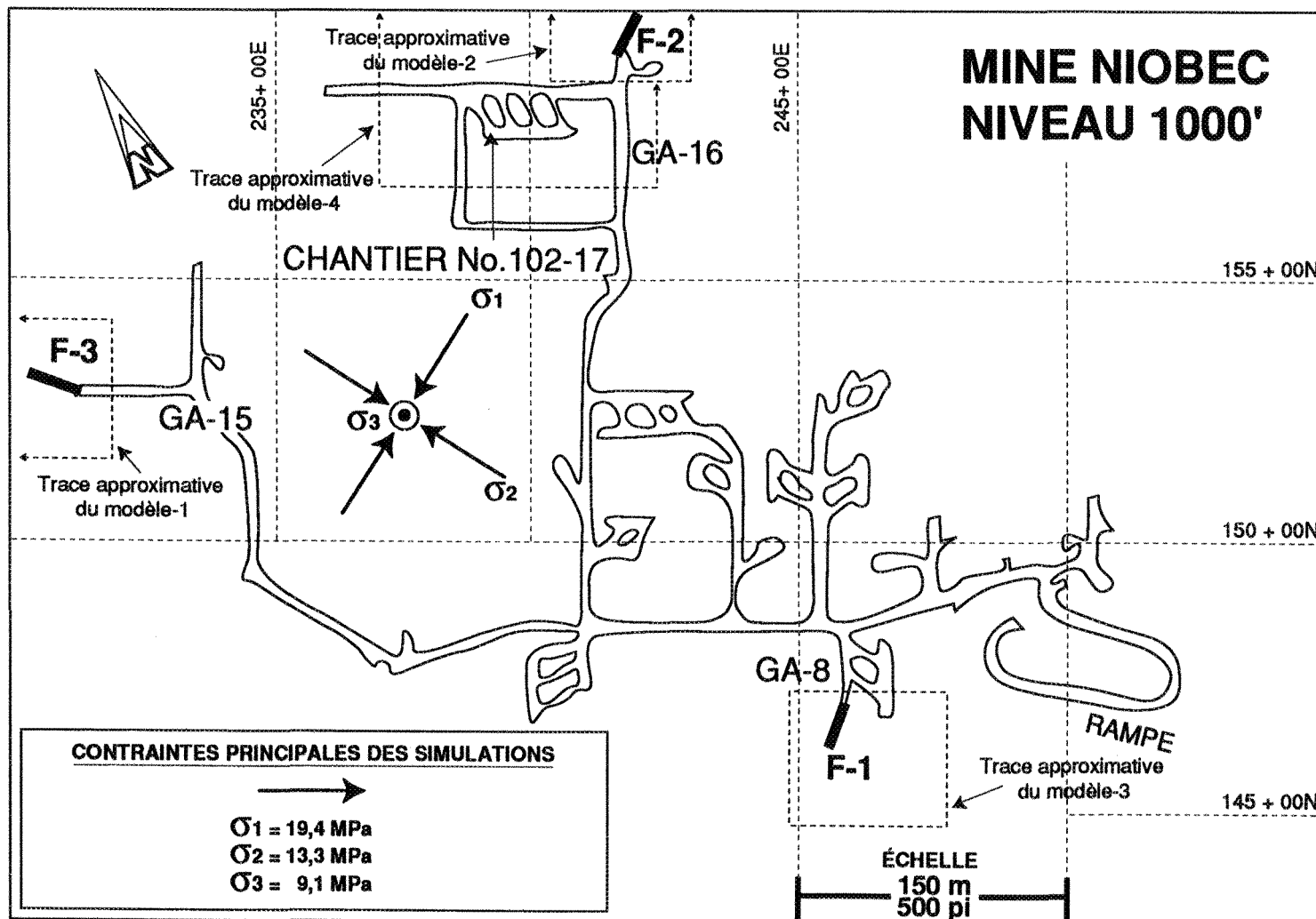
Pour simuler la redistribution des contraintes en périphérie d'une galerie, on peut créer un solide hexaédrique (6 faces) dans lequel on introduit une ouverture ayant une géométrie approximant celle de la galerie étudiée. Le champ de contrainte est ensuite reconstitué en appliquant sur les faces du modèle, trois valeurs de pression correspondant aux contraintes naturelles (σ_1 , σ_2 et σ_3) désirées.

Quatre (4) cas ont été simulés, soient ceux des galeries GA-15, GA-16, GA-8 et du chantier d'abattage no.102-17 que l'on a renommé respectivement, "modèles 1, 2, 3 et 4". Tous ces ouvrages se situent au niveau 1000 (300 mètres) de la mine ou juste au dessus. Le plan illustré à la figure 3.1 indique leur localisation respective. Les figures 3.2 à 3.5 illustrent des vues en perspective et en coupe des modèles 1 à 4 ainsi qu'un résumé des principaux paramètres et hypothèses utilisés lors des simulations.

3.3.1 Localisation et systèmes d'axes des modèles

On remarque sur les modèles 1 à 4 (figures 3.2 à 3.5) que l'axe longitudinal des galeries est orienté selon l'axe de référence OZ de chacun des modèles, selon lesquels les paramètres d'orientation subséquents ont été calculés. La verticale est selon l'axe OY et l'horizontale selon OX. L'axe de la galerie GA-15 (modèle 1) et du chantier d'abattage no.102-17 (modèle 4) est horizontal et orienté, par rapport au nord, dans la direction 122°-302°. Les galeries GA-8 (modèle 2) et GA-16 (modèle 3) sont, elles aussi, horizontal mais d'orientation 032°-212°.

Figure 3.1: Plan du niveau 1000 (300 mètres) de la mine Niobec de St-Honoré indiquant la localisation des forages 1 à 3, la trace des modèles 1 à 4 et la valeur des contraintes principales



Modifié de Tremblay, 1993.

Figure 3.2 Construction du modèle 1

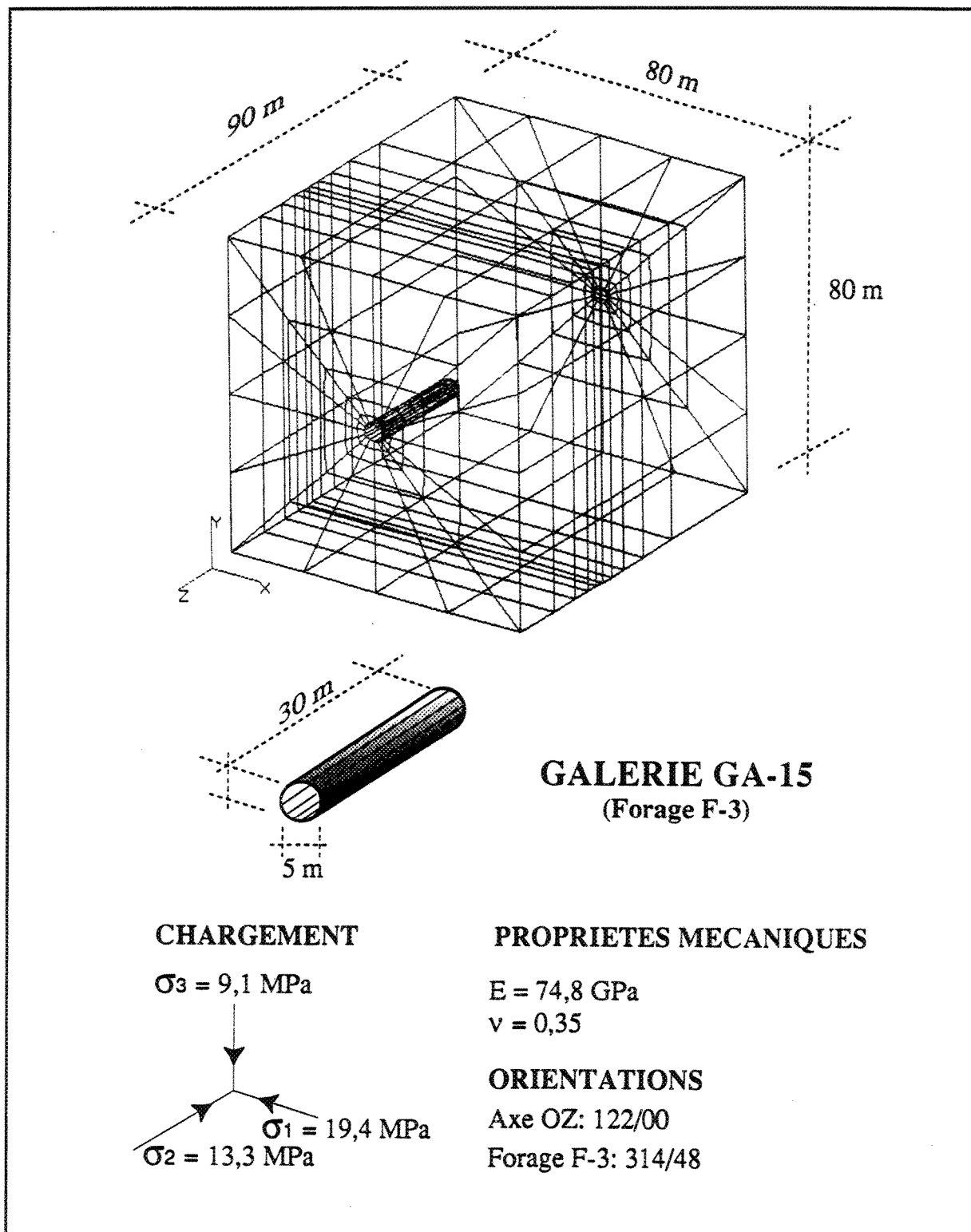


Figure 3.3 Construction du modèle 2

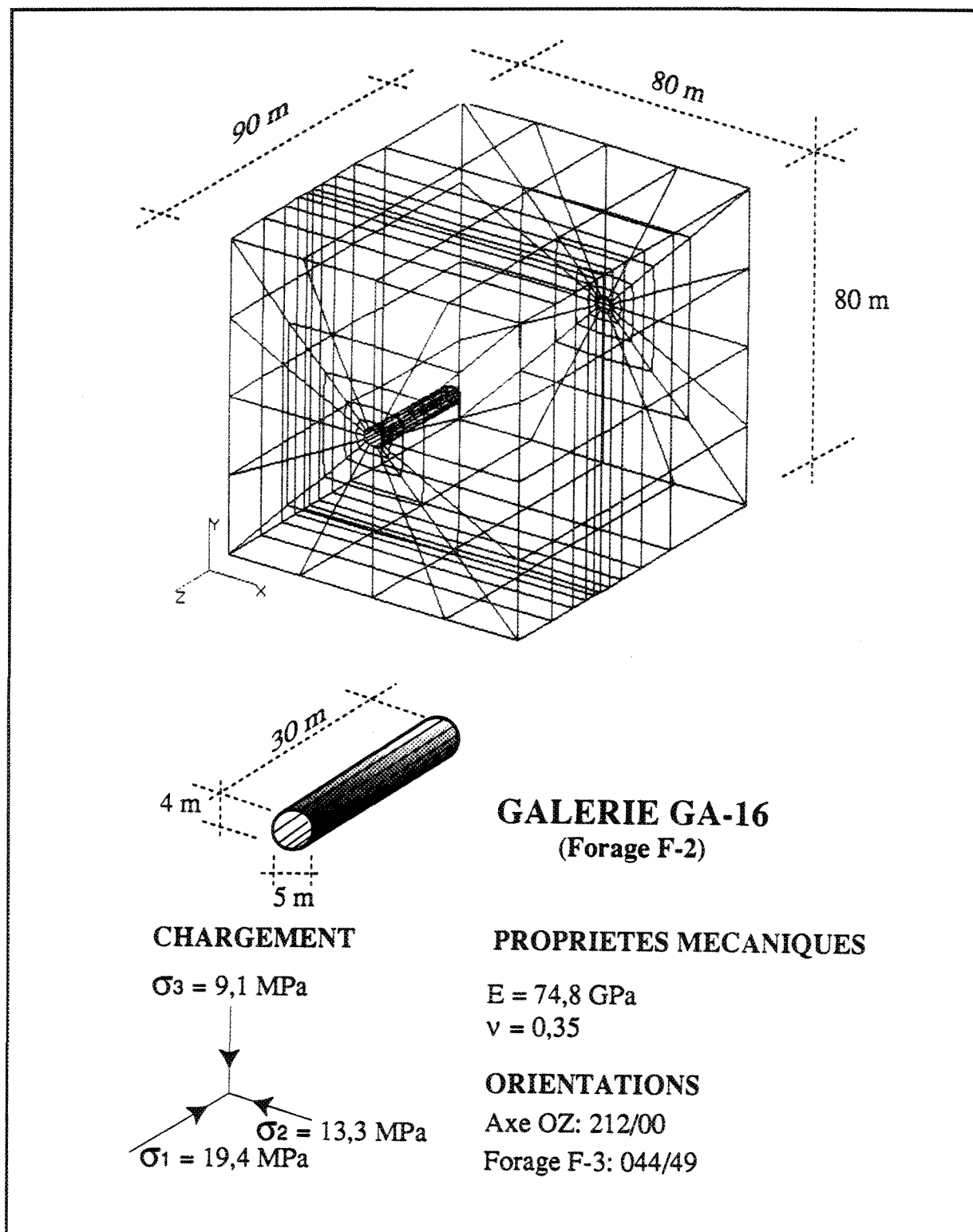


Figure 3.4 Construction du modèle 3

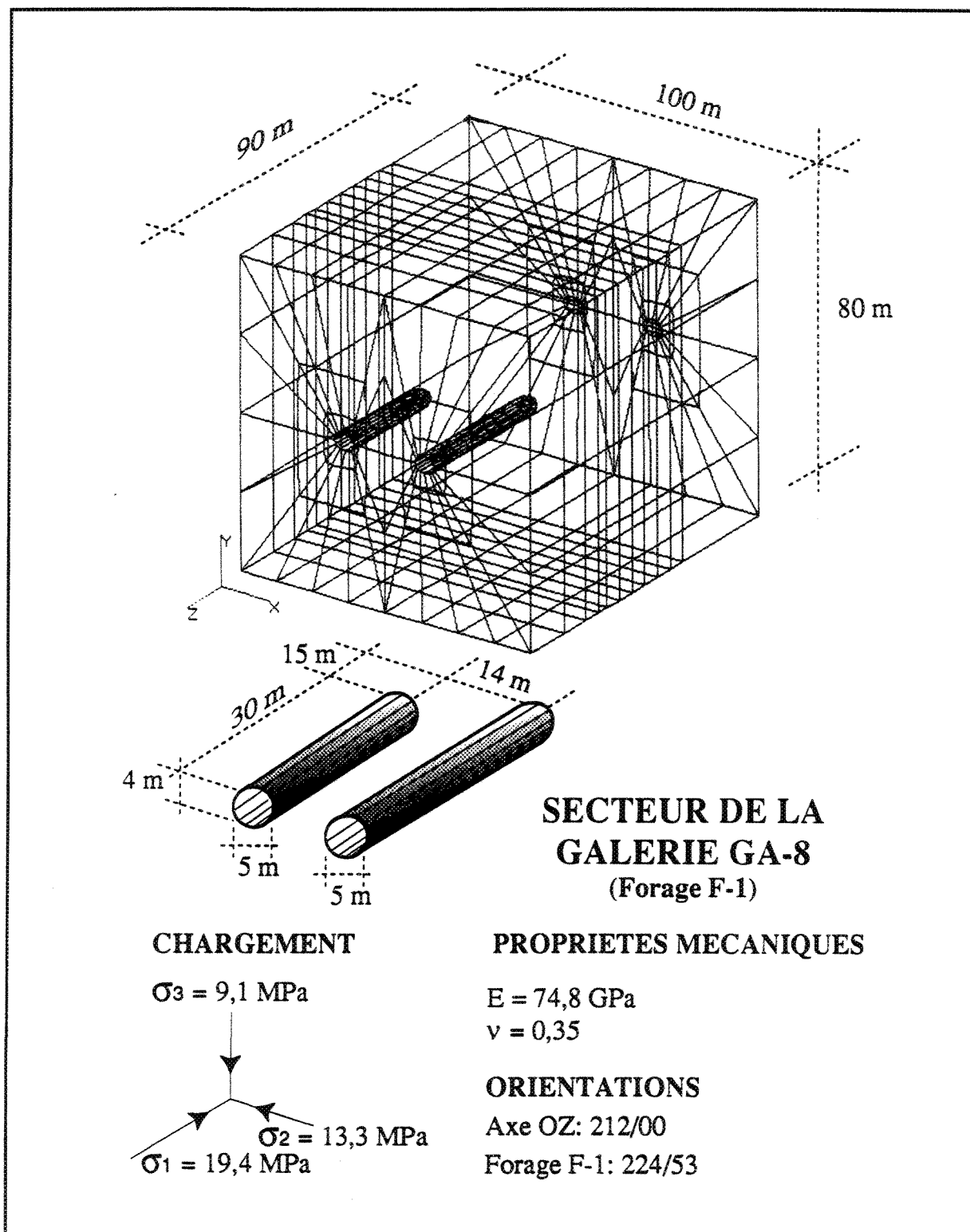
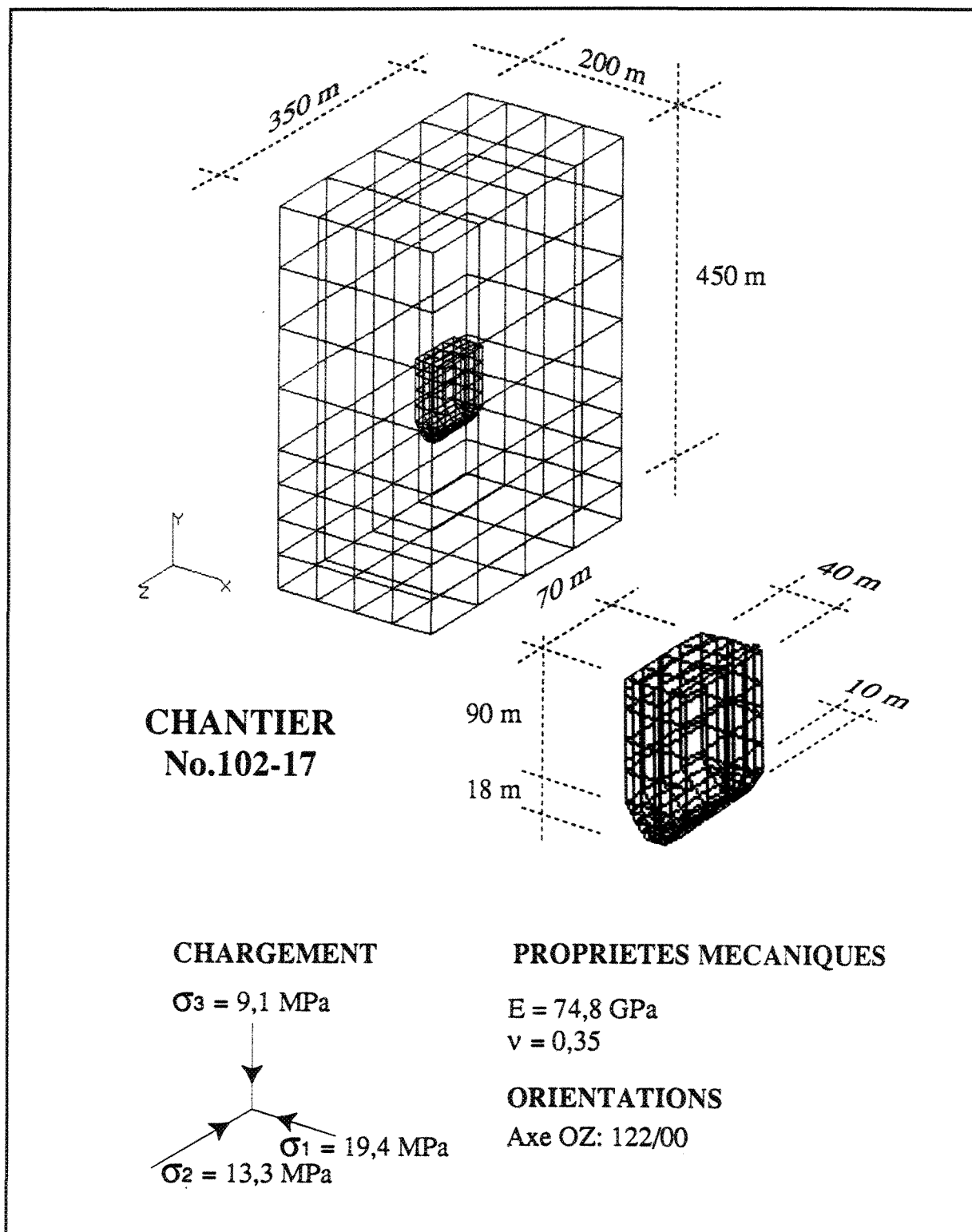


Figure 3.5 Construction du modèle 4



3.3.2 Géométrie et maillage des modèles

Dans le cas des modèles 1, 2 et 3 (figures 3.2 à 3.4), les galeries ont la forme d'un cylindre ovale avec terminaison arrondie de 5,3 mètres de largeur sur 4,2 mètres de hauteur. La longueur de galerie a été fixée arbitrairement d'un modèle à l'autre. En comparaison, les galeries de la mine Niobec ont en moyenne 5 m de largeur sur 4 m de hauteur. De son côté, le modèle 4 (figures 3.5) a été construit de façon à simuler l'effet du chantier d'abattage no. 102-17 (figure 3.1); il a donc une forme semblable et les mêmes proportions que ce dernier, soit approximativement 40 mètres de côtés sur 100 mètres de hauteur.

Dans tous les modèles (figures 3.2 à 3.5), la matrice rocheuse est simulée par un hexaèdre quasi-cubique, dont les plans orthogonaux sont parallèles aux plans XY, XZ, et YZ du système d'axe des modèles.

Suite à la conception géométrique, on procède à la génération du maillage du modèle qui consiste à subdiviser ce dernier en éléments. On remarque sur chacun des modèles (figures 3.2 à 3.5) que le maillage¹ se ressert à proximité des galeries, ce qui permet d'obtenir une meilleure approximation numérique autour des points d'intérêt. Une fois le maillage terminé, on détermine l'équivalence des noeuds. Cette opération vise à éliminer les noeuds redondants, à réduire la largeur de bande de la matrice et à optimiser le temps de calcul.

¹ Dans le but de faciliter leur visualisation, les modèles présentés aux figures 3.2 à 3.5 montrent uniquement l'intersection du maillage avec les limites du domaine simulé.

Il est à noter qu'un maillage plus fin (i.e. des mailles plus petites) sur l'ensemble du modèle pourrait apporter un peu plus de précision sur les résultats. Cependant, compte-tenu des imprécisions dans toutes les données d'entrée, nous croyons qu'un maillage plus fin n'apporterait que peu de bénéfices en comparaison avec les efforts supplémentaires requis.

3.3.3 Type d'élément et propriétés

Dans PATRAN, les caractéristiques et propriétés du milieu sont assignées à chaque élément. PATRAN possède un éventail considérable de formes d'élément servant à résoudre différents types de problèmes. Dans le cadre de ce projet, tous les modèles construits ont été maillés à l'aide d'éléments tri-linéaires (hexaèdres à 8 noeuds), auxquels on a assigné l'ensemble des propriétés mécaniques caractéristiques du milieu à simuler (section 3.1). En moyenne, le nombre d'éléments par modèle est de l'ordre de 800.

3.3.4 Conditions limites

La méthode employée pour simuler le champ de contraintes sur les modèles consiste à bloquer les déplacements nodaux (dx , dy et dz) sur les trois plans principaux $X=0$, $Y=0$ et $Z=0$ qu'il convient de nommer "plans d'ancrages". On procède ensuite à la reconstitution du champ de contraintes en appliquant trois valeurs de charge de pression uniformes sur les plans opposés aux plans d'ancrages.

Il faut prendre note ici que cette méthode n'est pas totalement représentative de la réalité de terrain. Elle implique que les plans sur lesquels les chargements sont appliqués vont montrer des déplacement non-nuls. Cet inconvénient n'affecte cependant pas

l'ensemble des redistributions de contraintes dans le modèle, lesquelles constituent l'objectif principal de cette étude.

3.3.5 Chargements

Les charges de pression appliquées sur les modèles correspondent aux trois composantes du tenseur des contraintes telles que décrites à la section 2.4. Toutefois, en raison de la forte variabilité observée dans l'orientation et l'intensité des contraintes principales telles que décrites par Arjang (1991), il a été décidé de simuler deux cas: 1) σ_1 parallèle à la galerie et 2) σ_2 parallèle à la galerie. La contrainte gravitationnelle ou σ_1 étant naturellement perpendiculaire à la surface des terrains dans la majorité des cas étudiés en géotechnique.

Suite à l'application des conditions aux limites et des chargements sur le modèle, on procède à la simulation proprement dite, i.e. à la résolution des équations, au calcul des résultats en post-traitement et finalement, à la sortie graphique des résultats.

CHAPITRE IV

SIMULATION 2D ET 3D DE LA DISTRIBUTION DES CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIE D'UNE GALERIE: ANALYSE DES RÉSULTATS

Pour chacun des quatre modèles décrit à la section 3.3, on a tracé sur différentes coupes, les résultats en déplacements, en contraintes principales et en contraintes de cisaillement. De plus, dans le cas des modèles 1 et 2, on a tracé et répertorié l'orientation (direction/plongée) et la magnitude (en MPa) des trois composantes principales du tenseur des contraintes sur certains des éléments de ces modèles qui présentent un intérêt particulier pour notre étude. Les résultats de simulation des modèles 3 et 4 ainsi que les données concernant l'orientation et la magnitude des composantes principales du tenseur des contraintes pour le modèle 1 sont présentés à l'annexe I.

Il est à noter ici que l'on a adopté une approche bi-dimensionnelle pour l'analyse des résultats, i.e. que seules les contraintes coplanaires au plan d'observation ont été considérées. Ainsi, les contraintes σ_1 , σ_2 et σ_3 demeurent respectivement les contraintes principales maximales, intermédiaires et minimales du massif ou des modèles. Dans le cas du modèle 1, les valeurs des contraintes principales horizontales (σ_H) et verticales (σ_V), parallèles au plan d'observation correspondent respectivement à σ_1 et σ_3 , tandis que dans le cas spécifique du modèle 2, ces mêmes valeurs de contraintes (parallèles au plan d'observation) correspondent à σ_2 et σ_3 . Dans le but d'alléger le texte, la notation σ_H ou σ_V pourra être utilisée à l'occasion en référence aux contraintes σ_1 ou σ_2 et σ_3 respectivement.

4.1 Définition des zones de perturbation du champ de contraintes

On définit σ comme l'état de contrainte naturel et σ' comme l'état de contrainte perturbé, en périphérie d'un ouvrage. Sur la base du rapport σ'/σ , on peut diviser le massif en différentes zones de perturbation mécanique. Dans le cadre de ce projet, la contrainte principale horizontale (σ_H), en référence à σ_1 pour le modèle 1 et à σ_2 pour le modèle 2, a été utilisée pour définir trois types de zone de perturbation mécanique, soit:

- **zones d'augmentation de la compression** où $\sigma'_H/\sigma_H > 1$. Une zone de compression se définit comme une zone dans laquelle la contrainte (σ'_H) excède la contrainte naturelle (σ_H);
- **zones de relâchement en compression** où $0 < \sigma'_H/\sigma_H < 1$. Une telle zone se définit comme une zone dans laquelle la contrainte (σ'_H) est plus faible que la contrainte naturelle (σ_H), elle demeure cependant supérieure à zéro (0);
- **zones de tension** où $\sigma'_H \geq 0$ et $\sigma_V = T_0$ (résistance en tension < 0). Une telle zone se définit comme une zone dans laquelle la contrainte (σ'_H) est égale ou inférieure à zéro (0) et que la contrainte principale minimale (σ_V) est égale à T_0 .

Dans le cas spécifique de la **contrainte de cisaillement maximale** (τ), le même type de rapport (τ'/τ) sera utilisé pour définir l'intensité de la contrainte de cisaillement par

rapport à sa valeur initiale. On parlera alors de zones d'**augmentation du cisaillement** lorsque $\tau' / \tau > 1$, et de zones de **relâchement du cisaillement** lorsque $\tau' / \tau < 1$.

4.2 Analyse globale des résultats de simulation

Une grande quantité de sorties graphiques a été nécessaire pour analyser les différents résultats obtenus des simulations. Afin d'en simplifier l'analyse, une première approche consiste d'abord à rechercher les similitudes et les tendances générales rencontrées d'un modèle à l'autre. Ainsi, à partir de l'ensemble des résultats obtenus (annexe I et chapitre IV) et des plans de construction des modèles (section 3.3 et figures 3.1 à 3.4), on note les points suivants:

- les modèles 1 (GA-15) et 2 GA-16) sont géométriquement les plus simples et ne diffèrent l'un de l'autre que par une rotation de 90° selon (l'axe OY), dans un champ de contraintes naturelles fixes.
- le modèle 3 (galerie GA-8) a été conçu dans le but de vérifier l'effet combiné de deux galeries en parallèles. Les résultats de simulation indiquent que du côté externe de la galerie la plus courte, à l'endroit où se situe le forage F-1, la redistribution des contraintes n'est pas significativement différente de celle observée, au même endroit, dans un cas à galerie unique comme celui du modèle 2. Étant donné que notre centre d'intérêt se situe du côté du forage, il est donc raisonnable, à partir de la similitude observée, d'approximer le cas du modèle 3 (GA-8) par un cas plus simple, i.e. celui du modèle 2 (GA-16);

- le modèle 4 a été conçu à l'origine dans le but de vérifier si le chantier d'abattage no.102-17 de la mine créait un effet de perturbation sur le champ des contraintes naturelles à l'endroit de la galerie GA-16 (modèle 2). Les résultats obtenus démontrent que ce n'est pas le cas. Ce modèle ne fera donc pas l'objet d'une analyse plus approfondie.

Suite à l'ensemble des simplifications proposées, on retiendra le modèle 1 comme étant représentatif du cas de la galerie GA-15 (forage F-3) et le modèle 2 comme étant représentatif des cas de la galerie GA-8 (forage F-1) et de la galerie GA-16 (forage F-2).

