Étude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : application à la réalisation du tunnel de St Béat (France 31)

Thi Than Nhan Hoang

▶ **To cite this version:**

Thi Than Nhan Hoang. Étude du comportement d'un milieu rocheux fracturé : application à la réalisation du tunnel de St Béat (France 31). Autre. Université Paris-Est, 2010. Français. NNT : 2010PEST1066 . tel-00600684

HAL Id: tel-00600684
https://pastel.hal.science/tel-00600684

Submitted on 15 Jun 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

THÈSE

présentée pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'ÉCOLE DES PONTS PARISTECH

Spécialité : Géotechnique

préparée au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse

par

HOANG Thi Thanh Nhan

Sujet de la thèse :

ÉTUDE DU COMPORTEMENT D'UN MILIEU ROCHEUX FRACTURÉ : *Application à la réalisation du tunnel de St Béat*

soutenue à Champs sur Marne le 8 décembre 2010 devant le jury composé de :

M. Frédéric PELLET	Président du jury
Mme. Joëlle RISS	Rapporteur
Mme. Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF	Rapporteur
M. Ahmad POUYA	Examinateur
M. Jean SULEM	Directeur de thèse
Mme. Muriel GASC	Conseiller d'étude

Kính tặng Bố Mẹ

A mes parents

et

à mon époux Quang Tuấn,

pour votre soutien et votre amour.

Résumé

La conception des ouvrages de génie civil dans les massifs rocheux fracturés nécessite une étude de comportement lors des travaux. Les massifs fracturés sont généralement très complexes et représentés par les caractéristiques de la matrice et des discontinuités de leurs différents faciès.

Cette thèse a pour objectif d'étudier le comportement mécanique du massif du futur tunnel de St Béat. La thèse est divisée en trois parties. Nous étudions tout d'abord les phénomènes prépondérants et les facteurs agissant sur le comportement mécanique des massifs rocheux. Dans la seconde partie, nous effectuons séparément des études expérimentales sur le comportement mécanique de la matrice et des discontinuités rocheuses. Enfin, dans la dernière partie, nous présentons une modélisation en 2D du comportement du massif fracturé lors du creusement du tunnel.

L'étude expérimentale s'appuie sur des marbres rencontrés sur le site du tunnel. Le comportement de la matrice rocheuse est étudié à partir des essais de compression triaxiale sur des échantillons de roche saine. L'évolution de l'endommagement est caractérisée à l'aide des mesures de vitesses de propagation des ondes élastiques. Une enveloppe de rupture selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb est proposée pour la matrice rocheuse. Le comportement en cisaillement des discontinuités naturelles est ensuite étudié sous différentes conditions de chargement (contrainte normale constante et rigidité normale imposée). La mesure de topographie des surfaces des discontinuités avant et après chaque essai mécanique permet de déterminer les paramètres statistiques de la rugosité. L'influence de la contrainte normale, de la rigidité normale imposée, de la rugosité initiale et de la vitesse de cisaillement sur le comportement des discontinuités est mise en évidence. Des lois de comportement pertinentes sont proposées pour chaque type d'essais.

Les caractéristiques mécaniques obtenues sont alors introduites dans le code de calcul UDEC afin de modéliser le comportement du massif en présence du tunnel, sous

différentes conditions aux limites. La réponse en terme de déformations et de contraintes induites autour du tunnel est analysée.

Mots clés : Matrice rocheuse, discontinuités, essai triaxial, essai de cisaillement, enveloppe de rupture, analyse morphologique, paramètres statistiques de rugosité, modélisation de massif fracturé.

Abstract

The design of civil engineering structures in fractured rock masses requires knowledge of their mechanical behavior. The fractured rock masses are usually very complex and separated in matrix and rock discontinuities.

This thesis aims to study the mechanical behavior of St Beat tunnel rock mass. The thesis is divided into three parts. We study first the predominant phenomena and factors affecting the mechanical behavior of rock masses. In the second part, we perform separately experimental studies on the mechanical behavior of matrix and rock discontinuities. Finally, in the last section, we present a 2D model of the fractured rock mass behavior during the digging of the tunnel.

The experimental study is based on the marbles encountered on the future tunnel site. The rock matrix behavior is studied using triaxial compression tests on intact rock samples. The damage evolution is characterized using propagation velocities measurements of elastic waves. A failure envelope by Mohr-Coulomb linear criterion is proposed for the rock matrix. The shear behavior of natural discontinuities is investigated under different loading conditions (normal stress or constant normal stiffness imposed). The discontinuities surfaces topography is measured before and after each mechanical test to determine the roughness statistical parameters. The influence of the normal stress, the normal stiffness, the initial roughness and the shear rate on the discontinuities behavior is demonstrated. A behavior law is proposed for each type of test.

The mechanical properties obtained are introduced into the code UDEC to model the rock mass behavior with the presence of the tunnel, under different boundary conditions. The response in terms of deformations and stresses induced around the tunnel is analyzed.

Keywords : Rock mass, discontinuities, triaxial test, shear test, failure envelope, morphology analysis, roughness statistical parameters, modeling of fractured rock mass.

Remerciements

Je tiens à remercier tout d'abord mon Directeur de thèse Jean Sulem pour m'avoir toujours suivi à distance pendant ces trois années, pour m'avoir donné mes premières notions de la Mécaniques des roches et pour m'avoir guidé par ses conseils scientifiques enrichissants pendant toute la période de la thèse.

Je voudrais également exprimer toutes mes gratitudes à Muriel Gasc, qui m'a encadré durant ces trois années au Laboratoire des Ponts et Chaussées de Toulouse. Je lui suis très reconnaissant de m'avoir à la fois laissé une grande latitude dans le travail et en même temps d'avoir toujours été disponible pour nos nombreuses discussions lorsque j'avais des difficultés ou des "pannes" dans le travail. J'exprime mes sincères remerciements pour sa patience pour la lecture et la correction des différentes versions du manuscrit du mémoire de thèse. Je lui remercie également pour ses aides et son soutien dans ma vie quotidienne lors de mes séjours à Toulouse.

J'adresse également tous mes remerciements aux personnels du LR Toulouse, surtout aux membres des unités GERM et ERAG, pour leur accueil chaleureux et leur extrême gentillesse. Merci en particulier à Didier Virely, le chef de l'unité, qui m'a donné tous les moyens nécessaires pour effectuer les essais expérimentaux dans les conditions optimales avec son "Monica". Je n'oublie jamais ton humour et des choses en français que tu m'as appris... Un très grand merci à Jérôme Guittard pour sa compétence en expérimentation de la Mécanique des roches, pour sa parfaite patience et son effort lors de nos nombreux problèmes. Sans lui, les travaux expérimentaux de cette thèse n'auraient pas pu aboutir. Merci également à Virginie Gendre pour sa gentillesse, sa disponibilité et ses aides dès mes premiers jours au labo. Avec Jérôme, nous avons formé une équipe "inséparable" pour achever tous les essais demandés. Aussi un grand merci à Bernard Batlle pour ses aides lors de la préparation des éprouvettes. Je n'oublie pas de remercier toutes les personnes qui nous avons donné volontairement un coup de main lors de la préparation, le montage ou démontage des essais : Mathieu,

Gérard, Jean-Claude, Yahya... Je pense également à Christian, Fabrice, Corinne, Emmanuel, Michel, Stéphane, Philippe, Pierre et tous les autres qui m'ont donné toujours une ambiance chaleureuse et d'amitié.

J'aimerais remercier le Directeur du laboratoire LR Toulouse, M. Didier Treinsoutrot pour m'avoir donné des meilleures conditions de travail au sein du labo. Je remercie aussi nos charmantes secrétaires : Anita, Jocelyne, Sylvie pour leurs aides indispensables dans les formalités administratives.

Je remercie sincèrement Antoine Marache et l'équipe GHYMAC pour leurs aides lors des mesures de la rugosité des surfaces de discontinuités et lors du calcul des paramètres morphologiques à l'Université de Bordeaux.

Je voudrais remercier Mme. Joëlle Riss, Professeur à l'Université de Bordeaux, et Mme. Véronique Merrien-Soukatchoff, Professeur à l'Ecole des Mines de Nancy, d'avoir accepté de juger ce travail en me faisant l'honneur le rapporter. Je leur exprime ma grande reconnaissance pour le temps qu'elles ont consacré à la lecture approfondie du rapport et de leurs remarques, leurs critiques afin d'évoluer mon travail. J'adresse aussi mes remerciements à M. Frédéric Pellet, Professeur à l'INSA de Lyon, et M. Ahmad Pouya, Directeur de recherche au LCPC, pour avoir bien voulu faire partie du jury et pour leurs remarques rigoureuses ainsi que des riches discussions lors du jour de la soutenance.

Et enfin, j'ai gardé le plus grand et chaleureux des remerciements à mes parents, pour leurs encouragements permanents, et à mon époux Quang Tuân, pour son accompagnement et son support moral lors de nos séjours en France. Cette thèse est aussi à vous. Merci de tout mon cœur.

Sommaire

Résumé i

Abstract iii

Remerciements v

Sommaire vii

Introduction 1

I Etude bibliographique 3

1 Généralités et définitions 5

1.1 Généralités 5

1.2 Structure des massifs rocheux 7

1.2.1 Matrice rocheuse 7

1.2.2 Discontinuités 8

1.2.3 Méthode de détermination du comportement des massifs rocheux 9

1.3 Conclusion 10

2 Comportement en compression triaxiale 11

2.1 Principe de l'essai de compression triaxiale 11

2.2 Description des phases de fissuration 12

2.2.1 Courbe contrainte-déformation 12

2.2.2 Modes de rupture 18

2.3 Effet des conditions de chargement 19

2.4 Mesures dynamiques 22

2.4.1 Vitesse des ondes élastiques 22

2.4.2 Paramètres influençant la vitesse des ondes élastiques 23

2.4.3 Modules élastiques dynamiques 26

2.5 Critères de rupture de la roche 28
2.5.1 Critère linéaire de Mohr-Coulomb 29
2.5.2 Critères de Hoek-Brown 30
2.6 Conclusion 31
3 Comportement des discontinuités 33
3.1 Introduction 33
3.2 Morphologie des joints rocheux 34
3.2.1 Méthodes descriptives de la rugosité 35
3.2.2 Méthodes de mesure de la rugosité 39
3.3 Comportement mécanique des joints rocheux 42
3.3.1 Comportement en compression simple 42
3.3.2 Comportement en cisaillement direct 44
3.3.3 Comportement en cisaillement à rigidité normale imposée 52
3.4 Modèles de résistance au cisaillement au pic 56
3.4.1 Modèle bilinéaire de Patton 56
3.4.2 Modèle de Ladanyi et Archambault 57
3.4.3 Modèle empirique JRC-JCS de Barton 58
3.5 Influence de la rugosité sur le comportement mécanique 59
3.6 Caractéristiques particulières des discontinuités naturelles 61
3.7 Conclusion 62
II Études expérimentales 63
Contexte de l'étude 65
4 Essais triaxiaux sur la matrice rocheuse 69
4.1 Dispositif expérimental 69
4.1.1 Presse de chargement axial 69
4.1.2 Cellule triaxiale 70
4.1.3 Contrôleur de pression de confinement 71
4.1.4 Capteurs 72
4.1.5 Système d'acquisition des mesures 75
4.2 Préparation des échantillons 75
4.2.1 Préparation et contrôle géométrique des échantillons 75
4.2.2 Mise en place des échantillons 77
4.3 Mesure de la vitesse de propagation des ondes élastiques 77
4.3.1 Matériel utilisé 78
4.3.2 Mesure 78
4.3.3 Traitement 79
4.4 Programme expérimental 80
4.5 Résultats et interprétation des essais 81
4.5.1 Chargement isotrope 81
4.5.2 Chargement déviatorique 82
4.5.3 Modules élastiques statiques 88
4.5.4 Vitesses des ondes de compression P et de cisaillement S 90

4.5.5 Modules élastiques dynamiques 92
4.5.6 Enveloppe de rupture 94
4.6 Conclusion 95
5 Caractérisation de la morphologie des discontinuités 97
5.1 Mesure de la rugosité sous profilomètre laser 97
5.1.1 Dispositif 97
5.1.2 Échantillons 98
5.1.3 Acquisition des profils de rugosité 99
5.2 Reconstruction des surfaces de discontinuités dans l'ensemble des directions 100
5.3 Caractérisation des surfaces de discontinuités avant essais 102
5.3.1 Paramètres statistiques 102
5.3.2 Anisotropie de rugosité 108
5.3.3 Regroupement des échantillons à partir des paramètres morphologiques 111
5.3.4 Inclinaison des surfaces 115
5.3.5 Joint Roughness Coefficient JRC 116
5.3.6 Aire de contact avant essais 117
5.4 Caractérisation des surfaces de discontinuités après essais 119
5.4.1 Paramètres statistiques 120
5.4.2 Joint Roughness Coefficient JRC 125
5.4.3 Endommagement des surfaces après essais 126
5.5 Synthèse des caractéristiques morphologiques des discontinuités naturelles 131
6 Essai de cisaillement sur discontinuités naturelles 135
6.1 Description des échantillons et du programme expérimental 135
6.1.1 Échantillons 135
6.1.2 Programme expérimental 136
6.2 Procédure de l'essai de cisaillement direct 138
6.2.1 Dispositif expérimental 138
6.2.2 Préparation des éprouvettes 139
6.2.3 Cycles de charge-décharge préalables 140
6.2.4 Cisaillement de la discontinuité 141
6.3 Essais de cisaillement à contrainte normale constante ou variable 143
6.3.1 Influence du protocole expérimental sur les résultats d'essais 143
6.3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante 145
6.3.3 Essais de cisaillement à contrainte normale variable 155
6.3.4 Analyse quantitative des résultats 160
6.4 Essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée 171
6.4.1 Courbes de contraintes et de déplacements 171
6.4.2 Enveloppe de rupture des essais CNS 176
6.5 Conclusion 178
III Modélisation 181
7 Application au calcul de massif rocheux 183
7.1 Présentation du code de calcul UDEC 183

7.2 Simulation des essais de cisaillement avec UDEC 185
7.3 Modélisation du massif 187
7.4 Résultats de calcul 191
7.4.1 Déplacements verticaux et horizontaux 191
7.4.2 Contraintes verticales et horizontales 199
7.4.3 Comportement des joints 204
7.4.4 Cas de changement de la position relative du tunnel 206
7.5 Conclusion 209

Conclusion générale **211**

Références **219**

Annexes **233**

Introduction

Grâce aux innovations technologiques et aux moyens puissants de réalisation, en plus des demandes croissantes de communication, de transport, de stockage, la construction d'ouvrages souterrains est en pleine expansion ces dernières années. Cependant, la prise en compte des instabilités géotechniques dues à l'effet du creusement reste encore très empirique et qualitative. Des études géotechniques et des analyses approfondies de terrain sont donc des nécessités primordiales dans la conception et la réalisation des ouvrages souterrains.

La solution de construction d'un tunnel de déviation au niveau de la ville de St Béat (31) a été choisie afin d'assurer le trafic entre la France et l'Espagne sur la RN 125. Le site de ce tunnel se trouve dans la zone interne métamorphique des Pyrénées, dominée par des calcaires marmoréens. Le massif est très fracturé (Gasc-Barbier et al. 2006) et il n'y a pas de présence d'eaux souterraines.

Compte tenu de la structure très complexe de ce massif fracturé, qui est représenté par l'assemblage des matrices et des discontinuités rocheuses, nous procédons à une étude du comportement du massif en présence du tunnel en étudiant tout d'abord, le comportement mécanique de la matrice rocheuse et le comportement mécanique des discontinuités naturelles. Cette étude a pour objectif de fournir des données mécaniques des matériaux rencontrés sur le site du futur tunnel de St Béat et de mieux comprendre la réponse du massif lors du creusement du tunnel. Nous souhaitons également évaluer l'effet des différents paramètres recensés influençant ces comportements.

Grâce au dispositif disponible au *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse*, l'étude du comportement de la matrice rocheuse est effectuée à partir d'essais de compression triaxiale sous des pressions de confinement allant jusqu'à 30 MPa. En particulier, la cellule triaxiale disponible nous permet de mesurer les vitesses de propagation des ondes élastiques de compression P et de cisaillement S pendant le chargement. Ces mesures ont pour but d'estimer l'état d'endommagement de

l'échantillon au cours de l'essai et de déterminer les modules dynamiques de la roche étudiée. L'étude du comportement en cisaillement des discontinuités rocheuses naturelles est réalisée sous différentes conditions de chargement (contrainte normale constante, rigidité normale imposée), en utilisant différents paramètres d'essai (contrainte normale, rigidité normale, vitesse de cisaillement). En particulier, des mesures de la rugosité des surfaces des discontinuités avant et après chaque essai mécanique permettent de déterminer les caractéristiques morphologiques des discontinuités rocheuses naturelles et puis de leur relier avec les caractéristiques mécaniques.

Le contenu de la thèse se compose de trois parties principales :

Partie bibliographique : nous présentons tout d'abord les généralités et les définitions concernant la problématique de la thèse (chapitre 1). Nous identifions ensuite les différents phénomènes et les facteurs influençant le comportement en compression triaxiale de la matrice rocheuse (chapitre 2) et le comportement en cisaillement des discontinuités (chapitre 3).

Partie expérimentale : dans un premier temps nous effectuons une campagne d'essais de compression triaxiale sur la matrice rocheuse de la roche étudiée (chapitre 4). Nous procédons ensuite à une caractérisation de la rugosité des surfaces des discontinuités rocheuses naturelles avant la réalisation de chaque essai de cisaillement (chapitre 5). Puis nous effectuons des essais de cisaillement sous différentes conditions de cisaillement (chapitre 6). Nous mesurons encore une fois la rugosité des surfaces cisaillées des discontinuités afin de déterminer leur état endommagé (chapitre 5).

Partie modélisation : dans cette dernière partie, nous effectuons des calculs du comportement du massif en présence du tunnel en utilisant le code de calcul UDEC (chapitre 7). Les résultats expérimentaux sont utilisés afin d'identifier les paramètres d'entrée pour les modèles de calcul.

I
Etude bibliographique

1 Généralités et définitions **5**

1.1 Généralités 5

1.2 Structure des massifs rocheux 7

1.3 Conclusion 10

2 Comportement en compression triaxiale **11**

2.1 Principe de l'essai de compression triaxiale 11

2.2 Description des phases de fissuration 12

2.3 Effet des conditions de chargement 19

2.4 Mesures dynamiques 22

2.5 Critères de rupture de la roche 28

2.6 Conclusion 31

3 Comportement des discontinuités **33**

3.1 Introduction 33

3.2 Morphologie des joints rocheux 34

3.3 Comportement mécanique des joints rocheux 42

3.4 Modèles de résistance au cisaillement au pic 56

3.5 Influence de la rugosité sur le comportement mécanique 59

3.6 Caractéristiques particulières des discontinuités naturelles 61

3.7 Conclusion 62

Chapitre 1

Généralités et définitions

1.1 Généralités

Les méthodes de dimensionnement, les outils de calcul, les techniques de creusement et les modes de soutènement des ouvrages souterrains ont significativement évolué au cours de ces dernières années. Néanmoins, les risques sont toujours présents dans toutes les étapes d'un projet souterrain. Les risques principaux rencontrés sont généralement les risques géotechniques et géologiques qui sont liés à l'échantillonnage des informations obtenues par les reconnaissances sur la réponse du terrain lors du creusement ; les risques concernant l'hydrologie souterraine ou les risques liés au choix de soutènement mal adapté, etc. Compte tenu des caractères spécifiques des ouvrages souterrains (à grande profondeur, accès difficile lors des réparations), les risques d'instabilité ont des conséquences très importantes, qui touchent à la fois l'ouvrage, les humains, l'environnement et l'économie.

On peut citer ci-après quelques exemples d'accidents tragiques en phase de construction ces dernières années, accidents qui portait surtout sur des ouvrages souterrains en milieu urbain et qui ont des conséquences directes ou indirectes sur la sécurité d'un grand nombre de personne : l'effondrement dans le tunnel ferroviaire Heathrow à Londres en 1994, dans une ligne de métro à Munich en 1994, dans la ligne de métro Météor à Paris en 2003, dans la ligne 5 de métro à Barcelone en 2005, dans la ligne de métro M2 à Lausanne en 2005 et récemment dans une station de métro à Sao Paulo en 2007, etc. La figure 1.1 illustre quelques photos des effondrements au cours de la construction des tunnels de métro. Les accidents pendant la phase d'exploitation sont plus rares, mais leurs conséquences sont généralement catastrophiques. Un exemple célèbre est l'accident ferroviaire dramatique de Vierzy (Aisne 02) en 1972. Il s'est produit suite à une chute de blocs (effondrement) du toit dans le tunnel, ce qui a entraîné un déraillement puis une collision entre deux trains SNCF. Des études ultérieures ont conclu que la chute de blocs résultait de la dégradation des terrains puis de la défaillance du soutènement du tunnel.

Métro à Munich
09/1994

La couche de marne séparant les deux niveaux d'eau souterraine était beaucoup plus fine que prévu.

Métro Météor à Paris
02/2003

Station de métro à Sao Paulo
01/2007

Roche fracturée située au-dessus de l'excavation.
Soutènement insuffisant au niveau de la voûte et des parois verticales.

Figure 1.1 - Exemple d'effondrements au cours de construction des tunnels de métro.

De ce fait, la conception et la réalisation des ouvrages souterrains nécessitent des études géotechniques et des analyses approfondies pour assurer la sécurité, en minimisant les risques d'instabilité.

Les massifs rocheux fracturés, en tant que milieux complexes, présentent diverses réponses à l'effet du creusement. L'étude de la stabilité des massifs rocheux pour la conception et la construction des ouvrages au rocher a clairement une importance majeure. Pour cela, la structure des massifs rocheux et leur comportement mécanique en présence des ouvrages nécessitent d'être étudiés.

1.2 Structure des massifs rocheux

La roche a une structure discontinue. Elle peut-être assimilée à un milieu composé d'éléments continus plus ou moins homogènes, de forme géométrique quelconque, la *matrice rocheuse*, et de fines zones situées entre ces éléments continus, qualifiées de *discontinuités*. En mécanique des roches, le terme *discontinuité* désigne toute interruption des propriétés mécanique ou physique dans la *matrice rocheuse*. Il s'agit souvent d'une dégradation des propriétés mécaniques sur des zones de très faible épaisseur. L'étude d'un *massif rocheux* fracturé nécessite donc une caractérisation de la *matrice rocheuse*, ainsi que celle des *discontinuités*.

1.2.1 Matrice rocheuse

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

Il existe plusieurs méthodes de classification des roches. Le plus souvent, on les classe en fonction de leur origine géologique. Selon l'AFTES (2003), on distingue trois grandes familles de roches :

- *Les roches magmatiques* résultent du refroidissement et de la solidification de magmas avec ou sans cristallisation. Elles peuvent être formées soit en profondeur, on a alors les roches plutoniques (granites par exemple), soit à la surface et on a alors les roches effusives (basaltes par exemple). Leur distinction se fait grâce à la taille des minéraux constitutifs : les roches plutoniques ont généralement un grain grossier et les effusives un grain fin.
- *Les roches sédimentaires* sont formées par la décomposition (mécanique, chimique ou biologique) des matériaux suivie par leur dépôt en couches initialement proches de l'horizontale. Elles affleurent sur 75 % de la surface

des continents mais avec des épaisseurs limitées. On peut citer ici les plus répandues comme les grès, les roches argileuses ou les roches carbonatées.