4.3 Distribution des contraintes principales

Les figures 4.1 à 4.6 illustrent la redistribution des contraintes principales (σ_1 , σ_2 , σ_3 et τ_{\max}) en périphérie des galeries GA-15 (modèle 1) et GA-16 (modèle 2).

4.3.1 Amplitude des contraintes principales (σ_1 , σ_2 et σ_3)

Dans le cas des modèles 1 et 2 (figures 4.1 et 4.3), les zones d'augmentation de la compression caractérisées par $\sigma'_H/\sigma_H > 1$, s'étendent symétriquement sous le plancher et au dessus du toit des galeries jusqu'à une distance de l'ordre de 5 mètres. L'intensité de la contrainte horizontale (σ'_H) est particulièrement grande en bordure du toit, où elle atteint 31,5 MPa dans le cas du modèle 1 (σ'_1) et 23,6 MPa dans le cas du modèle 2 (σ'_2); en comparaison, les valeurs initiales de cette contrainte sont respectivement de 19,4 et 13,3 MPa.

Il est important ici de spécifier que dans le cas des modèles 1 et 2 (figures 4.1 et 4.3), l'étendue dans le massif des zones de perturbation mécanique est basée sur une différence de 12%, plus ou moins 2%, entre la valeur initiale de la contrainte σ_H (σ_1 ou σ_2) et celle de la contrainte σ'_H (σ'_1 ou σ'_2). Cette différence de 12% est aussi valide pour le cas de la contrainte de cisaillement maximale τ_{\max} (figure 4.5 et 4.6).

Toujours dans le cas des modèles 1 et 2 (figure 4.1 et 4.3), on remarque que les zones de relâchement en compression, caractérisées par $0 < \sigma'_H/\sigma_H < 1$, s'étendent symétriquement de part et d'autre des parois de galeries jusqu'à des distances de l'ordre de 10 et 5 mètres respectivement. L'intensité de la contrainte principale maximale est particulièrement faible à proximité des murs de galerie, où elle atteint 13,4 MPa dans le cas du modèle 1 (σ'_1) et 11,0 MPa dans le cas du modèle 2 (σ'_2).

En comparant les résultats en contraintes maximales (figures 4.1 et 4.3) avec ceux des contraintes minimales (figures 4.2. et 4.4), on remarque que dans les zones de compression, l'augmentation de la contrainte principale maximale est accompagnée d'une diminution de la contrainte principale minimale. À l'inverse, dans les zones de relâchement en compression, la diminution de la contrainte principale maximale est accompagnée d'une augmentation de la contrainte principale minimale.

Finalement, on constate que dans les deux modèles, la zone d'augmentation de la compression demeure toujours dans un axe parallèle à celui de la contrainte principale minimale, tandis que la zone de relâchement en compression demeure dans un axe parallèle à celui de la contrainte principale maximale.

Figure 4.1 Distribution de la contrainte principale maximale (σ'_1) en périphérie de la galerie GA-15

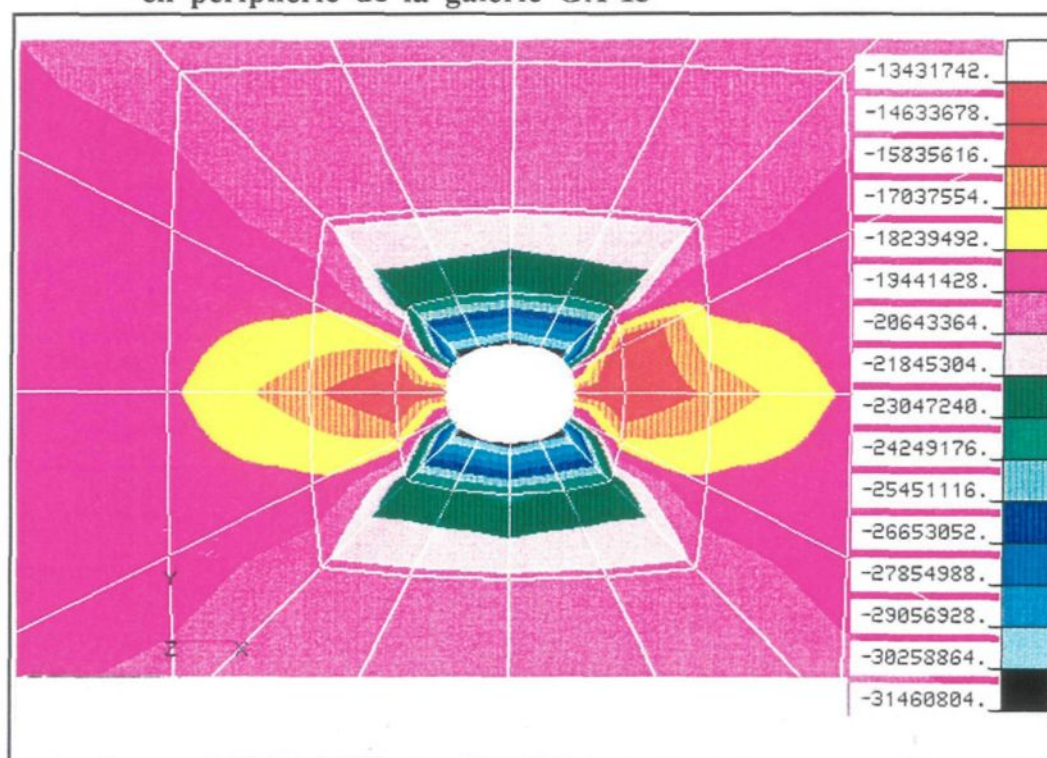


Figure 4.2 Distribution de la contrainte principale minimale (σ'_3) en périphérie de la galerie GA-15

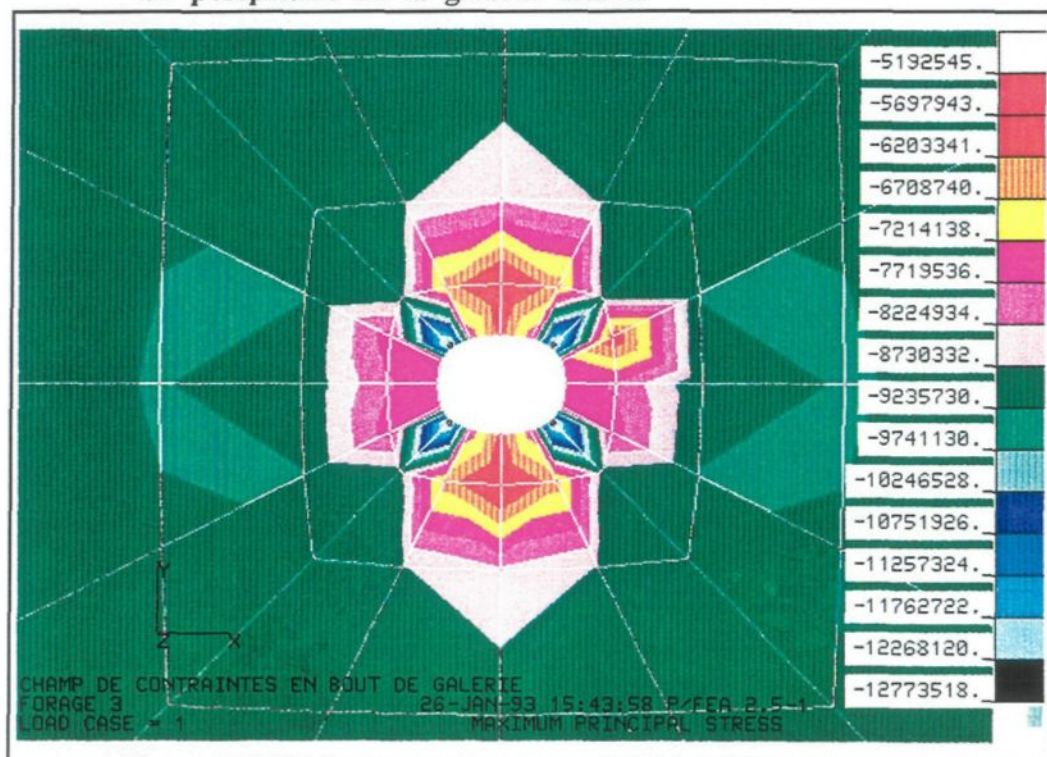


Figure 4.3 Distribution de la contrainte principale maximale (σ'_2) en périphérie de la galerie GA-16

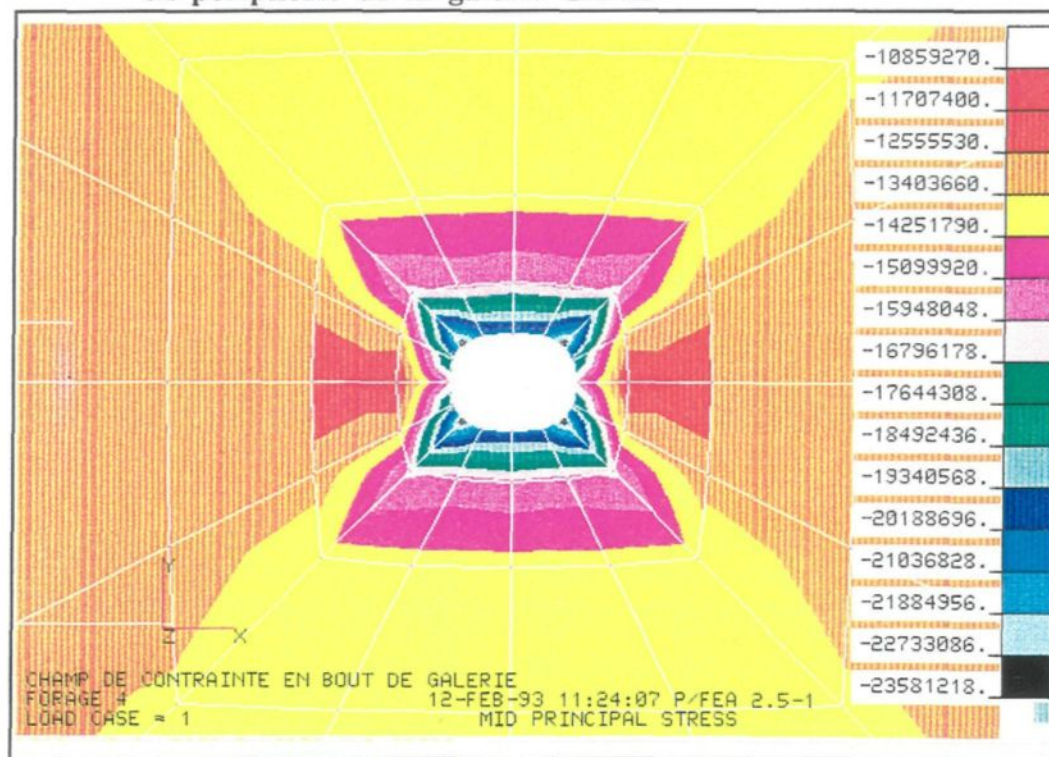


Figure 4.4 Distribution de la contrainte principale minimale (σ'_3) en périphérie de la galerie GA-16

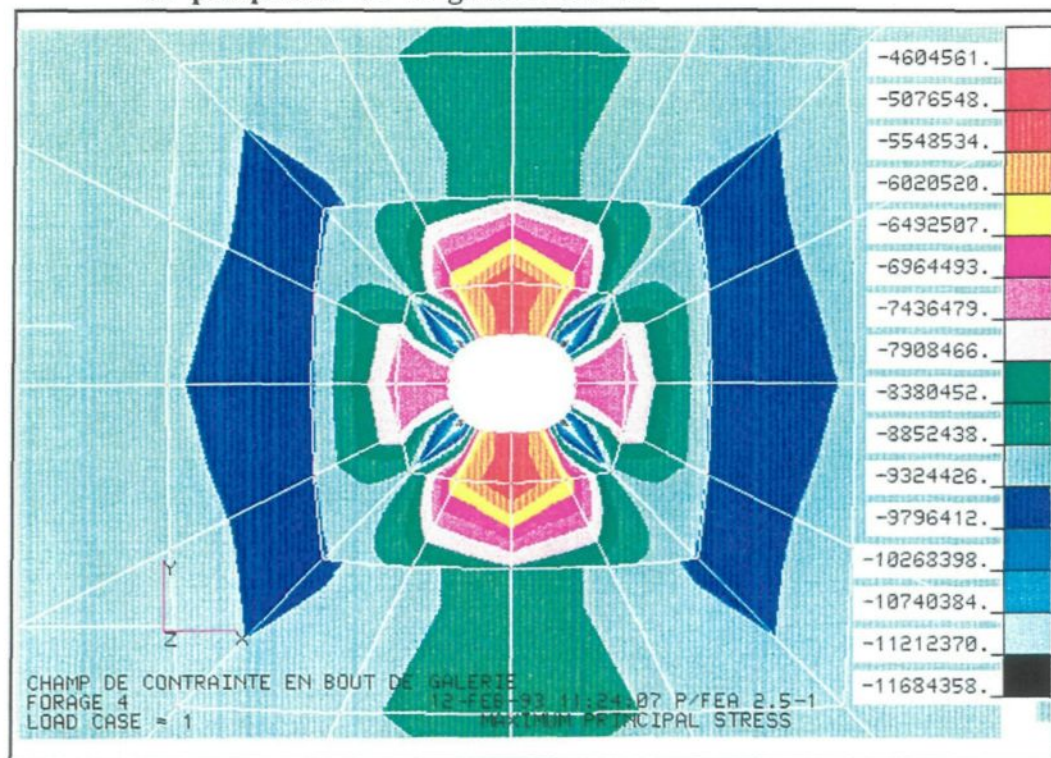


Figure 4.5 Distribution de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}) en périphérie de la galerie GA-15

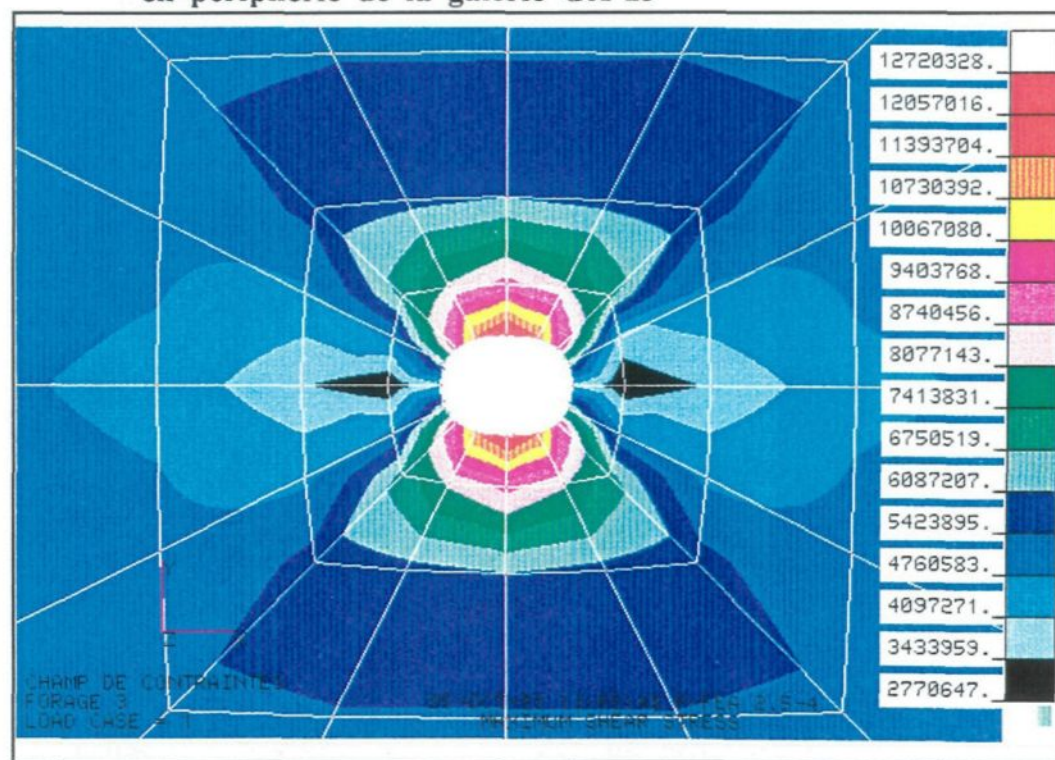
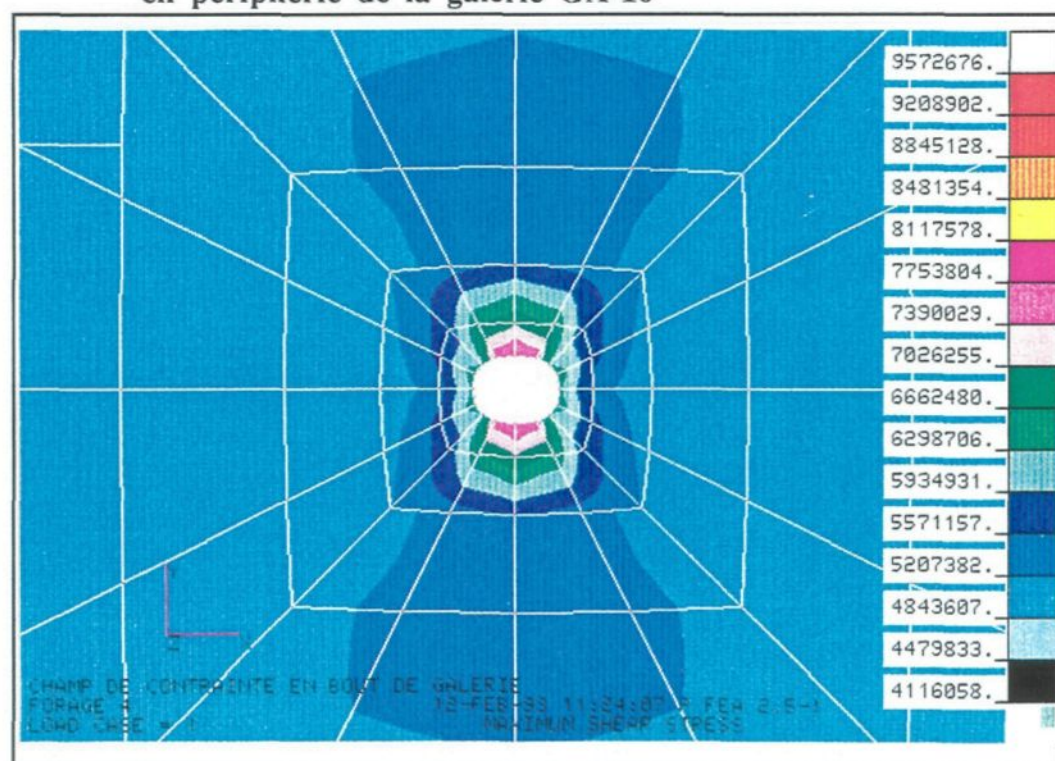


Figure 4.6 Distribution de la contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max}) en périphérie de la galerie GA-16



4.3.2 Contrainte de cisaillement maximale (τ_{\max})

Dans le cas des modèles 1 et 2 (figure 4.5 et 4.6), les zones d'augmentation de la contrainte de cisaillement maximale caractérisées par $\tau'/\tau > 1$, s'étendent symétriquement sous le plancher et au dessus du toit des galeries jusqu'à des profondeurs de l'ordre de 12 et 20 mètres respectivement. Cependant, en excluant la dernière frange de perturbation des contraintes caractérisée par τ'/τ légèrement plus grand que 1, ces zones d'augmentation de τ ont approximativement la même distribution que les zones d'augmentation de la contrainte principale maximale, décrites à la section précédente.

Ces mêmes observations s'appliquent aux zones de relâchement de la contrainte de cisaillement maximale caractérisées par un rapport $\tau'/\tau < 1$. Ces zones s'étendent symétriquement de part et d'autre des parois de la galerie, jusqu'à une profondeur de l'ordre de 15 mètres dans le modèle 1 et de 3,5 mètres dans le modèle 2.

Notons que la similitude des comportements de la contrainte principale maximale et de la contrainte de cisaillement maximale n'est pas surprenante étant donné que τ_{\max} est calculée directement à partir des contraintes principales à l'aide de l'équation (5).

Figure 4.7 Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-15 (partie proximale du modèle)

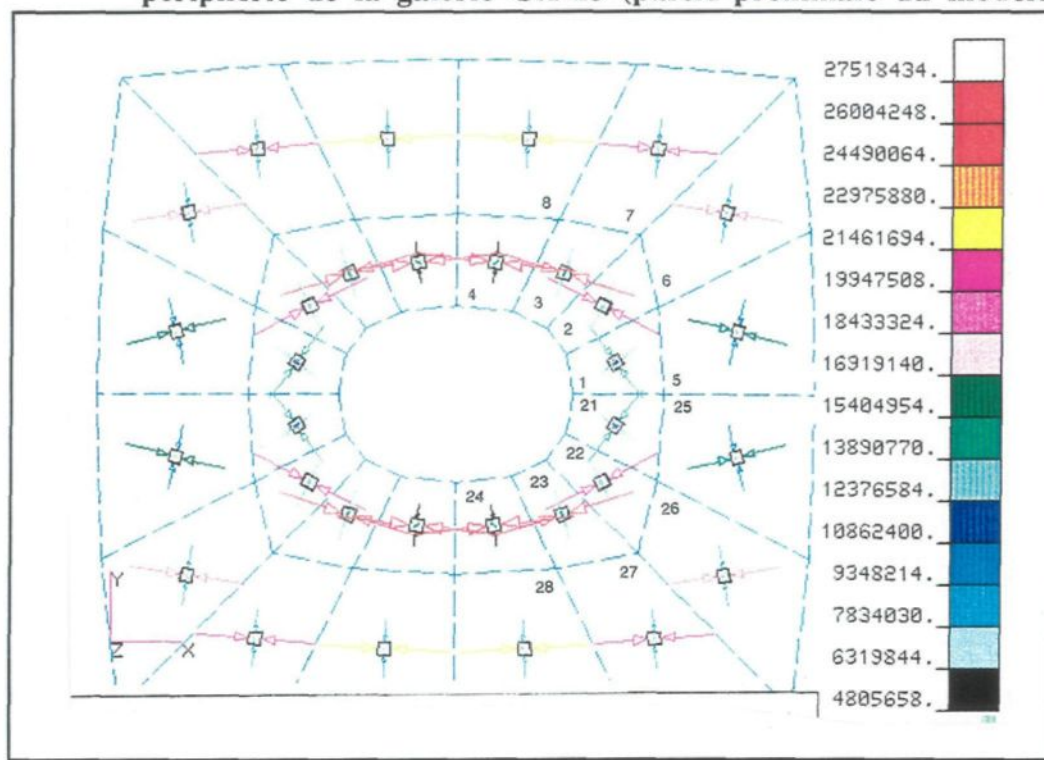


Figure 4.8 Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-15 (partie distale du modèle)

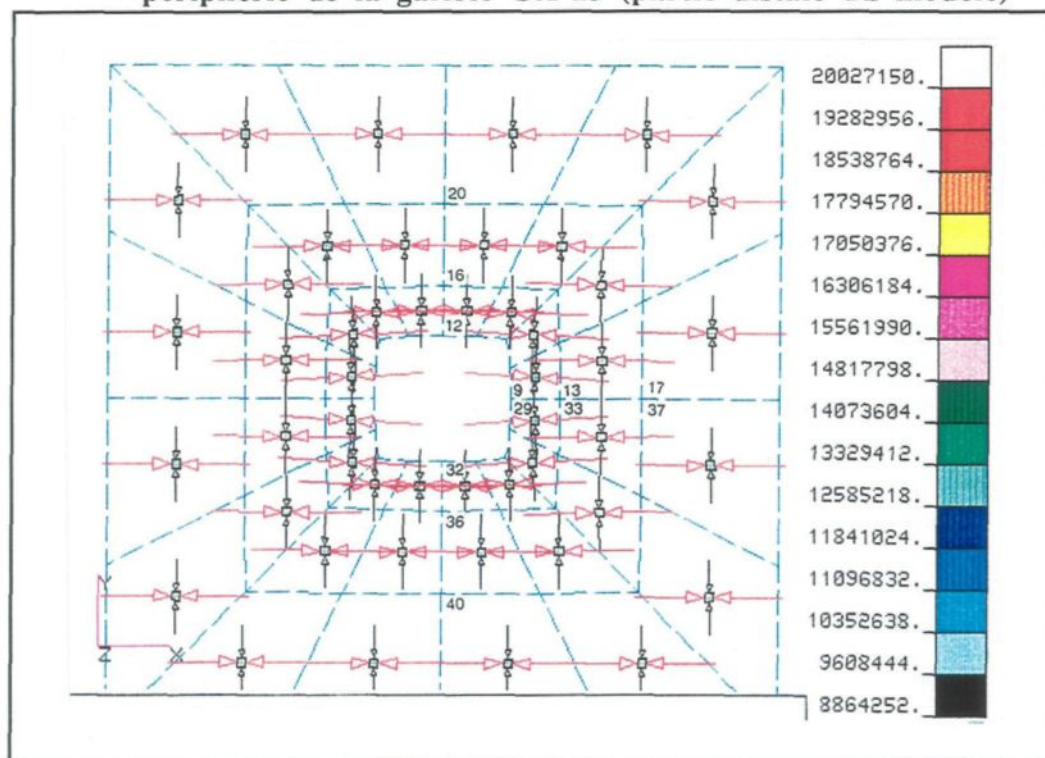


Figure 4.9 Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-16 (partie proximale du modèle)

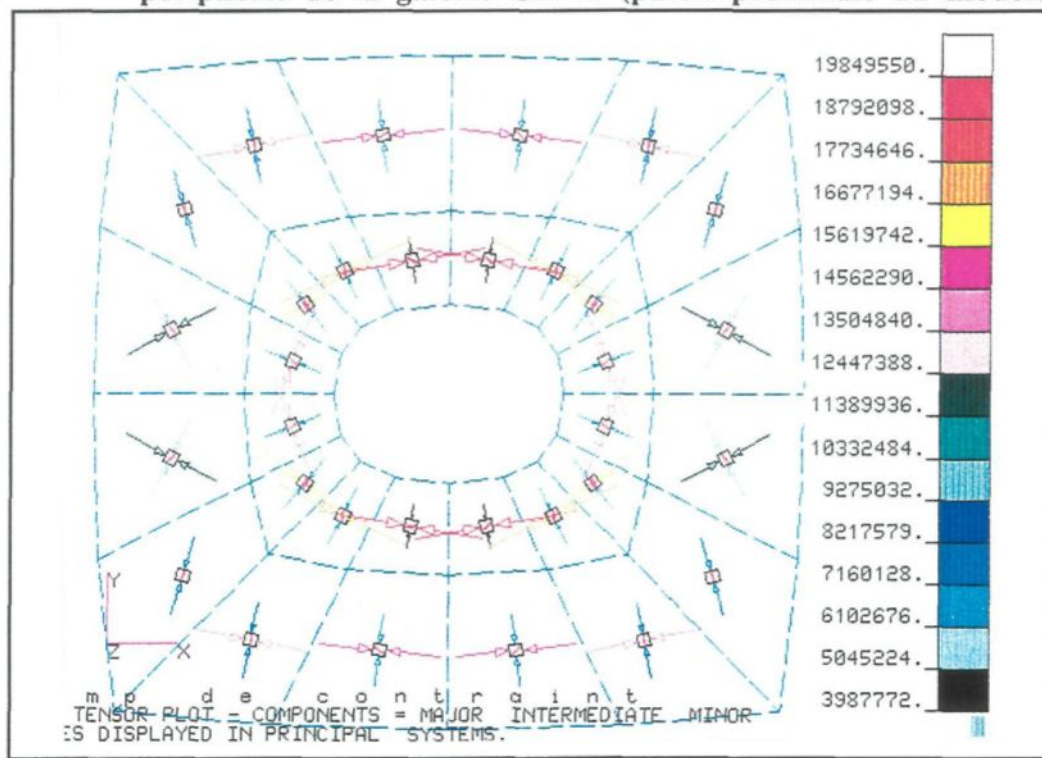
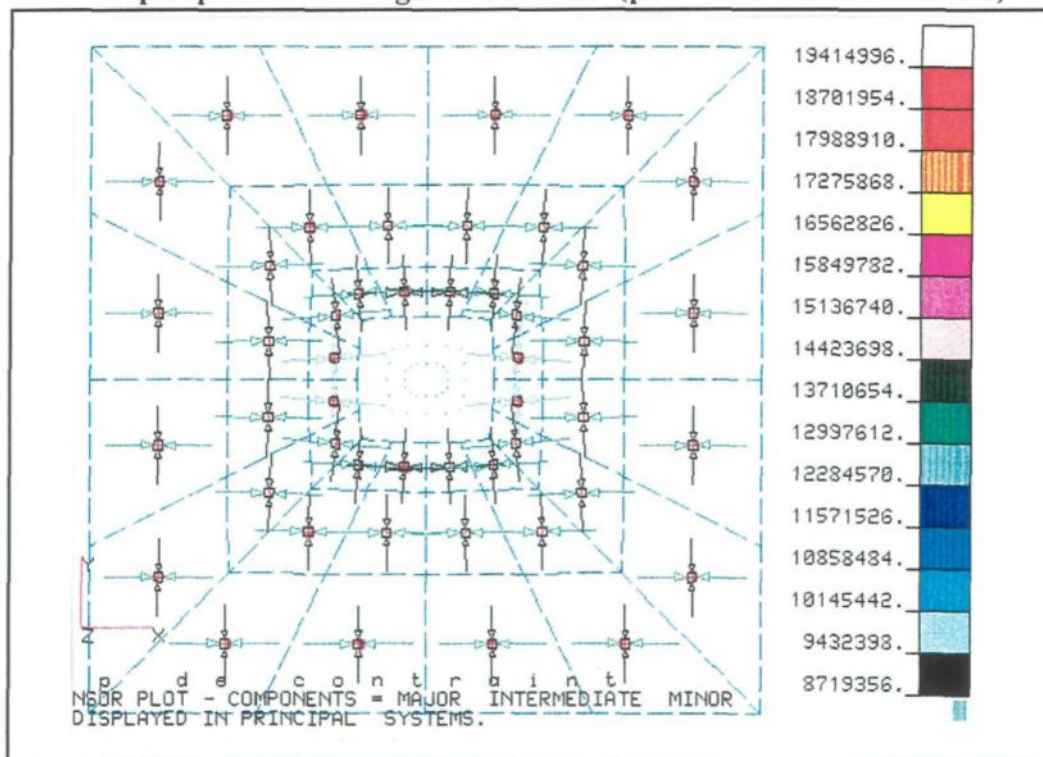


Figure 4.10 Tenseur des contraintes principales (max. et min.) en périphérie de la galerie GA-16 (partie distale du modèle)



4.3.3 Orientation des contraintes principales

Dans le but d'analyser subséquemment les relations angulaires entre les contraintes principales et les systèmes de fractures du massif, on a tracé deux des trois composantes principales du tenseur des contraintes (σ'_1 , σ'_2 et σ'_3) sur chacun des éléments de la face d'observation. Les résultats obtenus des modèles 1 et 2 sont représentés aux figures 4.7 à 4.10; ils sont divisés en deux séries d'anneaux concentriques d'éléments, numérotés de 1 à 40, de façon à faciliter leur visualisation et l'interprétation des résultats.

Ces figures permettent de voir très clairement la déviation de trajectoire, par rapport à l'horizontale (ou la verticale), que subissent les contraintes principales à l'approche de l'ouverture, ainsi que l'axe de symétrie d'ordre deux qui découle de la redistribution de ces contraintes. Ces déviations atteignent près de 50 degrés en bordure de l'ouverture, où l'intensité de σ'_1 est maximale et σ'_3 minimale. Les zones caractérisées par une déviation du tenseur des contraintes ont la même distribution dans le massif que les zones de perturbation des contraintes, telles que décrites précédemment (section 4.3, figures 4.1 à 4.4).

4.3.4 Représentation sur cercle de Mohr des états de contrainte

À partir des représentations tensorielles de la section précédente, on a répertorié l'orientation (direction/plongée par rapport au nord) et la magnitude (en MPa), des trois composantes principales du tenseur des contraintes sur chacun des éléments numérotés et présents sur les coupes transversales des galeries GA-15 et GA-16. Les figures 4.11 et 4.12 illustrent sur graphiques de Mohr, les états de contrainte des éléments du quadrant supérieur droit pour les galeries GA-15 et GA-16 respectivement. On y a de plus tracé l'état initial des

contraintes en pointillé et fixé arbitrairement un critère théorique de glissement en cisaillement des joints à $\varphi=30^\circ$.

On remarque sur chacune des figures (4.11 et 4.12) que dans les zones d'augmentation de la compression, l'augmentation graduelle de σ'_1 (ou de σ'_2 dans le cas de GA-16) est accompagnée d'une diminution similaire de σ'_3 , tandis que pour les zones de relâchement en compression, la diminution de σ'_1 est accompagnée d'une augmentation de σ'_3 .

Dans le cas de la galerie GA-15, les états de contrainte des éléments nos. 2, 3 et 4 dépassent le critère de glissement en cisaillement des joints, tandis que ceux des éléments nos. 7 et 8 s'en approchent. Ces éléments sont situés au toit et au plancher de la galerie. Le même phénomène s'observe également au toit et au plancher de la galerie GA-16, mais avec une intensité moindre. Dans ce dernier cas, les états de contrainte des éléments nos. 3 et 4 dépassent le critère de rupture des joints, tandis que ceux des éléments nos 1 et 2 s'en approchent.

Finalement, il est important de mentionner que cette analyse ne présente pas les véritables contraintes principales sur la paroi de la galerie. Cette paroi étant libre de tout effort, présente une facette principale sur laquelle il n'existe aucune composante normale et tangentielle. Nous arrivons alors à une situation où en tout point sur la paroi, les valeurs de contraintes excèdent le critère de rupture simplifié que nous utilisons dans ce travail. C'est pourquoi les représentations utilisant les cercles de Mohr (figures 4.11 et 4.12) ne considèrent pas cette contrainte principale nulle sur la paroi de la galerie. Les quelques valeurs ponctuelles utilisées ont été choisies à une certaine distance de la paroi, de façon à éviter le problème d'une valeur nulle pour σ_3 .

Figure 4.11 **Représentation sur cercles de Mohr des états de contrainte des éléments 1 à 20, galerie GA-15**

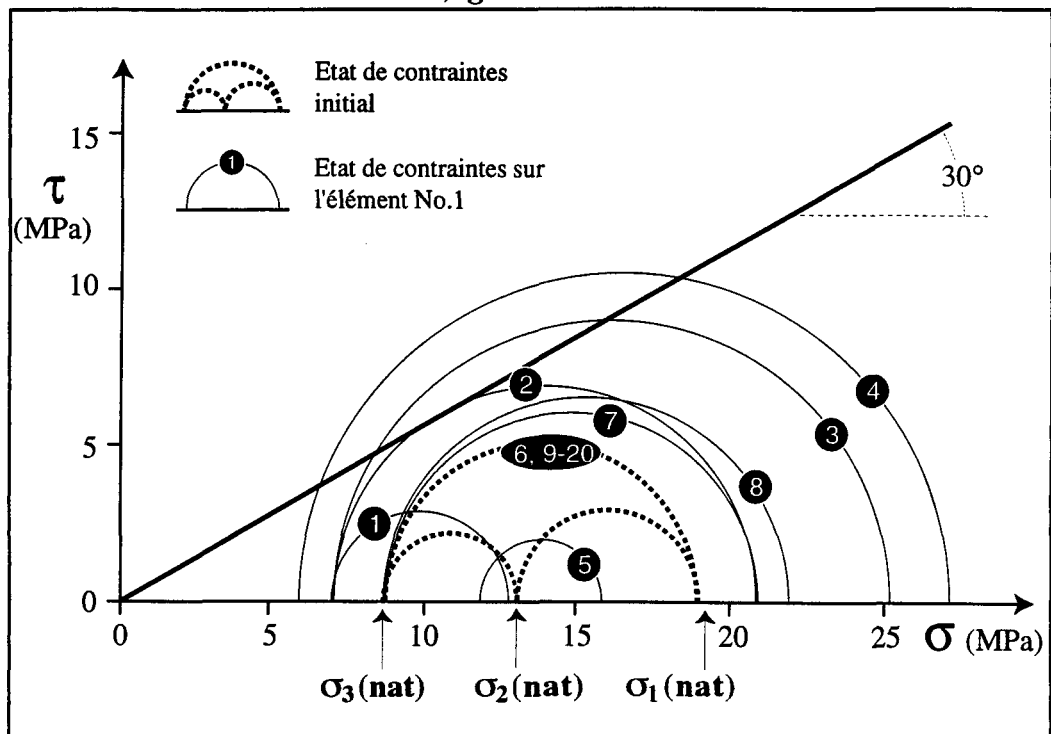
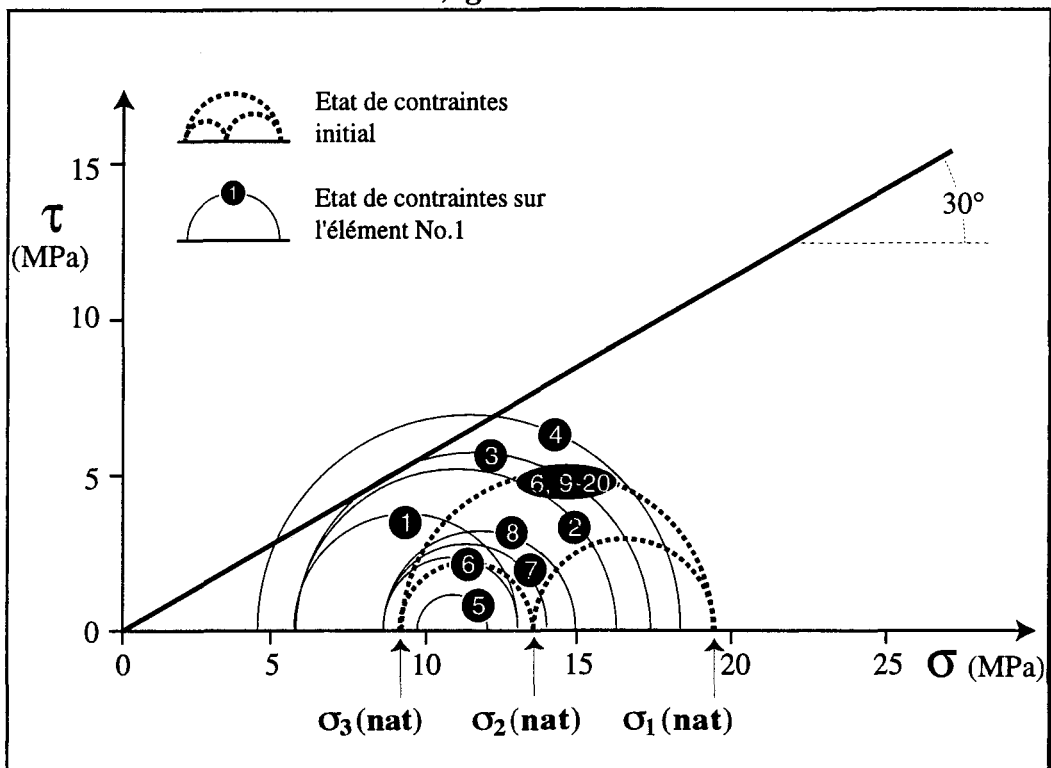


Figure 4.12 **Représentation sur cercles de Mohr des états de contrainte des éléments 1 à 20, galerie GA-16**



4.3.5 Effet de la pression hydrostatique

La charge de pression d'eau actuelle dans la mine à l'endroit des trois forages, est de l'ordre d'une trentaine de mètres en moyenne, le long des forages. Cette colonne d'eau occasionne présentement une pression hydrostatique moyenne de 0,3 MPa dans les premiers mètres du massif en bordure des galeries. Une telle pression interstitielle a un effet négligeable sur la stabilité des fractures. Par contre, une fois les opérations de la mine terminées, l'enneigement de la mine ramènerait cette charge de pression, après quelques années, à près de 300 mètres. Une telle colonne d'eau occasionnera alors une pression interstitielle de l'ordre de 3 MPa et pourrait avoir un effet non-négligeable sur la stabilité de certaines fractures dans le massif, comme l'indiquent les états de contraintes des éléments numéros 6 à 20 du modèle 1 et ceux des éléments 1 à 3 du modèle 2 aux figures 4.11 et 4.12. Dans le cas de la galerie GA-16, cette influence semble plus faible, du fait que les augmentations de contrainte y sont inférieures à celles de la galerie GA-15.

4.4 Distribution des déplacements

Les figures 4.13 à 4.16 montrent les déplacements u (selon Ox) et v (selon Oy) cumulatifs en mètres, selon les système d'axes des modèles 1 et 2. Dans le cas des figures 4.13 et 4.15, les plans d'encrage fixés pour les simulations se situent du côté gauche du modèle, dans le plan YZ. Dans le cas des figures 4.14 et 4.16, ces plans se situent au bas du modèle, dans le plan ZX.

Figure 4.13 Déplacement horizontal (dx) en périphérie de la galerie GA-15

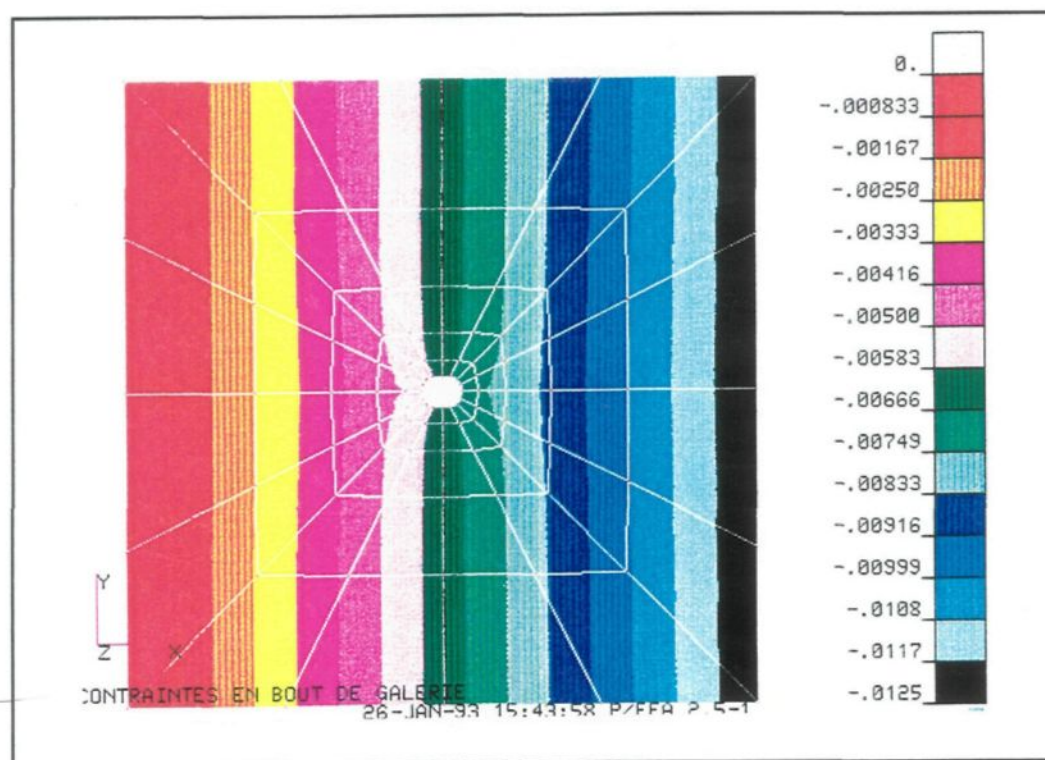


Figure 4.14 Déplacement vertical (dy) en périphérie de la galerie GA-15

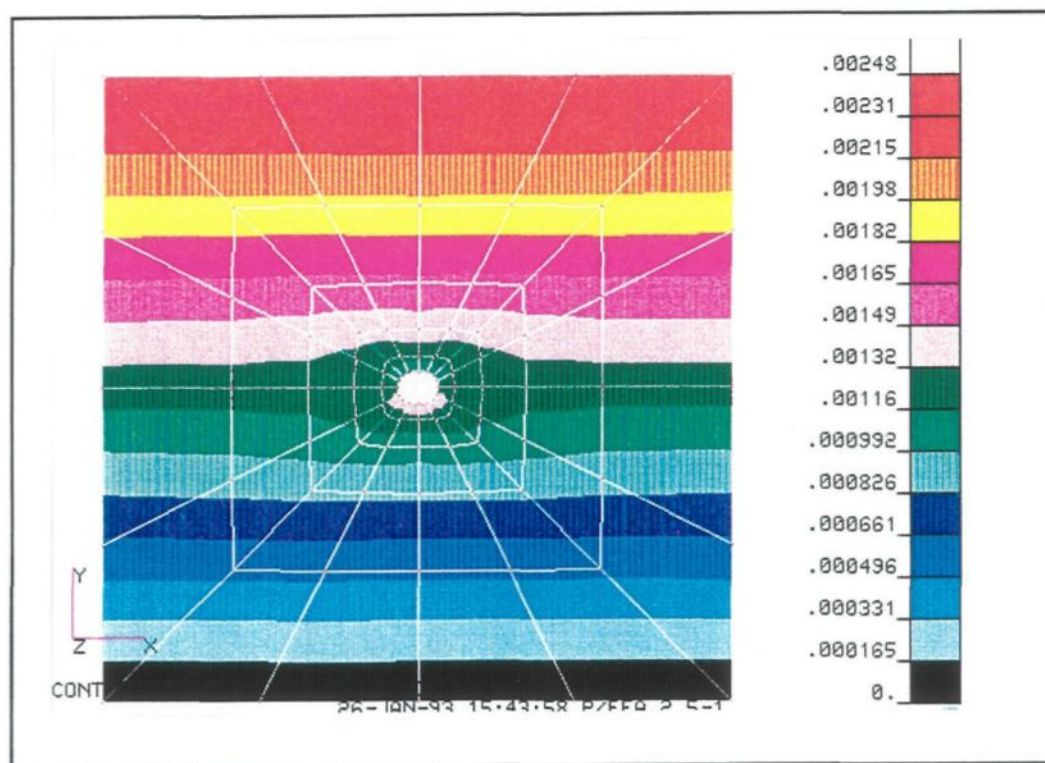


Figure 4.15 Déplacement horizontal (dx) en périphérie de la galerie GA-16

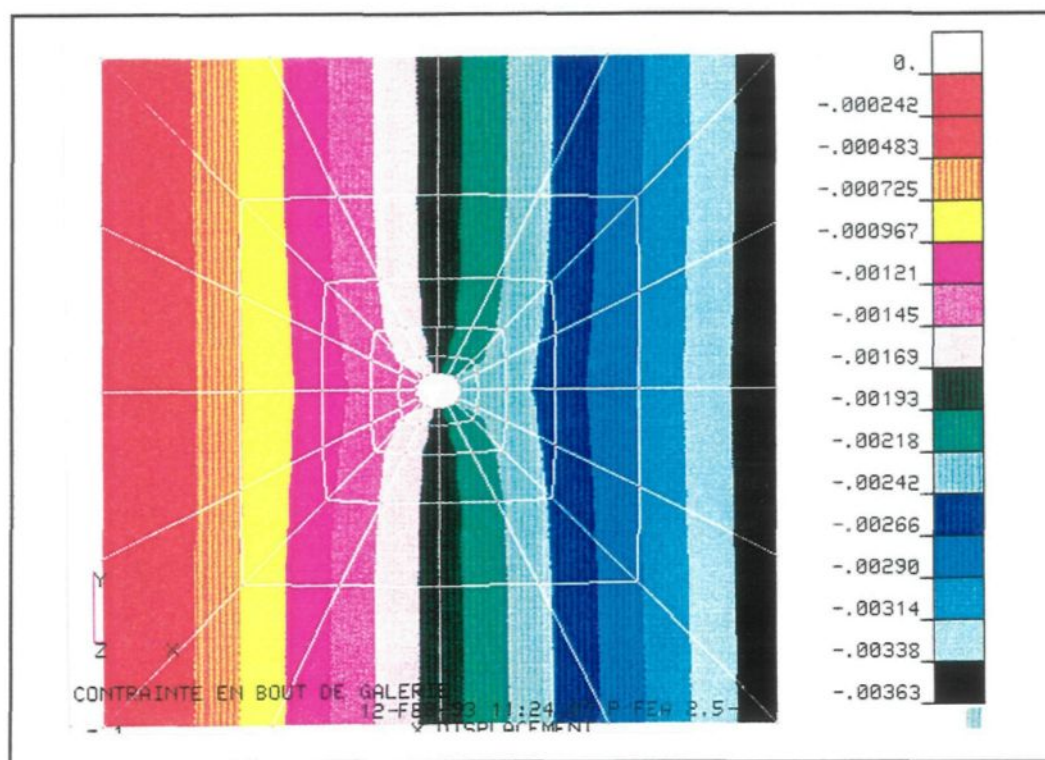
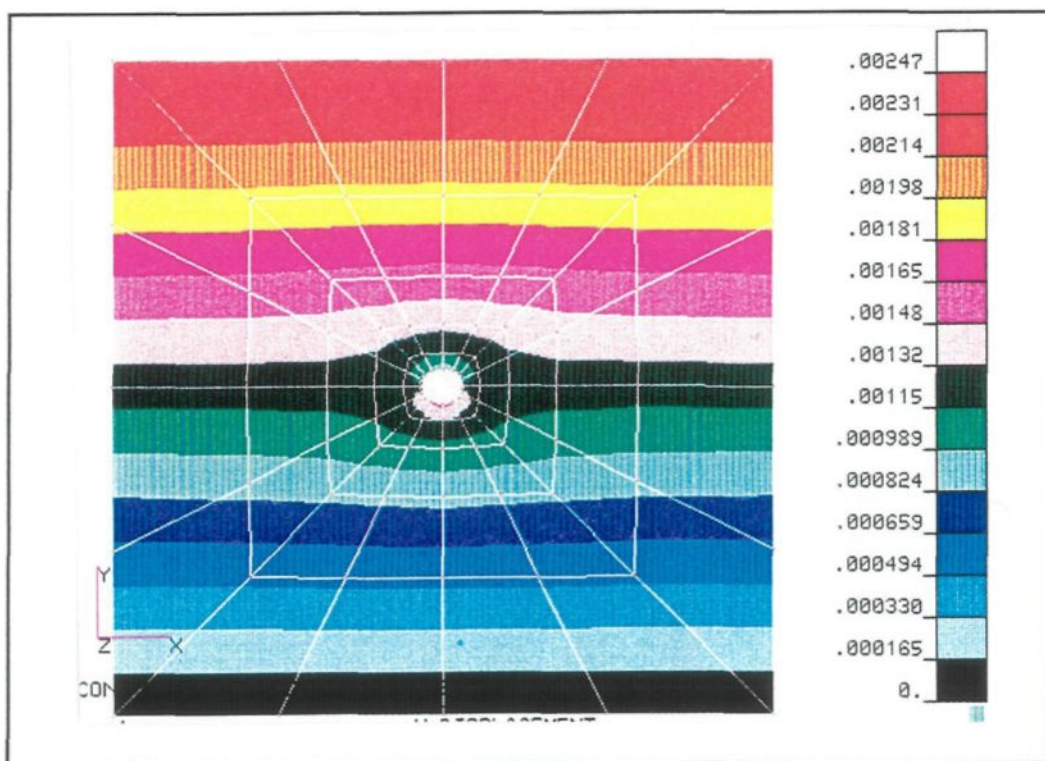


Figure 4.16 Déplacement vertical (dy) en périphérie de la galerie GA-16



À partir des lignes d'isocontour de ces déplacements, on remarque que l'étendue de la zone de perturbation des déplacements reflète celle des zones de perturbation des contraintes. Les zones où les déplacements sont maximaux correspondent aussi aux zones où les perturbations du champ de contraintes sont maximales. De plus, les déplacements parallèles à σ_1 (modèle 1) et à σ_2 (modèle 2) ont tendance à migrer vers le centre de la galerie par les parois tandis que les déplacements parallèles à σ_3 (dans les deux modèles) ont tendance à contourner le plancher et le toit des galeries.

4.5 Analyse de la variation des contraintes naturelles sur la redistribution des contraintes

L'ensemble des résultats de simulation nous indique premièrement que les comportements des contraintes moyennes et des contraintes de cisaillement sont très similaires d'un modèle à l'autre et deuxièmement, que ces résultats sont en accord avec ceux de Kulhawy (1975). Les principales différences observées sont dans l'intensité et l'étendue dans le massif des phénomènes de perturbation. La limite de perturbation de contrainte considérée ici correspond à la surface où la variation de contrainte est d'environ 12% de la contrainte initiale (voir section 4.3).

On note aussi que la redistribution des contraintes principales en périphérie des galeries est directement reliée au type de chargement que subit le modèle ou encore au régime de contrainte en place dans le massif; lorsque l'on inverse l'orientation des contraintes, on inverse aussi la position des zones d'augmentation de la compression et de relâchement en compression. Dans les modèles 1 et 2, le chargement horizontal (σ_1 et σ_2) est toujours plus grand que le chargement vertical (σ_3), ce qui provoque des zones d'augmentation de la

compression au toit et au plancher des galeries et des zones de relâchement en compression de part et d'autre de ces mêmes galeries. La zone d'augmentation de la compression est donc orientée parallèlement à la contrainte principale minimale, tandis que la zone de relâchement en compression est orientée parallèlement à la contrainte principale maximale.

4.6 Discussion sur les résultats de simulation

Nous avons retenu les modèles 1 et 2 comme étant représentatifs de l'ensemble du problème. Malgré le fait que les géométries utilisées dans nos modèles diffèrent légèrement de celles considérées par Kulhawy (1975), nos résultats de simulation s'y comparent très bien.

Ainsi, on remarque une certaine prévisibilité dans le comportement mécanique des massifs rocheux, en fonction du type de chargement qui les affectent. Il ne semble pas y avoir de différence notable entre le comportement des modèles 1 et 2, face à une variation d'intensité dans le chargement, si ce n'est d'une variation dans l'intensité des phénomènes de perturbation observés. Par contre, lors d'une inversion dans le chargement d'un modèle, il y a inversion dans la localisation des zones de perturbation mécaniques.

Les représentations tensorielles des contraintes permettent d'observer les changements d'orientation ou de trajectoire (près de 50°) que subissent les contraintes à l'approche d'une ouverture.

L'analyse des déplacements nous indique des mouvements horizontaux orientés vers l'intérieur de l'ouverture, accompagné de mouvements verticaux se butant au toit et au plancher de cette même ouverture.

Finalement, on a évalué l'effet de la pression interstitielle sur la stabilité des fractures dans le massif et observé que pour les niveaux de pression actuels, i.e. approximativement 30 mètres de colonne d'eau, l'effet est négligeable sur l'ensemble des fractures. Cependant, pour des niveaux d'eau supérieurs, comme dans le cas de la mine une fois noyée, on risque d'observer des pressions interstitielles de l'ordre de 3 MPa, ce qui pourrait causer des instabilités ou du glissement sur certains plans de fractures localisés en des endroits critiques du massif.

CHAPITRE V

MODÈLES DU COMPORTEMENT D'UNE FRACTURE SOUS CONTRAINTES: IMPLICATIONS SUR LA CONDUCTIVITÉ HYDRAULIQUE

Avant de procéder à l'évaluation de l'effet de la redistribution des contraintes sur la conductivité hydraulique des fractures, il convient de définir les différents comportements possibles des plans de fractures face aux chargements qu'ils peuvent subir.

L'approche de couplage hydromécanique proposée dans ce chapitre consiste donc à définir le comportement d'une fracture soumise à l'action d'une contrainte normale (σ_n) et/ou d'une contrainte de cisaillement (τ). On regarde ensuite l'effet possible de ces contraintes sur la conductivité hydraulique de la fracture par le biais des relations de déformations en ouverture, en fermeture ou en cisaillement (cisaillement-frottement-abrasion) sur le plan de la fracture.

5.1 Comportement d'une fracture en fermeture

Il y a fermeture de fracture lorsque la contrainte moyenne ou de confinement augmente ou que l'axe majeur du tenseur des contraintes est orienté perpendiculairement au plan de fracturation. Bien que beaucoup de travaux restent à faire dans le domaine, l'action de la contrainte normale sur la fermeture d'une fracture demeure le mécanisme le plus étudié comparativement aux mécanismes de cisaillement ou d'ouverture.

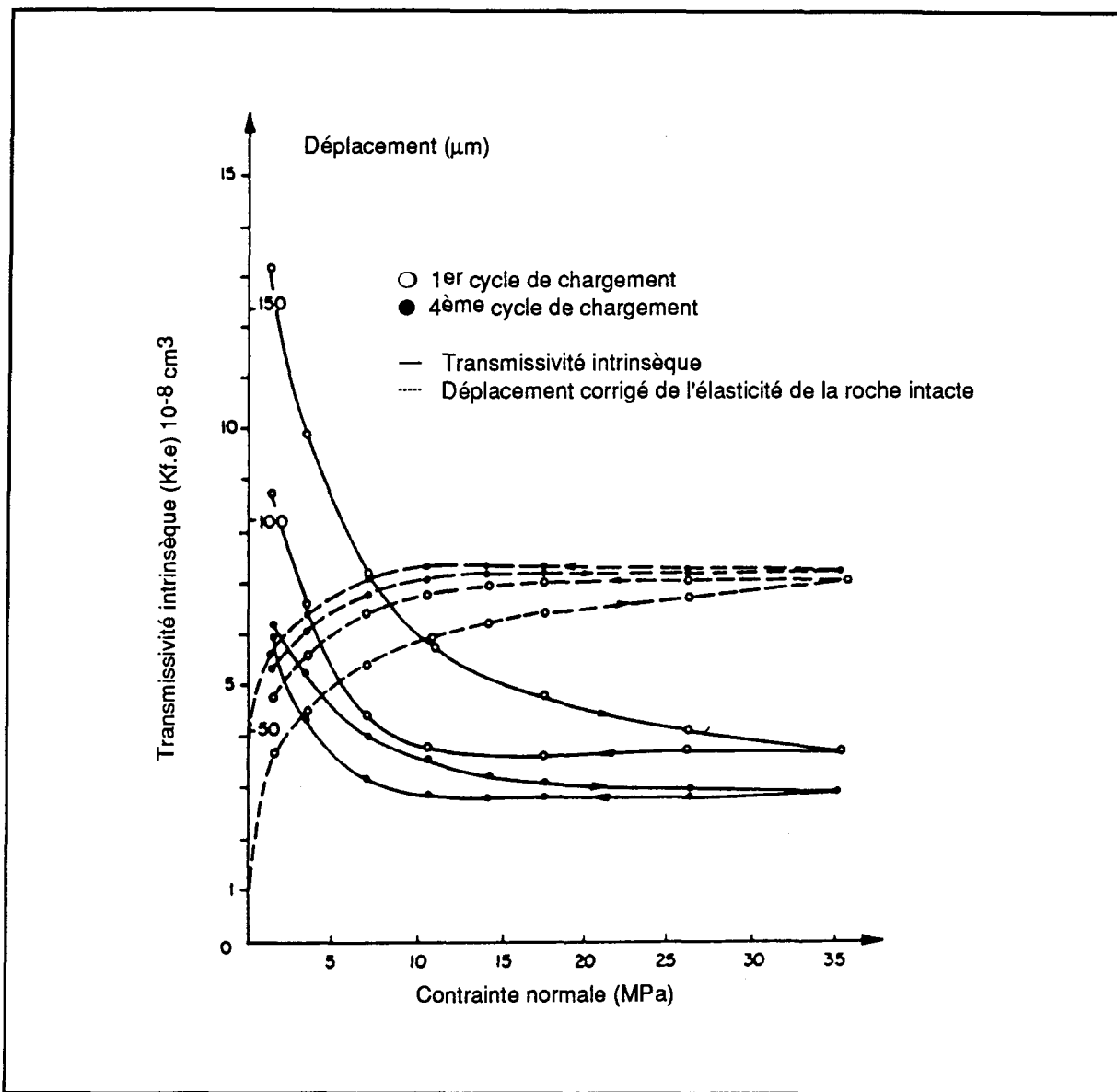
De nombreux travaux sur les mécanismes de fermeture et leurs implications sur la conductivité hydraulique des joints ont été réalisés; les principaux sont ceux de Gale (1987), Barton et al. (1985) et Gentier (1987). Les modèles que proposent ces auteurs sont assez similaires; ils ne diffèrent l'un de l'autre que par les méthodes de caractérisation et de modélisation des épontes de fractures.