– *Les roches métamorphiques* résultent de la recristallisation (accompagnée souvent de déformation) de *roches sédimentaires* ou de *roches magmatiques* sous l'effet de l'augmentation de la température et de la pression en profondeur (métamorphisme régional) ou au contact d'autres roches (métamorphisme de contact). Les plus communes sont les schistes et les gneiss où les minéraux apparaissent nettement orientés. Les marbres et les quartzites sont des roches massives, entièrement recristallisées, dans lesquelles l'orientation des minéraux (calcite ou quartz) n'est guère visible à l'œil nu.

Goodman (1989) présente un autre système de classification géologique basé sur la texture des roches. Selon l'auteur, les nomenclatures de ce système donnent plus d'information sur l'estimation du comportement mécanique de la roche que l'autre système.

1.2.2 Discontinuités

Tout massif rocheux, quelle que soit son histoire et sa localisation, possède des défauts qui correspondent à des zones de faible épaisseur le long desquelles les propriétés mécaniques de la roche sont fortement dégradées. Ils correspondent à différentes origines géologiques : *joints de stratification*, *diaclases*, *failles*, *plans de schistosité*, *etc.* Mécaniquement, ils présentent des propriétés plus faibles que celles du matériau rocheux environnant (faible résistance au cisaillement, résistance à la traction négligeable, grande déformabilité et conductivité hydraulique...), et leur prise en compte est essentielle pour la modélisation des ouvrages en milieux rocheux. Une description détaillée de ces défauts structuraux et de leur origine a été présentée par Lama et Vutukuri (1978b), Brady et Brown (2004).

Les caractéristiques géométriques les plus importantes des discontinuités, qui ont une influence sur le comportement du massif rocheux telles que *orientation*, *ouverture*, *rugosité*, *espacement*, *persistance*, *etc.* ont été présentées dans ISRM (1978). Des méthodes de description quantitative de ces propriétés ont été également suggérées.

Le comportement mécanique des discontinuités est lié à l'inclinaison et l'amplitude des ondulations, aux caractéristiques mécaniques des parois, à la présence de remplissage (Barton et Choubey 1977, Barton et al. 1985). La présence des discontinuités peut affecter significativement le comportement mécanique du massif rocheux en introduisant des faiblesses en termes de déformabilité et de résistance. De nombreux auteurs comme par exemple Yoshinaka et Yamabe (1986) ont observé que, en présence de discontinuités, le module de déformation du massif rocheux diminue remarquablement en comparaison de celui de la roche intacte. A faible profondeur ou dans les zones de déconfinement, comme par exemple les excavations et les constructions de génie civil, la déformation du massif rocheux est contrôlée

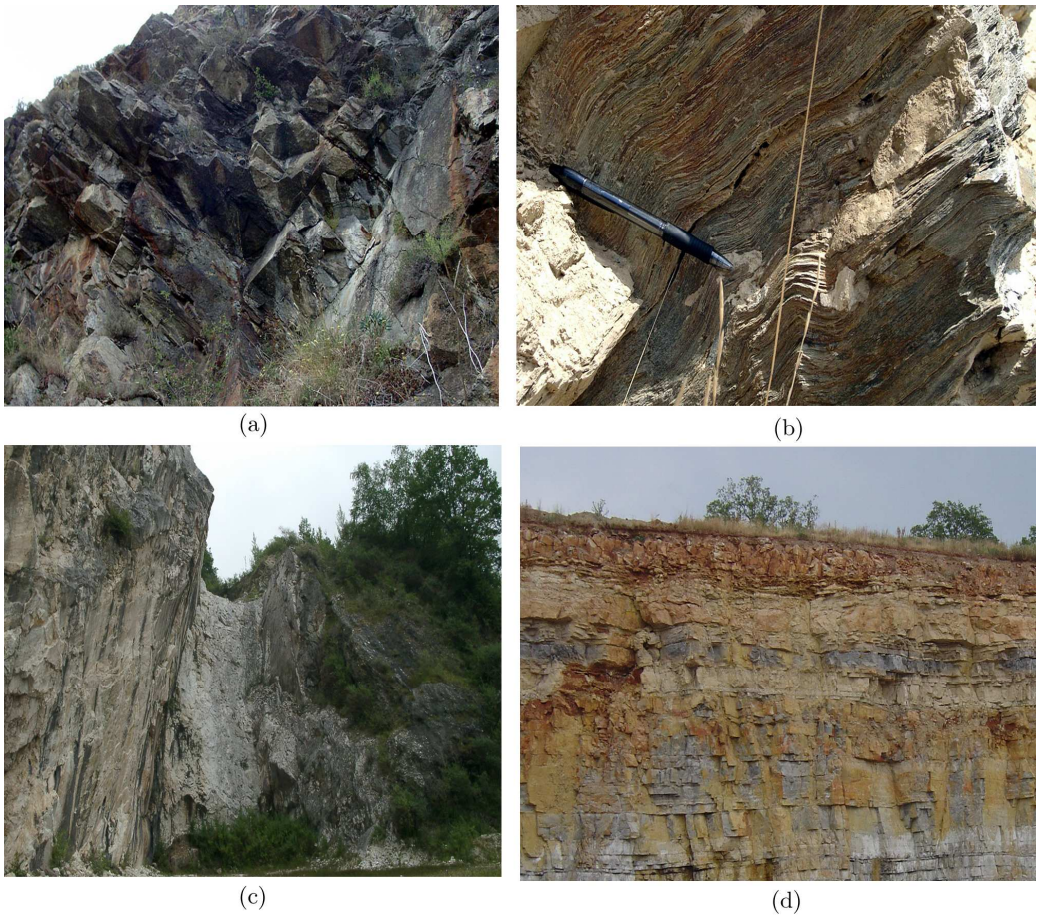


Figure 1.2 - Exemples de différents types de joints, (a)- Diaclases ; (b)- Plans de schistosité ; (c)- Failles ; (d)- Stratification (Photos J. Guittard).

essentiellement par la présence des discontinuités. En profondeur ou dans les zones à forte concentration de contraintes, l'influence de la structure est moins marquée (Brady et Brown 2004a).

1.2.3 Méthode de détermination du comportement des massifs rocheux

Le massif rocheux est généralement représenté comme un assemblage composé de blocs distincts emboîtés, découpé par des discontinuités. Les propriétés mécaniques, hydrauliques et l'agencement dans l'espace de ces discontinuités gouvernent le comportement global du massif rocheux. Des méthodes analytiques, empiriques ou numériques peuvent être utilisées pour évaluer l'effet des discontinuités sur le comportement du massif rocheux.

La classification des massifs rocheux est la méthode la plus utilisée. Selon Hoek (2007), les classifications les plus connues sont probablement le système RMR de Bieniawski (1973) et le système Q de Barton et al. (1974). Ces systèmes de

classification sont présentés par plusieurs auteurs comme Hoek et al. (1995), Singh et Goel (1999), AFTES (2003). Initialement élaborées pour déterminer le soutènement des tunnels, ces classifications ont été développées sur la base des cas pratiques, de données des propriétés géologiques et de performance des soutènements utilisés dans différents projets souterrains de référence. Des informations telles que la résistance de la roche intacte, l'écoulement souterrain, la contrainte *in situ* et le nombre, l'espacement, l'inclinaison et les propriétés des interfaces des discontinuités sont données dans la classification. Ces méthodes sont utilisées au niveau des études préliminaires pour déterminer provisoirement le soutènement approprié. Cependant, l'utilisation des systèmes de classification nécessite également des informations détaillées relativement à la contrainte *in situ* et aux propriétés du massif, alors qu'en général elles ne sont pas disponibles au stade préliminaire du projet. Pour que ces informations soient disponibles, les systèmes de classification devraient être utilisés en conjonction avec des études spécifiques du site.

Une très faible place est laissée à la détermination expérimentale du comportement du massif rocheux à cause de son coût (10 à 20 % des projets font l'objet d'études expérimentales d'après Hoek 2007). A noter que les essais en laboratoire ne peuvent généralement être effectués que sur des échantillons de roches de petites tailles en raison de la taille et la capacité limitée des dispositifs de chargement. Par conséquent, les éprouvettes testées ne représentent qu'une partie très petite et très sélective du massif d'où elle a été prélevée. Cependant, l'effet d'échelle a été étudié pour valoriser les résultats expérimentaux au laboratoire, par exemple, en utilisant les formules empiriques d'évaluation de modules de déformation des massifs rocheux à partir des caractéristiques d'échantillons mesurées au laboratoire (AFTES 2003, annexe 15).

1.3 Conclusion

Ce bref chapitre introductif a pour but de démontrer la nécessité de l'étude de la stabilité des massifs rocheux dans la conception des ouvrages souterrains. Une mauvaise prise en compte de l'importance de la stabilité des massifs rocheux peut conduire à de très graves dégâts.

Les massifs rocheux sont présentés comme un milieu discontinu, composé de discontinuités et de la matrice rocheuse. La présence des discontinuités peut avoir une grande influence sur le comportement mécanique, hydraulique et sur la stabilité du massif. L'étude des massifs rocheux s'appuie donc non seulement sur la caractérisation de la roche saine, mais également la caractérisation des discontinuités.

Dans la suite de cette première partie, nous allons reprendre une présentation générale des comportements mécaniques principaux de la matrice rocheuse et des discontinuités dans le chapitre 2 et le chapitre 3 respectivement.

Chapitre 2

Comportement en compression triaxiale

2.1 Principe de l'essai de compression triaxiale

Le principe d'un essai triaxial 'vrai' consiste à appliquer trois contraintes différentes dans les trois directions de l'espace sur des éprouvettes en forme de prisme cubique parallélépipédique (Mogi 1974). En pratique, compte tenu de la forme des éprouvettes qui sont en général cylindriques, on réalise des essais triaxiaux axisymétriques, c'est-à-dire que l'on n'applique que deux contraintes différentes : une contrainte axiale σ_1 et une contrainte latérale $\sigma_2 = \sigma_3$ (figure 2.1). Cet état de contrainte permet de soumettre des éprouvettes de matériau rocheux à des sollicitations qui sont analogues à celles qui existent a priori *in situ*. La contrainte latérale est généralement appliquée à l'aide d'un fluide de confinement.

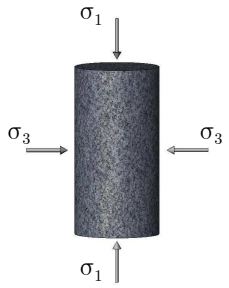


Figure 2.1 - Schéma des contraintes pour un essai triaxial axisymétrique.

L'étude sous chargement quasi statique consiste à augmenter progressivement la contrainte de compression axiale appliquée sur l'éprouvette soumise à un confinement radial constant. La distribution des contraintes est assez semblable à celle qui existe dans une éprouvette soumise à une compression simple. Toutefois du fait du confinement imposé, les concentrations sont moins fortes. Cela explique en partie que les résultats de cet essai sont plus homogènes que ceux de l'essai de compression simple.

2.2 Description des phases de fissuration

2.2.1 Courbe contrainte-déformation

Le comportement d'une roche en compression et plus précisément les mécanismes de propagation de fissures menant à la rupture de la roche ont été étudiés par Bieniawski (1967), Brady (1969), Wawersik et Fairhurst (1970), Brown (1974), Paterson et Wong (2005a). Bieniawski (1967) et Brady (1969) ont décomposé les courbes de contrainte-déformation axiale et radiale en quatre phases successives (figure 2.2).

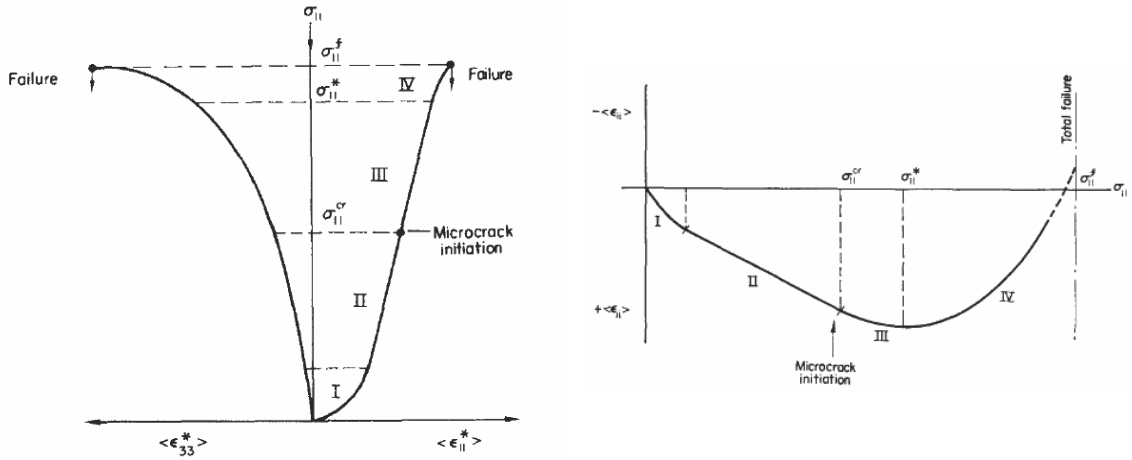


Figure 2.2 - Courbes typiques de contrainte-déformation axiale, radiale et volumique de roche soumise à la compression (Brady 1969).

2.2.1.1 Phase I : Phase de serrage

Cette phase se situe à un niveau de contrainte très faible. Elle est due à la fermeture élastique ou inélastique des pores, des microfissures préexistants dans la roche (Bieniawski 1967) sous l'application d'une pression. Pendant cette fermeture des microfissures, le module d'élasticité augmente avec la contrainte axiale, conduisant à une partie non-linéaire de la courbe contrainte-déformation comme présentée dans la figure 2.2. La courbe contrainte-déformation axiale est caractérisée par une concavité vers le haut tandis que la courbe de déformation radiale est convexe. La déformation volumique est contractante. Notons que cette phase peut être très prononcée dans les essais uniaxiaux mais très réduite ou quasi-inexistante pendant le chargement déviatorique des essais triaxiaux car la phase de serrage peut commencer dès le chargement isotrope initial, correspondant à la mise en place de la pression de confinement.

L'étude expérimentale de la phase de serrage peut être effectuée par le biais des mesures de la variation de la porosité, la perméabilité ou la vitesse de propagation des ondes élastiques (Bernaix 1974). Ramana (1969) a observé une diminution de la

porosité des différentes roches soumises à un chargement isotrope, correspondant à une augmentation non-linéaire de la vitesse des ondes. Fortin et al. (2005) ont mesuré la porosité, la vitesse des ondes élastiques et la perméabilité dans un grès soumis à une contrainte isotrope. Ils ont considéré que la phase initiale de fermeture des défauts préexistants dans la roche correspondant à une réduction de la porosité et à une augmentation de la vitesse des ondes se produisait jusqu'à une contrainte isotrope de 50 MPa.

2.2.1.2 Phase II : Phase élastique

La phase de déformation élastique est généralement linéaire pour les roches. Les modules de déformation et le rapport entre la déformation radiale et axiale sont constants pendant cette phase. La déformation volumique est toujours contractante. Les fissures susceptibles de se fermer le sont déjà et les concentrations de contraintes à l'échelle microscopique ne sont pas suffisantes pour générer de nouvelles fissures (El Bied 2000). La vitesse de propagation des ondes élastiques mesurée pendant la phase élastique par Fortin et al. (2005) est constante. Paterson et Wong (2005a) considèrent que la majeure partie de la déformation pendant cette phase est due à une déformation élastique des grains et des pores.

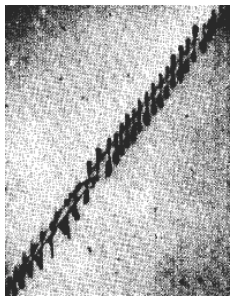


Figure 2.3 - Courtes fissures crées par le glissement entre les faces d'une fissure initiale fermée sur une plaque de verre soumise à une compression biaxiale (Bieniawski 1967).

Bien que la déformation pendant cette phase soit définie comme élastique linéaire, un déchargement dans la phase II peut conduire à des déformations résiduelles irréversibles observables à la fin du déchargement et à une hystérésis lors de cycles de décharge-recharge (Farran et Perami 1974). Walsh (1965, cité par Brady 1969) a attribué ces comportements au phénomène de glissement relatif entre les lèvres de fissures préexistantes fermées. Afin d'éclaircir ce phénomène, Bieniawski (1967) a étudié le comportement d'une simple fissure fermée créée sur une plaque de verre de dimension de 152×152×3 mm. Lorsque cette plaque est soumise à une compression biaxiale uniforme, Bieniawski a observé de nouvelles fissures courtes formées le long de la fissure initiale à un intervalle régulier (figure 2.3). Ces nouvelles fissures de tension sont dues au glissement relatif entre les faces de la fissure initiale et se multiplient avec l'augmentation de la contrainte appliquée. La formation de nouvelles fissures courtes

s'arrête quand les fissures près des deux extrémités de la fissure initiale se développent pour conduire à une fracture. Du fait que les faces des fissures fermées glissent relativement les unes par rapport aux autres pendant la phase de déformation élastique linéaire, les modules élastiques d'une roche fissurée sont plus petits que ceux d'une roche saine sans fissuration (Bieniawski 1967). Lors d'un déchargement, toutes les fissures qui ont subi un glissement ne peuvent pas revenir à la position initiale à la fin du déchargement. Ceci peut expliquer une partie des déformations résiduelles expérimentalement observées (Brady 1969).

2.2.1.3 Phase III : Phase de propagation stable de la microfissuration

Cette phase est marquée par un seuil, appelé *seuil de microfissuration*, défini par la contrainte pour laquelle les microfissures commencent à se développer dans l'ensemble de la matrice rocheuse (Panet 1976). Paulding (1965, cité par Brady 1969) et Bieniawski (1967) ont développé une technique expérimentale pour déterminer ce point d'initiation des microfissures. Ils ont défini le seuil de microfissuration en corrélation avec le point de changement de pente de la courbe contrainte-déformation volumique, qui n'est plus linéaire (point A, figure 2.5). Paulding (1965) a mesuré la compressibilité linéaire des échantillons soumis à des essais cycliques à différents niveaux de contrainte et observé qu'il n'y avait pas d'augmentation notable de la porosité jusqu'à ce point de changement de pente de la courbe contrainte-déformation volumique. L'analyse des courbes obtenues pour différents échantillons de quartzite et de norite[1] en compression uniaxiale réalisée par Bieniawski (1967), confirmé par des observations microscopiques à différents niveaux de charge, a montré que le début de la fissuration en compression uniaxiale ne dépend pas de la forme de l'échantillon, des plateaux de chargement et du type de presse utilisée pour la compression. Bieniawski (1967) a également effectué des essais triaxiaux sur des échantillons de norite et trouvé que le seuil de microfissuration en compression triaxiale peut être déterminé de la même façon sur la courbe de contrainte déviatorique-déformation volumique. Farran et Perami (1974) ont défini le seuil de microfissuration par le changement de pente de la courbe de perméabilité, d'une diminution à une augmentation de la perméabilité au cours d'un chargement triaxial. Selon Farran et Perami, la détermination du seuil de microfissuration à partir des courbes de perméabilité et des enregistrements acoustiques est plus précise qu'à partir des courbes de déformation (transversale ou volumique).

Une fois que le seuil d'initiation de la microfissuration est atteint, une prolifération des microfissures est observée dans la roche (Bieniawski 1967). Cette propagation de microfissures conduit à une dilatance (Crouch 1970, Schrodt et Holder 1983), une diminution de vitesse de propagation des ondes élastiques (Fortin et al. 2005), une augmentation de l'émission acoustique (Schrodt et Holder 1983) et de la perméabilité (Farran et Perami 1974, Fortin et al. 2005) comme présentées dans la figure 2.4.

[1] La norite est une variété de gabbro.

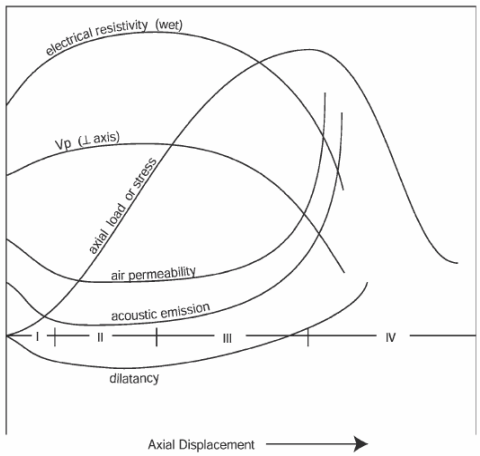


Figure 2.4 - Les quatre phases de déformation d'une éprouvette au cours d'un essai de compression triaxiale et les changements correspondants des différentes propriétés physiques (Paterson et Wong 2005b).

Afin d'établir la direction de propagation des microfissures, Bieniawski (1967) a réalisé des essais de compression uniaxiale et triaxiale sur des échantillons avant et après l'atteinte du seuil d'initiation des microfissures obtenu par compression uniaxiale ou triaxiale préalable. Les compressibilités axiales sont similaires tandis que les compressibilités radiales des échantillons avant et après l'atteinte de l'initiation de microfissures montrent une différence remarquable. L'augmentation de la compressibilité dans la direction latérale observée sur les échantillons après l'initiation de microfissures indique que les microfissures qui s'ouvrent sont orientées parallèlement à l'axe de l'échantillon de façon prédominante. Cette conclusion est également confirmée par des observations microscopiques (Bieniawski 1967) et des mesures de vitesse de propagation des ondes élastiques dans les deux directions axiale et radiale (Sarout 2006). Le développement des microfissures préférentiellement orientées axiales conduit à une augmentation plus rapide de la déformation latérale que axialement et par conséquent, à une dilatation transversale à partir de la phase III (Brady 1969), tandis que dans le sens axial, la déformation reste encore linéaire (Farran et Perami 1974). Néanmoins, El Bied (2000) a remarqué qu'il peut exister également des microfissures subaxiales faisant un angle inférieur à 15° avec la direction de la contrainte principale majeure.

Wawersik et Fairhurst (1970) ont observé que la distribution des microfissures n'est pas uniforme dans l'ensemble de l'échantillon. La densité de microfissures est peu changée dans la direction transversale mais diminue de façon continue dans la direction axiale, du centre vers les extrémités de l'échantillon. Cette diminution est due au frottement engendré entre les surfaces de l'échantillon et les plateaux de la machine de chargement. El Bied (2000) a présenté des techniques anti-frettage pour éviter cette non-uniformité des déformations. Wawersik et Fairhurst (1970) ont constaté également que, due à la pression de confinement dans les essais triaxiaux, la longueur moyenne des microfissures est plus petite que dans les essais uniaxiaux et qu'elle diminue avec l'augmentation du confinement.