Goodman (1976) a de plus effectué des travaux sur le comportement mécanique des fractures. Il définit le plan de fracturation à l'aide de deux paramètres, soit l'épaisseur et la fermeture maximale de la fracture; cependant, la relation entre ces deux paramètres n'est pas clairement définie. Barton et al. (1985) caractérisent la surface de la fracture à l'aide d'un coefficient de rugosité (JRC) et la roche à l'aide d'un coefficient (JCS) correspondant à peu de chose près à la résistance en compression uniaxiale de la roche. Cette approche simple et rapide, basée sur la comparaison d'un profil de fracture avec une série de profils standards, donne des résultats acceptables bien que toujours empiriques. La technique proposée par Gentier (1987) consiste en une caractérisation géostatistique de la fracture basée sur une analyse quantitative de la morphologie. Par cette approche, la morphologie est définie mathématiquement à partir de séries de profils perpendiculaires d'élévation $z = f(x)$, mesurés à l'aide d'un rugosimètre, sur chacune des épontes de la fracture. Cette approche constitue une nouveauté et nécessite encore des travaux de raffinement; elle offre cependant la possibilité de caractériser mathématiquement certains aspects des surfaces de fracture.

5.1.1 Effet de la contrainte normale sur le plan de fracture

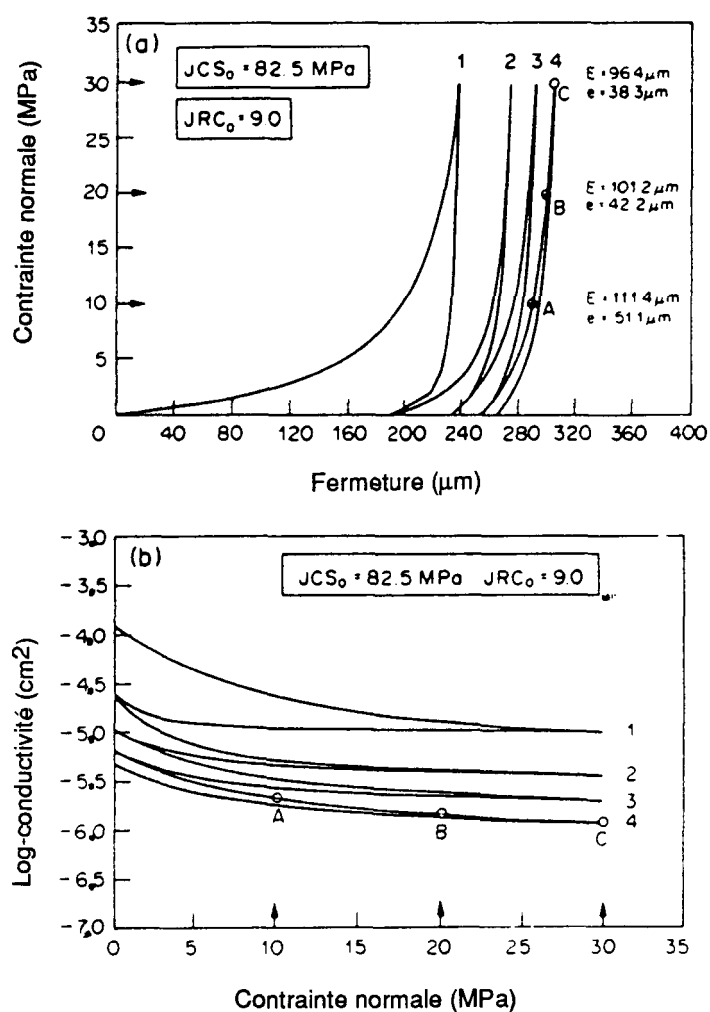
Les figures 5.1 et 5.2 tirées de Gentier (1987) et de Barton et al. (1985), démontrent l'analyse de la fermeture d'une fracture sous l'effet de la contrainte normale. Cette approche consiste généralement à effectuer une série de cycles de chargement-déchargement jusqu'à un niveau de contrainte donné sur une fracture naturelle ou induite. L'ensemble des essais effectués démontre que pour des valeurs de contraintes normales en deçà de 10 à 15 MPa, la fermeture est non-linéaire, tandis qu'au delà de ce chargement, la courbe devient progressivement linéaire et sa pente correspond à peu près au module d'élasticité de la roche intacte. On considère alors que le comportement élastique de la roche domine l'ensemble de la réaction roche-fracture (Gentier, 1987). De même, en passant du premier au quatrième cycle de chargement, on observe que l'ouverture résiduelle du joint tend à diminuer avec les cycles de chargement.

Figure 5.1 Courbes expérimentales contrainte-transmissivité intrinsèque



Source: Gentier, 1987.

Figure 5.2 Relation entre la contrainte normale, la fermeture du joint et la conductivité hydraulique



Source: Barton et al., 1985.

5.1.2 Effet de la contrainte normale sur la conductivité hydraulique

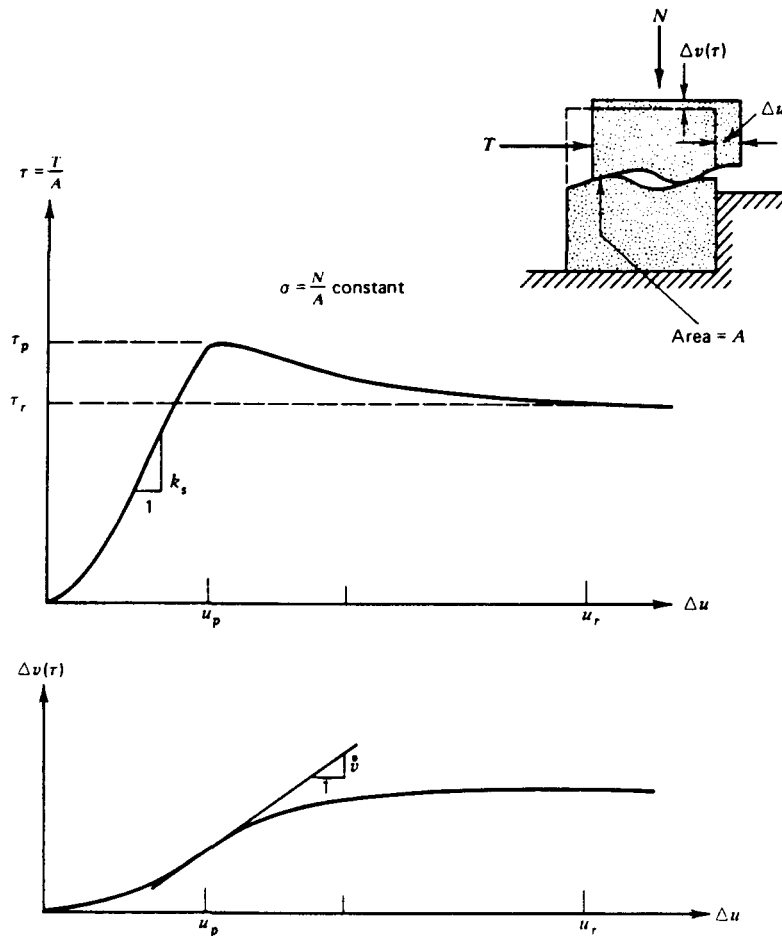
Les modèles de Gentier (1987) et de Barton et al. (1985) permettent d'estimer la diminution de conductivité hydraulique que peut subir une fracture sous l'action d'une contrainte normale. Ces deux modèles sont établis sur la base d'une relation cubique entre l'ouverture équivalente de la fracture et la conductivité hydraulique. Le modèle de Gentier (1987) semble cependant un peu plus précis, du fait qu'il subdivise la fracture en une série d'intervalles ayant différentes ouvertures équivalentes.

Les figures 5.1. et 5.2, montrent aussi quelques courbes typiques, obtenues de Gentier (1987) et Barton et al. (1985), mettant en relation la conductivité hydraulique et la contrainte normale. On remarque que la diminution de conductivité hydraulique se fait rapidement sentir lors du chargement; i.e. que pour un chargement normal de 10 à 15 MPa, correspond la quasi-totalité de la diminution de conductivité hydraulique sur un cycle de chargement donné. Cette diminution peut atteindre deux à trois ordres de grandeur sur l'ensemble de l'essai, soit après les quatre cycles de chargement-déchargement. Cette diminution rapide de conductivité hydraulique peut s'expliquer par le fait que le confinement dans les chenaux sur le plan de fracture augmente rapidement avec l'augmentation de la contrainte normale (Gentier, 1987).

5.2 Comportement d'une fracture en cisaillement

La rupture en cisaillement sur un plan de fracture soumis à une contrainte normale (σ_n) ou de confinement (σ_m) se produit lorsque la composante de cisaillement (τ) sur ce plan égale ou excède la résistance au cisaillement de la fracture (τ_p).

Figure 5.3 Comportement typique d'un joint lors d'un essai de cisaillement direct sous contrainte normale



τ_p	résistance au cisaillement au pic
τ_r	résistance au cisaillement résiduelle
v	dilatance
u	déplacement en cisaillement
u_p	déplacement en cisaillement au pic
u_r	déplacement en cisaillement résiduel

Source: Goodman, 1976.

5.2.1 Mécanisme de cisaillement sur le plan de fracture

Sur la base des mêmes paramètres de caractérisation morphologique des plans de fractures, Goodman (1976), Barton et al. (1985) et Gentier (1987) ont travaillé sur le comportement des fractures en cisaillement. Récemment, Flamand et al. (1994) ont effectué des essais de cisaillement sur des répliques identiques d'une fracture, laquelle a été caractérisée par la méthode développée par Gentier (1985).

La figure 5.3 tirée de Goodman (1976), illustre la réaction générale d'une fracture soumise à l'effet combiné d'une contrainte de cisaillement (τ) et d'une contrainte normale (σ_n). Le comportement en cisaillement de la fracture est caractérisé par deux types de mouvement, soit le déplacement en cisaillement (Δu), parallèle au plan moyen de fracture et le déplacement vertical (Δv), que l'on nomme aussi dilatance. La première courbe illustre la relation entre l'intensité de la contrainte de cisaillement et le déplacement horizontal (Δu). Les termes τ_p et τ_r représentent respectivement la résistance maximale (ou au pic) et résiduelle après rupture, tandis que la pente de la courbe représente la rigidité (K_s) de la fracture. La seconde courbe illustre, en parallèle, la relation entre la dilatance (Δv) et le déplacement en cisaillement (Δu). Les termes u_p et u_r représentent respectivement les déplacements au pic et résiduel.

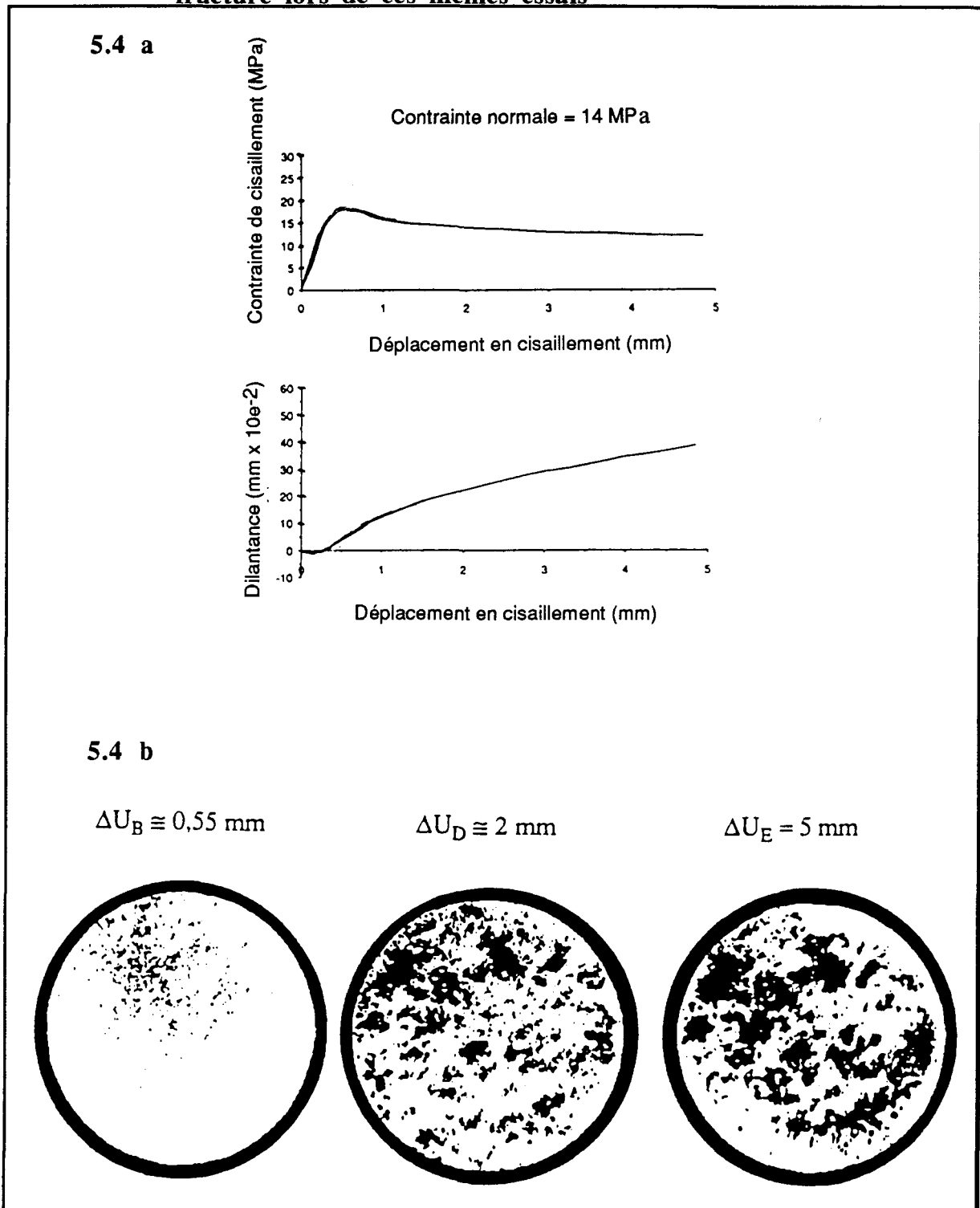
En général, l'augmentation de la contrainte de cisaillement entraîne dans un premier temps, la mobilisation des aspérités de la fracture, cette période d'ajustement est caractérisée par une faible dilatance. Le taux de dilatance augmente ensuite rapidement sous l'effet du chevauchement des aspérités de la fracture pour atteindre son maximum à une valeur de déplacement (u_p) correspondant au pic de résistance au cisaillement (τ_p) de la fracture. Par la

suite, la dilatance se stabilise et la contrainte de cisaillement passe de τ_p à τ_r ; cette transition correspond en quelque sorte au lissage de la surface de la fracture ou au bris des aspérités (Goodman, 1976; Barton et al., 1985; Flamand et al., 1994).

La figure 5.4a illustre les résultats obtenus par Flamand et al. (1994) pour des essais en cisaillement direct avec 14 MPa de contrainte normale, tandis que la figure 5.4b illustre la dégradation progressive des surfaces de la fracture soumise à ces mêmes essais, pour des déplacements respectifs de 0,55 mm, 2mm et 5mm.

Ces figures montrent que la dilatance subit une diminution minime dans le premier quart de millimètre de déplacement pour ensuite augmenter progressivement. En comparant l'état de dégradation des surfaces avec le déplacement, on remarque que celles-ci sont très peu affectées pour un déplacement de 0,55 mm. Cependant, pour des déplacements de l'ordre de 2 et 5 mm, on observe une dégradation des points de contacts atteignant près de 25% de la surface de la fracture. Cette dégradation des surfaces correspond à une augmentation de la dilatance, laquelle est susceptible de faire augmenter la conductivité hydraulique du plan de fracture (Communication personnelle de Guy Archambault).

Figure 5.4 a) Résultats d'un essai en cisaillement direct sous contrainte normale (14 MPa) et b) dégradation progressive des surfaces de fracture lors de ces mêmes essais



Source: Flamand, 1993.

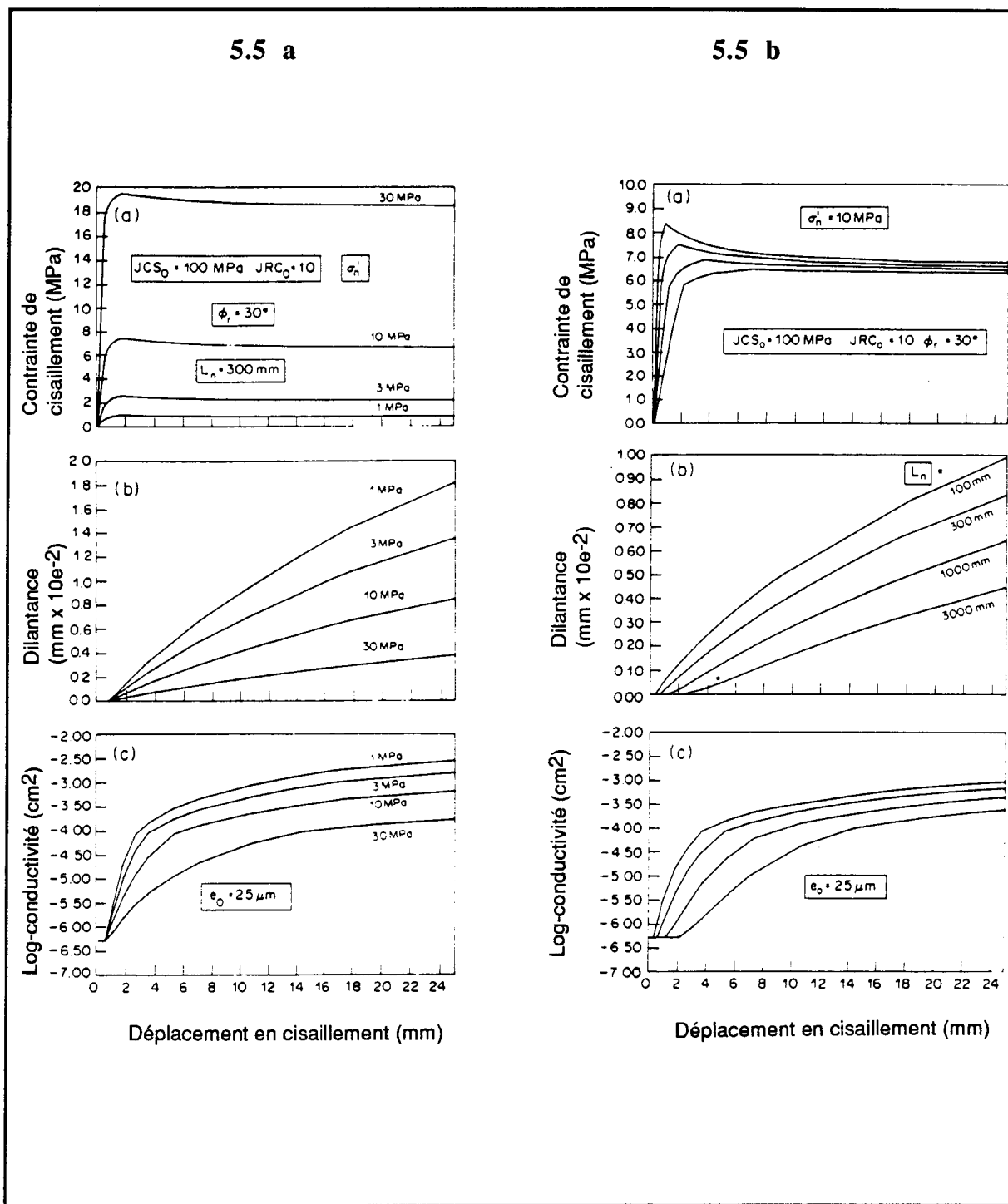
5.2.2 Relation cisaillement-dilatance-conductivité hydraulique

Similairement à la fermeture sous contrainte normale, Barton et al. (1985) ont proposé un modèle de couplage entre le cisaillement et la conductivité hydraulique d'une fracture. Ce modèle, basé sur la relation entre la dilatance, l'ouverture équivalente de la fracture et la loi cubique, fait appel essentiellement aux mêmes paramètres morphologiques de fracture que ceux développés pour le cas de fermeture (section 5.1). La figure 5.5a montre l'effet de la variation de la contrainte normale sur la conductivité hydraulique tandis que, parallèlement, la figure 5.5b montre l'effet de la variation dans la taille de la fracture, que l'on nomme aussi "effet d'échelle".

Ces résultats font ressortir le fait que la conductivité hydraulique augmente rapidement pour de faibles valeurs de déplacement en cisaillement, i.e. immédiatement après l'initiation du mouvement. Ainsi, pour des valeurs de déplacement en cisaillement (Δu) de l'ordre du déplacement au pic (u_p), correspondent sur les modèles la quasi-totalité de l'augmentation de conductivité hydraulique observée, soit plus de deux ordres de grandeur par rapport à la valeur initiale.

Flamand et al. (1994) n'ont pas considéré la conductivité hydraulique lors de leurs essais. Toutefois, l'augmentation de la dilatance et le développement de chenaux observés lors des déplacements en cisaillement pourraient causer des augmentations importantes de conductivité hydraulique; même dans le cas de fractures soumises à de fortes contraintes de confinement, e.g. dans une mine.

Figure 5.5 a) Effet de la variation de la contrainte normale (1 à 30 MPa) et b) de la variation dans la taille de la fracture (100 à 3000 mm) sur le comportement en cisaillement d'une fracture



Source: Barton & Bandis, 1985.

Il faut remarquer cependant que les essais de Flamand et al. (1994) ont été effectués sur des fractures artificielles et que les résultats de Barton et al. (1985) proviennent en partie de simulations. Dans le cas de fractures naturelles comme celles rencontrées à Niobec, les conclusions sur les variations de conductivité hydraulique pourraient ne pas correspondre totalement aux modèles proposés. Pour de très faibles déplacements ($<0,5$ mm), il y a de fortes chances que la conductivité hydraulique diminue en fonction de la diminution de dilatance observée dans le premier demi millimètre de déplacement (fig. 5.4a). De même, dans le cas de déplacements dépassant l'ordre du centimètre, sur des fractures qui souvent sont remplies de minéraux mous, il y a de fortes chances que les déplacements en cisaillement provoquent des diminutions de conductivité hydraulique. Finalement, l'ordre de grandeur des variations de conductivité hydraulique qui pourrait résulter de ces phénomènes est difficile à estimer en raison du nombre important de paramètres incertains.

5.3 Comportement d'une fracture en ouverture

Dans le cas présent, nous avons envisagé deux mécanismes principaux pouvant induire l'ouverture d'une fracture. Le premier mécanisme implique la diminution de la contrainte moyenne (σ_m), sur un plan de fracture déjà fermé par l'action de cette même contrainte. Ce phénomène pourrait se produire par exemple dans une zone de relâchement en compression où $\sigma'_1/\sigma_1 < 1$. Le second mécanisme envisagé est l'augmentation du différentiel ($\sigma_{\text{parallèle}} - \sigma_{\text{perpendiculaire}}$) entre la moyenne des contraintes parallèles ($\sigma_{\text{parallèle}}$) à un plan de fracture et la contrainte normale ($\sigma_{\text{perpendiculaire}}$) à ce plan.

5.3.1 L'ouverture par relâchement du confinement

Les figures 4.1 et 4.4 démontrent que le relâchement en compression ($\sigma'_1/\sigma_1 < 1$) se produit lorsque l'état de contrainte du massif se relâche par rapport à l'état de contrainte naturel en raison d'un phénomène de perturbation quelconque. Dans un tel cas, la diminution de l'état de contrainte du massif provoque un relâchement de la contrainte normale (σ_n) ou de confinement (σ_m) sur un plan de fracture quelle que soit son orientation. Ce relâchement pourrait entraîner une augmentation de conductivité hydraulique par l'ouverture possible de l'ensemble des fractures situées dans la zone affectée par ce relâchement.

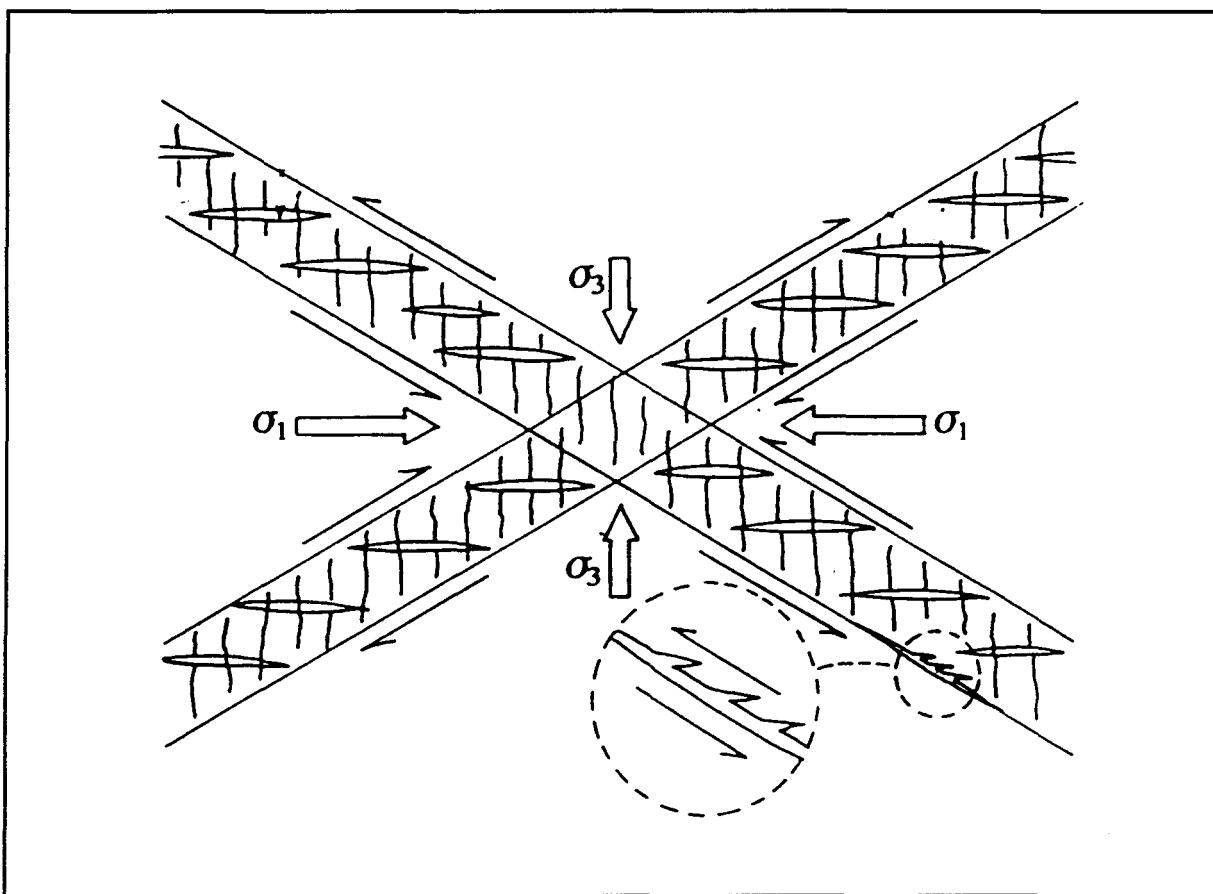
Cette réaction sur le plan de fracture est analogue à celle qu'on pourrait observer à partir des courbes de déchargement (figures 5.1 et 5.2) sur les modèles de Barton et al. (1985) ou de Gentier (1987). Même si le déchargement n'a un effet que partiellement réversible (Goodman, 1976), il demeure possible dans une certaine mesure d'estimer l'augmentation de la conductivité hydraulique d'une fracture par un tel phénomène, surtout si cette dernière a un comportement élastique.

5.3.2 L'ouverture par augmentation du différentiel de contrainte par rapport au plan de fracture

Il existe peu ou pas de modèle définissant quantitativement la relation entre le développement des fractures en extension et la conductivité hydraulique de telles fractures. Par contre, les conditions de contrainte requises pour la propagation de ces fractures sont mieux connues (Scholz, 1990; Price & Cosgrove, 1990). On peut supposer que ces conditions, réunies et d'intensités moindres, pourront provoquer l'ouverture d'une fracture déjà existante.

En général, les fractures en extension se développent sur le plan contenant la contrainte principale maximale (σ_1) et se caractérisent par l'absence de la composante de cisaillement sur le plan de la fracture. La figure 5.6, tirée de Price & Cosgrove (1990), illustre un modèle de développement de fractures en extension dans une zone de cisaillement. On y remarque le parallélisme entre les plans de fractures et la contrainte principale maximale (σ_1), ainsi que le confinement résultant de la contrainte σ_3 positive.

Figure 5.6 Exemple du développement de fractures en tension parallèlement à la contrainte σ_1 avec σ_3 positif



Source: Price et Cosgrove, 1990.

De la même façon, sans nécessairement invoquer la propagation de fractures, une fracture déjà existante, orientée parallèlement à la contrainte principale maximale (σ_1), aura tendance à s'ouvrir, et ce, même sous l'action d'une contrainte de confinement (σ_3) positive. Cette ouverture potentielle du plan de fracture aura normalement comme effet d'augmenter le volume de vide entre les épontes et par conséquent, d'augmenter la conductivité hydraulique de la fracture; il est cependant difficile de quantifier l'ampleur de ce phénomène.

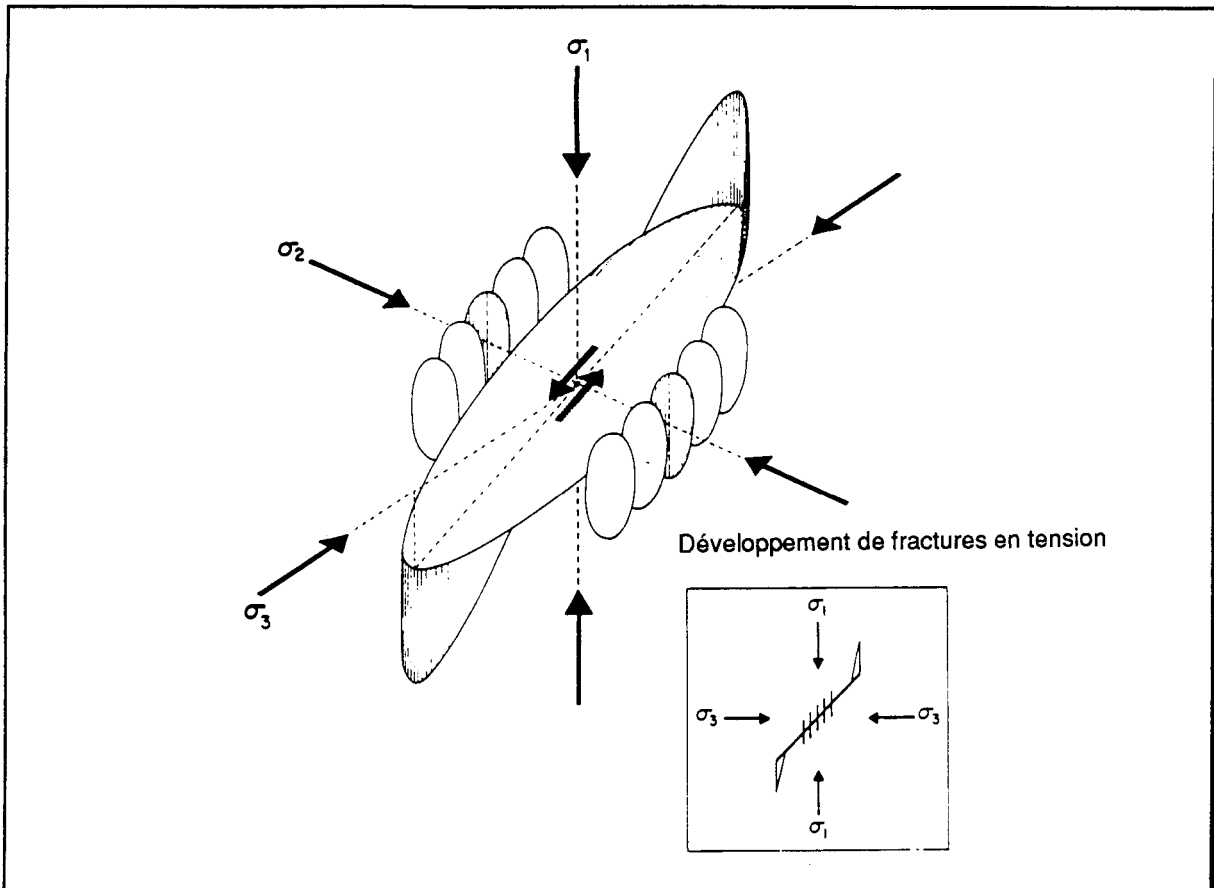
La figure 5.7, tirée de Scholz (1990), illustre un modèle plus général de fracturation en cisaillement, incluant le développement de fracture en tension en bordure du plan de fracture principal. En comparaison, le modèle de cisaillement tel que discuté à la section 5.2 correspondrait sur ce modèle, à une infime surface située à la croisée des trois axes. Scholz (1990) utilise ce modèle pour démontrer que le développement de fractures en cisaillement se produit suite à la formation de microfractures parallèlement à la contrainte principale maximum (σ_1). Ce modèle montre aussi que les fractures soumises au cisaillement sont susceptibles d'être accompagnées d'une variété de fractures en extension. La présence de ces fractures pourrait provoquer une augmentation additionnelle de conductivité hydraulique ou de l'interconnectivité des fractures de différents types.

5.4 Discussion sur les modèles de couplage hydromécanique dans une fracture

Ce chapitre traite de l'effet direct des contraintes normales et de cisaillement sur les plans de fracture à l'aide des modèles proposés par Gentier (1987) et Barton et al. (1985) et des résultats expérimentaux de Flamand (1994). Quatre cas distincts s'appliquent à notre analyse, soit: la fermeture sous contrainte normale ou moyenne, l'ouverture par relâchement

relâchement en compression, l'ouverture par augmentation du différentiel de contrainte et le cisaillement sur le plan de fracturation.

Figure 5.7 **Exemple de la propagation des fractures en extension en périphérie d'un plan de fracture soumis au cisaillement**



Source: Scholz, 1990.

On retiendra de ces modèles que la conductivité hydraulique d'une fracture en régime de fermeture pourra subir une diminution de près de deux ordres de grandeur, tandis que dans le cas du relâchement en compression, elle pourra augmenter de près de un ordre de grandeur, évidemment en fonction de l'intensité de la diminution ou de l'augmentation de la contrainte normale. Cependant, un des problèmes rencontrés avec ces modèles est le fait que

les variations de conductivité hydraulique observées ont lieu sur un ensemble de quatre cycles de chargement-déchargement. Il est difficile dans la réalité de savoir à quel stade de dégradation ou à quel cycle de chargement se situera une fracture naturelle.

À ce jour, il existe peu de modèles définissant le comportement de la conductivité hydraulique d'une fracture en fonction de l'ouverture par augmentation du différentiel de contrainte, c'est pourquoi il est difficile d'évaluer l'ampleur de cet effet d'ouverture. On supposera donc que la conductivité hydraulique se comportera de façon similaire à celle observée dans un régime de relâchement en compression.

Le dernier cas, soit l'évaluation des variations de conductivité hydraulique sur des plans de fractures soumis au cisaillement est plus complexe pour les raisons mentionnées antérieurement. On devra donc supposer ici que les déplacements en cisaillement produiront des augmentations ou des diminutions de conductivité hydraulique en fonction de l'intensité des déplacements observés.

Finalement, on remarque que l'effet des contraintes mécaniques sur la conductivité hydraulique des fractures d'un massif est très complexe. Ceci s'explique en partie par le fait que, même à l'échelle d'un échantillon, les phénomènes de fermeture, d'ouverture ou de cisaillement sur les plans de fractures sont encore mal définis. En passant à l'échelle du massif, la superposition de ces phénomènes, la juxtaposition des familles de fractures, les variations de contraintes, le remplissage des fractures ainsi que l'hétérogénéité de la roche dans son ensemble compliquent encore plus le problème. L'étude approfondie de l'ensemble de tous ces phénomènes dépasse le cadre du présent projet. Comme il serait difficile d'essayer de quantifier l'effet de perturbation des contraintes sur la conductivité hydraulique

d'une partie de massif ou du massif dans son ensemble, une approche globale de la problématique sera favorisée, basée sur les observations de comportement jugées les plus pertinentes.

CHAPITRE VI

ANALYSE DES COMPORTEMENTS HYDRAULIQUES EN FONCTION DES DISTRIBUTIONS DE CONTRAINTES EN PÉRIPHÉRIES DES OUVERTURES: EFFET DE LA CONTRAINTE MOYENNE (OU DE CONFINEMENT)

6.1 Généralités

Dans le but d'évaluer correctement l'effet potentiel des perturbations du champ de contrainte sur la conductivité hydraulique des massifs rocheux, il convient d'adopter une approche simplifiée pour l'analyse des résultats, pour ensuite l'adapter aux cas plus complexes. C'est pourquoi la méthodologie d'analyse préconisée se divise en deux volets distincts. La première approche traitée dans ce chapitre consiste à évaluer l'effet de la contrainte moyenne ou de confinement sur la masse rocheuse dans son ensemble. La seconde, qui fera l'objet du chapitre suivant, consiste à évaluer les possibilités de glissement, d'ouverture ou de fermeture sur des plans de fractures de différentes familles, déterminées à l'aide de projections stéréographiques.

De plus, il faut rappeler que les anomalies hydrauliques observées ont été mesurées dans trois forages réalisés en bout de galeries. La localisation de ces forages rend l'analyse des résultats plus compliquée que si les forages avaient été orientés radialement aux galeries. C'est pourquoi, une analyse des résultats a d'abord été réalisée dans une section perpendiculaire à la galerie GA-15, où une plus grande quantité d'éléments et de résultats de

calculs de contraintes sont disponibles, pour ensuite être adaptée aux sections verticales qui contiennent les forages.

Tel que discuté au quatrième chapitre, les résultats de simulation des modèles 1 et 2 sont très similaires l'un à l'autre. Dans le but d'alléger le reste de ce texte, seuls les résultats du modèle 1 (galerie GA-15) seront discutés en détail dans ce chapitre. Les conclusions qui en découleront seront toutefois valides pour le cas du modèle 2 (galerie GA-16).

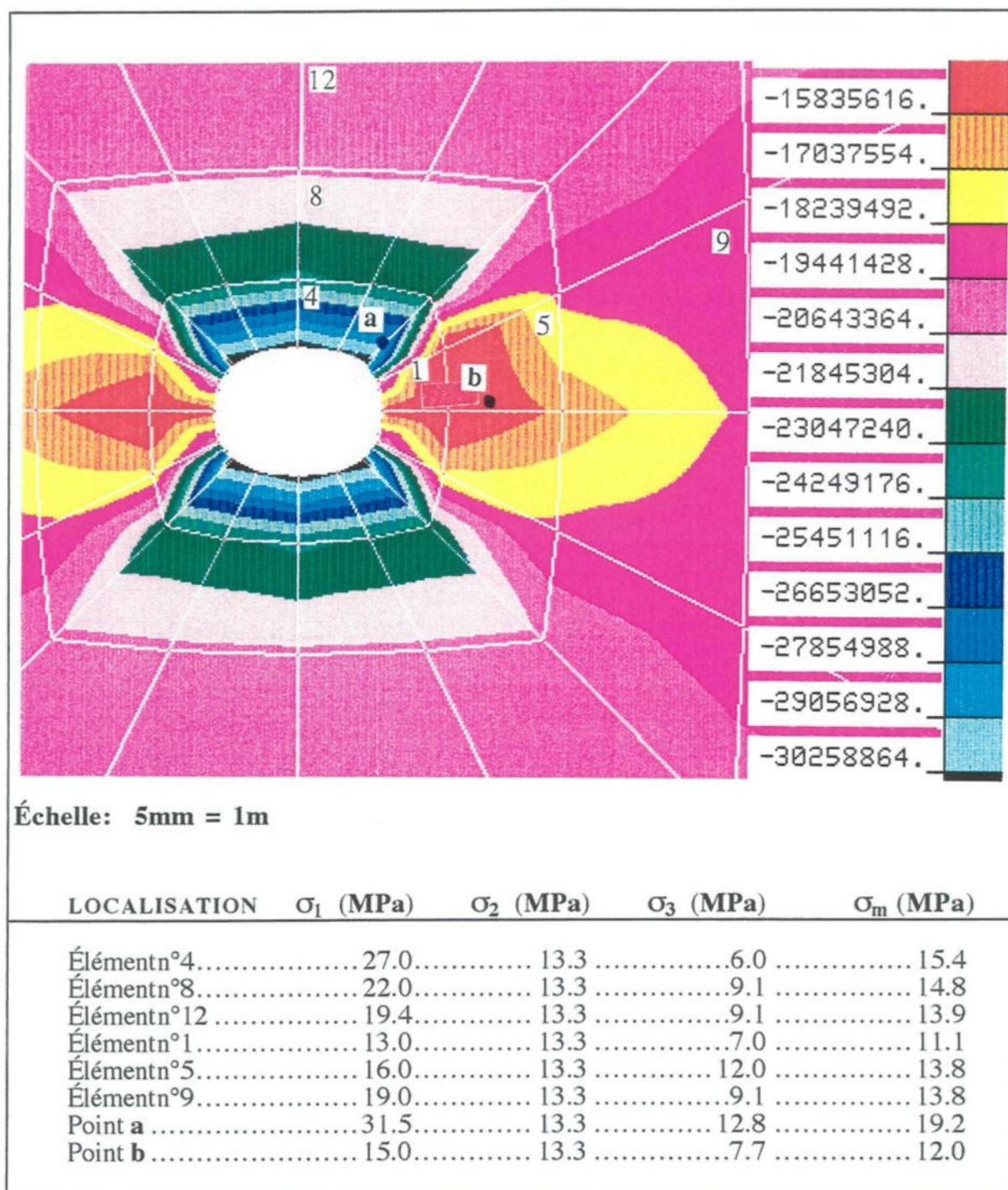
6.2 Effet de la contrainte moyenne ou de confinement

En supposant que la contrainte moyenne (σ_m) donne une approximation de la valeur moyenne de la contrainte normale sur l'ensemble des plans de fractures, il est possible de comparer les intensités relatives de la contrainte moyenne avec les modèles de chargement-déchargement de Barton et al. (1985), tels que présentés au chapitre précédent. On obtient de cette façon, une première évaluation des variations possibles de conductivité hydraulique en fonction des différents chargements appliqués sur les fractures en divers endroits du massif.

6.2.1 Analyse des variations de conductivité hydraulique sur une section perpendiculaire à la galerie GA-15

La figure 4.1 montre la redistribution de la contrainte principale maximale (σ_1) en périphérie de la galerie GA-15. On y observe des zones de compression localisées au toit et au plancher de la galerie et des zones de relâchement aux murs. Ces zones s'étendent dans le massif jusqu'à une profondeur approximativement égale au diamètre de l'excavation.

Figure 6.1 Redistribution de la contrainte principale maximale (σ_1) en périphérie de la galerie GA-15 et valeurs de contraintes en différents points du modèle



À partir de ces patrons de redistribution de contrainte et de l'équation (3) nous avons déterminé l'intensité de la contrainte moyenne ou de confinement en différents endroits en périphérie de la galerie GA-15. La figure 6.1 (reprise de la figure 4.1) illustre à la fois la redistribution de la contrainte principale maximale et les résultats de contrainte moyenne obtenus. Les valeurs utilisées pour le calcul de la contrainte moyenne ont été relevées directement à partir des figures 4.1 à 4.6 et 6.1. Ces valeurs constituent une moyenne sur chacun des éléments considérés. Les points **a** et **b** de la figure 6.1 sont situés respectivement à 0,5 et 3 mètres dans le massif à partir des parois de la galerie.

On constate que le patron de perturbation de la contrainte moyenne suit celui de la contrainte principale maximale, ce qui est normal étant donné que tout changement dans l'une des trois contraintes principales entraîne automatiquement un changement dans la contrainte moyenne. Ainsi, dans le massif intact, la valeur de la contrainte moyenne est de 13,9 MPa. Dans les zones d'augmentation de la compression, au toit et au plancher de l'excavation, la valeur de cette contrainte est de 15,4 MPa tandis que dans les zones de relâchement, elle est de l'ordre de 11,1 MPa. Les points **a** et **b** de la figure 6.1 indiquent les endroits où des valeurs extrêmes ont été obtenues. Au point **a**, cette valeur atteint 19,2 MPa tandis qu'au point **b**, elle est de 12 MPa. Ces valeurs sont cependant très ponctuelles et ne s'appliquent que pour de très faibles volumes de roche. Ces points correspondent aussi aux valeurs les plus faibles de la contrainte principale minimale, telle qu'illustrée à la figure 4.2.

À partir des courbes de chargement-déchargement de Barton et al. (1985) présentées à la figure 5.2, on peut proposer qu'une augmentation de la contrainte moyenne de 13,8 à 15,4 MPa pourra induire une faible réduction de conductivité hydraulique (K) en générale sur l'ensemble des fractures; tandis qu'une faible augmentation de la valeur de K se produira

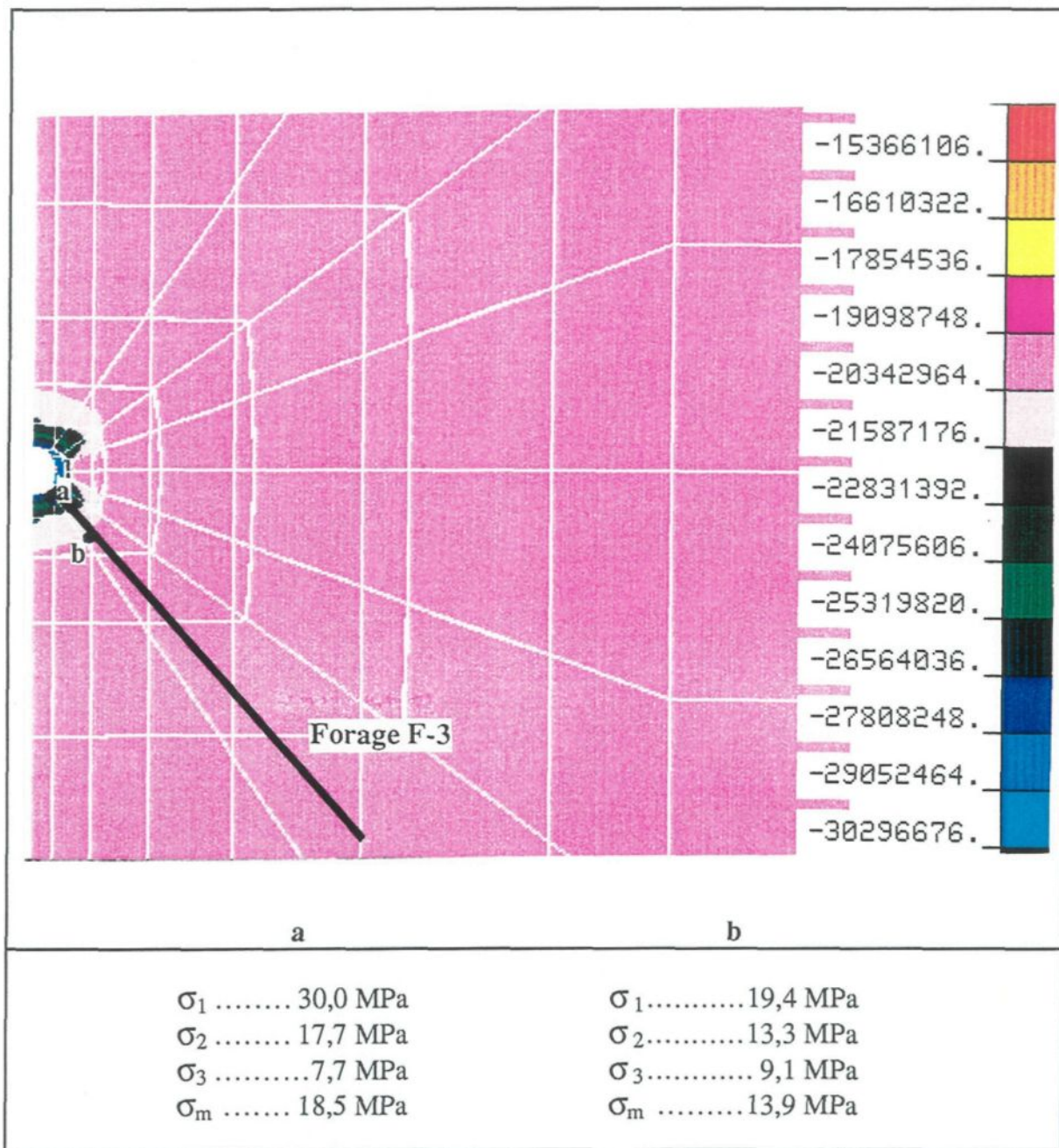
pour une diminution de contrainte moyenne de 13,8 à 11,9 MPa. La variation totale par rapport à la valeur du massif intact entre les maxima et minima de conductivité hydraulique ne dépasserait cependant pas un demi ordre de grandeur.

6.2.2 Analyse des variations de conductivité hydraulique sur une section parallèle au plan du forage F-3 (galerie GA-15)

La figure 6.2 montre la redistribution de la contrainte principale maximale à l'extrémité de la galerie GA-15 (modèle-1) ainsi que les valeurs de contrainte moyenne calculées le long du forage F-3. Le point **a** est situé en bordure de la galerie, alors que le point **b** est situé immédiatement à l'extérieur de la zone de perturbation mécanique. On remarque que dans les six (6) premiers mètres le long du forage, la contrainte σ_1 varie de 30,0 à 19,4 MPa, i.e. à la valeur correspondant au massif intact. Dans le même intervalle, la contrainte moyenne (σ_m) varie de 18,5 à 13,9 MPa.

À partir des mêmes modèles de Barton et al. (1985) présentés à la figure 5.2, on peut proposer que cette augmentation de contrainte moyenne correspond à une diminution de conductivité hydraulique de l'ordre de 0,2 à 0,3 ordre de grandeur pour les trois à quatre premiers mètres en bordure de la galerie. Cette variation théorique de conductivité hydraulique par rapport à la valeur du massif intact est très faible en comparaison avec les résultats obtenus lors des essais hydrauliques réalisés par Tremblay (1993). Cependant, on peut affirmer que la conductivité hydraulique du massif rocheux aura tendance à diminuer légèrement dans les zones d'augmentation de la compression et à augmenter légèrement dans les zones de relâchement en compression.

Figure 6.2 Redistribution de la contrainte principale maximale (σ_1) dans un plan contenant le forage F-3 et valeurs de contraintes aux points a et b



6.3 Discussion sur les variations de conductivité hydraulique en fonction de la contrainte moyenne (ou de confinement)

On remarque donc que les redistributions de la contrainte moyenne en périphérie de la galerie GA-15 ne peuvent expliquer à elles seules les variations de conductivité hydraulique observées dans les forages. En outre, on remarque que les maxima de perturbation dans les zones d'anomalie de comportement hydraulique sont observées à une distance d'environ 10 à 12 mètres à partir des parois de galeries, tandis que les zones de perturbation des contraintes (moyenne, maximale, minimale ou autres) atteignent à peine 5 mètres, ce qui est très en deçà de la profondeur requise pour expliquer ces anomalies hydrauliques. Ceci, en considérant un seuil de perturbation de 12%, tel que discuté à la section 4.3.

L'intensité des perturbations du champ de contrainte ne semble donc pas être reliée au profil anormalique de conductivité hydraulique mesuré le long du forage F-3. Une analyse sommaire indique que cette absence de relation entre les perturbations de contraintes calculées et les valeurs mesurées de conductivité hydraulique se retrouve aussi dans le cas des deux autres forages.

CHAPITRE VII

ANALYSE DES EFFETS POSSIBLES DES VARIATIONS DU TENSEUR DE CONTRAINTE SUR LES PLANS DE FRACTURE

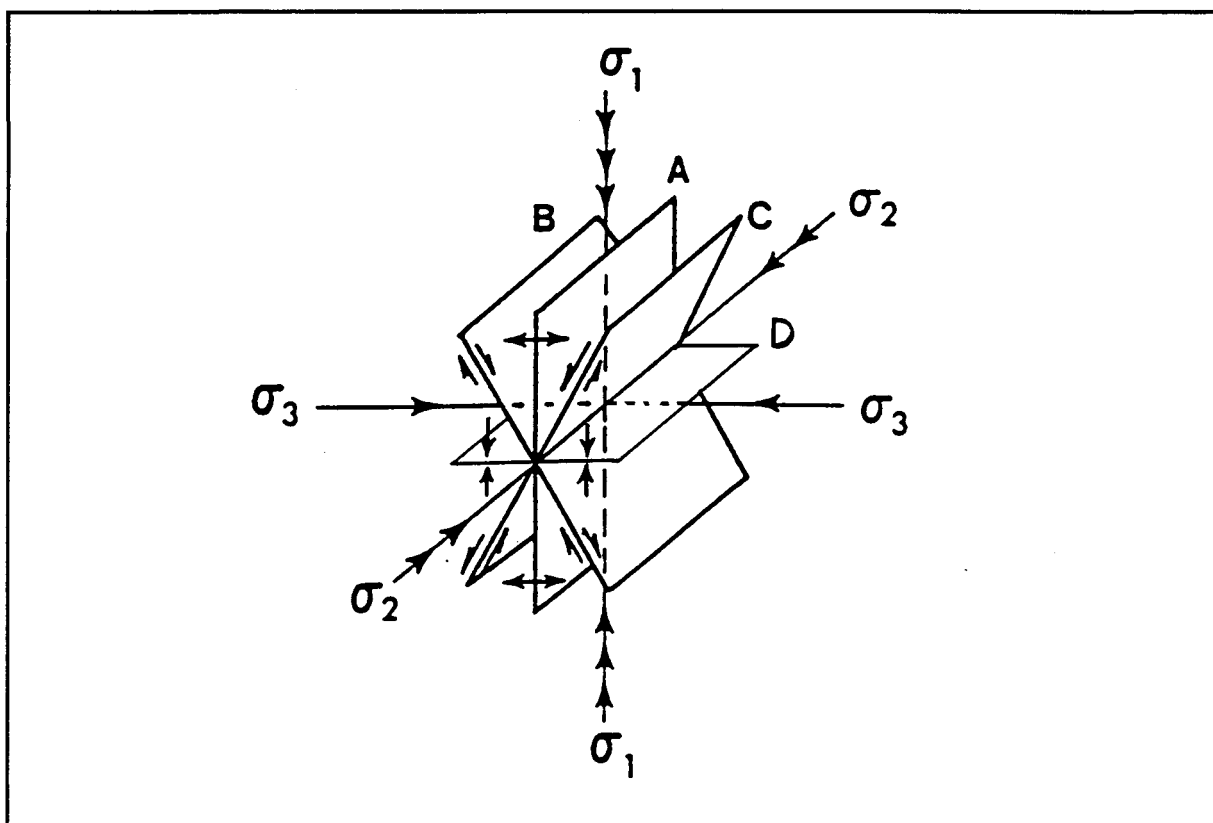
Le second mode d'influence envisagé ici pour évaluer les variations possibles de conductivité hydraulique en périphérie des ouvrages est basé sur les relations angulaires entre les contraintes principales et les familles de fracture. De même que pour le cas de la contrainte moyenne au chapitre six, cette méthode a d'abord été appliquée sur une section perpendiculaire à la galerie, puis ensuite sur une section verticale contenant le forage F-3.

7.1 Comparaison des orientations relatives contraintes-fracturation sur projections stéréographiques

On a vu au chapitre cinq une brève description des différents comportements observables ou présumés sur des plans de fracture. Il importe maintenant d'identifier lequel (ou lesquels) de ces comportements agira sur les fractures qui nous intéressent.

Sur le terrain, les plans de fractures se retrouvent en très grand nombre et présentent une gamme d'orientations variées. La figure 7.1 illustre, sur une vue en perspective, les trois comportements principaux d'un plan de fracture soumis à un champ de contrainte anisotrope. Intuitivement, on peut conclure que le plan A est en situation d'ouverture et D est en situation de fermeture. Les plans B et C ainsi que tout autre plan non-perpendiculaire aux contraintes principales (σ_1 , σ_2 et σ_3) sont en situation de glissement.

Figure 7.1 Trois comportements principaux de plans de fracture soumis à un champ de contrainte anisotrope ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

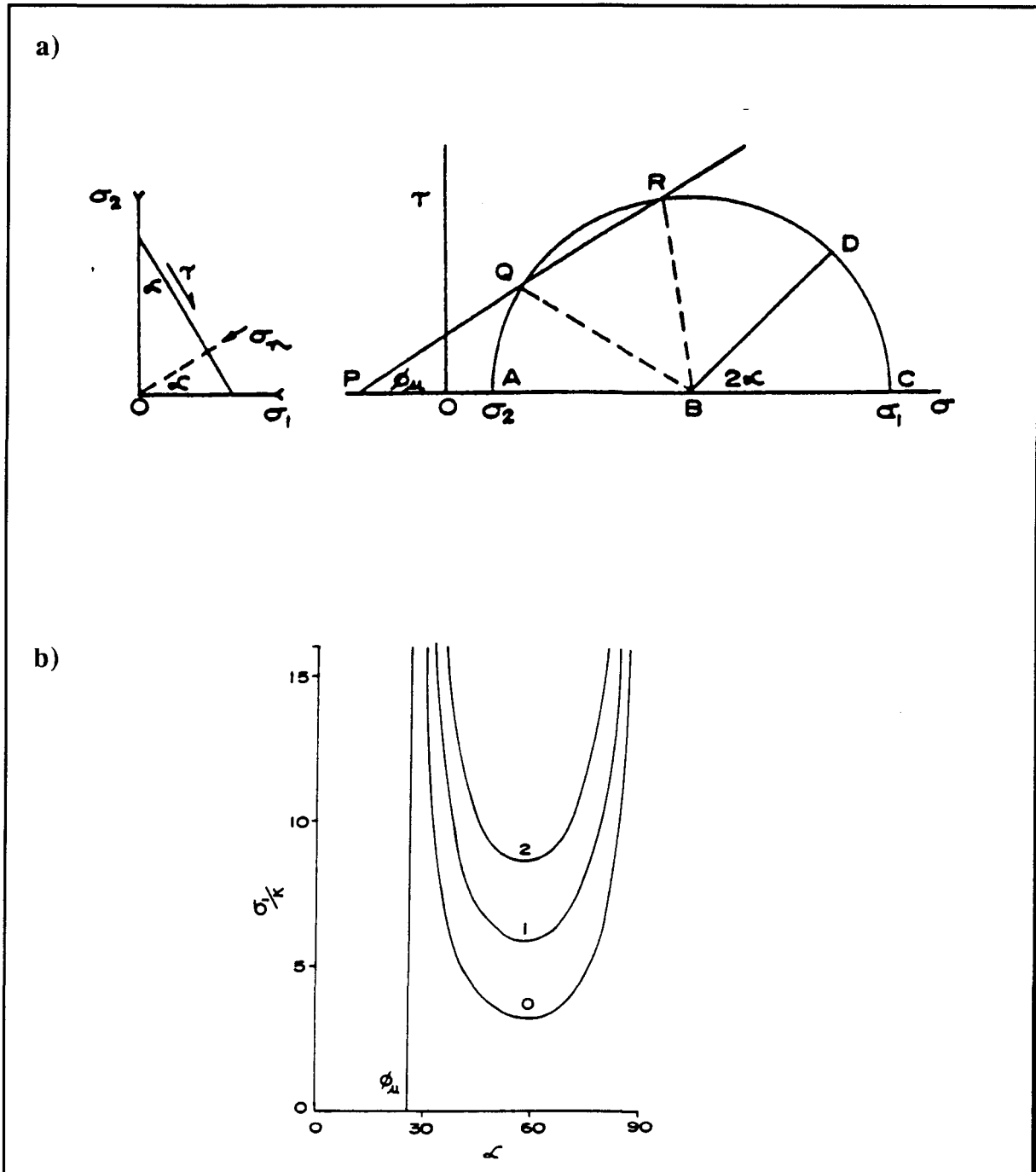


Source: Herget, 1988.