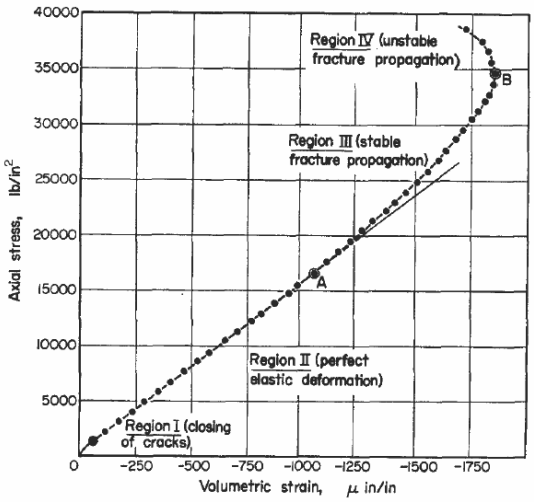


Figure 2.5 - Déformation volumique d'une quartzite dans un essai de compression uniaxiale avec une presse conventionnelle, 1000 lb/in² = 6,895 MPa (Bieniawski 1967).

La propagation des microfissures pendant cette phase est un processus stable, dans la mesure où les microfissures ne se prolongent que jusqu'à une certaine limite et ne permettent pas de développer une fracture macroscopique (Paterson et Wong 2005a). Bieniawski (1967) a mesuré expérimentalement la vitesse de prolongation des microfissures d'une norite et observé que cette vitesse a une influence négligeable pendant la phase de propagation stable des microfissures (figure 2.6). Santarelli et Brown (1989), en faisant des essais triaxiaux sur des grès et de la dolomite, ont observé sur la phase III, l'apparition d'une série de petits plans de cisaillement indiqués par des lignes de Lüder vues sur la surface de l'échantillon. Celles-ci correspondent à une certaine localisation mineure des déformations mais elle n'influence pas l'homogénéité globale des déformations à l'échelle de l'échantillon.

2.2.1.4 Phase IV : Phase de propagation instable de la microfissuration

Au-delà d'une certaine contrainte, on observe un changement brusque dans la propagation des fissures. De larges fissures intergranulaire et transgranulaire, absentes dans la phase précédente, sont détectées au niveau macroscopique et s'orientent pour produire un plan de rupture (Wawersik et Fairhurst 1970). Cette contrainte est considérée comme la transition entre la propagation stable et la propagation instable des fissures. En comparant avec la courbe de contrainte-déformation volumique des essais uniaxiaux, Bieniawski (1967) a trouvé que cette contrainte coïncide avec le point B indiqué dans la figure 2.5. Le point B est caractérisé par le niveau de contrainte à partir duquel la déformation volumique augmente avec l'augmentation de la contrainte appliquée. Santarelli et Brown (1989) ont fait une synthèse sur la localisation des déformations à partir de nombreux résultats bibliographiques d'essais uniaxiaux, triaxiaux ou biaxiaux. Ils ont montré que la localisation des déformations apparaît toujours avant l'atteinte de la contrainte maximale pour une contrainte qui peut varier entre 60 et 99 % de la contrainte maximale au pic. Santarelli et Brown (1989) ont

réalisé également des essais triaxiaux sur des grès et observé que le rapport entre la contrainte de localisation et la contrainte maximale diminue légèrement avec la pression de confinement, de 75 % au confinement nul à 40 % pour un confinement de 80 MPa. Le point de transition entre la phase III et IV a une grande importance du point de vue de l'ingénieur car il définit la limite après laquelle les déformations deviennent hétérogènes et les courbes de contrainte-déformation ne sont plus valides pour calibrer des lois de comportement (Santarelli et Brown 1989).

Le développement d'un plan de rupture correspond à une localisation majeure des déformations, les déformations dans l'échantillon deviennent inhomogènes. Bieniawski (1967), Wawersik et Fairhurst (1970) ont observé, sur des essais de compression simple, des fractures locales extrêmement prononcées et prédominantes dans la direction de la contrainte majeure pendant cette phase. Sous confinement, Santarelli et Brown (1989) ont observé une augmentation des lignes de Lüder et une apparition dune bande de cisaillement formée par du matériau transformé en gouge et inclinée par rapport à l'axe de l'échantillon. Plus le confinement est élevé, plus l'angle d'inclinaison et l'épaisseur de la bande de cisaillement sont importants (Sulem et al. 1999, Sulem et Ouffroukh 2006).

Selon Bieniawski (1967), une fois que la propagation instable de fracture commence dans l'échantillon, le type de chargement et les dimensions des plateaux de charge (par rapport aux bases de l'échantillon) deviennent le facteur qui gouverne le mode de fracture.

A ce stade, la vitesse de fracturation est considérablement plus élevée que celle dans la phase de propagation stable de microfissuration (figure 2.6). La déformation radiale augmente rapidement et le coefficient de Poisson approche de grandes valeurs ($> 0{,}50$) près du pic de contrainte (Brady 1969).

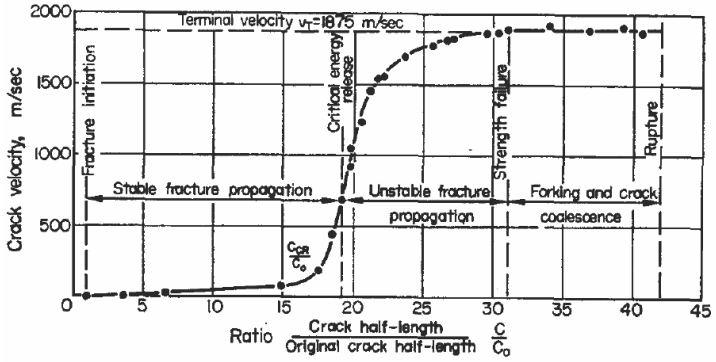


Figure 2.6 - Vitesse de propagation en fonction du rapport des longueurs de microfissures, déterminée expérimentalement pour une norite (Bieniawski 1967).

2.2.2 Modes de rupture

Deux modes de rupture peuvent être observés dans les roches suivant la déformation avant la rupture : (i) rupture fragile si la roche se casse à faible déformation ou (ii) rupture ductile si la roche se déforme notablement avant la rupture (Vutukuri et Lama 1974). Cette classification décrit la rupture en ne considérant que le changement intrinsèque dans le matériau : pour la rupture fragile, la roche n'a pas ou très peu de déformation permanente avant la rupture ; pour la rupture ductile, la rupture est précédée par des déformations plastiques appréciables. Jaeger et Cook (1979) ont présenté une autre classification qui est communément acceptée pour décrire la rupture macroscopique des roches soumises à la compression triaxiale en fonction de la pression de confinement. Trois types de rupture selon le niveau de confinement appliqué sont observés : (i) rupture par fendage axial sous une compression uniaxiale ou à très faible pression de confinement ; (ii) rupture selon un seul plan de cisaillement sous des pressions de confinement intermédiaires ; (iii) rupture selon de multiples plans de cisaillement sous des pressions de confinement élevées.

Ramez (1967) a fait des essais de compression triaxiale sur des grès de Darley Dale de grande porosité de 21 % à pression ambiante et jusqu'au confinement de 103 MPa et observé que tous les essais montrent une rupture fragile accompagnant éventuellement une déformation plastique : les essais uniaxiaux montrent une rupture parallèle à l'axe de compression et les essais soumis à un confinement montrent une rupture selon un plan de cisaillement. En plus, deux échantillons testés au confinement de 317 MPa et de 386 MPa se sont cassés selon un plan perpendiculaire à l'axe de l'échantillon après une déformation de 15 %.

Bieniawski et al. (1969) ont réalisé des essais de compression sur des grès, quartzites et norites pour des pressions de confinement qui varient entre 0 et 34 MPa. Ils ont utilisé deux types de presse : une presse conventionnée ‘souple’ avec une rigidité de 8,6 $\times$ 10^4 N/mm et une presse ‘rigide’ avec une rigidité de 108 $\times$ 10^4 N/mm. Ils ont observé que : (i) sous la presse ‘souple’, les échantillons se sont cassés par cisaillement selon un cône (essais uniaxiaux) ou selon un seul plan (essais triaxiaux) ; et (ii) sous la presse ‘rigide’, tous les échantillons se sont cassés selon une fracture parallèle à la direction de la contrainte majeure. Les auteurs ont conclu, à partir de cette observation, que le mode de rupture réel de la roche en compression est la rupture dans le plan parallèle à la direction de la contrainte majeure.

Wawersik et Fairhurst (1970) ont observé sur des marbres du Tennessee que les caractéristiques de déformation et de rupture présentent un changement fondamental à partir de la pression de confinement d'environ 14 MPa avec le développement un comportement plus ductile. Les mécanismes principaux qui ont été observés par Wawersik et Fairhurst sont des ruptures locales par cisaillement, des glissements intergranulaires et des glissements d'intra-cristallins.

2.3 Effet des conditions de chargement

Différents facteurs peuvent affecter le comportement en compression des roches, tels que les caractéristiques physiques de la roche, la pression de confinement, la vitesse de chargement, la taille et la forme des échantillons, la température, etc. Vutukuri et Lama (1974) ont fait une synthèse des effets de différentes conditions de chargement sur le comportement en compression triaxiale des roches. Nous présentons très brièvement ci-dessous quelques effets principaux qui peuvent être rencontrés dans un essai de compression triaxiale en laboratoire.

Effet de la pression de confinement

L'influence de la pression de confinement sur le comportement en compression triaxiale a été étudiée largement sur des marbres (Von Karman 1911 cité par Panet 1976, Wawersik et Fairhurst 1970, Olsson 1974, Schrodt et Holder 1983, Fredrich et al. 1989, Saroglou et Tsiambaos 2008, Yang et al. 2008), des grès (Pellegrino 1995, Ramez 1967, Bieniawski et al. 1969, Sangha et Dhir 1975) et des norites (Bieniawski et al. 1969). En général, la résistance à la rupture des roches augmente avec l'augmentation du confinement. La figure 2.7 présente les courbes de contrainte-déformation axiale des essais triaxiaux réalisés par Von Karman (1911, cité par Panet 1976) sur le marbre de Carrare avec une transition d'un comportement fragile à un comportement ductile en fonction de la pression de confinement.

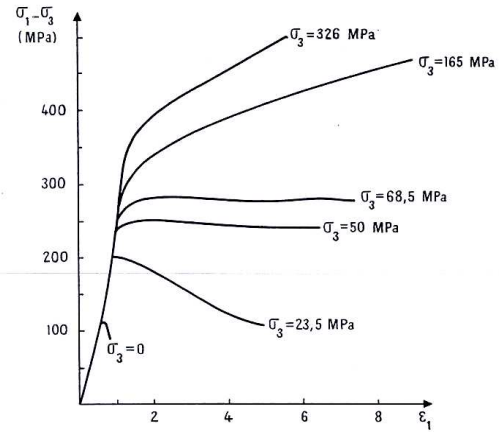


Figure 2.7 - Effet de la pression de confinement σ_3 sur la résistance en compression triaxiale du marbre de Carrare (d'après Von Karman 1911, cité par Panet 1976).

Hobbs (1966, 1970) a testé des marnes limoneuses, des siltites et des schistes à des pressions de confinement jusqu'à 20,7 MPa. En général, les échantillons se sont cassés selon un ou deux plan(s) de cisaillement incliné(s). Hobbs a constaté que l'angle d'inclinaison de ce plan par rapport à l'axe de l'échantillon augmente avec l'augmentation de la pression de confinement. Schrodt et Holder (1983) ont observé une

petite augmentation de la limite d'élasticité des marbres avec l'augmentation de la pression de confinement, tandis que Fredrich et al. (1989) ont constaté que la limite d'élasticité des marbres de Carrare est constante pour les confinements supérieurs à 85 MPa.

Effet de la vitesse de chargement

Il a été observé expérimentalement que la résistance des roches croît avec l'augmentation de la vitesse d'application de la contrainte ou de la déformation. Scholz (1970, cité par Houpert 1979) a attribué cette dépendance à l'influence du temps sur le développement de la microfracturation : en compression simple, aux vitesses de sollicitations faibles, on observe facilement la formation des microfissures axiales, tandis qu'il en apparaît moins aux vitesses élevées.

Bieniawski (1970) a observé un module de déformation et une résistance à la rupture plus importants pour les essais à vitesse de déformation plus élevée. Cependant, Houpert (1979) a montré à partir d'essais de compression sur un calcaire, que les courbes de contrainte-déformation aux vitesses de déformation plus élevées sont au-dessus de celles aux vitesses inférieures. Sangha et Dhir (1975) ont trouvé que l'effet de la vitesse de déformation sur la résistance en compression est plus marqué sur les essais uniaxiaux que les essais triaxiaux. Blanton (1981) a observé que lors de l'augmentation de la vitesse de déformation, des roches testées (grès et calcaire) deviennent plus fragiles.

Effet de la taille des grains

Olsson (1974) a fait une synthèse des résultats d'essais triaxiaux réalisés sur des marbres et des calcaires. Il a observé une dépendance de la limite d'élasticité σ_y des roches sur la taille des grains d par la relation : $\sigma_y = \sigma_i + kd^{-1/2}$. La dépendance de la limite d'élasticité sur la taille des grains, représentée par le coefficient k, augmente avec l'augmentation de la pression de confinement, diminue avec l'augmentation de la température de 25 °C à 100 °C et montre peu de changement de 100 °C à 300 °C (figure 2.8).

Fredrich et al. (1990) ont montré une augmentation de la résistance en compression triaxiale avec l'augmentation de la dimension des grains sur pour des marbres et des calcaires testés à température ambiante et sous pression de confinement jusqu'à 450 MPa. De plus, ils ont observé que la pression de confinement correspondante à la transition des comportements fragile - ductile dépend également inversement de la racine carrée de la dimension moyenne des grains : le confinement de transition du mode de rupture pour des grains fins est approximativement trois fois plus grand que celui pour des grains grossiers. Cependant, le rapport entre la pression de confinement et la contrainte maximale σ_3/σ_1 à la transition est constant et égale à 0,16 pour de différentes roches calcaires de différente dimension de grains.

L'effet de taille des grains a été également étudié par Houpert (1979), Schrodt et Holder (1983), Wong et al. (1996).

Le tableau 2.1 présente quelques exemples de l'angle de frottement et de la cohésion de différents marbres en fonction de la taille moyenne des grains.

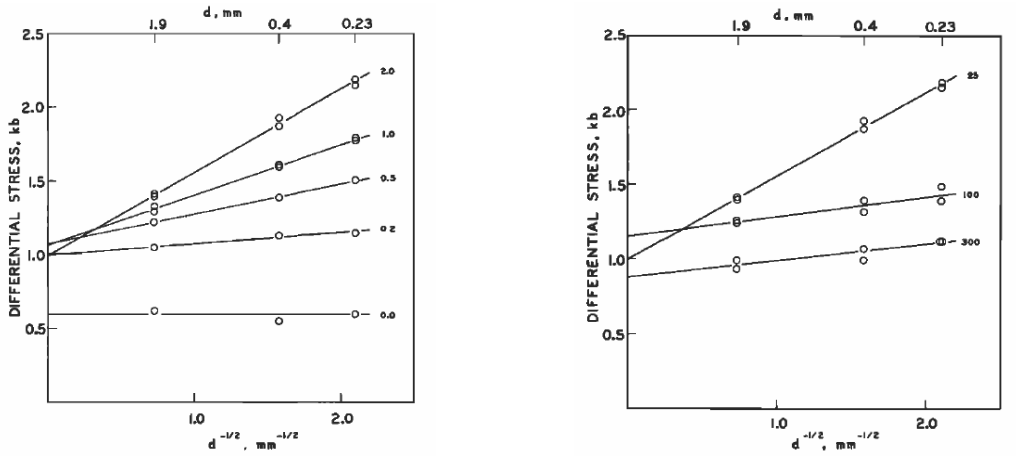


Figure 2.8 - Contrainte déviatorique à la déformation de 0,1 % des marbres en fonction de $d^{-1/2}$ (d est la dimension moyenne des grains) et de la pression de confinement en kbar (a) et de la température en °C (b) (Olsson 1974).

Tableau 2.1 - Angle de frottement et cohésion selon la loi linéaire de Mohr-Coulomb en fonction de la taille des grains des différents marbres.

Type de roche	Taille moyenne des grains (mm)	ϕ (°)	c (MPa)	Référence
Marbre de Vermont	0,23	14	37	Olsson (1974)
Marbre de Vermont	0,40	12	38	Olsson (1974)
Marbre de Georgia	1,90	7	40	Olsson (1974)
Marbre de Wombeyan	1,77	19	30	Fredrich et al. (1990)
Marbre de Carrare	0,23	24	33	Fredrich et al. (1990)
Marbre de Saillon	0,03	21	65	Fredrich et al. (1990)
Marbre moyen	1,50	34	32	Yang et al. (2008)
Marbre grossier	5,00	28	22	Yang et al. (2008)

2.4 Mesures dynamiques

La mesure des propriétés élastiques est souvent employée pour fournir des informations sur les propriétés structurales de la roche. En effet, la grandeur des modules élastiques est très sensible aux assemblages minéralogiques et affectée par les formes, la distribution et l'orientation cristallographique principale des composants. De plus, elle est fortement influencée par la présence, la taille et l'orientation des défauts tels que des pores et des fissures (Paterson et Wong 2005b). Les propriétés élastiques de la roche peuvent être déterminées à partir des mesures statiques de la déformation induite dans la roche par l'application d'une contrainte connue. Néanmoins, il est difficile d'appliquer cette méthode statique à des contraintes suffisamment faibles pour éviter une influence de la contrainte elle-même sur les propriétés du matériau (Simmons et Brace 1965). En raison de ces limites, des mesures dynamiques à faible déformation, particulièrement la mesure des vitesses ultrasoniques des ondes élastiques, sont souvent employées pour caractériser la microfissuration. De plus, la vitesse de propagation des ondes élastiques est très sensible à la présence de fissures au sein du matériau, ce qui permet de détecter un endommagement éventuel. La méthode de mesure de la vitesse des ondes élastiques et des propriétés dynamiques des roches a été largement utilisée. Citons par exemple Simmons et Brace (1965), Winkler et Plona (1982), Howarth (1984), Lin et Heuze (1987), Van Heerden (1987), Yu et al. (1991a), Homand et al. (1993), Yasar et Erdogan (2004), Sarout (2006). Le principe de cette méthode est décrit dans la norme NF P.94-411.

2.4.1 Vitesse des ondes élastiques

Il existe deux types d'ondes élastiques : les ondes de volume qui se propagent à l'intérieur de l'échantillon et les ondes de surface qui ne peuvent se propager que sur la surface de la roche. Seules les ondes de volume intéressent les études consacrées à l'évolution du développement de la microfissuration. Les ondes de volume peuvent être subdivisées en deux sortes selon le mode de propagation : les ondes de compression P qui se déplacent parallèlement à la direction de propagation de l'onde et les ondes de cisaillement S pour lesquelles la direction de polarisation est perpendiculaire au sens de propagation de l'onde (figure 2.9). La vitesse de propagation des ondes est calculée en utilisant le temps et la longueur de parcours des ondes dans l'échantillon :

$$V_i = \frac{L_i}{t_i} \tag{2.1}$$

La vitesse des ondes de compression P est plus rapide que celle des ondes de cisaillement S. C'est pourquoi on peut appeler autrement les ondes de compression P les ondes primaires et les ondes de cisaillement S les ondes secondaires. Le tableau 2.2 présente des exemples de la vitesse de propagation des ondes P et S mesurés à pression ambiante des marbres et calcaires de différentes provenances.

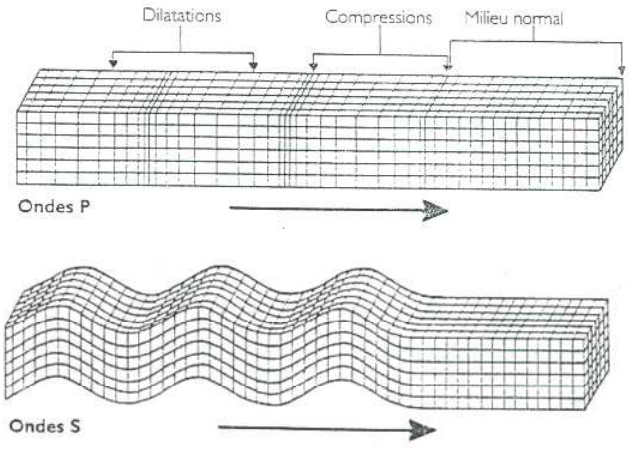


Figure 2.9 - Propagation des ondes de compression P (a) et des ondes de cisaillement S (b).

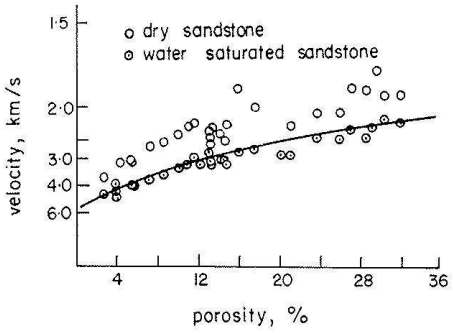
Tableau 2.2 - Vitesse de propagation des ondes élastiques de différents marbres et calcaires.

Type de roche	V_P (m/s)	V_S (m/s)	Référence
Calcaire de Pennsylvania	6299	3366	Simmons et Brace (1965)
Calcaire de St Béat	6300	-	Lama et Vutukuri (1978a)
Calcaire de Buxy	5150	-	Lama et Vutukuri (1978a)
Marbre d'Osmaniye	4000	-	Yasar et Erdogan (2004)
Marbre d'Elazig	3800	-	Yasar et Erdogan (2004)
Marbre d'Afyon	5200	-	Yasar et Erdogan (2004)
Marbre de Gioia	5230	-	Stavropoulou (2006)
Marbre de Cervaiole	5700	-	Stavropoulou (2006)
Marbre de Dionysos	5460	-	Stavropoulou (2006)
Marbre blanc de Mugla	6770	4250	Deliormanli et al. (2007)
Marbre foncé de Mugla	6390	4150	Deliormanli et al. (2007)

2.4.2 Paramètres influençant la vitesse des ondes élastiques

2.4.2.1 Porosité

De nombreux facteurs peuvent affecter les vitesses de propagation des ondes dans la roche. Wyllie et al. (1958, cité par Lama et Vutukuri 1978a) ont constaté que la porosité a un effet important sur la vitesse de propagation des ondes. Ces auteurs ont mesuré la vitesse de propagation des ondes P dans différents matériaux poreux, à température ambiante et sous pression. Les échantillons sont soit secs, soit saturés en divers fluides. Les vitesses V_P mesurées pour des grès secs et saturés sont représentées en fonction de la porosité par une relation simple comme illustrée dans la figure 2.10. La vitesse de propagation des ondes P diminue lorsque la porosité de la roche augmente. Des résultats similaires ont été également observés par Ramana et Venkatanarayana (1973), Fortin et al. (2005).



$$\frac{1}{V} = \frac{1-n}{V_m} + \frac{n}{V_f}$$

Figure 2.10 - Vitesse des ondes de compression (km/s) en fonction de la porosité n (%) des grès secs et saturés. V, V_m, V_f sont respectivement la vitesse de propagation des ondes du milieu, de la matrice rocheuse et du fluide saturant (d'après Wyllie et al. 1958, cité par Lama et Vutukuri 1978a).

Geertsma (1960, cité par Lama et Vutukuri 1978a) a proposé une relation entre la vitesse des ondes dans un milieu poreux et sa porosité, qui est applicable quand les propriétés de déformation du matériau sont disponibles. Il a ensuite calculé la vitesse des ondes P en fonction de la porosité à partir des données de déformation des calcaires et comparé avec les valeurs de V_P mesurées expérimentalement. La corrélation proposée a montré ses limites pour ces calcaires qui présentent différents types de porosité. En effet, une mesure seule de la porosité semble insuffisante pour déduire la vitesse de propagation des ondes car cette dernière dépend également de la géométrie des pores existants (Paterson et Wong 2005b). Hadley (1976) a fait une mesure précise de la géométrie des pores et des microfissures en utilisant un scanner électro-microscopique et montré que l'utilisation de cette géométrie combinée à une détermination indépendante de la porosité permet d'avoir une prédiction plus proche pour la vitesse des ondes observée. Geertsma a trouvé également que l'influence de la porosité sur la vitesse de propagation des ondes est plus faible pour les calcaires avec des pores en forme de coquille que ceux avec des pores sphériques.

2.4.2.2 Anisotropie

La vitesse des ondes élastiques dépend de l'anisotropie des roches à cause de sa sensibilité à la porosité et la fissuration. Les vitesses des ondes V_P et V_S sont toutes les deux affectées par les orientations préférentielles et la géométrie des pores et des microfissures dans le milieu où elles se propagent. Lama et Vutukuri (1978a) ont fait une synthèse des études sur l'effet de l'anisotropie des roches sur la vitesse des ondes et conclu que, en général, les constantes dynamiques sont plus faibles dans la direction perpendiculaire que dans la direction parallèle au plan de fissuration. Yu et al. (1991a) ont mesuré la vitesse des ondes de compression P pour un charbon qui présente des fissures selon des plans de stratification. Ils ont trouvé que les V_P mesurées parallèlement aux plans de stratification sont de 10 à 20 % plus grandes que celles mesurées perpendiculairement aux plans de stratification. Deliormanli et al. (2007) ont trouvé les mêmes résultats en mesurant la vitesse des ondes P et S d'un marbre blanc

isotrope et d'un marbre gris anisotrope. A la pression de confinement de 300 MPa, les vitesses V_P mesurées selon les différentes directions sur le marbre blanc isotrope ne montrent que de 0,3 % de différence tandis que le marbre gris anisotrope présente 3,4 % de différence avec les valeurs maximales dans la direction parallèle à la foliation et les valeurs minimales dans la direction perpendiculaire (figure 2.11).

2.4.2.3 État de saturation

Si les pores contiennent de l'eau liquide (ou tout autre fluide de faible compressibilité), le degré de saturation influe sur V_P tandis que la présence d'eau influe peu sur V_S (Paterson et Wong 2005b). La sensibilité de V_P à la présence de fluide est due au fait que la vitesse de propagation des ondes de compression P dans l'eau (de 1500 m/s) est plus élevée que dans l'air (de 331 m/s d'après Lama et Vutukuri 1978a). Plus le degré de saturation augmente, plus la vitesse des ondes P augmente. Les ondes de cisaillement ne peuvent traverser que des squelettes minéraux et par conséquent, la vitesse V_S reste presque constante quel que soit le degré de saturation. Wyllie et al. (1956, cité par Lama et Vutukuri 1978a) ont mesuré la vitesse des ondes P de trois grès de différentes porosités, à pression ambiante et à différents degrés de saturation. Ils ont observé une augmentation remarquable de V_P quand le degré de saturation augmente de 70 à 100 % ; entre 10 et 70 % la vitesse des ondes P est presque constante. Ramana et Venkatanarayana (1973) ont étudié l'effet du degré de saturation sur des roches qui ont été immergées dans l'eau après certain temps. Ils ont mesuré la masse et la vitesse V_P et observé que la masse et la vitesse V_P de ces roches augmentent avec le temps d'immersion dans l'eau. Après 48h, cette augmentation se stabilise et montre très peu de changement. Yu et al. (1991a) ont observé une augmentation de 23 % de la vitesse des ondes sur des charbons après 120h d'immersion dans l'eau à pression ambiante.

2.4.2.4 Chargement mécanique

L'effet de la pression sur les vitesses de propagation des ondes de compression et de cisaillement ont été observé expérimentalement par Wyllie et al. (1958, cité par Lama et Vutukuri 1978a), Yu et al. (1991a), Fortin et al. (2005), Deliormanli et al. (2007). En générale, la vitesse des ondes P et S augmente avec l'augmentation de la pression de compression. Les vitesses mesurées sous différents modes de compression (uniaxiale, triaxiale ou hydrostatique) ne montrent pas de différence significative, sauf dans le cas où l'échantillon est soumis à une compression uniaxiale et les vitesses mesurées dans la direction perpendiculaire à la contrainte de compression. Cette différence est certainement due à la propagation des fissures dans la direction de la contrainte axiale (2.2.1.3). Rummel (1974) a mesuré la vitesse V_P sur des échantillons de marbre du Tennessee et de Grèce en fonction de la compression axiale. Les résultats ont montré que la vitesse V_P est extrêmement sensible aux changements structuraux dans le matériau. Dans la région élastique de la courbe contrainte-déformation, l'augmentation de V_P est seulement de quelques pour cent. Une diminution remarquable de la vitesse a été observée avant que la contrainte maximale soit atteinte. Rummel a considéré le

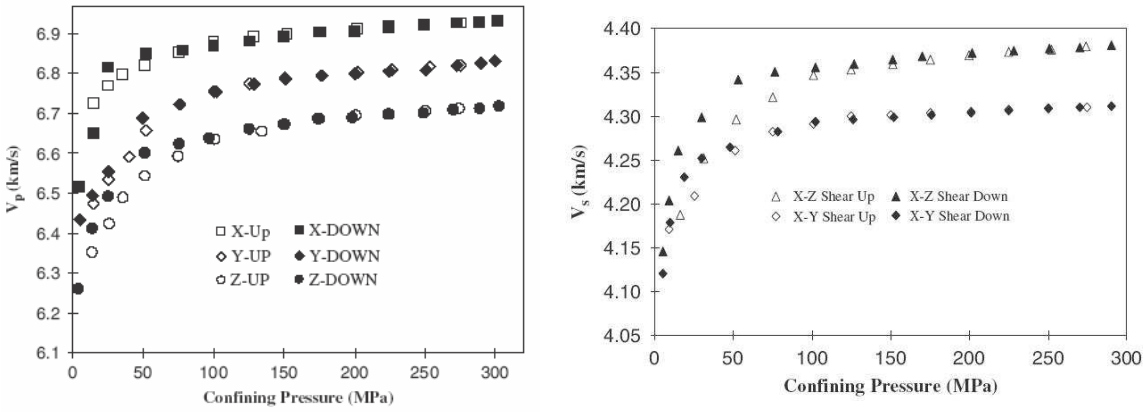


Figure 2.11 - Variation de la vitesse des ondes P et S en fonction de la pression de confinement isotrope du marbre gris de Mugla. Les ondes P ont été mesurées selon trois directions X, Y, Z. Les ondes S ont été mesurées selon la direction X avec la polarisation dans les plans X-Z et X-Y (les directions X et Z sont respectivement parallèle et perpendiculaire à la foliation). Les symboles ouverts et fermés correspondent aux mesures en chargement et déchargement (Deliormanli et al. 2007).

point d'initiation de la diminution de V_P comme le début de la rupture macroscopique de l'échantillon.

La figure 2.11 présente une évolution de la vitesse des ondes P et S d'un marbre sous pression de confinement isotrope. L'augmentation rapide des vitesses sous une pression relativement faible est due à une diminution de la porosité et à la fermeture des microfissures, des défauts et/ou des joints des grains préexistants ou induits par l'excavation de la roche. Selon Lama et Vutukuri (1978a), l'augmentation de la vitesse sous une pression plus élevée résulte du changement des propriétés intrinsèques de la roche, tel que la compressibilité des cristaux. Sarout (2006) a expliqué cette augmentation à fort confinement par l'existence et les effets de la porosité 'équante', qui désigne les pores de géométrie plutôt sphérique et qui est moins sensible à la pression que les pores sous d'autres formes. La valeur plus grande des vitesses mesurées aux déchargements par rapport à celles mesurées aux chargements (figure 2.11) est probablement due au fait que certaines microfissures restent fermées même quand la pression est diminuée.

2.4.3 Modules élastiques dynamiques

Les modules élastiques dynamiques sont déterminés à partir des vitesses des ondes en utilisant la théorie de milieu homogène, isotrope et élastique (Lama et Vutukuri 1978a) :

$$\nu_d = \frac{\frac{1}{2} - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2}{1 - \left(\frac{V_S}{V_P}\right)^2} \tag{2.2}$$

$$E_d = \rho \frac{V_P^2 (1+\nu_d)(1-2\nu_d)}{(1-\nu_d)} \tag{2.3}$$

avec V_P et V_S les vitesses des ondes de compression et de cisaillement (m/s), E_d le module d'Young dynamique (GPa), ν_d le coefficient de Poisson dynamique, ρ la densité de roche (kg/m^3).

Les modules élastiques dynamiques sont calculés à l'aide de la vitesse de propagation des ondes élastiques qui sont communément mesurées avec une fréquence d'environ 100 kHz à 1 MHz (d'après Lama et Vutukuri 1978a) ; tandis que dans la méthode statique, les modules élastiques sont déterminés à partir des mesures de déformations quasi statiques. Quelle relation existe entre les propriétés mesurées par la méthode dynamique et celles mesurées par la méthode statique ?

Simmons et Brace (1965) ont comparé les modules statiques et dynamiques obtenus pour une centaine d'échantillon de différentes roches, mesurés sous des pressions jusqu'à 1 MPa (10 kbar). Ils ont observé que les modules élastiques statiques sont généralement plus faibles que ceux obtenus par la méthode dynamique. Sous un confinement nul, la différence entre les modules statique et dynamique est plus marquée et peut atteindre 50 %. Simmons et Brace ont attribué la différence entre modules sous une faible pression aux différents effets des microfissures et des pores dans les deux méthodes de mesure. Selon eux, la vitesse de propagation des ondes élastiques est probablement moins affectée par la présence des fissures dans la roche que la déformation dans l'ensemble de l'échantillon induite par une charge statique : à une fréquence élevée, la majorité de l'énergie des ondes élastiques peut traverser les fissures, donc la vitesse de propagation est proche de celle à travers un échantillon sans fissuration. Sous de grandes pressions, presque toutes les fissures sont fermées, la différence entre les modules statique et dynamique est moins prononcée.

Lama et Vutukuri (1978a) ont également fait une synthèse bibliographique des études existantes sur la relation entre les modules élastiques statique et dynamique. Ils observent que le module dynamique E_d est plus grand que le module statique E_s avec une différence de 0 à 300 % et que le coefficient de Poisson dynamique ν_d est aussi plus élevé que celui statique ν_s. Lama et Vutukuri ont remarqué que plus le module de déformation E est grand, plus la différence entre les modules statique et dynamique est petite.

Howarth (1984) a proposé pour la première fois, en modifiant la cellule triaxiale de Hoek, une mesure simultanée des modules élastiques statique et dynamique en compression uniaxiale et triaxiale. Il a trouvé aussi que le module de déformation statique E_s d'un grès est plus faible que le module dynamique E_d. Plus la pression de

confinement augmente, plus les modules élastiques statique et dynamique augmentent mais la différence entre les deux diminue.

Van Heerden (1987) a déterminé les modules élastiques dynamiques pendant des essais de compression triaxiale à pression de confinement de 10 à 40 MPa pour une dizaine de types de roche. Les modules élastiques statiques ont été calculés à des mêmes valeurs de contrainte où les valeurs dynamiques ont été mesurées. Dans la plupart des cas, les résultats montrent que E_d est plus grand que E_s et que ν_d est plus faible que ν_s. Van Heerden a proposé une équation déterminant E_s en fonction de E_d et des paramètres dépendants de la pression de confinement.

Mockovciakova et Pandula (2003) ont déterminé en laboratoire les modules élastiques statiques et dynamiques de plusieurs types de roches en compression uniaxiale. Ils ont proposé ensuite une équation simple permettant de relier linéairement le module élastique statique au module dynamique obtenu en laboratoire. Néanmoins, le module statique calculé à partir de cette relation empirique n'est applicable que pour des roches supposées homogènes et isotropes.

Ciccotti et Mulargia (2004) ont utilisé trois méthodes de détermination des modules élastiques d'un calcaire homogène situé dans une zone sismique : (i) mesure de la vitesse des ondes P et S aux fréquences de 75 kHz et 1 MHz ; (ii) mesure du module de déformation du à l'application d'une oscillation forcée à des fréquences intermédiaires comprises entre 0,01 et 20 Hz ; (iii) mesure du module élastique statique en compression uniaxiale avec une fréquence correspondante de 10^{-3} Hz. Le module statique est trouvé plus faible que celui dynamique mais avec seulement 10 % de différence. Les coefficients de Poisson sont insensibles aux fréquences utilisées.

2.5 Critères de rupture de la roche

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

$$\sigma_1 = f(\sigma_2, \sigma_3) \tag{2.4}$$

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

$$\sigma_1 = f(\sigma_3) \tag{2.5}$$

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

$$\tau = f(\sigma_n) \tag{2.6}$$

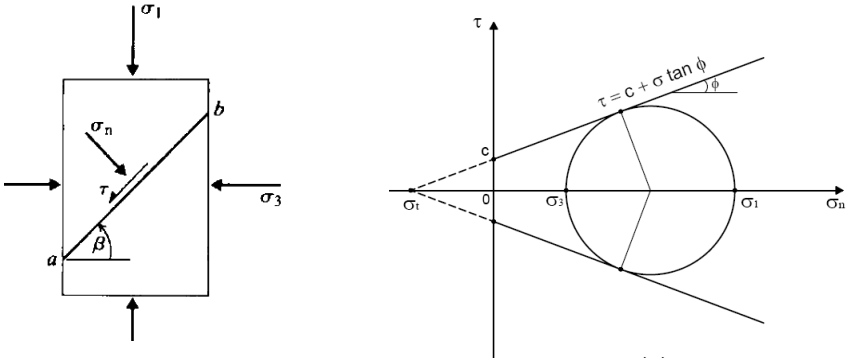
Nous présentons ci-après deux critères classiques usuels pour prédire la résistance au pic des roches saines : le critère Mohr-Coulomb et le critère Hoek-Brown. Plusieurs autres critères de rupture ont été proposés en se basant sur d'essais au laboratoire sur des échantillons de roche intacte ou en utilisant des indices des systèmes de classification rocheuse. Citons par exemple Fairhurst (1964), Franklin (1971), Bieniawski (1974).

2.5.1 Critère linéaire de Mohr-Coulomb

Le critère de Mohr-Coulomb est la combinaison de deux approches : relation linéaire entre les contraintes normale et tangentielle de Coulomb (Coulomb 1776, cité par Brady et Brown 2004b) et expression du critère comme enveloppe des cercles de Mohr. Ce critère peut être écrit sous une forme linéaire des contraintes :

$$\tau \leq \tau_{max} = c + \sigma_n \tan\phi \tag{2.7}$$

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



(a) (b)

Figure 2.12 - Critère de rupture de Mohr-Coulomb, (a)- Plan de rupture en cisaillement ab, β est l'inclinaison du plan de rupture par rapport à la contrainte principale mineure; (b)- Enveloppe de rupture représentée dans le plan des contraintes normale et tangentielle.

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

$$\sigma_1 = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}\sigma_3 + 2c\frac{\cos\phi}{1 - \sin\phi} \tag{2.8}$$

L'équation (2.8) peut être re-écrite encore une fois sous une autre forme:

$$\sigma_1 = k\sigma_3 + \sigma_c \tag{2.9}$$

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

$$\sin\phi = \frac{k - 1}{k + 1} \tag{2.10}$$

$$c = \frac{1 - \sin\phi}{2\cos\phi}\sigma_c \tag{2.11}$$

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

2.5.2 Critères de Hoek-Brown

En 1980, Hoek et Brown ont proposé une relation entre les contraintes principales maximum et minimum pour déterminer la résistance des roches intactes et des massifs rocheux en conditions isotropes. Elle est établie à partir des résultats d'une étude sur la rupture fragile des roches intactes de Hoek et d'une étude de modélisation sur le comportement des massifs rocheux de Brown. Le critère a été ensuite mis à jour et régulièrement modifié (1983, 1988, 1992, 1995, 1997, 2001 et 2002).

Hoek et Brown (1980) ont initialement proposé, en constatant que les relations entre les contraintes principales majeure et mineure à la rupture sont généralement non linéaires, un critère empirique qui définit la relation entre les contraintes principales appliquées sur un élément de la roche :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \left(m\sigma_3\sigma_{ci} + s\sigma_{ci}^2\right)^{0,5} \tag{2.12}$$

avec σ_1 la contrainte principale majeure à la rupture ; σ_3 la contrainte principale mineure, ou dans le cas d'essai triaxial, la pression de confinement ; σ_{ci} la résistance en compression uniaxiale de la roche intacte ; s un paramètre définissant le degré de fissuration, variant de 0 pour un massif fracturé à 1 pour une roche intacte ; m un paramètre lié à la nature de la roche.

Dans la version la plus récente en 2002, Hoek et al. (2002) ont présenté une forme généralisée du critère de Hoek-Brown, qui prend en compte un indice de qualité du massif rocheux, le GSI (*Geological Strength Index*). Le critère généralisé est donné par l'expression ci-dessous en terme des contraintes effectives :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_{ci}\left(m_b\frac{\sigma'_3}{\sigma_{ci}} + s\right)^{\alpha} \tag{2.13}$$

La relation entre m_b/m_i, α, s et l'indice GSI est donnée par :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{\text{GSI - 100}}{28}\right) \tag{2.14}$$

Un indice GSI > 25, correspond aux massifs de bonne à moyenne qualité :

$$s = \exp\left(\frac{\text{GSI} - 100}{9}\right) \quad \text{et} \quad \alpha = 0,5 \tag{2.15}$$

Un indice GSI < 25, correspond aux massifs de mauvaise qualité :

$$s = 0 \quad \text{et} \quad \alpha = 0{,}65 - \frac{\text{GSI}}{200} \tag{2.16}$$

où la valeur de m_i et GSI est donnée dans l'annexe A.

2.6 Conclusion

L'essai de compression triaxiale est généralement réalisé en laboratoire sur des échantillons cylindriques avec des contraintes axisymétriques. L'étude bibliographique a présenté les différentes phases de la propagation de microfissures menant à la rupture des roches soumises à un tel chargement. Différentes phases successives ont été observées : phase de serrage des défauts préexistants ; phase élastique linéaire ; phase de propagation stable et instable des microfissures avant la rupture. Les caractéristiques de chaque phase peuvent être déterminées à partir des courbes de contrainte-déformation ou par le biais des mesures des caractéristiques physiques (perméabilité, porosité, vitesse de propagation des ondes).

La pression de confinement (σ_3) a une grande influence sur le comportement des roches. L'augmentation de la pression de confinement fait augmenter la résistance à la rupture. De plus, le mode de rupture change également en fonction du confinement, d'une rupture fragile (faible déformation avant la rupture) à une rupture ductile (grande déformation permanente avant la rupture) avec l'augmentation de σ_3. L'échantillon peut se casser selon un seul plan incliné à un faible confinement ou plusieurs plans de rupture à un grand confinement. L'inclinaison du plan de rupture par rapport à l'axe de l'échantillon augmente avec l'augmentation de σ_3.

Les modules élastiques peuvent être déterminés sur les courbes de contrainte-déformation ou à partir de la vitesse de propagation des ondes élastiques. La relation entre les modules statiques et dynamiques a été étudiée. Il est également possible de déterminer *in situ* les paramètres dynamiques (carottage sonique – sismique - ondes de surface) et d'atteindre ainsi un module équivalent pour le massif.

Chapitre 3

Comportement des discontinuités

3.1 Introduction

La stabilité des massifs rocheux dépend de la présence de discontinuités (orientation, pendage, persistance), mais également de leurs propriétés mécaniques, elles-mêmes liées à leurs caractéristiques morphologiques : ouverture, rugosité, imbrication des épontes, etc.

Le comportement mécanique des discontinuités rocheuses peut être étudié par des essais de cisaillement *in situ*, réalisés en isolant un bloc test *in situ* ou plus généralement par des essais de cisaillement en laboratoire sur des échantillons de différentes tailles et différentes natures. Pour obtenir des échantillons de joint à étudier au laboratoire, on peut réaliser un forage à travers les joints sur le terrain ou bien procéder par ruptures artificielles par cassage/sciage d'éprouvette à partir d'un morceau de roche saine. Un autre procédé totalement différent consiste à fabriquer un joint artificiel au laboratoire en utilisant un mortier adéquat coulé dans un moulage de la surface rocheuse, permettant de reproduire différentes discontinuités de rugosité strictement égale. Parmi les nombreuses études sur le comportement en cisaillement des discontinuités en laboratoire, la plupart des essais sont réalisés sur des joints sciés artificiels (Crawford et Curran 1981, Huang et al. 1993, Homand et al. 2001, Lee et al. 2001, Jafari et al. 2004, Biran et al. 2009) ou des répliques de mortier (Schneider 1976, Bandis et al. 1981, Huang et Doong 1990, Jing et al. 1993, Homand-Etienne et al. 1999, Gentier et al. 2000). Peu de chercheurs ont réalisé des essais de cisaillement sur des joints rocheux naturels comme Schneider (1974), Huang et al. (1993), Armand et al. (1998).

L'essai de cisaillement direct est conventionnellement utilisé pour étudier le comportement en cisaillement des discontinuités sous charge normale constante. Ce type d'essai est approprié pour les cas où le milieu environnant permet la dilatance libre du joint durant le cisaillement ; la contrainte normale est ainsi maintenue constante au cours de cisaillement. Par contre, le cisaillement d'un joint sous condition confinée où

l'environnement empêche la dilatance conduit à une augmentation inévitable de la contrainte normale. Les essais de cisaillement sous condition de chargement normal constant (*Constant Normal Loading, CNL*) ne sont plus adaptés pour les joints soumis à ce type de chargement. Ce mode de cisaillement est défini comme un cisaillement à rigidité normale constante (*Constant Normal Stiffness, CNS*).

La dépendance du comportement mécanique des joints rocheux vis à vis de leurs caractéristiques morphologiques commence à être bien documentée. Cette dépendance demande une connaissance de la géométrie des surfaces de fracture afin de mieux comprendre leur comportement en cisaillement. Schneider (1976), Bandis et al. (1981), Barton et al. (1974), Huang et Doong (1990), Jing et al. (1992), Yang et Lo (1997) ont tenté une description des surfaces de joint en se basant sur l'observation visuelle. Lefêvre et al. (1998), Armand (2000), Flamand (2000), Grasselli (2001) ont réalisé des mesures précises de la morphologie des surfaces sous un rugosimètre mécanique ou un profilomètre laser.

Dans ce chapitre, nous présentons brièvement des méthodes de mesure et de description de la morphologie des surfaces de fracture. Le comportement des discontinuités sous différents chemins de chargement est également présenté : compression normale, cisaillement à contrainte normale constante et cisaillement à rigidité normale imposée constante.