7.1.1 Analyse bi-dimensionnelle

Regardons d'abord le cas d'une fracture unique, représentée à la figure 7.2a, par la trace de son plan dans un champ de contrainte bi-dimensionnel. Sur ce schéma, l'angle de friction interne du joint est représenté par ϕ_u et l'angle d'incidence entre la normale au plan de fracture et la contrainte principale maximale (σ_1) est représenté par α .

Figure 7.2 a) Mécanisme de cisaillement sur un plan de fracture unique et représentation sur cercle de Mohr des états de contraintes
b) Relation entre l'intensité et l'angle d'incidence de la contrainte σ_1 en rapport avec le glissement sur un plan de fracture



Source: Jaeger et Rosengren, 1969.

Tel qu'on peut le constater sur le diagramme de Mohr, le glissement sur le plan de fracture requiert d'abord un niveau de contrainte suffisamment élevé pour atteindre, sinon dépasser, le critère de rupture (φ_u) de la fracture en question. Dans le cas précis de cette figure, l'ensemble des conditions de contraintes requises pour induire la rupture se situe sur l'arc de cercle compris entre les points Q et R, définissant la fourchette des angles α à l'intérieur de laquelle le glissement sera possible. On remarque donc qu'à chaque valeur de l'angle α , correspond une valeur de contrainte en cisaillement.

Cette relation entre la contrainte principale maximum (σ_1) et la valeur de l'angle α est illustrée à la figure 7.2b. Les contraintes principales (σ_1 et σ_2) ont été normalisées par un facteur K, correspondant à la résistance au cisaillement du joint et les chiffres apparaissant sur les trois courbes correspondent à trois valeurs du rapport σ_2/K . Cette figure fait ressortir trois points importants:

- que le glissement sur le joint est peu probable pour des angles alpha (α) inférieurs à φ_u , en raison du fait que pour les angles α situés entre 0° et approximativement 30° , la fracture fait un angle de près de 90° avec la contrainte principale maximale (σ_1), i.e. qu'elle est presque perpendiculaire à cette dernière. Le seul mouvement alors possible est la fermeture de la fracture;
- que la contrainte σ_1 , nécessaire pour induire le glissement sur le plan de fracture est drastiquement réduite pour des valeurs d'angle α entre 35° et 85° ;

- que la contrainte requise pour provoquer le glissement atteint son minimum pour un angle α (α) de 60° .

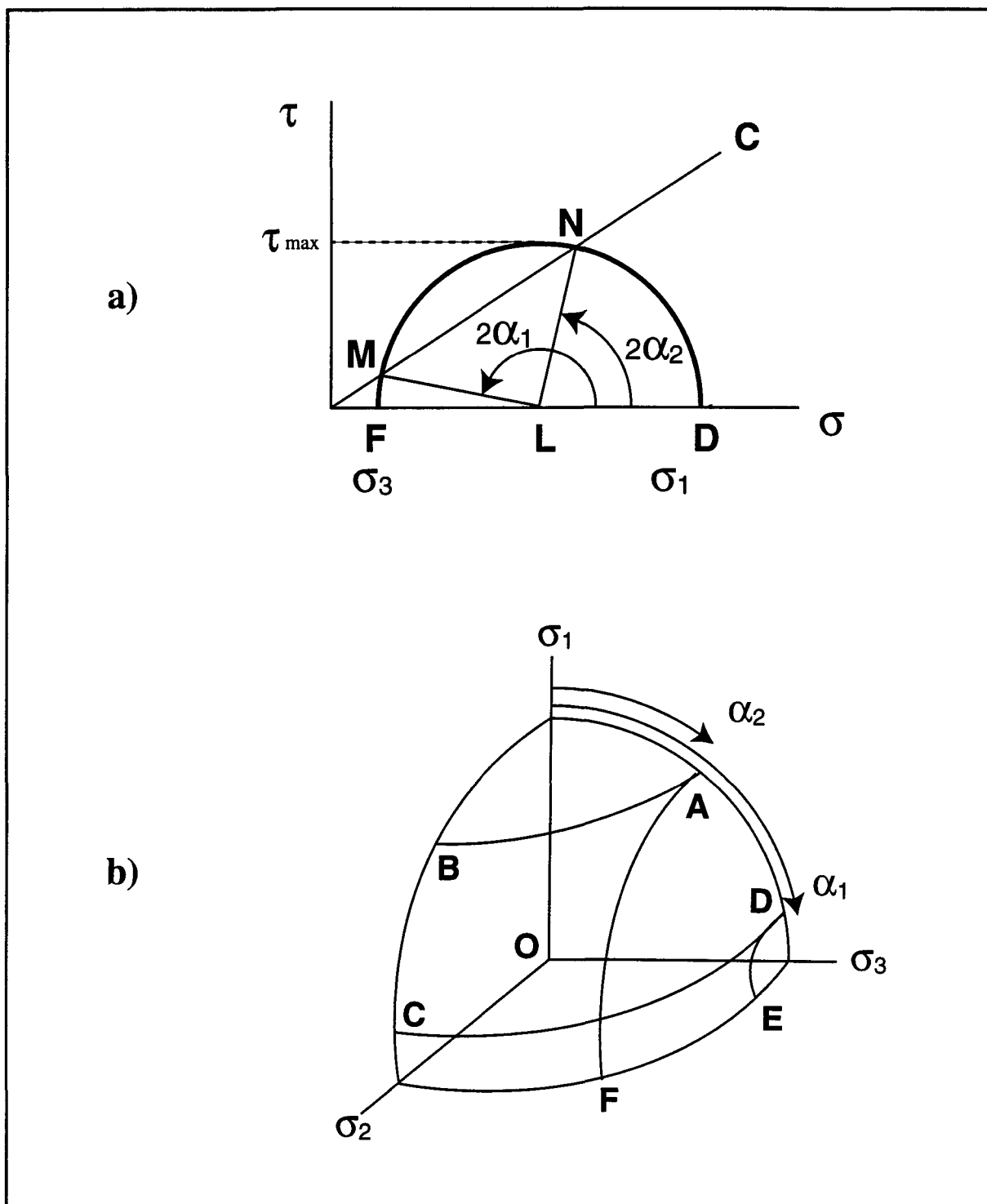
On remarque donc, dans le cas bi-dimensionnel, que la relation angulaire entre la contrainte principale σ_1 et le plan de fracture régit le comportement de la fracture, pourvu que la contrainte σ_1 soit assez élevée pour induire le mouvement. Dans le cas de fractures multiples, on devrait s'attendre au même type de comportement.

7.1.2 Analyse tridimensionnelle

La figure 7.3a illustre sur diagramme de Mohr, l'approche tridimensionnelle proposée par Jaeger & Rosengren (1969) pour analyser le cas des fractures multiples en cisaillement. Cette approche consiste à fixer deux valeurs extrêmes pour la contrainte médiane σ_2 , de telle sorte que $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$. Les points M et N définissent alors un arc de cercle, compris entre les angles $2\alpha_1$ et $2\alpha_2$, entre lesquels le glissement sur le plan de fracture sera possible.

On peut alors reporter les valeurs d'angles α_1 et α_2 sur un octant de sphère, délimité par les trois axes des contraintes principales, tel que présenté à la figure 7.3b. Dans le premier cas où $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$, on observe une symétrie par rapport à l'axe σ_1 et les plans de fracture sur lesquels le glissement sera possible sont ceux dont la normale fait un angle situé entre α_1 et α_2 avec l'axe de la contrainte principale maximum σ_1 , i.e. ceux dont la normale se situe à l'intérieur de la zone délimitée par les points ABCD.

Figure 7.3 a) Approche tridimensionnelle de l'analyse du glissement sur les plans de fracture b) Représentation sphérique des zones où le glissement sera possible



Source: Jaeger & Rosengren, 1969.

Dans le second cas, où $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$, cette symétrie s'observe par rapport à l'axe de la contrainte σ_3 et les plans sur lesquels le glissement sera possible sont ceux dont la normale fait un angle situé entre $90^\circ - \alpha_1$ et $90^\circ - \alpha_2$ par rapport à ce même axe, i.e. ceux dont la normale se situe dans la zone délimitée par les points ADEF de la figure 7.3b.

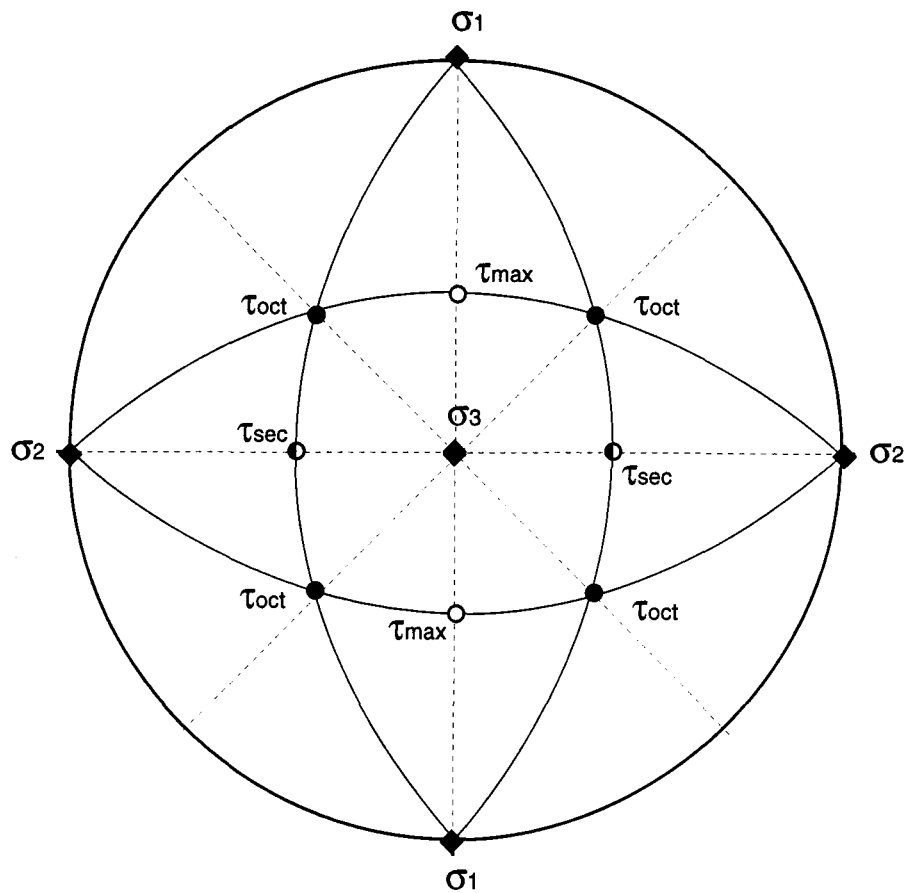
Par la suite, on reporte les représentations sphériques des zones de glissement sur des projections stéréographiques comme celles présentées aux figure A2.1 à A2.9 de l'annexe II. Les fractures dont les pôles se situeront à l'intérieur des zones ombragées seront celles où le glissement ou la rupture en cisaillement sera possible.

7.1.3 Ouverture, fermeture et autres cas de glissement sur fractures multiples

La projection stéréographique de la figure 7.4 définit différents plans de cisaillement pour un champ de contrainte caractérisé par $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$. En se référant à cette figure, nous pouvons définir trois principaux types de comportement d'une fracture soumise à un champ de contrainte anisotrope:

- **ouverture de fracture**, lorsque la normale au plan de fracturation est parallèle, à plus ou moins 25 à 30°, avec σ_3 ;

Figure 7.4 **Projection stéréographique définissant différents plans de cisaillement pour un champ de contrainte anisotrope ($\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)**



Champ de contrainte anisotrope où $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$

- ◆ Axes des contraintes principales (σ_1, σ_2 et σ_3)
- Poles de principaux plans de cisaillement (τ_{max} , τ_{oct} et τ_{sec})

- **fermeture de fracture**, lorsque le plan de fracturation est perpendiculaire, à plus ou moins 25 à 30°, avec σ_1 ;
- **glissement sur le plan de fracturation**, lorsque la valeur de τ dépasse le critère de rupture selon la méthode de Jaeger & Rosengren (1969).

7.2 Méthode de construction des stéréogrammes

Les analyses proposées dans cette section sont principalement basées sur des projections stéréographiques; elles sont présentées à l'annexe II. Ces projections ont été tracées en fonction des états de contrainte et de la fracturation qui caractérisent les divers éléments ou groupes d'éléments utilisés pour les simulations des contraintes dans le massif. Chaque stéréogramme s'applique donc à un volume de roche défini par les bordures de ces éléments ou groupes d'éléments.

Les projections stéréographiques ont été élaborées en utilisant les données sur l'orientation et la magnitude des composantes principales du tenseur des contraintes et les représentations sur cercles de Mohr des états de contrainte dans les éléments qui nous intéressent. Sommairement, ces projections contiennent:

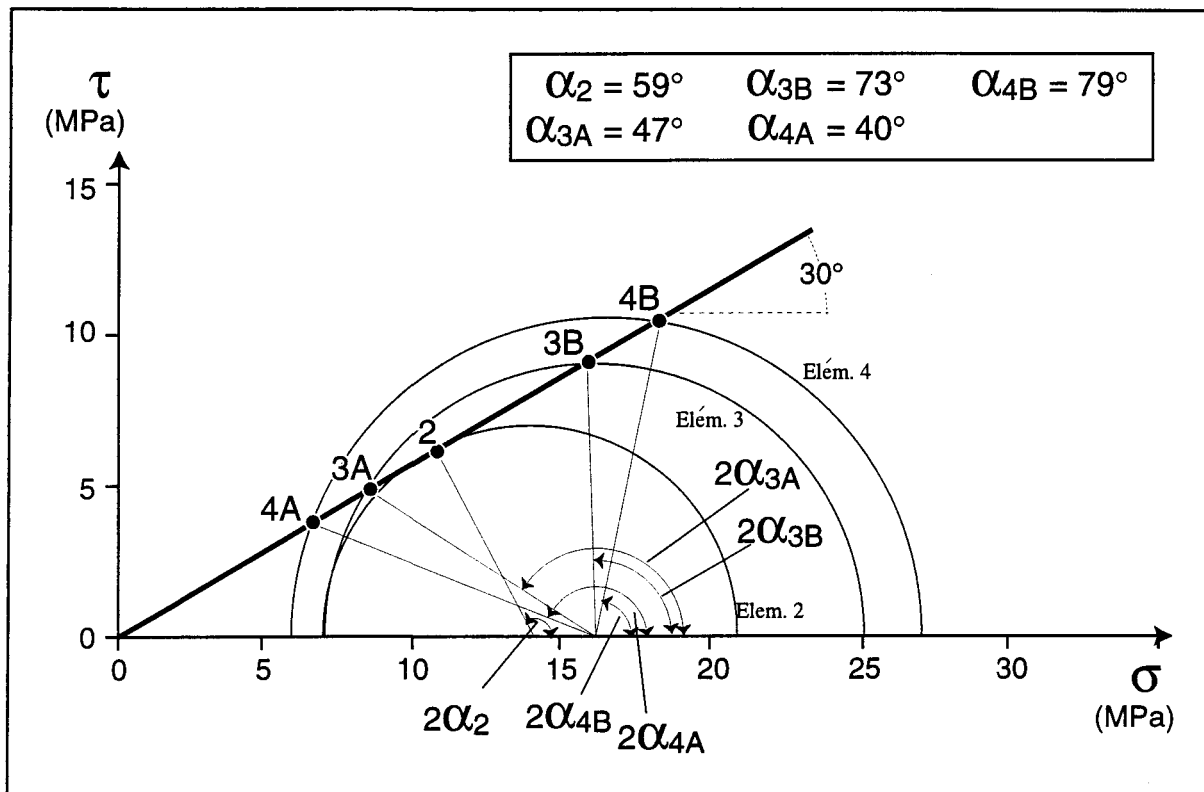
- le pôle moyen de chacune des cinq principales familles de fractures tels que décrites à la section 2.2.3;
- les contraintes principales et de cisaillement;

- les zones sujettes au glissement selon la méthode de Jaeger & Rosengren (1969).

7.3 Analyse du comportement des plans de fracture dans une section perpendiculaire à la galerie GA-15

La figure 7.5 illustre sur diagramme de Mohr les états de contraintes et les angles α critiques des six éléments (numéros 2, 3 et 4), tels que définis à la figure 4.11, qui excèdent le critère de rupture en cisaillement des joints. Les angles α ainsi déterminés permettent aussi de définir les zones de glissement sur les projections stéréographiques.

Figure 7.5 États de contrainte et détermination des angles α critiques pour les éléments numéros 2, 3 et 4 (voir commentaires p.50)



Source: Jaeger & Rosengren, 1969.

Les figures A2.1 à A2.9 de l'annexe II, illustrent l'analyse complète des relations contraintes-fracturation en périphérie de la galerie GA-15 pour huit (8) différentes zones du massif. Ces zones, ou volume de roche, sont définies par les éléments suivants:

<u>Quadrant #1</u>	<u>Quadrant #4</u>
élément #1 (fig.1)	élément #21 (fig.5)
élément #2 (fig.2)	élément #22 (fig.6)
éléments #3 & 5 (fig.3)	éléments #23 & 25 (fig.7)
éléments #4 & 6 à 20 (fig.4)	éléments #24 & 26 à 40 (fig.8)

Le tableau 7.1 dresse un résumé des observations qui découlent de ces projections stéréographiques. L'analyse de l'ensemble de ces données a permis de proposer les comportements de plans de fractures suivants:

- la possibilité d'ouverture sur la famille de fractures #1 (sub-horizontale), dans les zones définies par les éléments nos. 4, 23, 24, 25, 6 à 20 et 26 à 40;
- aucune possibilité de fermeture sur les plans de fractures dans l'ensemble du massif;
- des possibilités de glissement sur la famille #1 (sub-horizontale) dans les zones définies par les éléments 2, 3, 22 et 23 et sur la famille #2 (oblique) pour les éléments 3, 4 et 24;

- des possibilités de glissement sur les plans de contrainte octaédrique (τ_{oct}) pour la famille #3 (oblique) des éléments 4, 23 et 24, sur la famille #4 (oblique) de l'élément 4 et sur la famille #5 (sub-verticale) de l'élément 22.

De plus, les éléments nos. 8 et 28 montrent un état de contrainte se rapprochant du critère de rupture (fig. 4.11). Bien que présentement, les fractures de ces éléments ne soient pas susceptibles de subir du glissement, elles demeurent sensibles aux augmentations de pression interstitielle (P_w). Tel que discuté à la section 4.3.5, l'ensemble des autres éléments montrent des états de contrainte très inférieurs au critère de rupture et pourraient difficilement subir un glissement, même sous l'effet d'une forte augmentation de pression interstitielle (P_w).

Donc, dans les **zones d'augmentation de la compression**, au toit et au plancher de la galerie, l'ouverture sera possible sur la famille de fracture #1 (sub-horizontale). De plus, les fractures des familles #1 à #5 seront susceptibles de subir du glissement. Aucune fermeture ne sera possible dans cette zone.

Dans le cas des **zones de relâchement en compression**, le cisaillement est très peu probable en raison de la faible intensité des contraintes principales en cet endroit. De plus, aucune indication de possibilité d'ouverture n'a été remarquée pour cette région du massif.

Tableau 7.1 **Résumé des comportements possibles des plans de fractures (section perpendiculaire à GA-15)**

Numéro des éléments	Quadrant	Localisation de(s) élément(s)	Famille de fractures en situation de fermeture	Famille de fractures en situation d'ouverture	Situation vs critère de glissement ($\varphi = 30^\circ$)	Famille de fractures ds zones de glissement	Famille de fractures en gliss. (τ_{\max})	Famille de fractures en gliss. (τ_{sec})	Famille de fractures en gliss. (τ_{oct})
1	I	Mur (bordure) & ZRC†					1		5
21	IV	Mur (bordure) & ZRC					1		3, 4
2	I	Transition ZRC-ZAC*			$\sim \varphi$	1			
22	IV	Transition ZRC-ZAC			$\sim \varphi$	1		4	5
3	I	Toit (bordure) & ZAC			$> \varphi$	1, 2			
23	IV	Plancher (bordure) & ZAC		1	$> \varphi$	1			3
4	I	Toit (bordure) & ZAC		1	$\geq \varphi$	2			3, 4
24	IV	Plancher (bordure) & ZAC		1	$\geq \varphi$	2			3
5	I	Massif & ZRC				1, 2			
25	IV	Massif & ZRC		1		1			3
6 à 20	I	Massif non-perturbé		1		2			3, 4
26 à 40	IV	Massif non-perturbé		1		2			3

Tableau 7.2 **Résumé des comportements possibles des plans de fractures (section parallèle au forage F-3)**

Numéro des éléments	Quadrant	Localisation de(s) élément(s)	Famille de fractures en situation de fermeture	Famille de fractures en situation d'ouverture	Situation vs critère de glissement ($\varphi = 30^\circ$)	Famille de fractures ds zones de glissement	Famille de fractures en gliss. (τ_{\max})	Famille de fractures en gliss. (τ_{sec})	Famille de fractures en gliss. (τ_{oct})
1		Bout de galerie (bordure)		1	$> \varphi$				3
2		Bout de galerie (bordure)		1					3, 4
3 à 6		Massif non-perturbé		1					3, 4

ZRC† :Élément(s) situé(s) à l'intérieur d'une zone de relâchement de la compression.

ZAC* :Élément(s) situé(s) à l'intérieur d'une zone d'augmentation de la compression.

1 à 5 :Numérotation de familles de fractures (pôles). La présence du numéro de famille indique que les comportements décrits sont possibles.

1 :Famille de fracture dont le pôle est situé à l'intérieur d'une zone de plus ou moins 10° autour d'un axe donné.

1 :Famille de fracture dont le pôle est situé à proximité d'une zone de plus ou moins 10° autour d'un axe donné.

En ce qui concerne le comportement hydraulique du massif face aux régimes de contraintes, il semble que l'ouverture en tension des fractures sub-horizontales dans les zones d'augmentation de la compression aura comme effet d'induire une augmentation de la conductivité hydraulique dans cette région du massif. De son côté, le glissement sur les plans de fracture produira une augmentation ou une diminution de la conductivité hydraulique, en fonction de l'intensité des déplacements observés sur ces plans. Cependant, tel que mentionné antérieurement, on ne peut ici qu'évaluer qualitativement ces variations probables de conductivité hydraulique de même que les déplacements qui pourraient se produire sur les plans de fracture.

7.4 Analyse du comportement des plans de fracture dans une section contenant le plan du forage F-3

Le cas de la section verticale contenant le forage F-3 a été traité tel que précédemment et les résultats obtenus sont présentés à l'annexe III. La figure A3.1 de cet annexe illustre sur différents plans de vue, la forme et la numérotation des éléments interceptés par le forage F-3. La figure A3.2 montre sur un diagramme de Mohr, les états de contraintes de chacun de ces éléments. La figure A3.3 montre la projection stéréographique des relations contrainte-fracturation. Finalement, le tableau 7.2 qui suit donne le résumé de l'ensemble des observations découlant de cette analyse. D'après ces résultats, on note:

- aucune fermeture de fracture sur l'ensemble du massif;
- l'ouverture possible de la famille de fracture #1 (sub-horizontale), sur l'ensemble des éléments interceptés (numéros 1 à 6). Il faut toutefois

remarquer que l'effet d'ouverture devrait se produire principalement dans l'élément 1, où l'intensité de la contrainte σ_1 , parallèle au plan de fracture, est maximum.

- des possibilités de glissement selon les plans des contraintes octaédriques sur la famille de fractures #3 de l'élément 1.

On constate donc que seul l'élément numéro 1 présente un état de contrainte dépassant le critère de glissement, l'élément 2 s'en approche, ce qui suggère que l'influence du glissement sur le plan de fracture aura une profondeur de pénétration dans le massif de trois à quatre mètres au maximum. De même que dans le cas précédent, aucune fermeture n'est suggérée sur les éléments interceptés par le forage F-3 et l'ouverture n'est possible que sur la famille de fracture #1 (sub-horizontale), dans la zone de compression.

En ce qui concerne les variations de conductivité hydraulique le long du plan du forage F-3, il semble qu'elles devraient être plus élevées dans les trois à quatre premiers mètres en bordure de la galerie, en réponse à l'ouverture des fractures sub-horizontales. De même que dans le cas précédent, le glissement sur le plan de fracture, dans la zone qu'il affecte (élément 1), produira une augmentation ou une diminution de la conductivité hydraulique en fonction de l'intensité des déplacements observés. Il n'est cependant pas possible de quantifier l'intensité de ces variations. Finalement, il est bon de souligner qu'une augmentation de la contrainte de cisaillement peut entraîner une variation de K (dans ce cas une augmentation) même avant que l'état de rupture en cisaillement ne soit atteint.

CHAPITRE VIII

DISCUSSION

On remarque que les conclusions portant sur le comportement des fractures sur le plan du forage F-3 sont à peu près identiques à celles obtenues sur la section perpendiculaire à la galerie, et qu'il est difficile de quantifier exactement les variations de conductivité hydraulique qui peuvent en résulter. De plus, les deux principaux mécanismes observés sur les plans de fractures, soient l'ouverture en tension et le glissement sur le plan de fracture, sont ceux qui présentent la plus grande incertitude quant aux variations possibles de conductivité hydraulique. Tel que mentionné auparavant, on peut supposer que: 1) les fractures soumises à un régime d'ouverture en tension subiront une augmentation de conductivité hydraulique; et 2) les déplacements en cisaillement sur les plans de fractures provoqueront des variations de conductivité hydraulique qui seront fonction de l'intensité des déplacements observés sur ces plans.

Sur la base de ces deux hypothèses, on arrive aux conclusions suivantes sur l'ensemble de l'analyse des variations de conductivité hydraulique en périphérie de la galerie GA-15:

- 1) L'effet de la contrainte moyenne (σ_m) suggère des diminutions de conductivité hydraulique dans les **zones d'augmentation de la**

compression en réponse à l'augmentation de la contrainte moyenne, tandis que l'inverse devrait se produire dans les **zones de relâchement en compression** situées de part et d'autre des murs.

- 2) L'effet des relations angulaires entre les tenseurs des contraintes et la fracturation suggère quant à elle des augmentations de conductivité hydraulique dans les **zones d'augmentation de la compression** en raison de l'ouverture des fractures subhorizontales, et du glissement sur les fractures des familles #1 à #5. Cet effet de glissement serait négligeable dans les **zones de relâchement en compression** en raison de la faible intensité des contraintes impliquées, par rapport aux contraintes naturelles préexistantes.
- 3) Les comportements des plans de fracture et leurs implications sur la conductivité hydraulique du massif suggérés par les deux méthodes d'analyse d'influence des contraintes, diffèrent très peu d'une section d'observation à l'autre, i.e. que les comportements observés à l'extrémité ou en périphérie de la galerie sont très similaires.
- 4) Les anomalies de comportement hydraulique observées le long du forage F-3 ne semblent pas correspondre aux distributions de contraintes, quelle que soit la méthode d'analyse utilisée pour l'influence des contraintes.

Donc, en intégrant les effets des deux méthodes d'analyse, on remarque que dans les **zones d'augmentation de la compression**, les fractures sub-horizontales sont

potentiellement soumises à la fermeture sous l'effet d'augmentation de la contrainte moyenne et à l'ouverture sous l'effet du déviateur des contraintes. De même, les fractures obliques seront à la fois soumises à la fermeture sous l'effet de la contrainte normale et au glissement sous l'effet du déviateur des contraintes. Bien que l'effet total de ces observations sur la conductivité hydraulique du massif soit mal connu, il semble déterminé autant par l'orientation des fractures que par les distributions de contraintes. Ainsi, les variations de perméabilité dans le massif devrait être une combinaison des deux phénomènes considérés.

On peut toutefois supposer ici que, **dans les zones d'augmentation de la compression**, l'effet net devrait être une augmentation de la conductivité hydraulique en raison du fait que les fractures sub-horizontales sont plus importantes que les autres (section 2.2.1). De plus, si une multitude de fractures sont soumises à des déplacements en cisaillement dont l'intensité est très variable, il y a de fortes chances que certaines d'entre elles subissent une augmentation de conductivité hydraulique.

Dans le cas des **zones de relâchement en compression**, on peut supposer que l'effet du relâchement de la contrainte moyenne aura un impact dominant sur la conductivité hydraulique. Dans le cas de cette zone, les conclusions citées au chapitre six s'appliquent.

Finalement, les variations de conductivité hydraulique observées le long du forage F-3 ne peuvent être expliquées uniquement par la redistribution des contraintes. Le principal argument en faveur de cette affirmation est le fait que les redistributions de contrainte se propagent dans le massif sur une distance beaucoup plus faible que les anomalies hydrauliques documentées par Tremblay (1993).

CHAPITRE IX

CONCLUSIONS

L'ensemble des travaux de terrain réalisés à ce jour a permis d'établir que le massif de la mine Niobec est très homogène et que la fracturation qui l'affecte est dominée par l'existence de fractures sub-horizontales de grande étendue, entrecoupées d'une variété d'autres fractures à pendage varié. Environ 91% des fractures contiennent du remplissage (Tremblay, 1993) par différents minéraux tels que chlorite, calcite, barytine ou autres, et que 12% d'entre elles montrent des stries de glissement (Thivierge et al. 1983).