3.2 Morphologie des joints rocheux

La morphologie actuelle d'un joint rocheux dépend de la nature de la roche (minéralogie, conditions de dépôt...) et de son histoire (formation, présence d'eau, recristallisations secondaires, etc.). Elle est définie par la rugosité qui désigne une irrégularité de la surface par rapport à son plan de référence[2]. En d'autres termes, la rugosité d'une discontinuité peut être caractérisée par une *ondulation* (des ondulations à grande échelle qui, si elles sont emboîtées et en contact, provoquent la dilatance au cours du déplacement de cisaillement car elles sont trop grandes pour être cisaillées) et des *aspérités* (des irrégularités à petite échelle qui peuvent être endommagées au cours du déplacement de cisaillement, ou au moins, qui peuvent produire une dilatance à cette petite échelle, sous un niveau de contrainte normale faible). En pratique, l'*ondulation* affecte la direction initiale du déplacement de cisaillement par rapport au plan de référence de discontinuité, tandis que les *aspérités* influent sur la résistance de cisaillement (ISRM 1978).

[2] Le plan de référence d'une discontinuité peut être déterminé arbitrairement ou résulter d'un calcul mathématique tel que la méthode des moindres carrés.

Selon Patton (1966), la rugosité peut être considérée à plusieurs échelles :

- à l'échelle de la texture de la roche : les aspérités sont de faibles tailles et reliées à la composition minéralogique de la roche ;
- à l'échelle centimétrique : les aspérités sont de plus grandes amplitudes et constituent la rugosité de second ordre ;
- à l'échelle décimétrique : les surfaces présentent des ondulations d'amplitudes centimétriques et constituent la rugosité de premier ordre.

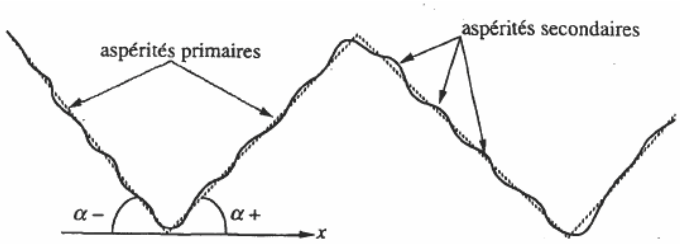


Figure 3.1 - Concept d'aspérités primaires et secondaires (Jing et al. 1992).

Cette classification a été reprise ensuite par Jing et al. (1992), Kana et al. (1996) pour introduire le concept d'aspérités primaires et secondaires correspondant respectivement aux catégories 2 et 3 de Patton (1966). Les aspérités primaires sont caractérisées par des ondulations de grande échelle comparée avec la taille de l'échantillon et représentées par l'angle α dans la figure 3.1. Les aspérités secondaires sont des irrégularités de petite échelle qui peuvent être endommagées au cours du déplacement de cisaillement.

3.2.1 Méthodes descriptives de la rugosité

Il existe de nombreuses techniques pour déterminer la rugosité des surfaces de discontinuités. Une description détaillée de ces méthodes est présentée par exemple dans ISRM (1978). Nous ne présentons brièvement ci-après que les méthodes les plus classiques, qui ont également conduit à l'écriture de lois de comportement adaptées.

3.2.1.1 Description empirique

La méthode la plus simple pour caractériser la rugosité est l'inspection visuelle ou tactile de l'apparence de la discontinuité. La surface est comparée visuellement avec des profils types et la valeur descriptive du profil qui correspond mieux à la surface observée est choisie. Bien que cette méthode soit très subjective en se basant sur l'évaluation visuelle ou tactile de la rugosité, elle est encore utilisée très largement pour estimer la rugosité des discontinuités rocheuses. Barton et Choubey (1977) ont proposé des profils types de rugosité (figure 3.2) et une relation empirique qui relie le coefficient de rugosité JRC *(Joint Roughness Coefficient)* des profils à la résistance de cisaillement. Le JRC est une mesure quantitative de la rugosité, variant de 0 pour une

surface plane et lisse à 20 pour une surface très rugueuse. Le JRC (un nombre) est obtenu en comparant directement le profil de la surface réelle avec le profil type dans le diagramme. Barton et Choubey (1977) ont proposé également une méthode pour déterminer JRC par un essai nommé "essai de basculement" (*tilt test*). Il consiste à placer la fracture sur une surface inclinée, le glissement de la fracture pour un angle d'inclinaison donné est directement relié à la rugosité du joint et à l'angle de frottement interne. L'estimation du JRC se fait alors à partir des résultats de cet essai et de la valeur du JCS (*Joint Compressive Strength*), la résistance à la compression simple de la roche intacte.

Tse et Cruden (1979) ont scanné les dix profils types avec un pas d'échantillonnage de 0,5 mm et calculé des paramètres de rugosité correspondants. Une analyse en régression linéaire entre les paramètres calculés et la valeur originale de JRC ont montré qu'une bonne corrélation est obtenue pour les paramètres Z_2 (lié à l'angularité) et SF (fonction de structure, ces deux paramètres seront définis plus tard en 3.2.1.2). Ils se sont ensuite concentrés sur ces deux paramètres et ont obtenu des équations non-linéaires pour déterminer le JRC. Maerz et al. (1990) ont obtenu des profils de rugosité par analyse photographique et ont calculé aussi des paramètres de rugosité. La corrélation de ces derniers avec le JRC a montré un meilleur coefficient de corrélation pour une équation linéaire du paramètre R_L (voir 3.2.1.2). Le tableau 3.1 présente les équations de calcul du JRC proposées par Tse et Cruden (1979) et Maerz et al. (1990). Yu et Vayssade (1991) ont scanné les profils types avec un pas d'échantillonnage de 0,25 mm, 0,5 mm et 1,0 mm et déterminé les équations de régression entre le JRC et des paramètres de rugosité. Ils ont constaté que les paramètres de rugosité sont très dépendants du pas d'échantillonnage ; par exemple, en utilisant une même équation de Z_2 avec un pas d'échantillonnage de 0,25 et 1,0 mm, la valeur calculée du JRC peut montrer une différence de 3,5. Par contre, leur résultat calculé avec le pas d'échantillonnage de 0,5 mm n'est pas très différent de celui de Tse et Cruden (1979). Yu et Vayssade ont donc conclu que la comparaison de la valeur du JRC ne peut être faite que quand le pas d'échantillonnage est le même.

Tableau 3.1 - Analyse de régression entre JRC et paramètres de rugosité.

Équation de régression	Coefficient de corrélation	Référence
JRC = 32,2 + 32,47 logZ_2	0,986	Tse et Cruden (1979)
JRC = 37,28 + 16,58 log SF	0,984	Tse et Cruden (1979)
JRC = 411 (R_L-1)	0,984	Maerz et al. (1990)
JRC = 61,79(Z_2) - 3,47	0,973	Yu et Vayssade (1991)

La Commission ISRM (1978) a suggéré également une nomenclature, illustrée dans la figure 3.3, pour décrire les rugosités à l'échelle métrique en trois classes types et à l'échelle centimétrique en trois sous-classes.

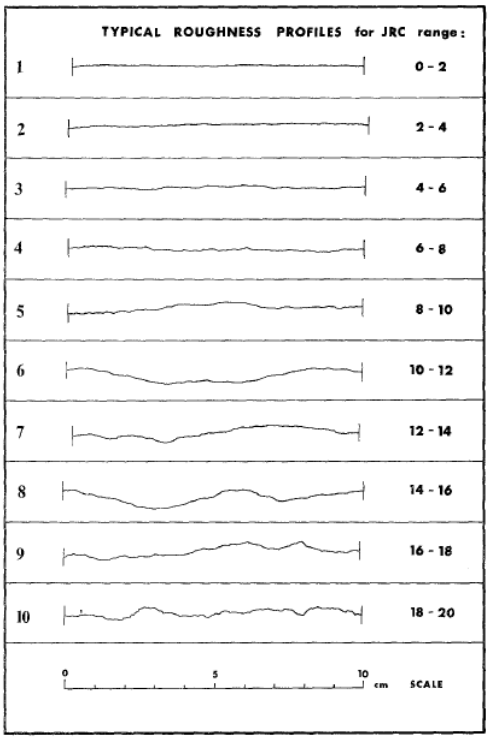


Figure 3.2 - Profils typiques de rugosité et valeurs de JRC correspondantes (Barton et Choubey 1977).

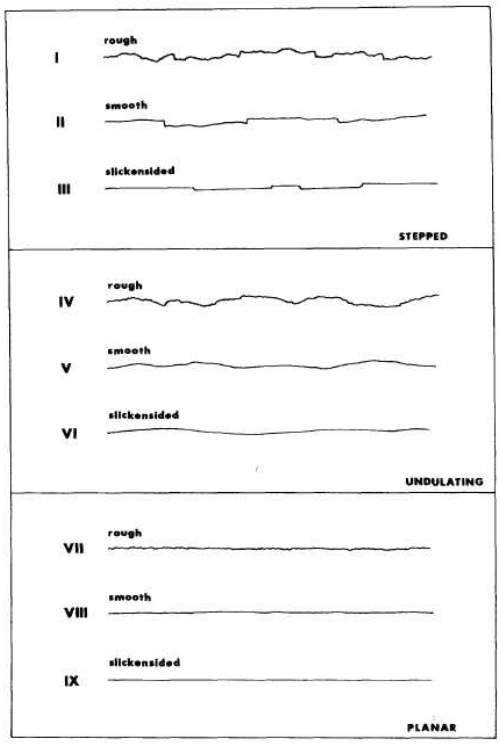


Figure 3.3 - Profils typiques de rugosité de ISRM et suggestion de nomenclature. La longueur des profils varie entre 1 et 10 m (ISRM 1978).

3.2.1.2 Paramètres statistiques

3.2.1.2.a Paramètres globaux

Il existe un certain nombre de paramètres permettant de décrire la rugosité du joint dans sa globalité (Marache 2002). Ces paramètres peuvent être déterminés à partir d'une fonction continue de la hauteur des aspérités z(x,y) ou d'un ensemble des points discrets z_{ij}. On distingue :

- La rugosité absolue k (ou l'étendue) qui représente la différence entre le pic le plus haut et le creux le plus bas des aspérités.

$$k = \max\{z_i\} - \min\{z_i\} \tag{3.1}$$

- Le CLA (*Central Line Average*) et le RMS (*Root Mean Square*) qui caractérisent tous les deux la globalité de la surface en utilisant les hauteurs des points constituant une éponte, calculées par rapport à un plan de référence. Le CLA est la moyenne arithmétique de ces hauteurs alors que le RMS est la racine carrée de la moyenne des carrés des hauteurs.

$$CLA = \frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} z_i \tag{3.2}$$

$$RMS = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=1}^{N} z_i^2} \tag{3.3}$$

- La dimension fractale D qui traduit le degré d'irrégularité de la surface d'un objet fractal. Il permet d'estimer la longueur développée d'un profil irrégulier à partir de la longueur de l'objet euclidien supposé élémentaire. Plus cette dimension fractale est grande, plus la rugosité est marquée.
- La fonction de structure SF qui quantifie la variation de la texture de surface et indépendante du plan de référence.

3.2.1.2.b Paramètres directionnels

Le calcul des différents paramètres directionnels se base sur les différences de hauteur entre deux points consécutifs d'un même profil. Ces paramètres sont particulièrement intéressants pour relier le comportement mécanique en cisaillement à la rugosité des épontes caractérisée dans la direction de cisaillement :

- Z_2 est la racine carrée de la moyenne quadratique de la dérivée première des hauteurs, il est assimilable à la notion de pente moyenne ;

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=N}^{1}\left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x}\right)^2} \tag{3.4}$$

- Z_3 est la racine carrée de la moyenne quadratique de la dérivée seconde des hauteurs, il est assimilable à la notion de rayon de courbure ;

$$Z_3 = \sqrt{\frac{1}{N}\sum_{i=N}^{1}\left(\frac{z_{i-1} - 2z_i + z_{i+1}}{\Delta x^2}\right)^2} \tag{3.5}$$

- Z_4 correspond à la proportion de pentes, soit positives, soit négatives, non compensées sur la longueur du profil considéré. Z_4 permet donc d'avoir une idée sur la proportion de matériel mobilisable au cours d'un essai de cisaillement, il est extrêmement sensible à la direction et au sens dans lequel il est calculé ;

$$Z_4 = \frac{\sum_{i=1}^{N} x_{i+} - \sum_{i=1}^{N} x_{i-}}{L} \tag{3.6}$$

- R_L, la rugosité linéaire, est le rapport de la longueur réelle du profil à la longueur de celui-ci projeté sur une ligne de référence ;

$$R_L = \frac{L_t}{L} \tag{3.7}$$

- La colatitude 2D notée θ_{2D} (figure 3.4) correspond à l'angle défini entre une horizontale et le segment formé par deux points consécutifs d'un profil, elle

peut donc être positive ou négative ; de même que pour les colatitudes 3D, leur distribution statistique se caractérise par les statistiques directionnelles.

$$\theta_{2D} = \mathrm{Arc\,tan}\left(\frac{z_{i+1} - z_i}{\Delta x}\right) \tag{3.8}$$

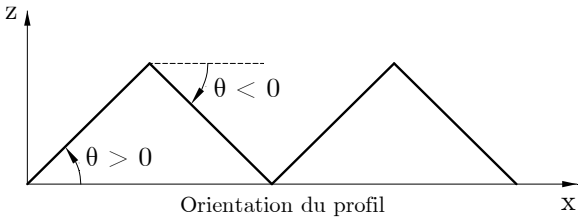


Figure 3.4 - Définition du sens de calcul des colatitudes 2D.

3.2.2 Méthodes de mesure de la rugosité

Pour l'étude de la topographie des surfaces, il est nécessaire de déterminer l'élévation des aspérités par rapport à un plan de référence. Il existe deux approches pour mesurer la rugosité des surfaces de discontinuités (en général des profils en 2D) : par mesure au contact ou par non-contact. Elles peuvent utiliser des méthodes manuelles simples, des méthodes mécano-électriques (techniques en contact) et de photogrammétrie ainsi que des méthodes optiques automatiques (techniques non-contact). De nombreux auteurs ont utilisé et développé ces techniques pour caractériser quantitativement les surfaces des fractures : ISRM (1978), Weissbach (1978), Maerz et al. (1990), Feng et al. (2003), Jing et Hudson (2004).

3.2.2.1 Méthodes par contact

L'approche de mesure par contact se base sur l'utilisation d'un instrument se déplaçant physiquement au contact de la surface rugueuse pour enregistrer des mesures selon des profils choisis ou sur une surface définie. Il y a plusieurs méthodes de mesure de la rugosité basées sur cette technique, par exemple :

- compas et disc-clinomètre ;
- règle plate graduée ;
- profilomètre mécanique ;

La méthode "compas et disc-clinomètre" est utilisée sur les surfaces de facture accessibles à la mesure afin de déterminer la direction de glissement potentiel. Elle consiste à mesurer l'angle d'inclinaison i des rugosités à différentes échelles. Des disques circulaires plats de diamètre 5, 10, 20 et 40 cm sont positionnés sur la surface pour mesurer le pendage et la direction de pendage (figure 3.5).

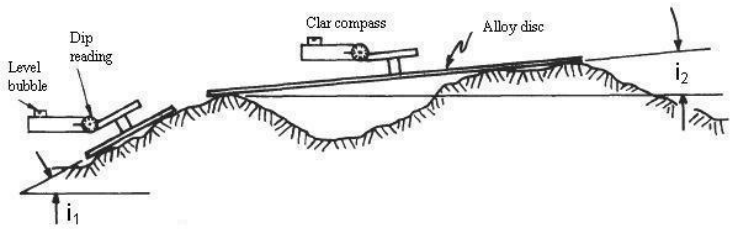


Figure 3.5 - Méthode d'enregistrement de la rugosité des surfaces de fracture basée sur l'utilisation des disques fixés sur un compas et un clinomètre (ISRM 1978).

L'utilisation de la règle plate (longueur d'ordre 1 m) est une méthode de profilage linéaire pour mesurer l'ondulation (grande échelle) de la surface de discontinuité. L'ondulation de la surface est définie par une amplitude maximum qui peut être déterminée en utilisant une règle plate placée sur la surface rugueuse. L'orientation de la règle et la valeur de l'amplitude maximum sont enregistrées. Une ondulation simplifiée peut être calculée par le rapport entre l'amplitude maximum et la longueur mesurée du joint. Cette méthode de mesure est rapide et applicable pour les grandes surfaces de quelques mètres.

Les profilomètres mécaniques sont basés sur l'utilisation d'un stylet se déplaçant physiquement au contact de la surface de l'éponte. Le principe est alors de mesurer le déplacement vertical du stylet le long des profils choisis. Le déplacement du stylet est assuré par un chariot mobile, qui peut se déplacer par incrément dans deux directions perpendiculaires (figure 3.6). Il est possible d'identifier deux types différents de profilomètre mécanique suivant la forme du stylet : les profilomètres utilisant un stylet de pointe à bille qui peut glisser en continu sur la surface du joint et les profilomètres utilisant un stylet de pointe aiguë qui effectue des mesures à des points discrets de la surface. Pour les deux types, le niveau de la base de la pointe est enregistré en fonction de la position du stylet sur la surface du joint. Un transducteur transforme en une tension proportionnelle la composante verticale des mouvements sur la surface rugueuse du stylet. La performance du profilomètre mécanique dépend donc fortement de son transducteur. Il existe plusieurs types de transducteur comme par exemple les jauges, les capteurs piézoélectriques et les LVDT qui sont actuellement largement utilisés. Pour ce système de mesure, la résolution dépend de la dimension du stylet. Le profil enregistré est celui qui est tracé par la pointe du stylet. Si on suppose que le point de contact est sphérique, l'erreur du profil mesuré est liée au diamètre de la pointe (figure 3.7). La courbure d'un pic d'aspérité peut être exagérée tandis qu'une vallée peut être représentée par un point de déviation. D'après Thomas (1999), si le profil contient plusieurs pics et vallées de courbure plus petite que celle de la pointe, la mesure par stylet n'est pas bien adaptée. L'auteur a également cité une autre source d'erreur de la mesure. Bien que la masse du stylet (y compris celle du fléau sur qui le stylet est fixé) soit très petite, l'aire de contact du stylet et la surface mesurée est aussi très petite. Ainsi, la pression locale au point de contact peut être suffisamment élevée pour produire une déformation voire une rupture indésirable de la surface. Cette méthode a été, par exemple, utilisée par Flamand (2000).

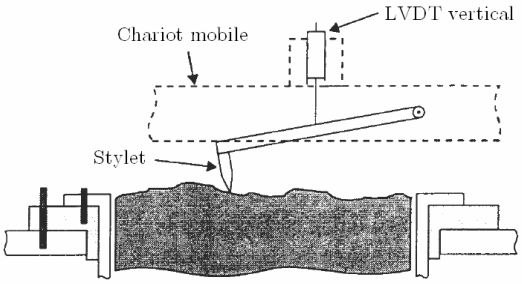


Figure 3.6 - Mesure de la rugosité des surfaces de fracture par rugosimètre (d'après Flamand 2000).

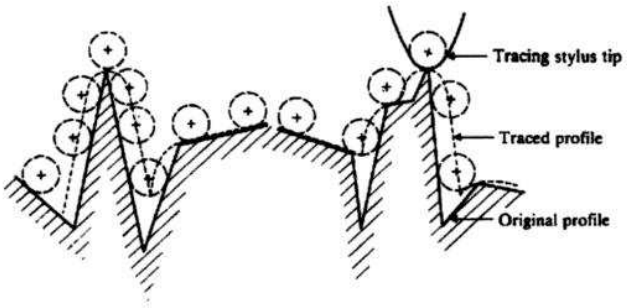


Figure 3.7 - Erreurs de la mesure dues à l'effet de taille du stylet (exagérées) d'un profilomètre mécanique (Thomas 1999).

3.2.2.2 Méthodes sans contact

Les méthodes "sans contact" utilisent une technique de mesure qui permet de ne pas toucher physiquement la surface de fracture, et ainsi d'éviter des endommagements de la surface et d'augmenter la vitesse de mesure. On reconnaît :

- photogrammétrie ;
- interférométrie ;
- profilométrie laser.

La photogrammétrie est utilisée pour obtenir les coordonnées des points numérisés sur la surface des discontinuités. A partir de ces données, il est possible de tracer une carte en courbes de niveau ou des profils de la surface rugueuse (Riss et al. 1998).

L'interférométrie se base sur l'observation des franges d'interférences résultant de la réflexion d'un faisceau monochromatique et d'un faisceau laser entre la surface rugueuse mesurée et une surface étalon plane. Des franges apparaissent autour des points rugueux. Cette méthode d'observation optique est facile à utiliser pour les surfaces quasiment planes et relativement moins coûteuse que les autres techniques ; par contre, elle ne donne pas directement de valeurs chiffrées. Il faut comparer les contrastes avec ceux obtenus avec des étalons de rugosité.

Le principe des profilomètres laser est d'émettre un faisceau laser sur la surface à mesurer et puis de détecter la réflexion grâce à un capteur laser. La tension sortie du capteur est directement liée à la distance mesurée et enregistrée en fonction de la position du faisceau laser. Les données mesurées sont présentées sous la forme de coordonnées des points en 3D. Une source d'erreur importante de cette méthode est liée à la réfraction de surface qui dépend de la présence des cristaux de quartz. Ainsi, cette méthode de mesure n'est pas appropriée des roches composées de cristaux de quartz (granite, gneiss, etc.).

3.3 Comportement mécanique des joints rocheux

3.3.1 Comportement en compression simple

L'essai de compression simple consiste à appliquer une charge perpendiculaire au plan de la discontinuité et à mesurer le déplacement relatif normal correspondant en fonction du niveau de contrainte normale appliquée. La déformation réelle ou la fermeture du joint (V_j) dérive de l'équation:

$$\Delta V_j = \Delta V_t - \Delta V_r \tag{3.9}$$

où ΔV_t la déformation totale du bloc rocheux sous la charge normale σ_n et ΔV_r la déformation correspondante de la matrice rocheuse. La déformation de la matrice (ΔV_r) peut être déterminée séparément sur un échantillon de roche intacte identique.

L'augmentation de la contrainte normale fait apparaître de nouvelles régions en contact par déformations élastique, plastique irréversible et/ou écrasement des aspérités par tension indirecte (Goodman 1974, Sun et al. 1985, Plesha 1987). Cela conduit à un comportement non linéaire en compression simple, tel qu'on peut l'observer sur la courbe typique de fermeture du joint en fonction de la contrainte normale (figure 3.8). La courbe ressemble à une hyperbole et à pour asymptote la ligne verticale $v = -V_m$ correspondant à la fermeture maximale du joint. Cette fermeture maximale doit être plus petite que l'ouverture du joint (Goodman 1974). Bandis et al. (1983) ont trouvé différents comportements en compression simple entre joints imbriqués et joints non-imbriqués (figure 3.9) et entre joints de différentes natures, saine à altérée (figure 3.10). En général, un joint non-imbriqué est plus déformable qu'un joint imbriqué et la fermeture maximale est plus grande pour le joint non-imbriqué. La différence de la résistance d'une matrice rocheuse altérée et celle d'une matrice saine de même matériau peut conduire à une différence très importante de la déformation du bloc comme montrée par la figure 3.10. On remarque également l'importance des déformations dues à la présence de la discontinuité (ΔV_j) par rapport à la déformation d'un échantillon homogène (ΔV_r). En faisant des cycles de chargement-déchargement normal, Bandis et al. (1983) ont trouvé que sur le premier chargement et pour $\sigma_n < 1$ MPa, le rapport moyen entre la déformation totale et la déformation de la roche varie entre 5 et 30, et

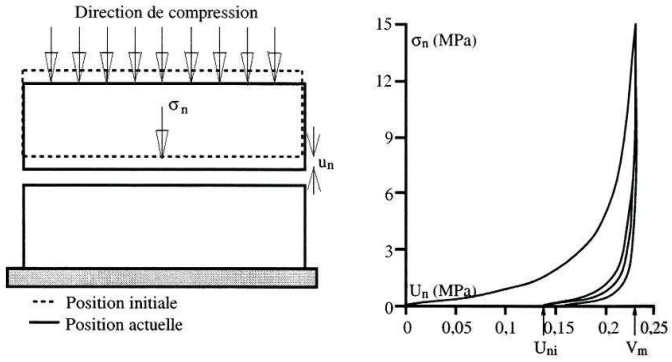


Figure 3.8 - Schéma de l'essai de compression normale du joint et exemple de courbe contrainte normale-fermeture normale d'une discontinuité de granite (d'après Homand 2000).

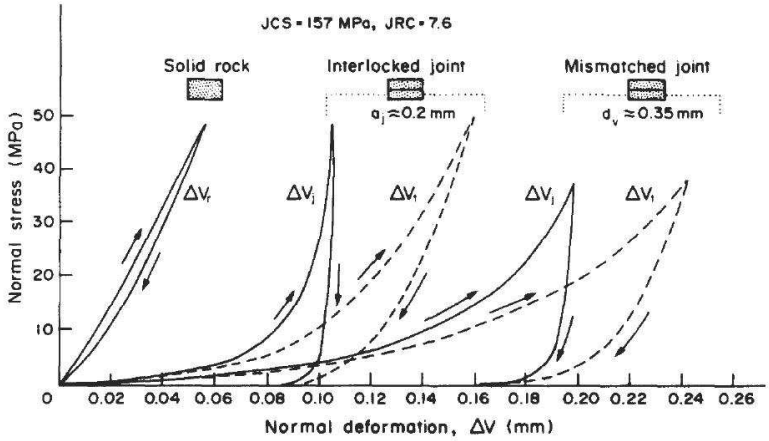


Figure 3.9 - Comparaison du comportement en compression normale d'une roche homogène avec celui d'un joint imbriqué et celui d'un joint non-imbriqué (Bandis et al. 1983).

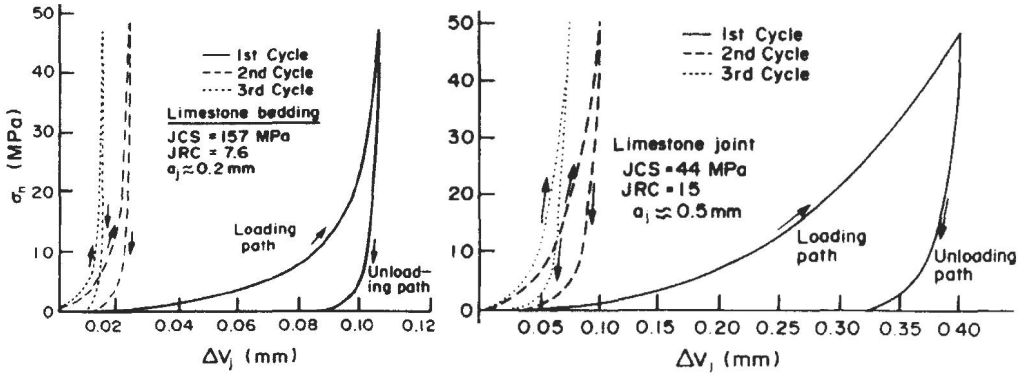


Figure 3.10 - Effet de cycles de compression normale sur les joints de différentes natures. (a)- Roche saine ; (b)- Roche altérée (Bandis et al. 1983).

dépend du type de roche. La réponse en décharge montre une hystérésis importante, et le retour à la contrainte normale initiale (σ_{ni}) conduit à une déformation permanente remarquable du joint. Après plusieurs cycles de chargement-déchargement, l'incrément de déformation tend à disparaître et le joint atteint la fermeture maximale (V_m).

Goodman et al. (1968) ont introduit le terme de rigidité normale K_n pour décrire le changement du rapport entre la contrainte normale et le déplacement normal du joint. Elle est déterminée comme la dérivée de la fonction $\sigma_n = f(v)$, avec v est le déplacement normal du joint. Cette fonction a été décrite comme une fonction hyperbolique (Goodman 1976, Bandis et al. 1983, Amadei et Seab 1990) ou une relation logarithmique pour les joints non-imbriqués (Bandis et al. 1983). Hungr et Coates (1978) ont essayé de trouver expérimentalement cette relation hyperbolique entre la contrainte normale et le déplacement relatif normal, mais leurs données mesurées présentent une relation quasi-linéaire. Ils ont conclu que c'était dû aux contraintes testées qui ne dépassent pas le champ de pré-compression des discontinuités.

La description du principal mécanisme impliqué dans la compression des discontinuités rocheuses a été présentée par Swan (1983) en se basant sur la théorie du contact élastique de Hertz. Le comportement non-linéaire dérive d'une fonction de l'accroissement de l'aire de contact et du nombre de point de contact.

3.3.2 Comportement en cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct est couramment utilisé pour étudier le comportement mécanique des discontinuités. Le principe et les matériels de ce type d'essai ont été décrits dans la norme française NF 94-424 et la norme américaine ASTM D5607-02. Cet essai est représentatif des sollicitations que subit une discontinuité proche d'une surface libre, sur laquelle on applique éventuellement une charge normale. Le principe de cet essai consiste à appliquer une contrainte normale puis à imposer un déplacement relatif des épontes dans le plan de la discontinuité. La dilatance de l'échantillon n'est pas empêchée et la contrainte normale est donc maintenue constante. On enregistre la contrainte tangentielle τ et le déplacement relatif normal u_n entre l'éponte supérieure et l'éponte inférieure en fonction du déplacement relatif tangentiel u_s (figure 3.11).

Les courbes du comportement en cisaillement des joints soumis à une contrainte normale constante ont été analysées par Patton (1966), Bandis et al. (1981), Barton et al. (1985), Leichnitz (1985), Archambault et al. (1997). On peut considérer ces courbes en trois phases successives : (I) phase pré-pic ; (II) phase de pic et (III) phase post-pic (figure 3.11).

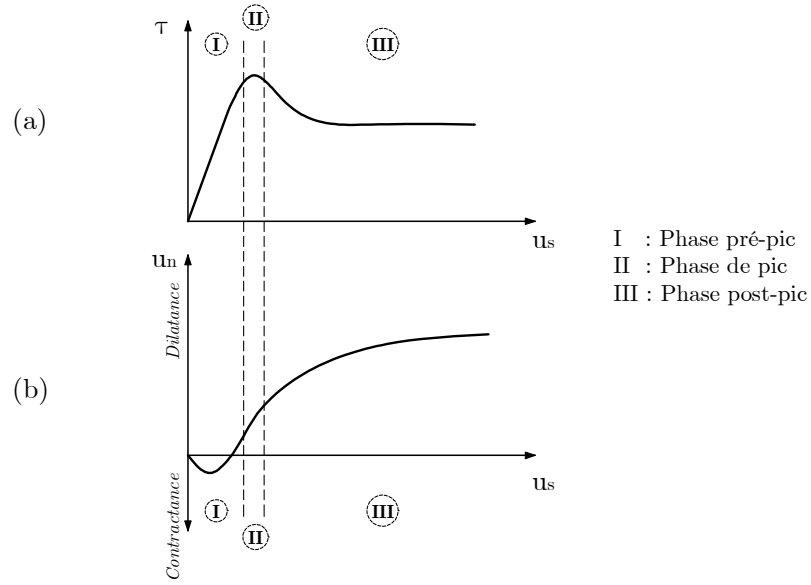


Figure 3.11 - Courbes de contrainte tangentielle et du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel des essais de cisaillement direct.

3.3.2.1 Phase pré-pic

Archambault et al. (1997) ont divisé cette phase pré-pic en phase de déformation linéaire et phase de dilatance non-linéaire. La phase linéaire est définie par une mobilisation élastique de la contrainte tangentielle par frottement suite à l'application de la contrainte tangentielle à partir de zéro. Cette phase d'accroissement de la charge en cisaillement donne lieu à un transfert des contraintes sur les facettes positives des aspérités, où le frottement est mobilisé. La charge normale imposée produit tout d'abord une composante de force normale et une force tangentielle aux facettes positive et négative des aspérités. En tenant compte de la contrainte tangentielle imposée qui produit une autre composante de force normale dans le même sens et une autre composante de force tangentielle dans le sens opposé des précédentes, il y a une augmentation progressive de la résultante des forces normales et une diminution de la résultante des forces tangentielles sur la facette positive (figure 3.12). Cette interaction entre les forces imposées provoque une nouvelle fermeture (contractante) des surfaces de la discontinuité et conduit à une augmentation de l'aire de contact réelle entre les surfaces. La déformation pendant cette phase n'est pas complètement réversible, une légère hystérésis peut être observée (Goodman 1974). Grasselli (2001) a montré que malgré cette hystérésis, le chargement/déchargement pendant la phase élastique ne produit pas de changements irréversibles de la structure ou des propriétés du joint.

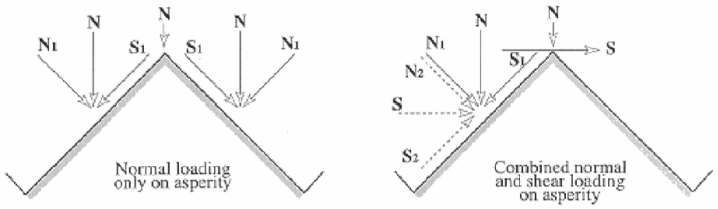


Figure 3.12 - Composantes des forces normale et tangentielle imposées sur les facettes positive et négative des aspérités (Archambault et al. 1997).

Goodman et al. (1968) ont définit la rigidité tangentielle par le rapport entre la contrainte tangentielle et la déformation résultante. La rigidité tangentielle dépend de la contrainte normale et de la morphologie des surfaces. Yoshinaka et Yamabe (1986) ont observé une augmentation linéaire de la rigidité tangentielle avec augmentation de la contrainte normale. Jing et al. (1992) ont proposé une relation hyperbolique entre la rigidité tangentielle et la contrainte normale. Ils ont trouvé que sous un faible niveau de contrainte normale, la rigidité tangentielle se disperse aléatoirement selon les différentes directions de la surface ; à un niveau de contrainte normale plus élevé, on observe une orientation des contraintes dans une direction prépondérante (figure 3.13). Hopkins et al. (1990), Jing et al. (1992) ont expliqué l'augmentation de la rigidité tangentielle par l'accroissement de l'aire de contact avec l'augmentation de la contrainte normale. Le degré d'emboîtement entre deux épontes s'accroît lorsque l'aire de contact augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Une force en cisaillement supplémentaire est donc nécessaire pour vaincre la résistance des aspérités, et la rigidité en cisaillement est alors plus élevée.

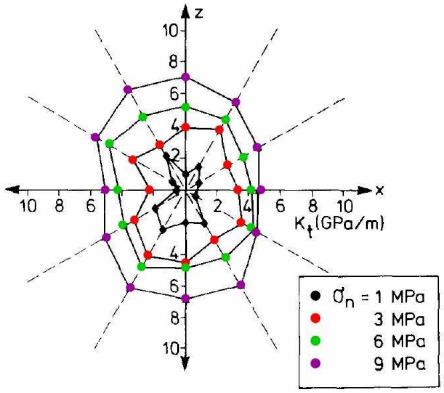


Figure 3.13 - Distribution directionnelle de la rigidité tangentielle (d'après Jing et al. 1992).

La contrainte tangentielle augmente jusqu'à ce que le glissement se produise sur les facettes positives. La relation entre la contrainte tangentielle τ et la déformation tangentielle u_s dans cette zone devient non-linéaire avec mobilisation de la dilatance. La mobilisation de la dilatance et le déplacement relatif des deux épontes entraînent une diminution de l'aire de contact résultant en une concentration des contraintes aux

points de contact. Le point où cette zone secondaire commence est exprimé comme une proportion de la résistance ultime de cisaillement. Elle est plus importante pour les joints imbriqués que pour les autres types de joints. Pour les joints imbriqués, ce point varie entre 85 et 95 % de la résistance ultime (Sun et al. 1985). D'après Sun et ses coauteurs, quand la contrainte normale est élevée et les surfaces du joint sont rugueuses, la zone non-linéaire est plus large que dans les cas de faible contrainte normale et de surfaces lisses. La raison avancée est qu'une contrainte normale élevée conduit à un durcissement tandis que pour les surfaces rugueuses, le cisaillement des aspérités peut produire un pic de contrainte tangentielle plus grand. Scholz et Engelder (1976) ont proposé deux mécanismes différents lors du glissement des aspérités pour expliquer le comportement en cisaillement des roches : (i) rupture fragile des aspérités au commencement du glissement ; (ii) fluage sur des facettes glissées. Selon ces deux mécanismes, l'aire de contact entre les deux épontes augmente avec le temps de glissement. Ces auteurs expliquent ainsi une augmentation de l'angle de frottement avec la diminution de la vitesse de cisaillement.

3.3.2.2 Phase de pic

Le pic de contrainte tangentielle décrit théoriquement coïncide avec le point du taux de dilatance maximal (Barton 1972). C'est le point où la résultante des composantes de la force tangentielle atteint la limite en rupture des aspérités. A partir de ce point, les aspérités sont dégradées progressivement (cisaillement, arrachement, broyage, etc.) et la contrainte tangentielle et la dilatance diminuent. Cependant, Flamand (2000) a observé expérimentalement que le point de pente de dilatance maximale ne coïncide pas toujours avec le pic de contrainte mais correspond à un déplacement légèrement inférieur. Cela peut être expliqué par la rupture des aspérités les plus hautes due à la présence d'une contrainte normale au cours du glissement avant le pic. Selon Goodman (1974) le glissement sans destruction des aspérités n'est possible qu'à contrainte normale nulle.

L'expérimentation a montré que plusieurs facteurs influencent le comportement au pic de contrainte des discontinuités rocheuses, par exemple :

- la contrainte normale ;
- la rugosité des surfaces ;
- la taille des surfaces ;
- la altération des surfaces ;

L'influence de la contrainte normale a été étudiée et observée par Patton (1966), Barton (1972), Schneider (1974), Jing et al. (1992). Patton (1966) a discuté sur l'évolution du mode de cisaillement des aspérités en fonction de la contrainte normale, à partir du glissement des facettes l'une par rapport à l'autre jusqu'au cisaillement de ces aspérités. La figure 3.14 montre l'influence de la contrainte normale sur la résistance au cisaillement et également sur le mode de cisaillement des aspérités. Plus la

contrainte normale augmente, plus la résistance au pic augmente mais l'angle de frottement (fonction du rapport entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale) diminue (Jing et al. 1992, Biran et al. 2009). Sous de fortes charges normales (N_3), le pic de contrainte est atteint après un petit déplacement tangentiel dû au cisaillement à la base des aspérités. La dilatance au pic est donc moins prononcée. Sous des charges normales plus faibles, le glissement entre des facettes d'aspérités se produit pendant un certain déplacement avant le cisaillement. Le déplacement correspondant au pic de contrainte est donc plus important. Cependant, Barton (1972) a observé expérimentalement sur des joints artificiels qu'il n'y a pas d'augmentation remarquable du déplacement normal au pic de contrainte avec l'augmentation de la contrainte normale entre 0,3 et 16,4 kPa. Schneider (1974) a testé à la fois sur des joints naturels de trois roches (granite, grès et calcaire) de différentes rugosités et sur des répliques en plâtre fabriquées à partir de ces joints modèles. La dilatance au pic et totale diminuent avec l'augmentation de la contrainte normale due au cisaillement des aspérités. Cependant, pour des surfaces moins rugueuses, l'influence de la contrainte normale sur la dilatance est moins prononcée. Kusumi et al. (1996) ont testé des joints en plâtre en forme de dents de scie (réguliers ou irréguliers). Pour une même surface de joint, trois types de comportement ont pu être observés en fonction de la contrainte normale : (i) glissement seul entre des aspérités de grandes pentes ; (ii) glissement selon la pente des aspérités de faibles pentes et cisaillement des aspérités de grandes pentes ; (iii) cisaillement de tous les aspérités. Pour le premier type, le comportement est plastique, sans pic de contrainte. Pour les deux derniers types, le pic de contrainte est plus marqué.

De nombreuses études portant sur l'effet de la morphologie sur le comportement en cisaillement des joints ont été effectuées (Huang et Doong 1990, Jing et al. 1992, Yang et Lo 1997). L'influence de la rugosité des surfaces de fracture sur le comportement au pic ainsi qu'après pic a été observée expérimentalement. Cet aspect sera présenté plus en détail dans la section 3.5.

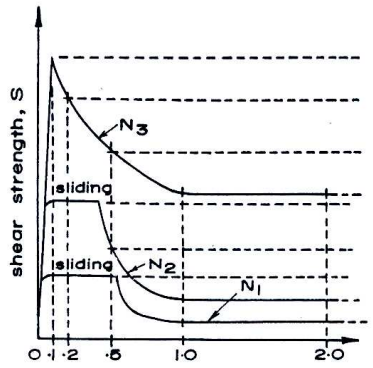


Figure 3.14 - Influence de la contrainte normale et de la position de cisaillement des aspérités sur l'allure de la courbe contrainte-déplacement tangentiel (Patton 1966).

Bandis et al. (1981) ont réalisé des essais de cisaillement direct sur des répliques de différentes tailles, fabriquées à partir de plusieurs joints rocheux naturels. La figure 3.15 présente les résultats obtenus sur le changement de la relation contrainte tangentielle - déplacement tangentiel en fonction de la taille des échantillons. Quand la taille de l'échantillon augmente, la forme de la courbe devient plus arrondie avec un radoucissement après le pic de contrainte moins prononcé. Cette forme arrondie de la courbe de déformation au cisaillement est similaire aux résultats obtenus par Sun et al. (1985), Hutson et Dowding (1990) sur des échantillons de grande taille. La contrainte tangentielle et l'angle de dilatance au pic, le déplacement tangentiel de la résistance ultime (résiduelle) diminuent graduellement tandis que le déplacement tangentiel au pic augmente avec l'augmentation de la taille d'échantillons. Le mode de rupture change de "fragile" à "ductile". L'effet de la taille d'échantillon sur l'angle de frottement et l'angle de dilatance au pic diminue avec l'importance de la contrainte normale.

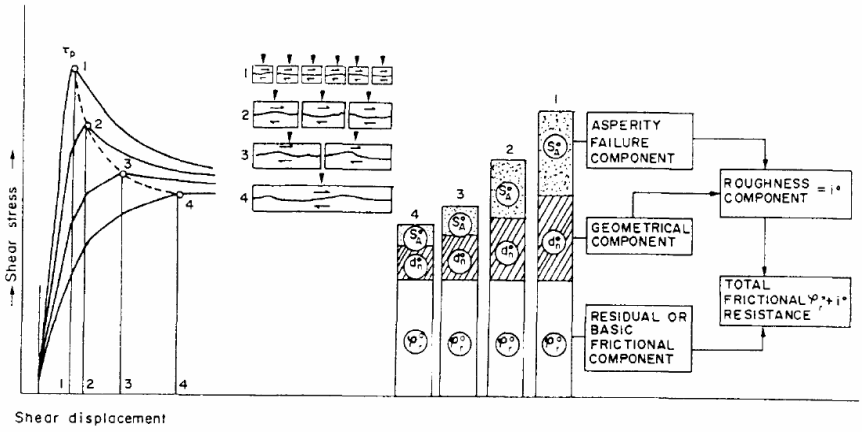


Figure 3.15 - Influence de la taille de l'échantillon sur le comportement en cisaillement (Bandis et al. 1981).

Une influence du degré d'imbrication des aspérités a été présentée par Panet (1976) (figure 3.16). Quand le degré d'imbrication est faible, le nombre d'aspérités en contact, qui peuvent potentiellement glisser l'une sur l'autre est petit. La contrainte tangentielle nécessaire pour vaincre la résistance des aspérités est moins élevée. Donc la résistance au pic diminue avec la diminution du degré d'imbrication. Le déplacement relatif nécessaire pour atteindre la contrainte maximale est plus important pour des joints de fable d'imbrication.

Cependant, comme le pic de résistance se produit suite à un très petit déplacement et il peut être absent dans plusieurs cas, le pic de contrainte n'est pas une caractéristique essentielle du mécanisme de cisaillement des discontinuités (Schneider 1974, Sun et al. 1985).

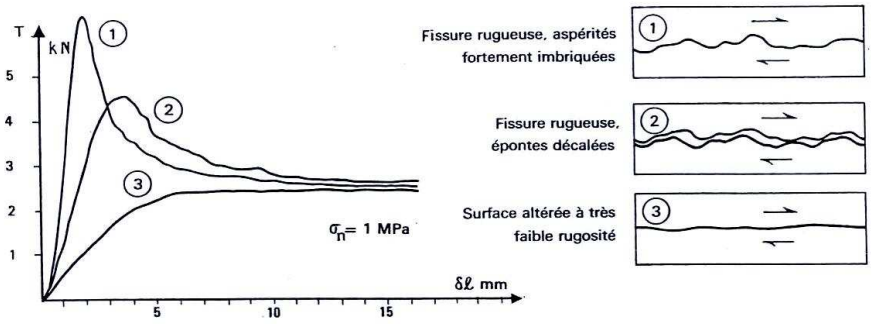


Figure 3.16 - Influence du degré d'imbrication des aspérités sur le comportement en cisaillement (Panet 1976).

3.3.2.3 Phase post-pic

Avec la dégradation progressive des aspérités après le pic, la contrainte tangentielle diminue graduellement avec l'accroissement de l'aire de contact (par dégradation des aspérités). Quand la discontinuité est cisaillée jusqu'à un déplacement important, elle va atteindre une résistance de cisaillement où la déformation peut se prolonger sans variation de la contrainte tangentielle. D'après Panet (1976), après un déplacement relatif tangentiel suffisamment important des épontes, les surfaces de différentes rugosités d'une même roche ne montrent plus de différence significative de contrainte tangentielle. Cependant, Krahn et Morgenstern (1979) ont trouvé que la résistance au cisaillement pour un grand déplacement dépend non seulement de la rugosité initiale mais également du type d'altération des surfaces au cours du cisaillement. Deux échantillons de roche de même composition minérale et testés sous même condition de chargement n'ont pas forcément une même résistance au cisaillement après un même grand déplacement si leur structure ou leur rugosité n'est pas similaire pendant le cisaillement. Donc, au lieu de parler de "*résistance résiduelle*", Krahn et Morgenstern ont proposé d'utiliser le terme de "*résistance ultime*" après un grand déplacement et sans changement significatif de la résistance au cisaillement. Une même roche peut avoir différentes résistances ultimes dépendant du mode de rupture des surfaces.