L'ensemble des essais exécutés par Tremblay (1993) ont aussi suggéré d'établir l'existence de phénomènes de perturbation hydraulique en périphérie des ouvrages, lesquels ne semblent pas correspondre à des variations dans l'intensité de la fracturation mesurée le long de ces forages. Tremblay (1993) attribue ces phénomènes à la redistribution des contraintes en périphérie de l'ouvrage et au sautage des galeries.

Sur la base de certaines hypothèses, telles que l'approximation du massif rocheux par un milieu élastique, isotrope et homogène, il a été possible de déterminer la redistribution des composantes principales du tenseur des contraintes en plusieurs points en périphérie de l'ouvrage en plus d'obtenir la direction et la plongée de chacune de ces composantes pour fin

d'analyse. Ces données ont été obtenues suite à des simulations numériques par éléments finis, réalisées sur des modèles de galeries similaires à celles étudiées à la mine Niobec.

Les travaux réalisés dans la présente étude ont permis de mettre au point une méthode d'analyse des relations contraintes-perméabilité en se basant sur l'effet combiné de deux approches. La première consiste à évaluer l'effet de la contrainte moyenne appliquée sur l'ensemble des plans de fractures de la masse rocheuse, tandis que la seconde consiste à analyser les relations angulaires entre le déviateur des contraintes et certaines familles spécifiques de fractures, en utilisant des projections stéréographiques.

De plus, afin d'évaluer les effets possibles des contraintes sur la conductivité hydraulique des fractures, on a proposé différents comportements possibles sur ces plans, en fonction de l'orientation et de l'intensité des contraintes appliquées. Les fractures en situation d'ouverture voient leur conductivité augmenter tandis que celles en situation de fermeture la voient diminuer. Le cas des fractures en cisaillement est plus complexe, mais dans le cas présent, considérant la profondeur des galeries, le pourcentage de fractures remplies par des minéraux généralement mous et les résultats d'essais de Flamand (1993), il est raisonnable de penser que les déplacements en cisaillement provoquent en général des diminutions de conductivité hydraulique pour des déplacements appréciables ou une augmentation de conductivité hydraulique pour de très faibles déplacements.

Il a été difficile sinon impossible d'établir un lien direct entre les perturbations du champ de contraintes, telles que simulées dans le cadre de ce travail, et les variations de conductivité hydraulique documentées par Tremblay (1993). Cependant, on a pu établir que les deux approches utilisées dans l'évaluation des résultats arrivent à des conclusions parfois

opposées. C'est le cas notamment des zones d'augmentation de la compression où l'on déduit de la fermeture sur toutes les fractures sous l'effet de la contrainte moyenne en même temps que de l'ouverture sur la famille de fractures sub-horizontales. Les variations nettes de conductivité hydraulique résulteront d'une combinaison de l'effet supposé par les deux approches.

Selon les modèles de Barton et al. (1985) ou de Gentier (1987), l'intensité de la variation des contraintes observée devrait résulter en des variations totales de conductivité hydraulique très inférieures à celles observées dans les essais en forage. Il y a donc ici un autre argument en faveur de l'idée que les perturbations mécaniques peuvent difficilement être rendues responsables de l'ensemble des anomalies hydrauliques.

Donc, dans le cas de la mine Niobec de St-Honoré, il semble que les variations des paramètres hydrauliques ne soient pas le résultat uniquement des perturbations mécaniques et que d'autres facteurs ou combinaisons de facteurs devraient être envisagés pour expliquer les phénomènes observés. Il est possible que l'effet des perturbations des contraintes devienne plus important à plus grande profondeur, où les contraintes naturelles sont plus élevées. Il faut cependant souligner que nos travaux à la mine Niobec se situent à une profondeur relativement faible (environ 300 mètres) et donc dans un état de contrainte également faible.

RÉFÉRENCES

ARJANG, B. 1991. *Pre-mining stresses at some hard rock mines in the Canadian Shield*. CIM Bulletin, Volume 84, No. 945, pp. 80-85.

BARTON N., BANDIS S. & BAKHTAR K. 1985. *Strength, deformation and conductivity coupling on rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 22:121-140.

BIDAUX, P., TSANG C.F. 1991. *Fluid flow patterns around a well bore or an underground drift with complex skin effect*, Water Resources Research, Vol. 27, No. 11, pp. 2993-3008.

BURNETT, D.S. 1988. *Finite element analysis*. Addison-Wesley, U.S.A., 844 p.

FLAMAND, R., ARCHAMBAULT, G., GENTIER, S., RISS, J. et ROULEAU, A. 1994. *An experimental study of the shear behavior of irregular joints based on angularity and progressive degradation of the surfaces*, Conference Preprints, 47th Canadian Geotechnical Conference, Halifax, Canada, Sept.1994, pp.253-262.

GALE, J.E. 1987. *Comparizon of coupled fracture deformation and fluid flow models with direct measurement of fracture pore structure and stress-flow properties.* Rock Mechanics: Proceedings of the 28th U.S. Symposium, University of Arizona, Tucson, U.S.A, July 1987, pp.1213-1222.

GENTIER, S. 1987. *Comportement hydromécanique d'une fracture sous contrainte normale*, Proceedings Sixth International Congress on Rock Mechanics, Montreal, Canada, pp.105-108

GOODMAN, R.E. 1976. *Methods of Geological Engineering.* West Publishing Co. 472 p.

HERGET, G. 1988. *Stresses in rock*, A.A. Balkema, Rotterdam, 179 p.

HUEBNER, K.H. *The finite element method for engineers.* 1975, John Wiley & Sons, pp. 449-469.

JAEGER J.C. & ROSENGREN K.J. 1969. *Friction and sliding of joints.* Proceed. Australian Institute of Mining and Metallurgy, 229:93-104.

KELSALL P.C., CASE J.B. & CHABANNES C.R. 1984. *Evaluation of excavation-induced changes in rock permeability.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. 21(3):123-135.

KULHAWY F.H. 1975. *Stresses and displacements around openings in homogeneous rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., 12:43-57.

LONG, J.C.S., O. OLSSON, S. MARTEL, J. BLACK, 1992. *Effect of excavation on water inflow to a drift*. Preprints, Grandlibakken Conference Center, Lake Tahoe CA., pp. 558-570.

PDA ENGINEERING. 1989. a) (PATRAN) P/FEA *User Manual*. PDA Engineering, PATRAN Division, 2975 Redhill Av., Costa Mesa, Cal., 92626, U.S.A.

PDA ENGINEERING. 1989. b) (PATRAN) *User Manual*. PDA Engineering, PATRAN Division, 2975 Redhill Av., Costa Mesa, Cal., 92626, U.S.A.

PRICE, N.J., J.W. COSGROVE 1990. *Analysis of geological structures*, Cambridge University Press, New York, 502 p.

PUSCH, R. 1989. *Alteration of the hydraulic conductivity of rock by tunnel excavation*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomec. Abstr., Vol. 26, No. 1, pp.71-83.

PUSCH, R. et STANFORS, R. 1992. *The zone of disturbance around blasted tunnels at depth*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomec. Abstr., Vol. 29, No. 5, pp.447-456.

SCHOLZ, C.H. 1990. *The mechanics of earthquakes and faulting*, Cambridge University Press, New York, 439 p.

TANNANT D.D. et KAISER, P.K. 1993. *A shear-dependent fracture-zone transmissivity model*, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 30, pp. 146-154.

THIVIERGE, S., D.W. ROY, E.H. CHOWN, et A. GAUTHIER 1983. *Évolution du complexe alcalin de St-Honoré (Québec) après sa mise en place*. Minéralium Déposita, 18: 267-283.

TREMBLAY D. 1993. *Caractérisation hydrogéologique du massif rocheux à la mine Niobec*, St-Honoré, Québec. M.Sc.A. Thesis, Université du Québec à Chicoutimi, 169 pp.

WILSON, C.R., , P.A. WITHERSPOON, J.C.S. LONG, R.M. GALBRAITH, A.O. DUBOIS, M.J. MACPHERSON, 1983. *Large-scale hydraulic conductivity measurements in fractured granite*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomec. Abstr., Vol. 20, No. 6, pp.71-83.

ANNEXE I

RÉSULTATS DE SIMULATION (SUPPLÉMENT)

Tableau A1.1 Orientation et magnitude des composantes principales du tenseur des contraintes sur les éléments nos 1 à 40 (section perpendiculaire à la galerie GA-15)

<i>QUADRANT No 1</i>				<i>QUADRANT No 4</i>			
σ_1				σ_1			
Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée	Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée
1	13	032	52	21	13	212	52
2	21	032	27	22	21	212	27
3	25	032	17	23	25	212	17
4	27	032	06	24	27	212	06
5	16	032	15	25	16	212	15
6	19	032	08	26	19	212	08
7	21	032	05	27	21	212	05
8	22	032	03	28	22	212	03
9	19	032	03	29	19	212	03
10	19,4	032	03	30	19,4	212	03
11	19,4	032	00	31	19,4	212	00
12	19,4	032	00	32	19,4	212	00
13	19,4	032	00	33	19,4	212	00
14	19,4	032	00	34	19,4	212	00
15	19,4	032	00	35	19,4	212	00
16	19,4	032	00	36	19,4	212	00
17	19,4	032	00	37	19,4	212	00
18	19,4	032	00	38	19,4	212	00
19	19,4	032	00	39	19,4	212	00
20	19,4	032	00	40	19,4	212	00

σ_3				σ_3			
Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée	Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée
1	7,0	212	38	21	7,0	032	38
2	7,0	212	63	22	7,0	032	63
3	7,0	212	73	23	7,0	032	73
4	6,0	212	84	24	6,0	032	84
5	12,0	212	75	25	12,0	032	75
6	9,1	212	82	26	9,1	032	82
7	9,1	212	85	27	9,1	032	85
8	9,1	212	87	28	9,1	032	87
9	9,1	212	87	29	9,1	032	87
10	9,1	212	87	30	9,1	032	87
11	9,1	212	90	31	9,1	032	90
12	9,1	212	90	32	9,1	032	90
13	9,1	212	90	33	9,1	032	90
14	9,1	212	90	34	9,1	032	90
15	9,1	212	90	35	9,1	032	90
16	9,1	212	90	36	9,1	032	90
17	9,1	212	90	37	9,1	032	90
18	9,1	212	90	38	9,1	032	90
19	9,1	212	90	39	9,1	032	90
20	9,1	212	90	40	9,1	032	90

σ_2				σ_2			
Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée	Élément Nos	Magnitude MPa	Direction	Plongée
1 à 20	13,3	122	00	21 à 40	13,3	302	00

Figure A1.1 a) Géométrie et maillage du modèle 4. b) Distribution de la contrainte principale maximale en périphérie du chantier no 102-17 (Modèle 4, vue en plan)

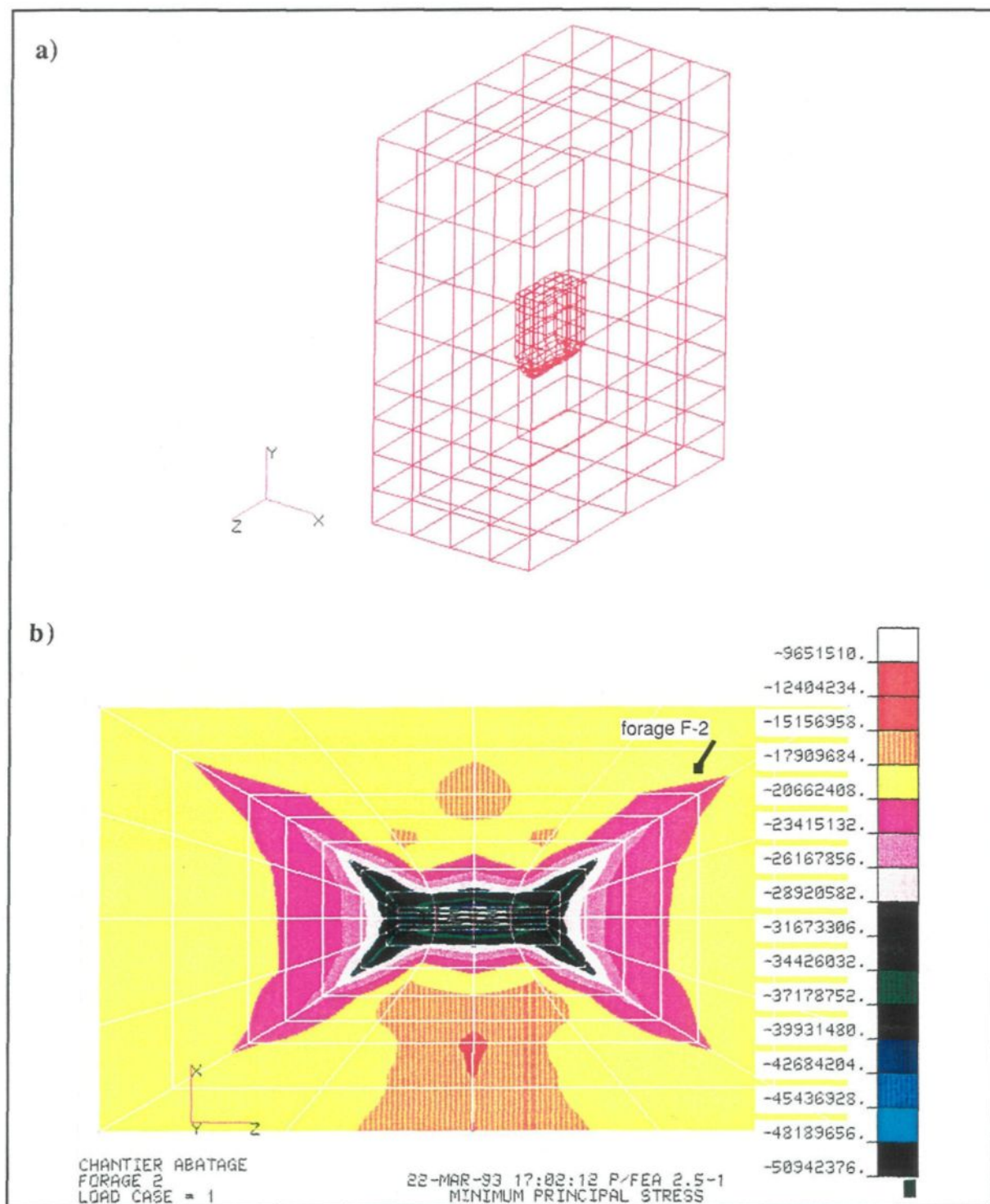
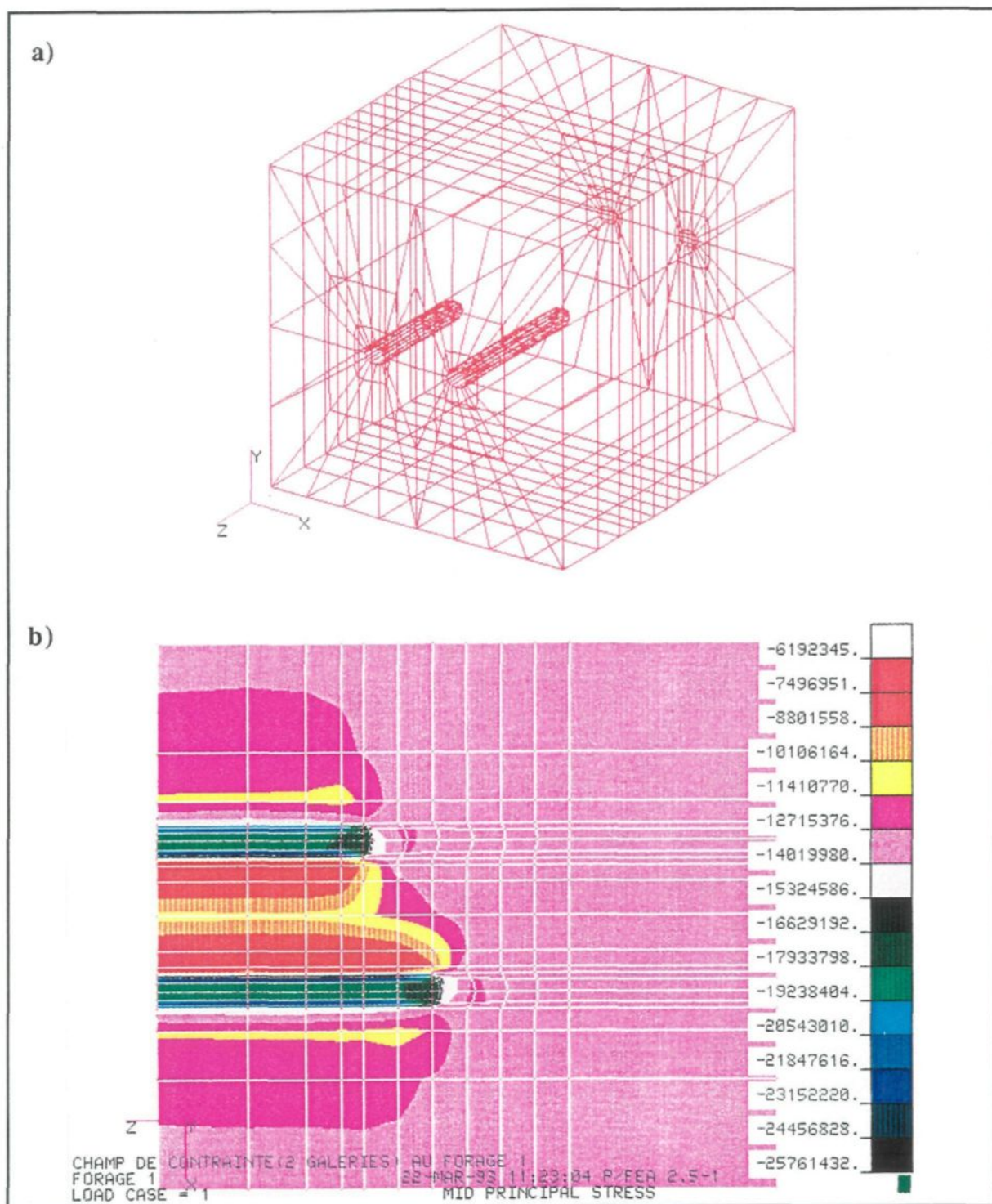


Figure A1.2 a) Géométrie et maillage du modèle 3. b) Distribution de la contrainte principale maximale en périphérie de la galerie GA-8 (Modèle 3, vue en plan)



ANNEXE II

**ANALYSE DES RELATIONS ANGULAIRES ENTRE LES
COMPOSANTES PRINCIPALES DU TENSEUR DES CONTRAINTES
ET LES PRINCIPALES FAMILLES DE FRACTURES**

Figure A2.1 Légende d'interprétation des figures A2.2 à A2.9

LEGENDE

- ◆ Axes des contraintes principales ($\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$)
- Pôles des plans de cisaillement selon τ_{\max}
- ◐ Pôles des plans de cisaillement selon τ_{sec}
- Pôles des plans de cisaillement selon τ_{oct}
- ⊙ Zone de $\pm 10^\circ$ autour d'un pôle
- + Pôles des principaux plans de fractures (familles #1 à #5)
- — Axe de galerie
- ▲ Axe du forage F-3
- ◐ ZONES définissant le glissement (angles α)