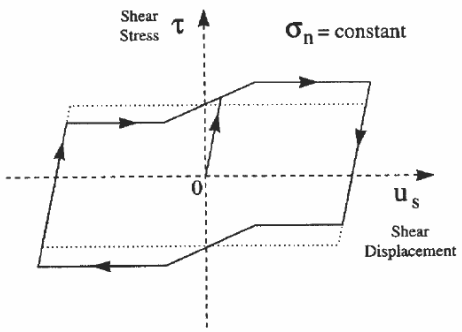


Figure 3.17 - Phénomène de décentration du comportement en cisaillement cyclique des discontinuités rocheuses soumises à contrainte normale constante (Fox et al. 1998).

Krahn et Morgenstern (1979), Hutson et Dowding (1990), Jing et al. (1992), Fox et al. (1998) ont observé que les résistances ultimes pour des surfaces de roche naturelle et artificielle ne sont pas les mêmes pour les différentes directions de cisaillement dans un essai cyclique (figure 3.17). Ce phénomène est plus prononcé sous faible contrainte normale (de l'ordre de 1 MPa) et moins observé sous contrainte normale de l'ordre de 5 MPa (Fox et al. 1998). Krahn et Morgenstern (1979) ont attribué cette différence par la différence de déplacement normal. Si la discontinuité est dilatante dans le sens de cisaillement aller et contractante dans le sens opposé, la résistance ultime sera plus élevée dans le sens de cisaillement aller et plus faible dans l'autre sens. Ces résistances seront à l'opposé si l'échantillon est contractant pendant la phase aller et dilatant dans le sens opposé. Jing et al. (1992) ont expliqué ce phénomène par les différents stades d'endommagement des aspérités. Pendant la phase aller, les aspérités secondaires (figure 3.1) sur les facettes initialement en contact sont cassées ou cisaillées graduellement, contribuant par conséquent à une partie de la résistance au mouvement de cisaillement. Quand le sens de cisaillement est inversé, cette résistance des aspérités secondaires devient négligeable car les aspérités secondaires sont totalement cisaillées pendant le cisaillement résiduel de la phase aller; et de plus, la composante tangentielle de la force normale est dans le même sens que celle de la force tangentielle dans ce sens (figure 3.18). La force tangentielle mobilisée pendant la phase de cisaillement opposé est donc plus petite et la courbe de déformation est généralement plus lisse à cause de cette absence d'aspérités secondaires.

D'après Lama et Vutukuri (1978b), la force résiduelle tangentielle (à partir de laquelle le coefficient de frottement est déduit) n'est pas seulement due au glissement relatif des épontes mais est également influencée par l'écrasement des aspérités. La possibilité d'écrasement des aspérités augmente avec l'augmentation de la contrainte normale. Donc à contrainte normale élevée, le mouvement des épontes sera gouverné de plus en plus par l'écrasement et de moins en moins par le cisaillement des aspérités. La valeur du coefficient de frottement est probablement plus petite lorsque les contraintes normales sont élevées. Hutson et Dowding (1990) ont testé des discontinuités sciées d'un calcaire et d'un granite. Pour les discontinuités de calcaire de même rugosité, quand le rapport de contrainte normale divisée par la résistance en compression simple σ_n/σ_c augmente de 0,045 à 0,244, le coefficient de frottement diminue et le taux de dégradation des aspérités augmente. Pour les discontinuités de granite ayant un faible rapport σ_n/σ_c, entre 0,010 et 0,024, le changement de valeur du coefficient de frottement n'est pas clairement observé. Jing et al. (1992), en réalisant des essais sur des répliques en mortier de joints rocheux modèles, ont observé également que l'angle de frottement total (la somme de l'angle de frottement résiduel et l'angle d'aspérité) diminue avec l'augmentation de la contrainte normale.

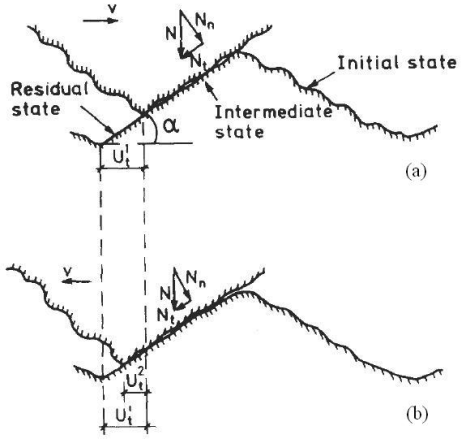


Figure 3.18 - Différence de frottement mobilisé entre les phases de cisaillement: (a)- Phase aller et (b)- Phase retour (Jing et al. 1992).

À l'exception des faibles contraintes normales, Krahn et Morgenstern (1979) ont observé également qu'il n'y a pas de grande différence entre la résistance au pic et la résistance ultime pour des surfaces artificielles relativement lisses. Cependant, toutes les discontinuités naturelles testées montrent toujours un radoucissement significatif après le pic de contrainte.

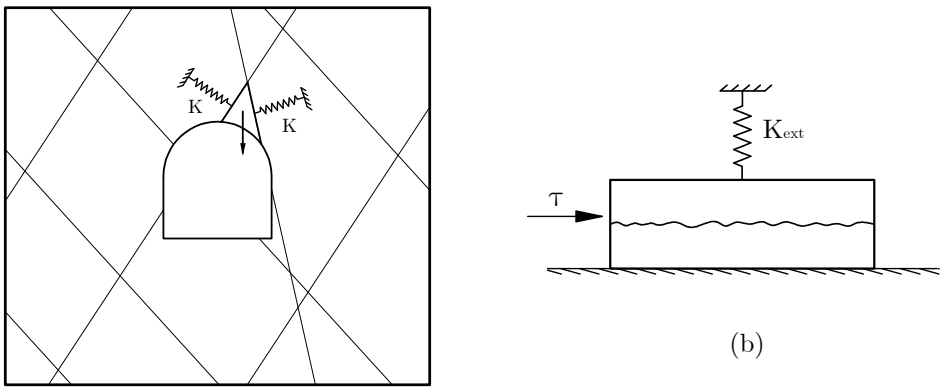
3.3.3 Comportement en cisaillement à rigidité normale imposée

Dans le cas où la structure du système de bloc empêche la dilatance le long du joint, le cisaillement de la discontinuité va être gêné et va conduire à une augmentation de la contrainte normale. Cette situation est souvent rencontrée dans les excavations souterraines (construction de caverne, exploitation de mine, construction de tunnel) où des blocs potentiellement instables se trouvent entre des joints dilatants (figure 3.19a). Cette condition de chargement *in situ* peut être simulée en laboratoire en utilisant le principe des essais de cisaillement à rigidité normale imposée (figure 3.19b).

L'essai de cisaillement direct à rigidité normale externe imposée K_{ext} consiste à appliquer un effort normal initial σ_{ni}, puis à cisailler l'échantillon à vitesse de cisaillement $[\dot{u}_s]$ constante tout en réglant la force normale par l'intermédiaire d'un dispositif asservi de manière à vérifier la consigne définie par la relation :

$$\Delta\sigma_n - K_{ext} \times \Delta u_n = 0 \tag{3.10}$$

avec $\Delta\sigma_n$ la variation de contrainte normale, Δu_n la variation de déplacement relatif normal, K_{ext} la rigidité normale externe imposée. Cette rigidité correspond *in situ* au module de déformation du bloc de roche et ne doit pas être confondue avec la rigidité normale du joint (Leichnitz 1985).



(a) (b)

Figure 3.19 - Simulation des conditions in situ à des essais de cisaillement en laboratoire.

Leichnitz (1985) a réalisé des essais de cisaillement sur des échantillons de grès selon deux modes de chargement : (I) force normale constante et (II) restriction de dilatance en introduisant une rigidité normale au plan du joint. Les essais de type (II) ont les mêmes conditions initiales (force normale initiale et vitesse de cisaillement) que les essais de type (I), mais avec une rigidité normale imposée constante de 0,67 MPa/mm. Sous une faible force normale initiale, on observe une différence qualitative et quantitative des courbes de contrainte tangentielle - déplacement tangentiel : pour le type (I), la contrainte de cisaillement atteint à un pic après un bref déplacement tandis que pour le type (II), la contrainte tangentielle augmente graduellement et atteint la valeur maximale après un grand déplacement. L'allure de ces courbes devient de plus en plus similaire pour les deux types de chargement avec l'augmentation de la force normale initiale. Ces observations ont été aussi obtenues par Ohnishi et Dharmaratne (1990) sur des répliques en mortier de ciment des surfaces rocheuses modèles. Leichnitz (1985) a également comparé les courbes du coefficient de frottement (rapport entre la force tangentielle et la force normale) et les courbes de l'angle de dilatance (rapport entre les déplacements normal et tangentiel) en fonction du déplacement tangentiel pour les deux types d'essais. Ces deux fonctions sont relativement similaires, d'un point de vue qualitatif. Des différences quantitatives se manifestent sur les coefficients de frottement et les angles de dilatance au pic de contrainte. La figure 3.20 présente des exemples de courbes des forces tangentielle et normale en fonction de déplacement tangentiel des essais de cisaillement à rigidité normale constante réalisés par Leichnitz (1985).

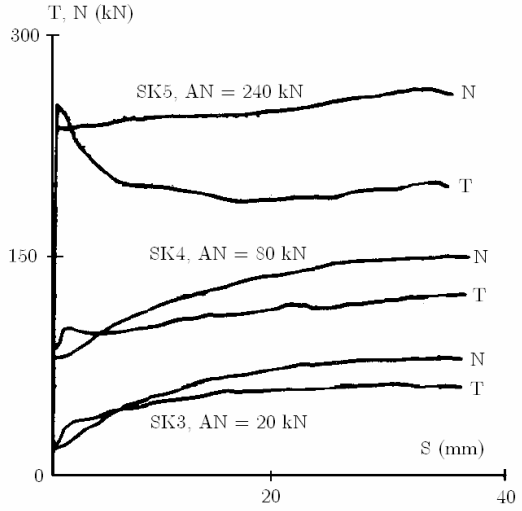


Figure 3.20 - Courbes de forces tangentielle (T) et normale (N) en fonction de déplacement tangentiel (S) des essais de cisaillement à rigidité normale constante de 0,67 MPa/mm et à différentes forces normales initiales de 20, 80 et 240 kN (0,4, 1,8 et 5,4 MPa respectivement) (d'après Leichnitz 1985).

Johnston et al. (1987) ont simulé le mouvement latéral des pieux implantés dans des roches tendres par essais de cisaillement à rigidité normale constante pour des interfaces roche/béton. La variation des contraintes tangentielle et normale, et du déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel des essais CNS a pu être présumée à partir des courbes idéalisées comme le montre la figure 3.21. La contrainte tangentielle augmente à partir de zéro (point A) et atteint la résistance de glissement des aspérités après un très bref déplacement (point B). Parallèlement, la dilatation et, par conséquent, la contrainte normale augmentent. La contrainte tangentielle montre généralement une légère diminution jusqu'au point C qui correspond à la perte de cohésion. Cependant, quand le cisaillement continue, la dilatation et la contrainte normale augmentent et entraînent une augmentation supplémentaire de la contrainte tangentielle jusqu'au point D. Ce point représente le début du cisaillement des aspérités. A partir du point D, la contrainte tangentielle peut diminuer tandis que la dilatation et la contrainte normale se stabilisent de façon comme les aspérités sont cisaillées. Ainsi, selon Johnston et al. (1987), le comportement en cisaillement à rigidité normale constante passe par les mêmes phases successives que celles des essais à contrainte normale constante : la présence d'un pic de contrainte suivi d'une phase résiduelle. A noter que l'allure des courbes de contrainte de Johnston et al. (1987) est très comparable à celle des courbes de forces en fonction de déplacement tangentiel à des faibles forces normales initiales de Leichnitz (1985) (figure 3.20).

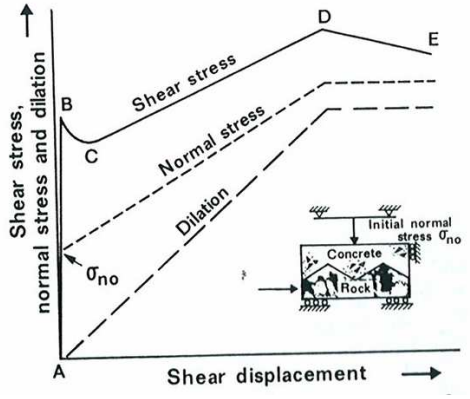


Figure 3.21 - Idéalisation des essais de cisaillement à rigidité normale constante pour des interfaces roche/béton d'aspérités triangulaires régulières (Johnston et al. 1987).

Archambault et al. (1990) ont effectué des essais de cisaillement à rigidité normale constante sur des discontinuités artificielles en mortier de ciment avec les surfaces de différentes natures : (i) surfaces régulières en dents de scie de pente 15°, (ii) surfaces irrégulières imbriquées obtenues par fendage de briques en ciment ayant un JRC de 4 à 6 et (iii) surfaces irrégulières non imbriquées ayant un JRC supérieur à 20. Les contraintes normales initiales utilisées varient entre 0,6 et 7,3 MPa et les rigidités normales imposées entre 2,7 et 9,2 MPa/mm. Ils ont observé que l'augmentation de la rigidité normale entraîne une augmentation des résistances de cisaillement au pic et résiduelle, une diminution de la dilatance au pic et une augmentation de la contrainte normale. Le fait de travailler sur des surfaces de différentes géométries a permis également une observation de l'effet de la dilatance sur le comportement en cisaillement. Pour les joints de surfaces irrégulières imbriquées (ii), la contrainte normale soit montre une petite augmentation, soit se stabilise après le pic. Les joints de surfaces régulières (i) ou irrégulières non imbriquées (iii) montrent une diminution importante de la contrainte normale due à une forte contractance après le pic. Skinas et al. (1990) ont observé un accroissement plus important de la contrainte normale lors du cisaillement à rigidité normale constante pour des joints artificiels en mortier ayant JRC = 18 que les joints ayant JRC = 9. Blümel et al. (2003) ont observé une influence de la géométrie des aspérités (pente) en forme de dents de scie sur la réponse de la dilatance et la contrainte normale au cisaillement à rigidité normale constante.

Van Sint Jan (1990) a testé des joints artificiels préparés en laboratoire sous des conditions de rigidité normale imposée constante entre 0 et 0,04 MPa/mm. Une augmentation de la rigidité normale conduit à une augmentation de la résistance et du déplacement au pic de contrainte. La contrainte tangentielle peut atteindre un maximum avant la contrainte normale. Pour des joints artificiels en dents triangulaires régulières, la contrainte tangentielle chute de façon importante après le pic. Le taux de réduction de la contrainte tangentielle augmente avec l'augmentation de la contrainte normale initiale ou de la rigidité normale. Pour des répliques de joints rocheux modèles,

les courbes de contrainte tangentielle montrent très peu ou pas de diminution après le pic. L'auteur a observé que l'angle de frottement au pic dépend de la rigidité normale avec des contraintes normales initiales utilisées entre 0,006 et 0,10 MPa : il est plus faible sous des conditions de rigidité normale constante que sous des conditions de contrainte normale constante (rigidité normale nulle). L'influence de la rigidité normale imposée diminue avec l'augmentation de la contrainte normale initiale car pour des contraintes normales élevées le comportement en cisaillement est gouverné essentiellement par la contrainte normale.

3.4 Modèles de résistance au cisaillement au pic

La connaissance de la résistance au cisaillement de discontinuités rocheuses est nécessaire pour déterminer la stabilité des massifs rocheux fracturés. La variation de la résistance au cisaillement avec la contrainte normale a été décrite par plusieurs auteurs, par exemple Patton (1966), Ladanyi et Archambault (1969), Barton (1973).

3.4.1 Modèle bilinéaire de Patton

Patton (1966) a réalisé des essais sur des échantillons faits d'un mélange de kaolin et de plâtre avec des discontinuités en forme des dents de scie de différents angles d'inclinaison i_o = 25°, 35°, 45° (figure 3.22). Il a observé que chaque courbe d'enveloppe définie par ces essais de cisaillement, peut être représentée par un modèle bilinéaire. Ce modèle empirique implique deux modes de rupture différents, dépendant du niveau de la contrainte normale.

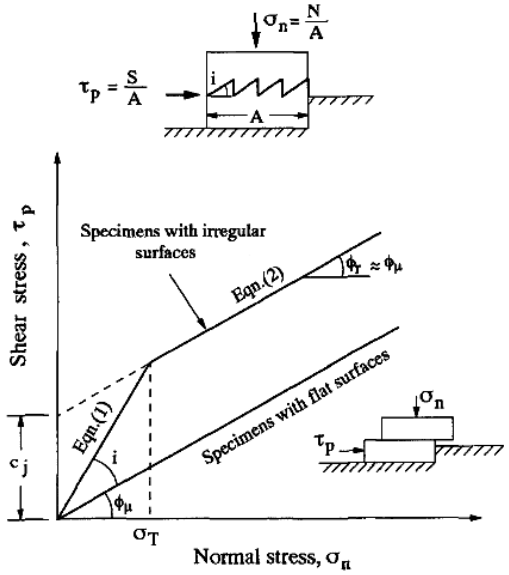


Figure 3.22 - Modèle bilinéaire de Patton (Patton 1966).

Pour les valeurs faibles de σ_n, le mouvement relatif des épontes se traduit par un glissement suivant la direction positive des aspérités (pente i). Le segment inférieur de la courbe enveloppe bilinéaire a une inclinaison (ϕ_μ + i). L'équation de la résistance correspondant à cette portion de la courbe s'écrit :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_\mu + i) \text{ avec } \sigma_n < \sigma_T \tag{3.11}$$

A un niveau plus élevé de σ_n, le glissement de l'une sur l'autre des aspérités n'est plus possible. Ces aspérités sont cisaillées. La portion supérieure de la courbe bilinéaire correspondant aux contraintes normales élevées, a une inclinaison très proche de l'angle de frottement résiduel ϕ_r. La résistance de cette portion est donnée par l'équation :

$$\tau_p = C_a + \sigma_n \tan(\phi_r) \text{ avec } \sigma_n \geq \sigma_T \tag{3.12}$$

avec τ_p la contrainte de cisaillement au pic ; σ_n la contrainte normale ; ϕ_μ l'angle de frottement entre deux surfaces planes et non polies du matériau considéré ; ϕ_r l'angle de frottement résiduel ; i l'angle de dilatance ; C_a la cohésion apparente et σ_T la contrainte normale de transition entre le mode de glissement sur des aspérités et leur rupture en cisaillement.

Il est à noter que le modèle de Patton, très simple, ne s'adapte pas aux discontinuités naturelles pour lesquelles on observe un phénomène qui peut se traduire par un critère de rupture curviligne car les deux modes (glissement et rupture) coexistent. Mais l'avantage de ce modèle est qu'il prend en compte le glissement et la rupture d'aspérités, l'augmentation de la résistance au cisaillement avec une rugosité plus marquée (présentée par l'angle i), et que le comportement d'une discontinuité rugueuse se rapproche celui d'une discontinuité lisse qui aurait toutes les aspérités cisaillées.

3.4.2 Modèle de Ladanyi et Archambault

Ladanyi et Archambault (1969) ont proposé une extension du modèle de Patton en combinant le frottement, la dilatance et la résistance des aspérités. Ils ont considéré la résistance des discontinuités d'aspérités en forme triangulaires régulières avec l'inclinaison de ±i. Cependant, au lieu d'utiliser le principe d'équilibre des forces comme dans le modèle de Patton, le modèle de Ladanyi et Archambault est fondé sur une approche énergétique proposée par Rowe (1962) et Rowe et al. (1964).

Ladanyi et Archambault ont définit la force de cisaillement totale S comme la somme de quatre composantes selon la relation :

$$S = (S_1 + S_2 + S_3)(1 - a_s) + S_4\, a_s \tag{3.13}$$

La somme des trois premières composantes ($S_1 + S_2 + S_3$) est due au glissement des aspérités sur l'aire (A-A_s) et la quatrième composante S_4 est due au cisaillement des aspérités réparties sur l'aire de A_s, avec A l'aire projetée de la surface totale de discontinuité ; A_s l'aire projetée des aspérités cisaillées ; a_s la proportion d'aire

d'aspérités cisaillées, $a_s = A_s/A$ et $(1 - a_s)$ la proportion de l'aire sur laquelle il y a frottement des aspérités les unes sur les autres lors du cisaillement.

Selon Ladanyi et Archambault, S_1 est la composante due au travail externe fait en dilatance contre la force normale N, $S_1 = N\dot{\nu}$ avec $\dot{\nu}$ est le taux de dilatance à la rupture pour les surfaces irrégulières ; S_2 est la composante due au travail interne additionnel en frottement du à la dilatance, $S_2 = S\dot{\nu}\tan\phi_\mu$ avec ϕ_μ est l'angle de frottement de la surface plane ; S_3 est la composante due au travail interne en frottement si l'échantillon ne change pas de volume au cours du cisaillement, $S_3 = N\tan\phi_\mu$; S_4 est la composante due au cisaillement des aspérités, définie par $S_4/A = \tau_{ca}$, avec τ_{ca} la résistance au cisaillement des aspérités ou contrainte tangentielle critique des aspérités, basée sur un critère de rupture approprié pour la roche intacte.

La résistance au pic est donnée sous la forme suivante :

$$\tau_p = \frac{S}{A} = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(\dot{\nu} + \tan\phi_\mu) + a_s\tau_{ac}}{1 - (1 - a_s)\,\dot{\nu}\,\tan\phi_\mu} \tag{3.14}$$

Les ailleurs font l'hypothèse que, lors du cisaillement sous des contraintes normales faibles (a_s tend vers 0 et $\dot{\nu}$ vers 1) seul le terme de frottement intervient. Sous des contraintes normales élevées, lorsque toutes les aspérités sont cisaillées (a_s tend vers 1 et $\dot{\nu}$ vers 0) ils supposent que seul le terme de rupture des aspérités intervient. Sous ces hypothèses, Ladanyi et Archambault ont proposé les équations empiriques de a_s et de $\dot{\nu}$, en fonction de la morphologie des aspérités et de la valeur de la contrainte normale sur les surfaces des discontinuités en cisaillement :

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_1} \tag{3.15}$$

$$\dot{\nu} = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_2} \tan(i_0) \tag{3.16}$$

avec σ_T la contrainte de transition fragile - ductile du matériau rocheux ; $\tan(i_0)$ le taux de dilatance au pic sous contrainte normale nulle ; les paramètres k_1 et k_2 représentent l'évolution plus ou moins rapide de a_s et $\dot{\nu}$ respectivement. Ladanyi et Archambault (1969) ont déterminé expérimentalement que $k_1 \approx 1{,}5$ et $k_2 \approx 4$ pour des surfaces en dents de scie.

3.4.3 Modèle empirique JRC-JCS de Barton

Barton (1973) et Barton et Choubey (1977) ont proposé une équation qui fait intervenir directement la rugosité du joint et la résistance de la matrice rocheuse. La résistance au pic est fonction de la contrainte normale, de la résistance de la matrice rocheuse à travers le coefficient JCS et de la rugosité du joint à travers le coefficient JRC :

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left(\phi_b + \text{JRC}\log_{10}\left(\frac{\text{JCS}}{\sigma_n}\right)\right) \tag{3.17}$$

avec τ_p la contrainte tangentielle au pic ; σ_n la contrainte normale ; ϕ_b l'angle de frottement de base (analogue à ϕ_μ utilisé par Patton 1966, Ladanyi et Archambault 1969) ; JRC (*Joint Roughness Coefficient*) le coefficient de rugosité ($0 \leq \text{JRC} \leq 20$) ; JCS (*Joint Compressive Strength*) la résistance à la compression de la roche.