Figure A2.2 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 1

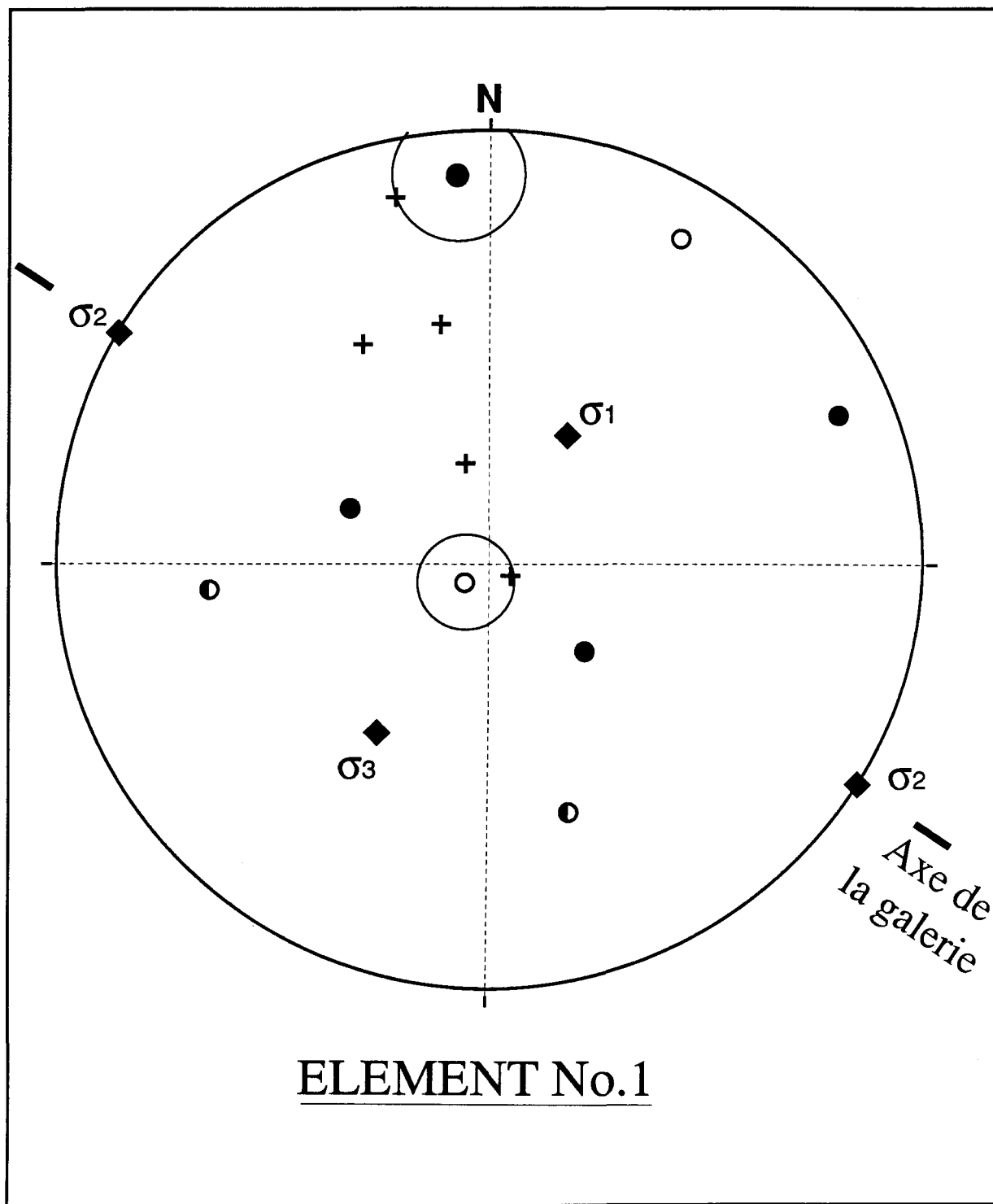


Figure A2.3 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 2

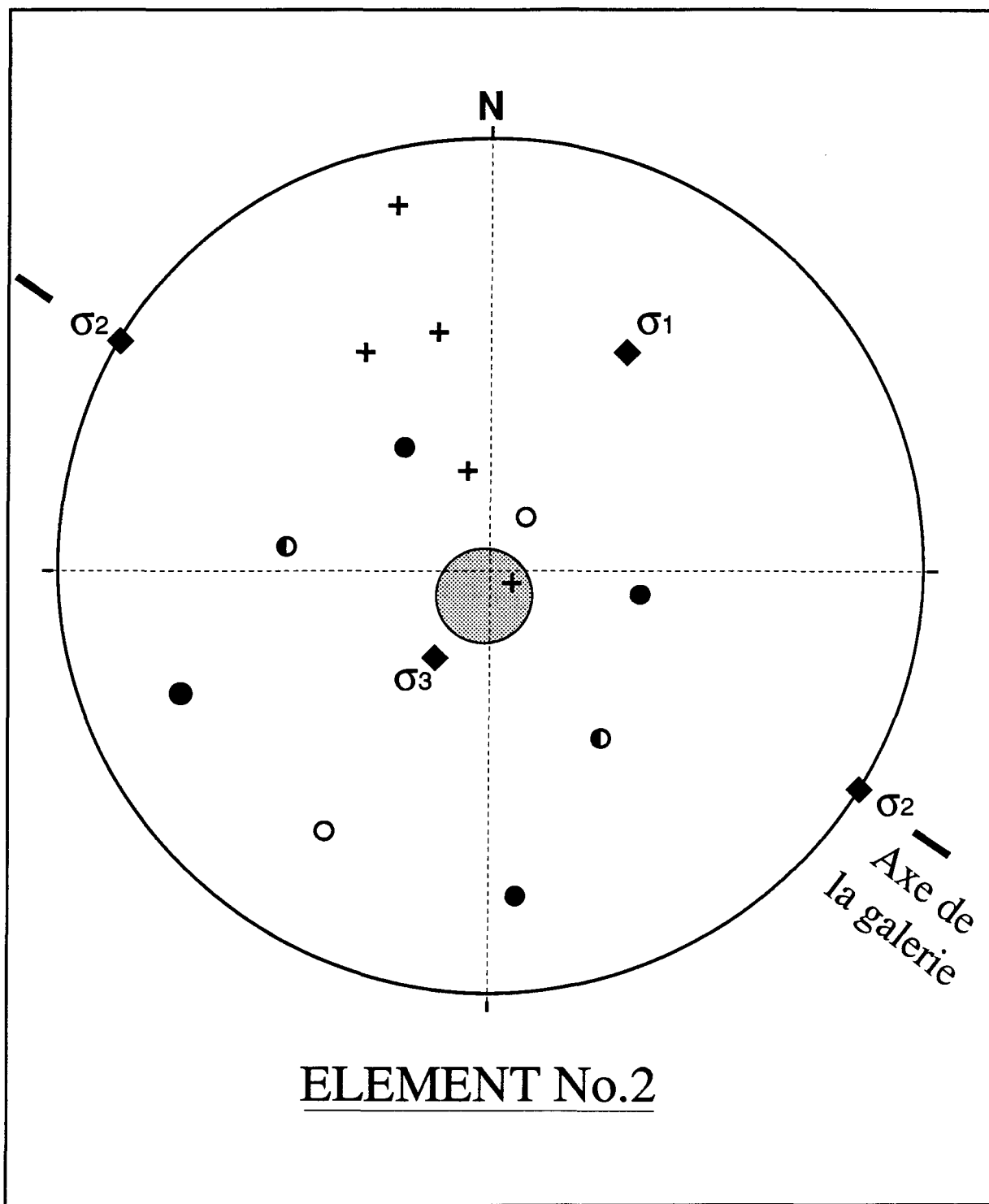


Figure A2.4 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 3 et 5

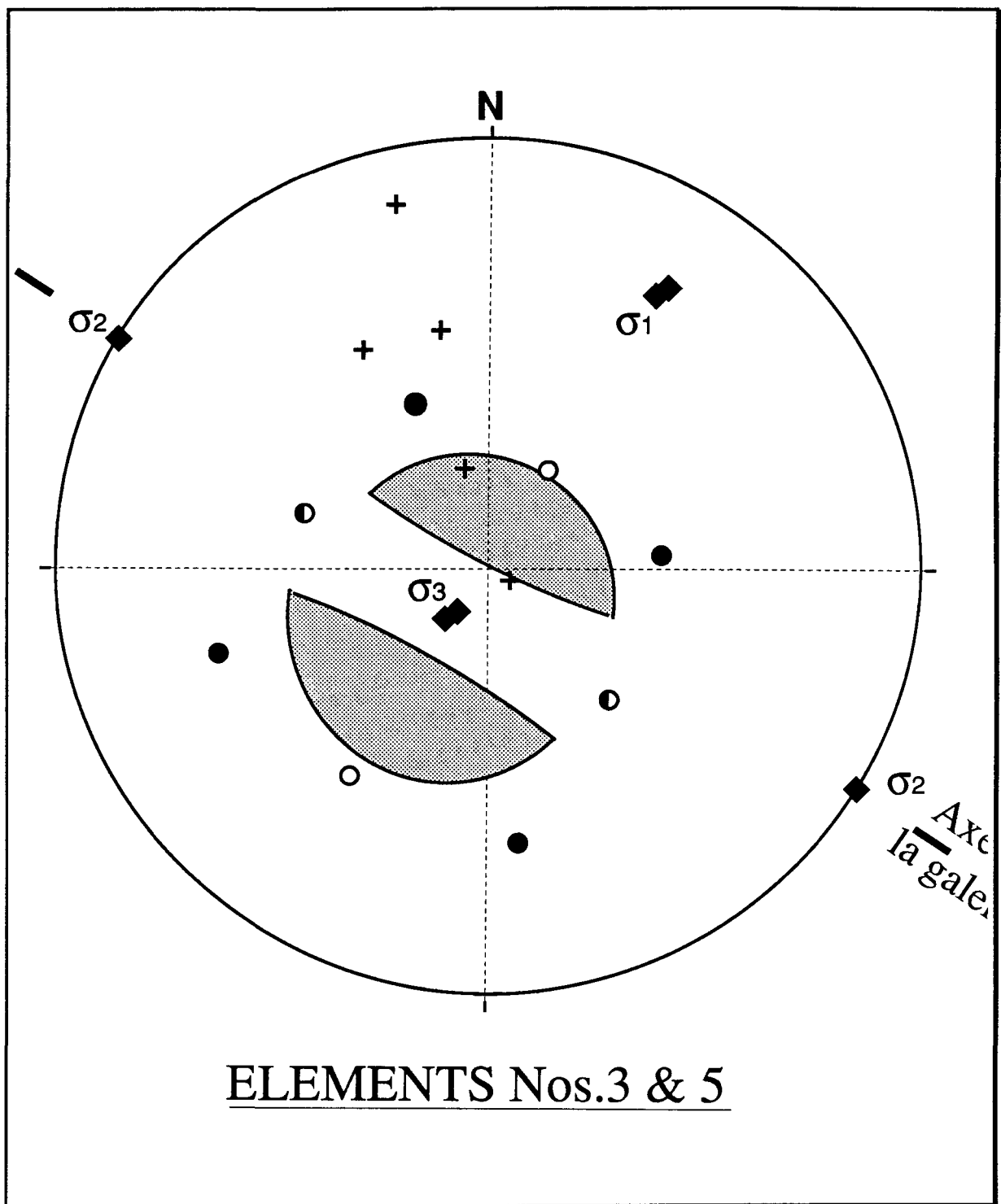


Figure A2.5 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 4, 6 à 20

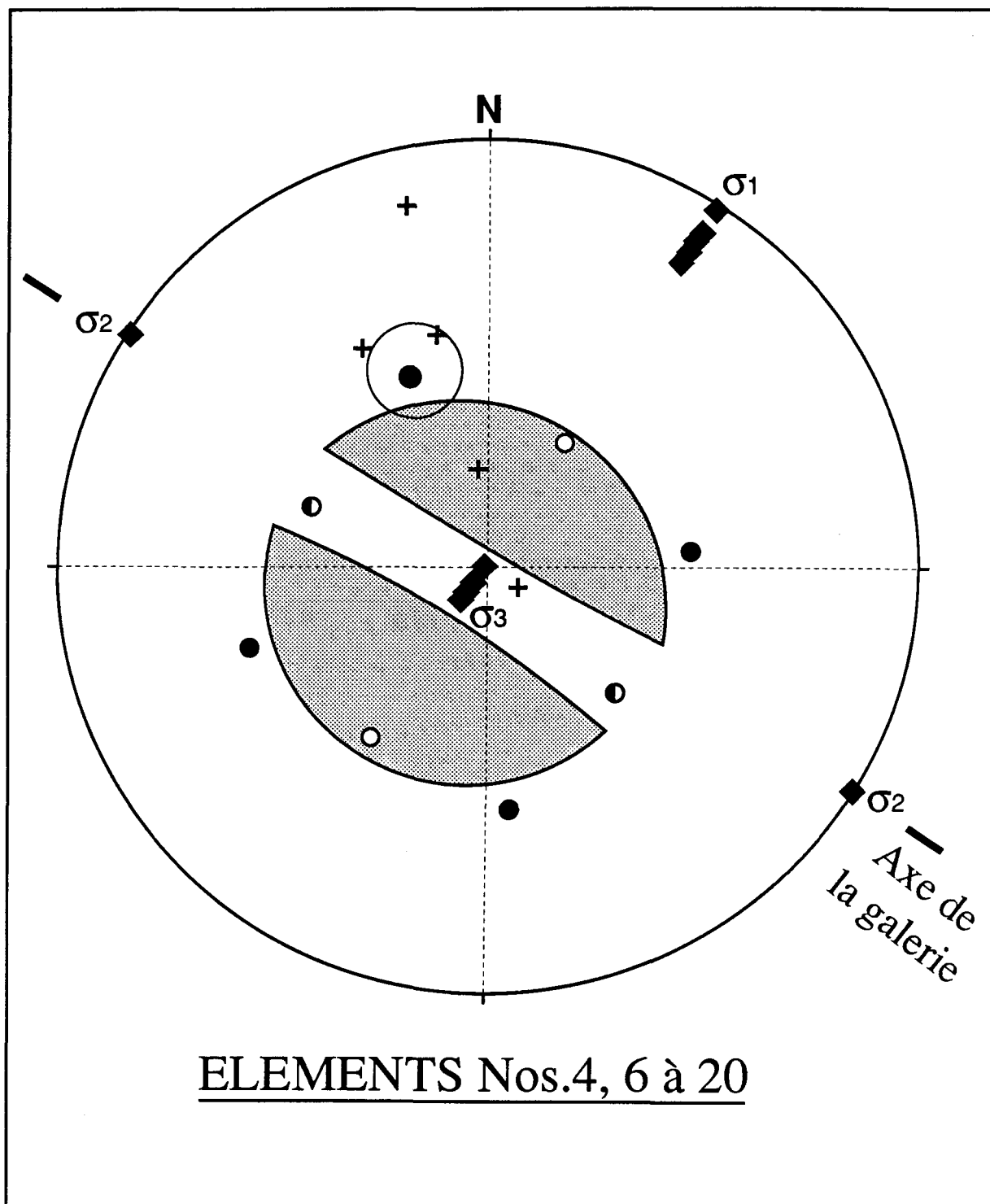


Figure A2.6 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 21

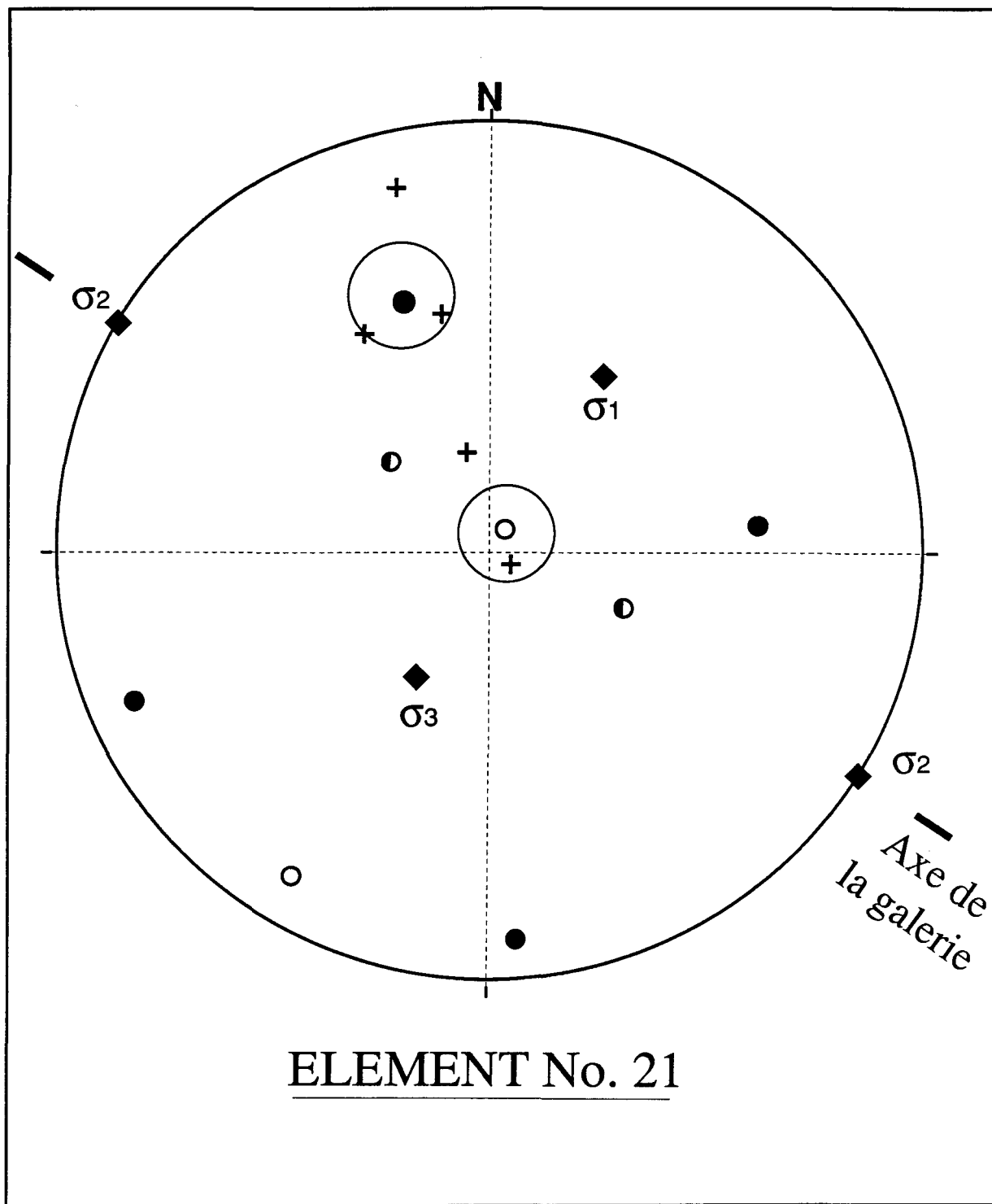


Figure A2.7 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour l'élément numéro 22

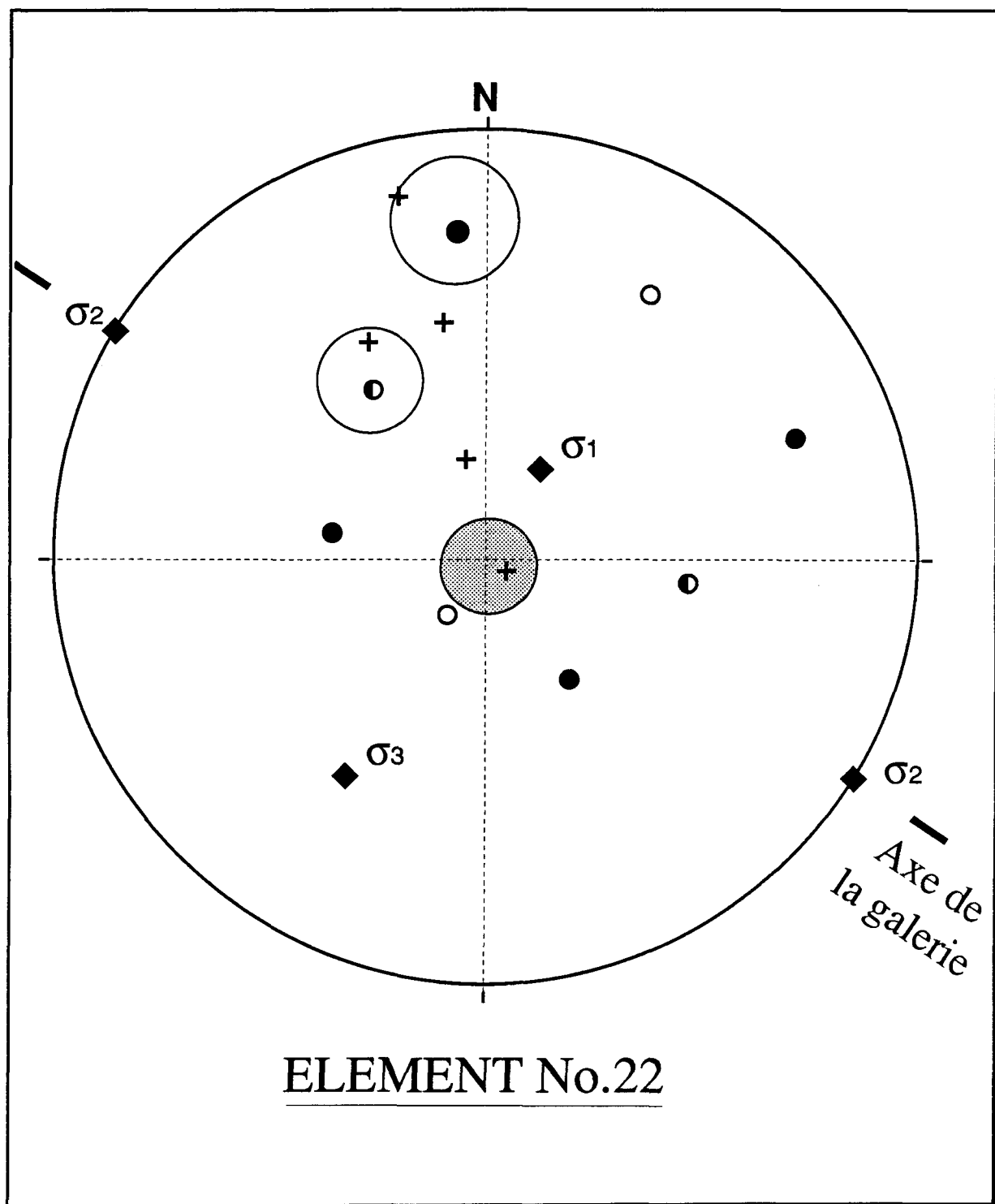


Figure A2.8 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 23 et 25

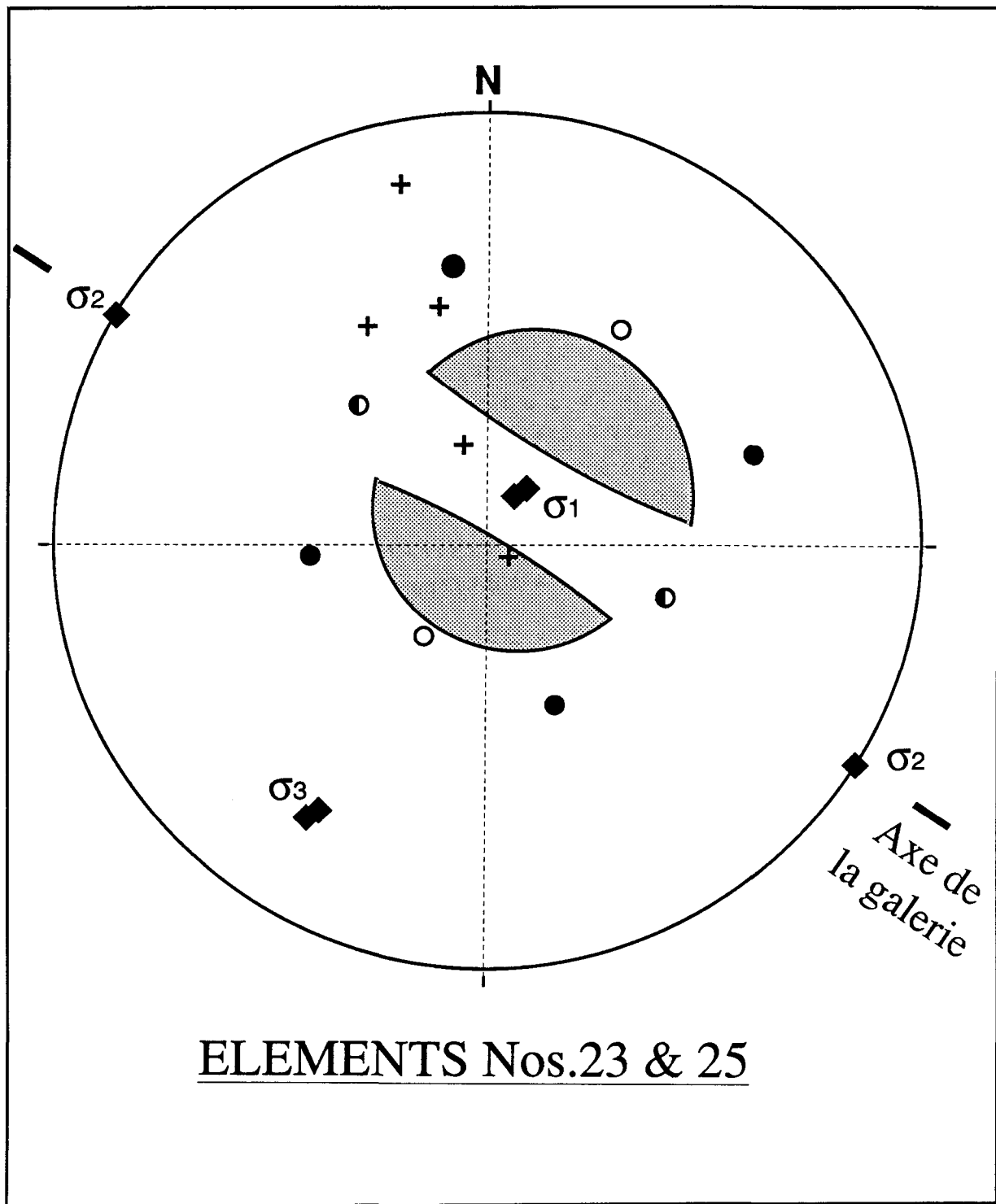
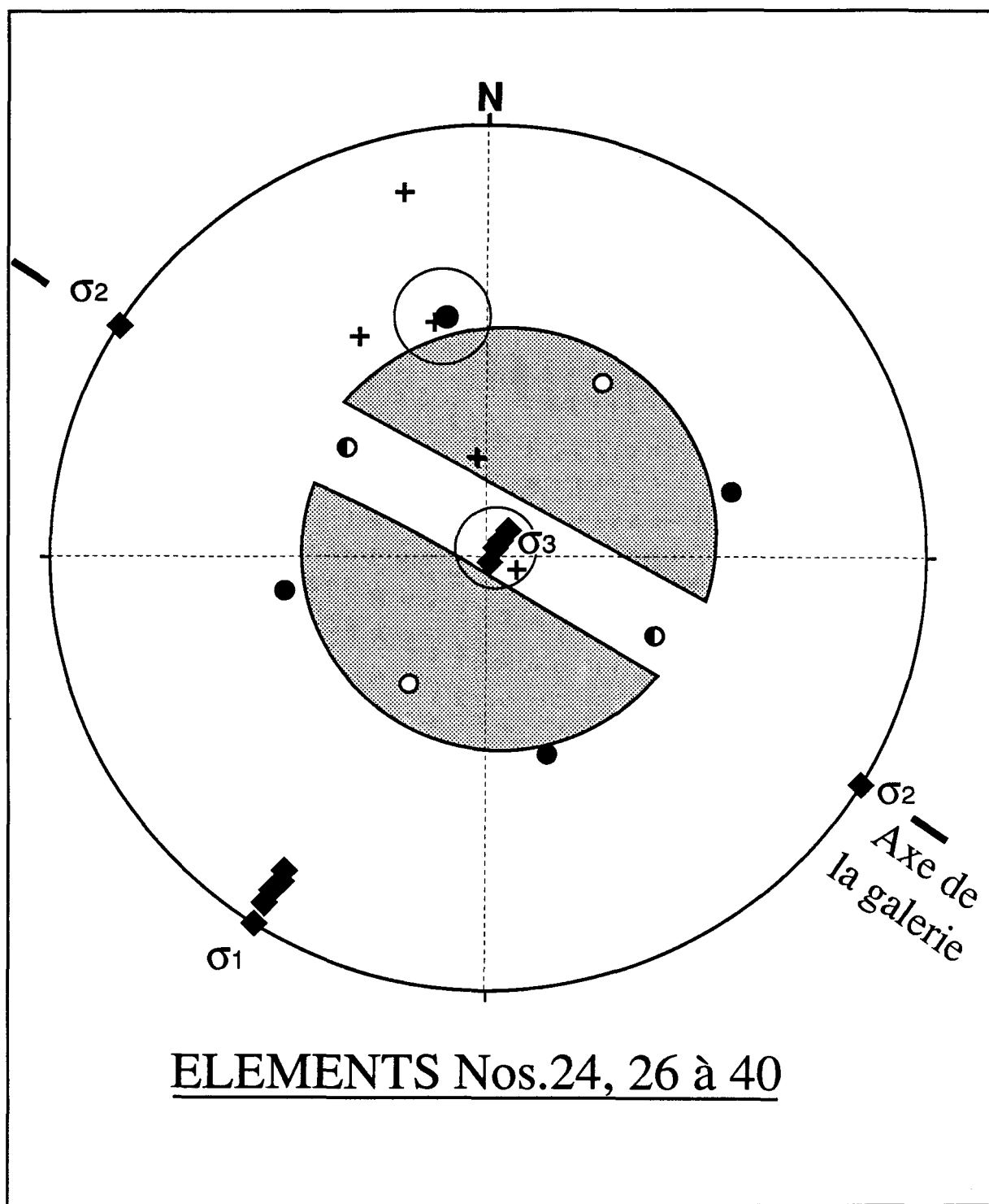


Figure A2.9 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour les éléments numéro 24, 26 à 40



ANNEXE III

**ANALYSE DU CAS DE LA SECTION
PARALLÈLE AU PLAN DU FORAGE F-3**

**Tableau A3.1 Compilation de l'orientation et de la magnitude des composantes principales
du tenseur des contraintes sur les éléments numéro 1 à 6**

Élément Nos	Intervalle parcouru le long du forage (m)		SIGMA 1			SIGMA 2			SIGMA 3		
			Magnitude MPa	Direction	Plongée	Magnitude MPa	Direction	Plongée	Magnitude MPa	Direction	Plongée
1	0,0	0,6	26,2	221	07	17,2	307	15	7,4	106	82
2	0,6	2,4	22,9	216	03	15,5	304	15	8,1	115	85
3	2,4	4,2	20,9	214	00	14,2			9,0		
4	4,2	8,0	20,4			13,8	304	03	9,6	124	87
5	8,0	16,0	20,4	213	00	13,8	302	00	9,4	00	90
6	16,0	39,9	20,4	213	00	13,8	302	00	9,4		

Figure A3.1 Tenseur des contraintes principales sur les éléments interceptés par le forage F-3

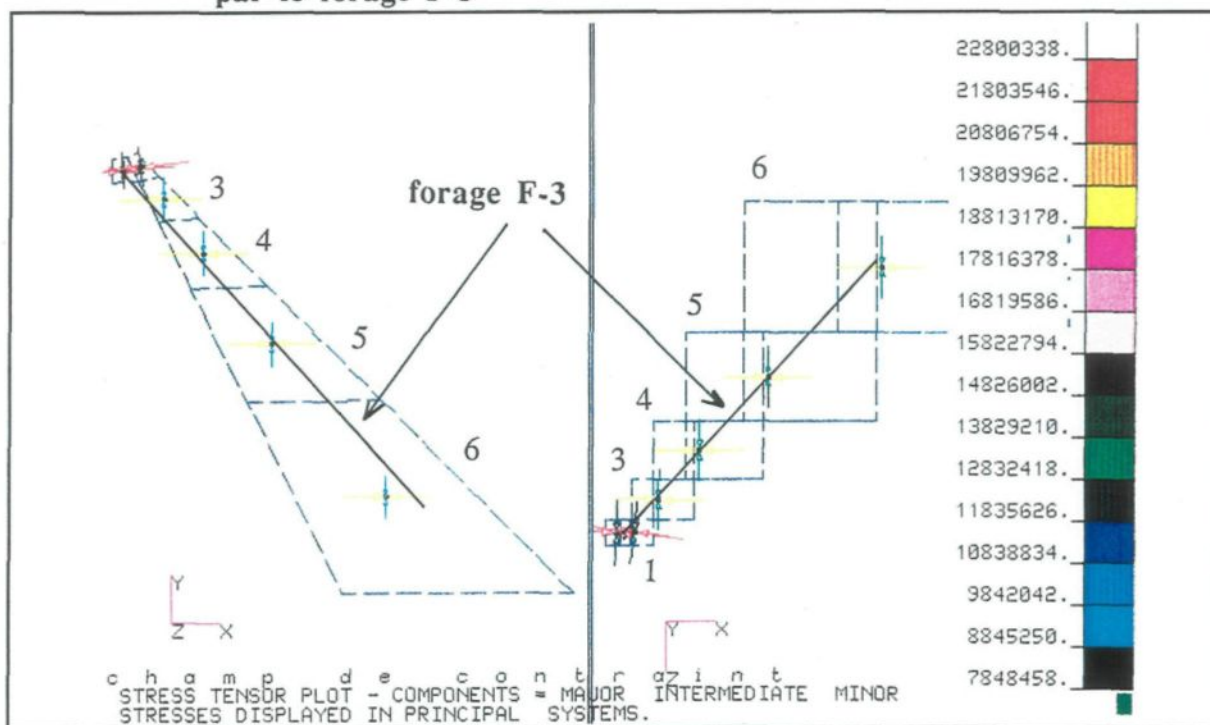


Figure A3.2 Détermination des angles α pour les éléments interceptés par le forage F-3

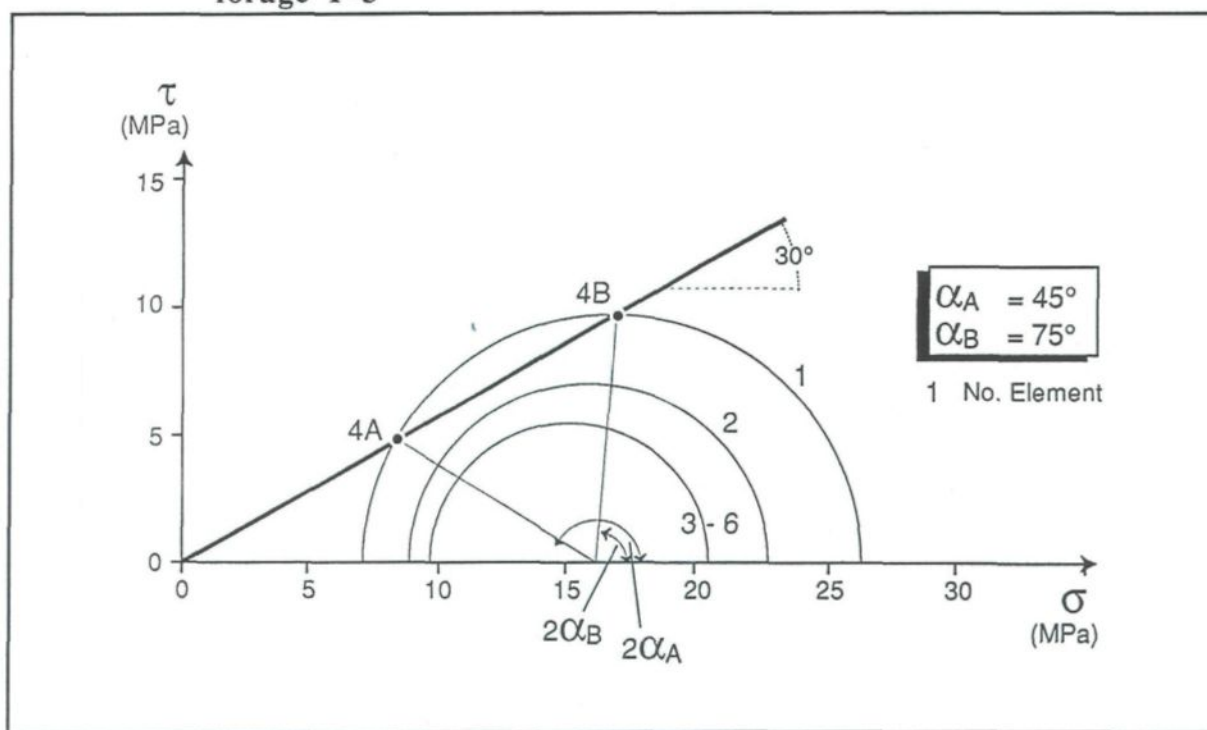


Figure A3.3 Légende d'interprétation pour la Figure A3.4

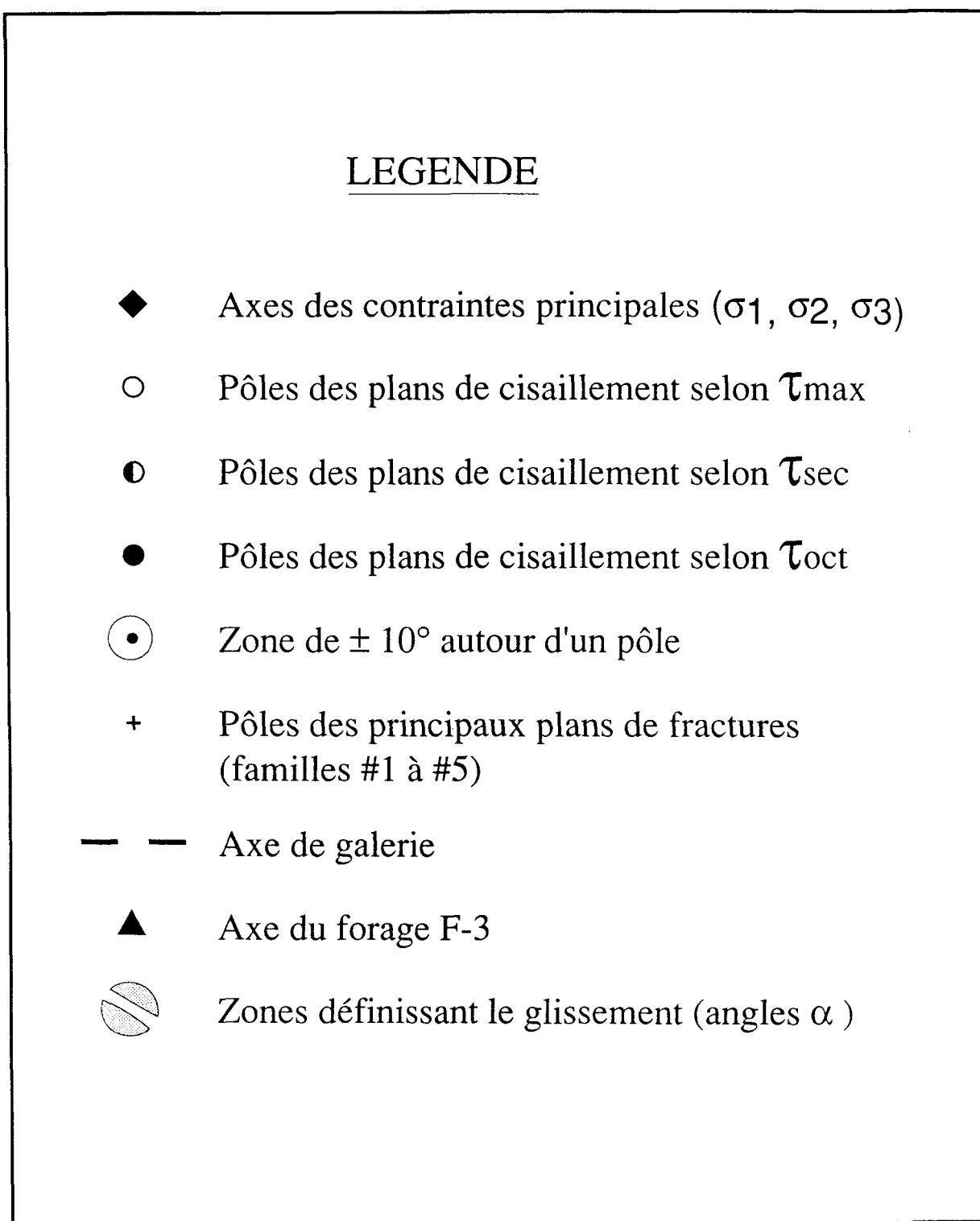


Figure A3.4 Relation angulaire entre les familles de fractures et les contraintes pour le forage F-3