3.5 Influence de la rugosité sur le comportement mécanique

L'influence des caractéristiques morphologiques de surfaces du joint sur le comportement mécanique a été initialement introduite dans le modèle de Patton (1966). Ce modèle permet de prédire la résistance au cisaillement d'une surface de joint qui se compose de : (i) la résistance au frottement résultant du glissement entre deux surfaces plates et (ii) la résistance de glissement ou de cisaillement des aspérités de surfaces. La première composante est liée à une constante propre au matériau, l'angle de frottement de base ϕ_μ. La deuxième est un paramètre géométrique dont la grandeur dépend des caractéristiques de la surface tels que la rugosité et l'angle de dilatance i.

La dépendance du comportement mécanique à la rugosité des joints se manifeste nettement par une dépendance directionnelle de la résistance au cisaillement à la rugosité. Cette dépendance est due à une anisotropie de la rugosité de surfaces du joint (Yang et Lo 1997, Riss et al. 1998). Huang et Doong (1990), Jing et al. (1992), Yang et Lo (1997) ont réalisé des études expérimentales sur l'anisotropie directionnelle de la résistance au cisaillement de joints rocheux en cisaillant des répliques (en plâtre ou en mortier) selon différentes directions de surfaces. Leurs résultats montrent une dépendance de la résistance au cisaillement à la direction de cisaillement, même dans deux sens de cisaillement inverse d'une même surface. L'anisotropie de la résistance au cisaillement est différente pour les surfaces de différentes morphologies. Jing et al. (1992) ont considéré la différence directionnelle de la résistance au cisaillement par celle de l'angle de frottement (figure 3.23). L'effet de la rugosité sur la variation directionnelle de l'angle de frottement diminue avec l'augmentation de la contrainte normale. Cependant, selon ces auteurs, l'effet de la rugosité sur le comportement en cisaillement peut être différent entre l'échelle en laboratoire et l'échelle *in situ* à cause de l'effet de la taille d'échantillons. La résistance au cisaillement selon différentes directions de cisaillement peut être calculée en utilisant la formule de Barton (1973) avec différentes valeurs de JRC déterminées selon différentes directions de surface. Néanmoins selon Huang et Doong (1990), cette méthode ne peut pas prendre en compte complètement tous les phénomènes liés à l'anisotropie directionnelle.

Schneider (1974) a réalisé des essais de cisaillement sur trois joints rocheux (granite, grès et calcaire) de différentes rugosités, obtenus par fendage. Il a observé une influence de la morphologie des surfaces sur l'allure des courbes de contrainte tangentielle - déplacement tangentiel : les joints de granite et grès ayant des surfaces

rugueuses présentent un pic de contrainte marqué tandis que le joint de calcaire qui est plus lisse ne montre pas de pic de résistance.

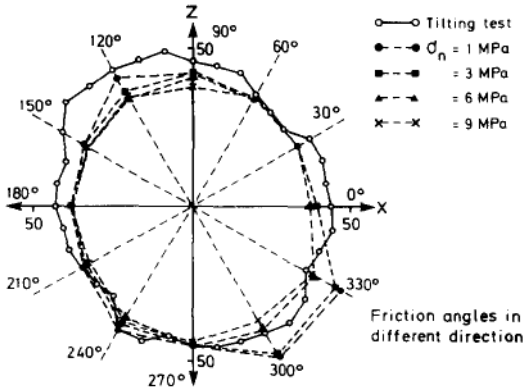


Figure 3.23 - Distribution directionnelle de l'angle de frottement sous différentes contraintes normales (Jing et al. 1992).

Krahn et Morgenstern (1979) ont mesuré la morphologie de la surface des joints avant et après chaque essai et tenté de corréler les caractéristiques morphologiques avec l'angle de frottement ultime. Seul le paramètre Z_2 montre une bonne corrélation (figure 3.24). Plus la valeur de Z_2 est élevée, c'est-à-dire l'angularité de surface est grande, plus l'angle de frottement ultime augmente. Cependant, Lefêvre et al. (1998) ont observé sur des joints de granite que plus le joint est rugueux plus l'angle de frottement au pic est petit.

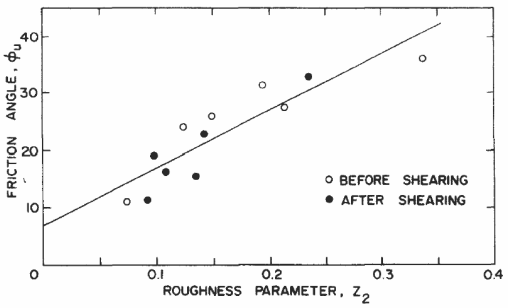


Figure 3.24 - Angle de frottement en fonction du paramètre de rugosité Z_2 (Krahn et Morgenstern 1979).

Yoshinaka et Yamabe (1986), Lefêvre et al. (1998) ont observé une influence de la rugosité des surfaces sur la rigidité tangentielle K_s. Ils ont montré que la rigidité K_s des discontinuités rugueuses est inférieure à celle des discontinuités plus lisses. Lefêvre et al. (1998) ont expliqué ce comportement par l'existence de plus d'adhérence entre les surfaces peu ou pas rugueuses, pour lesquelles l'aire de contact totale est beaucoup plus importante par rapport aux surfaces rugueuses. L'évolution de la morphologie avec les

cycles leur a permis également de confirmer l'augmentation de la rigidité tangentielle avec l'accroissement de l'adhérence entre les épontes par la diminution de l'amplitude de la rugosité.

Biran et al. (2009) ont réalisé des essais de cisaillement sur des joints rocheux sciés à différentes rugosités, de lisse à rugueux, à différentes contraintes normales et vitesses de cisaillement. Ils ont observé que le coefficient de frottement ultime des surfaces diminue avec l'augmentation de la vitesse de cisaillement, mais cet effet de la vitesse de cisaillement est plus prononcé pour des joints lisses que des joints rugueux.

3.6 Caractéristiques particulières des discontinuités naturelles

Parmi les études sur le comportement mécanique des discontinuités rocheuses, très peu d'études ont été réalisées sur des discontinuités naturelles de roche. Schneider (1974), Krahn et Morgenstern (1979), Huang et al. (1993), Armand (2000) ont tenté d'effectuer à la fois des essais de cisaillement direct sur des joints naturels et artificiels. Des similarités ainsi que des différences entre le comportement en cisaillement des joints rocheux naturels et celui des joints artificiels ont pu être observées.

Schneider (1974) a testé à la fois des joints rocheux naturels et des répliques en plâtre fabriquées à partir de ces joints modèles. Les courbes de contrainte tangentielle - déplacement tangentiel obtenues pour ces deux types de joints sont similaires sauf que les courbes des joints artificiels sont plus "lisses" que celles obtenues avec des joints naturels. Cette différence est due à l'absence d'aspérités secondaires des répliques en plâtre.

Krahn et Morgenstern (1979) ont observé une différence du comportement entre des joints naturels et des joints sciés à différentes rugosités de calcaire. En général, les discontinuités sciées et lisses ne présentent pas de grande différence entre la résistance au pic et la résistance ultime après un grand déplacement (à l'exception des mesures réalisées sous faible contrainte normale), tandis que cette différence est toujours très prononcée sur les discontinuités naturelles. Le coefficient de frottement ultime et la cohésion calculés pour les discontinuités artificielles sont plus dispersés que ceux des discontinuités naturelles.

Huang et al. (1993) ont testé sur des discontinuités naturelles de dolomite et des discontinuités artificielles en dents de scie préparées à partir de hydrostone[3] mélangé avec de l'eau. Les discontinuités naturelles et artificielles ont montré essentiellement le même phénomène. Néanmoins, les discontinuités naturelles ont montré quelques caractéristiques non observées sur des discontinuités artificielles : sur le premier cycle des essais cycliques, les discontinuités naturelles présentent normalement un pic de contrainte plus important et un radoucissement aussi plus prononcé. Les auteurs ont

[3] Une marque déposée, mélange de gypse et de ciment.

expliqué ce phénomène par la présence d'aspérités de second d'ordre qui ne sont pas présentes sur les discontinuités artificielles comme Schneider (1974). La contrainte de cisaillement durant les phases de dilatance augmente avec le nombre de cycle de cisaillement pour les discontinuités naturelles alors qu'elle diminue pour quelques essais sur discontinuités artificielles. Le comportement durant les phases de contractance est, lui, très similaire pour les deux types de joints.

Armand (2000) a utilisé des discontinuités naturelles de calcaire et des discontinuités artificielles de mortier fabriquées à partir des moulages de discontinuités de vraie roche. Il a trouvé des coefficients de frottement différents pour ces deux types de discontinuités.

3.7 Conclusion

L'essai de cisaillement est utilisé pour étudier le comportement en cisaillement des discontinuités sous une contrainte normale constante ou sous une rigidité normale imposée. Les essais de cisaillement direct à contrainte normale constante (CNC) sont appropriés pour les cas où le milieu environnant permet la dilatance libre du joint durant le cisaillement. Le comportement des joints soumis à une telle condition se compose généralement de trois phases successives : pré-pic de contrainte tangentielle, pic et post-pic, qui sont représentées respectivement par la rigidité tangentielle et les résistances au cisaillement de pic et résiduelle. L'expérimentation a montré que plusieurs facteurs peuvent influencer ces caractéristiques de joints, tels que la contrainte normale appliquée, la rugosité des surfaces de fractures, vitesse de cisaillement, etc. Les essais de cisaillement sous rigidité normale imposée simulent le cisaillement sous condition confinée où la dilatance est empêchée. Sous cette condition, le comportement en cisaillement de joints dépend fortement de la rigidité normale imposée et de la contrainte normale initiale.

La dépendance du comportement en cisaillement des discontinuités à leurs caractéristiques morphologiques a été étudiée grâce à la connaissance de la géométrie des surfaces de joints. Plusieurs méthodes de mesure avec précision et de description de la rugosité ont été développées permettant ces études. Cette dépendance se traduit principalement par l'influence de la rugosité sur la dilatance, et donc sur les autres caractéristiques mécaniques de joints.

La plupart des études du comportement en cisaillement de joints a été réalisée sur des discontinuités artificielles (discontinuités sciées, répliques en mortier, plâtre...). Cependant, certaines études ont été réalisées en utilisant des discontinuités naturelles. Des similarités ainsi que des différences dans le comportement en cisaillement des discontinuités naturelles et artificielles ont été observées. Il nécessite donc une étude systématisée du comportement des discontinuités naturelles afin de valoriser des observations sur discontinuités artificielles.

II
Études expérimentales

Contexte de l'étude **65**

4 Essais triaxiaux sur la matrice rocheuse **69**

4.1 Dispositif expérimental 69
4.2 Préparation des échantillons 75
4.3 Mesure de la vitesse de propagation des ondes élastiques 77
4.4 Programme expérimental 80
4.5 Résultats et interprétation des essais 81
4.6 Conclusion 95

5 Caractérisation de la morphologie des discontinuités **97**

5.1 Mesure de la rugosité sous profilomètre laser 97
5.2 Reconstruction des surfaces de discontinuités dans l'ensemble des directions 100
5.3 Caractérisation des surfaces de discontinuités avant essais 102
5.4 Caractérisation des surfaces de discontinuités après essais 119
5.5 Synthèse des caractéristiques morphologiques des discontinuités naturelles 131

6 Essai de cisaillement sur discontinuités naturelles **135**

6.1 Description des échantillons et du programme expérimental 135
6.2 Procédure de l'essai de cisaillement direct 138
6.3 Essais de cisaillement à contrainte normale constante ou variable 143
6.4 Essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée 171
6.5 Conclusion 178

Contexte de l'étude

La Route Nationale 125 est un des seuls passages entre la France et l'Espagne dans les Pyrénées centrales, à faible altitude. Cet itinéraire traverse la ville de St Béat (31) au niveau d'une cluse créée par la Garonne. La ville est située dans une vallée encaissée, sur les rives du fleuve, accolée à la montagne. Un étranglement du trafic au niveau de St Béat rend la traversée du village difficile et demande une déviation. Le coté ouest de la RN 125 de St Béat est zoné en risque fort 'chute de blocs', et le coté est en risque fort 'inondation'. L'encombrement du trafic et le plan de prévention des risques établi sur St Béat ont motivé le choix de la déviation par un tunnel à travers le Cap du Mount (figure 1).

Figure 1 - Localisation du village de Saint Béat et de l'axe de la solution de déviation choisie.

Le futur tunnel se situe dans la zone interne métamorphique des Pyrénées. Cette zone est essentiellement constituée de terrains secondaires anté-cénomaniens (Trias à Albien supérieur) et caractérisée par des calcaires marmoréens et de dolomies fortement fracturées et diaclasées (figure 2). Les circulations d'eau sont rares dans le massif calcaire. Dans la galerie du Château (tête Nord) et dans la carrière de brèche "romaine" (tête Sud), quelques suintements émanent de diaclases ouvertes.

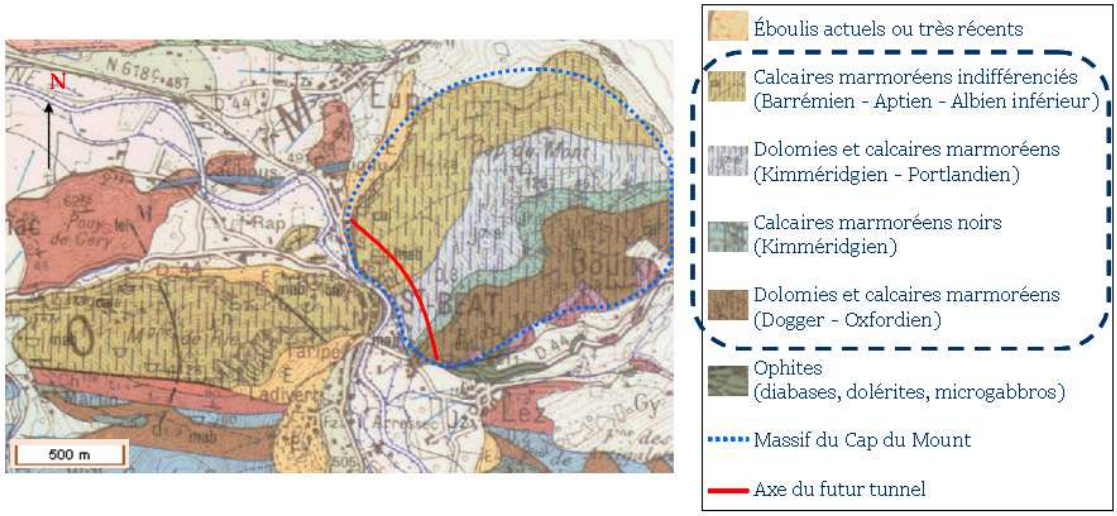


Figure 2 - Extrait de la carte géologique du BRGM n° 1072 (Arreau) au 1/50 000.

Depuis 2005, plusieurs études ont été effectuées par le *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse* (LRPC) dans le cadre de la description du massif du Cap du Mount. Dans un premier temps, des relevés de terrain ont été réalisés. Des relevés systématiques de la fracturation sur affleurement en divers endroits du tracé ont conduit à l'identification de sept familles principales de discontinuités. La synthèse des données collectées de chacune de familles est présentée en détail dans Guittard et al. (2005). Dans un second temps, quatre sondages carottés pour le creusement du tunnel ont été implantés. Ils ont permis de qualifier des différents faciès rencontrés le long du projet. Il s'agit essentiellement de différentes sortes de calcaire marmoréen et de calcaire marmoréen bréchique sains. Une carotèque a été établie au sein de la galerie de Château[4] avec plusieurs centaines de mètres de carottes disponibles.

De nombreux essais de caractérisation ont été réalisés en laboratoire par le LRPC, pour des caractéristiques physiques (*pétrographie, masse volumique, teneur en eau, porosité, etc.*) ou mécaniques de base (σ_c, σ_t, E, ν). Une évaluation du comportement mécanique du massif rocheux dans des conditions *in situ* plus complexes joue donc un rôle important dans la conception et l'analyse de la stabilité de l'excavation du futur tunnel.

Le travail expérimental de la thèse s'appuie essentiellement sur la caractérisation en laboratoire des marbres rencontrés sur le site du tunnel de St Béat. Des essais de compression triaxiale sur la matrice rocheuse et des essais de cisaillement sur discontinuités naturelles ont été réalisés sur des carottes de forage disponibles. Ces

[4] La galerie correspond à des travaux anciens d'exploitation de la pierre de St Béat. Elle est à 35 m à l'aplomb du milieu du tracé.

essais visent à établir des lois de comportement pertinentes à la fois pour la matrice et les discontinuités des marbres rencontrés. Des caractéristiques de la roche déterminées à partir des essais de laboratoire serviront d'entrées ensuite dans un logiciel de calcul afin de modéliser le comportement du massif en présence du tunnel. La figure 3 présente la provenance des échantillons de marbre utilisés pour les campagnes d'essais expérimentaux de cette thèse. Tous les échantillons proviennent du sondage carotté SCH1 (110m), réalisé dans la paroi sud de la galerie du Château, en direction du Sud. Ce sondage recoupe principalement des calcaires marmoréens recristallisés, de couleur claire à gris foncé, très sains dans l'ensemble avec 95 ÷ 98% de calcite. Selon les résultats d'analyse des lames minces, le calcaire clair est très peu déformé avec des cristaux isotropes et grenus (de ½ mm) ; le calcaire gris est plus déformé, anisotrope avec des minéraux de calcite plus petits (micro-grenus).

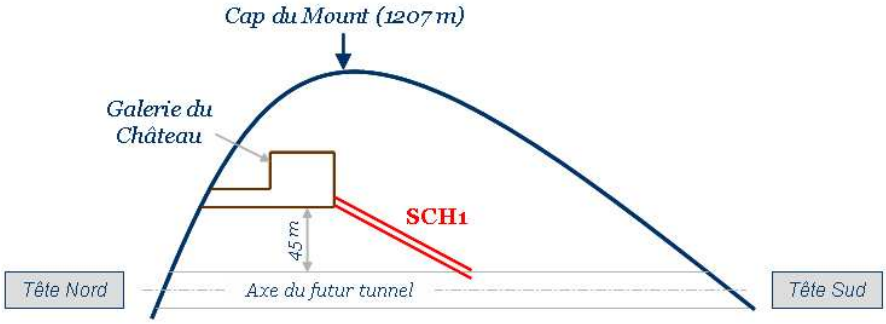


Figure 3 - Provenance des échantillons utilisés pour l'étude expérimentale.

Dans cette deuxième partie expérimentale, nous présentons tout d'abord les résultats des essais de compression triaxiale sur la matrice rocheuse. Les deux chapitres suivants sont consacrés à présenter les caractéristiques morphologiques et le comportement mécanique des discontinuités naturelles de la roche étudiée.

Chapitre 4

Essais triaxiaux sur la matrice rocheuse

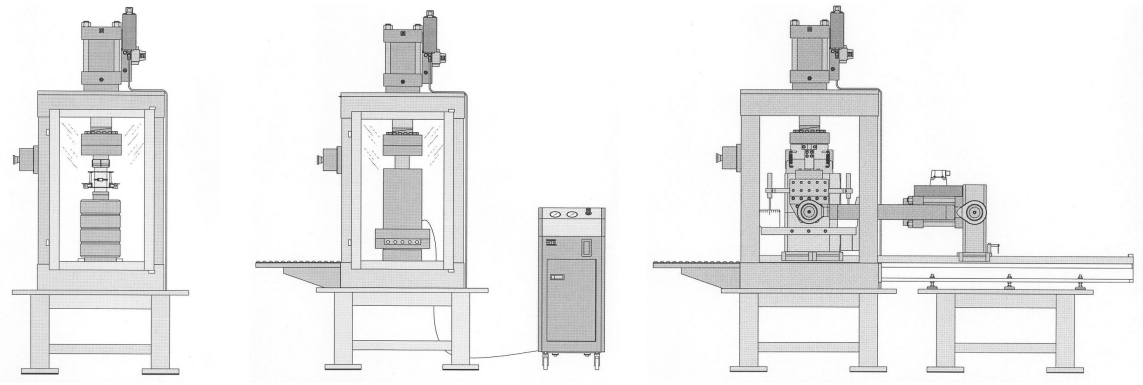
Des essais de compression triaxiale axisymétrique ont été réalisés sur des échantillons cylindriques de roche saine, dans le but de comprendre le comportement en compression avec des confinements latéraux. Différentes conditions *in situ* ont été simulées par des différents chemins de chargement en laboratoire. L'influence du mode de chargement sur le comportement en compression est abordée. Un critère de rupture est proposé pour la roche soumise à la compression sous différents confinements. Les mesures de la vitesse de propagation des ondes élastiques permettent de déterminer les modules d'élasticité dynamiques. La relation entre les modules statiques et dynamiques est mise en évidence.

4.1 Dispositif expérimental

4.1.1 Presse de chargement axial

Le système de chargement consiste une presse asservie de type MTS Système (type MTS Rock Test System 816) qui est piloté par le système Testar IIm. Cette presse de rigidité de 10^9 N/mm peut réaliser à la fois des essais de compression/traction et de cisaillement (figure 4.1). Elle est équipée d'un vérin vertical de force maximale de 1100 kN et d'une course de 100 mm ; d'un vérin horizontal de force maximal de 225 kN et d'une course de 50 mm.

Le pilotage de la presse est réalisé par le biais d'un régulateur électronique programmé. Le régulateur travaille à partir de signaux de consigne, provenant de capteurs de mesure. Il permet de commander une force ou un déplacement du vérin.



(a) (b) (c)

Figure 4.1 - Presse en configuration (a)- Compression/Traction ; (b)- Triaxiale et (c)- Cisaillement sur discontinuité.

4.1.2 Cellule triaxiale

La cellule disponible au *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse* est une cellule triaxiale haute pression, utilisable sous presse avec un système hydraulique de confinement. Un schéma de principe est présenté sur la figure 4.4. Elle est constituée de deux parties principales : l'embase de la cellule et la chambre de confinement.

La chambre de confinement, d'un diamètre interne de 140 mm, est prévue pour recevoir des capteurs de déplacement de l'échantillon. Elle est dimensionnée pour des pressions de confinement maximales de 70 MPa et température maximale de 175 °C. Ces pressions sont réalisées avec de l'huile type Marcol-52. Ce fluide est une huile blanche minérale de qualité médicinale fournie par la société Exxon Mobil. L'échantillon situé dans la chambre de confinement est isolé du fluide de confinement grâce à une gaine plastique thermorétractable transparente. Il repose sur un socle inséré dans l'embase de la cellule. Cette embase de pied de l'échantillon est perforée en son centre afin de connecter éventuellement l'échantillon à une pression interstitielle. Une embase de tête est placée sur la face supérieure de l'échantillon et est reliée à un second circuit du fluide interstitiel au moyen d'un capillaire souple. Ces deux embases sont adaptées à accueillir des échantillons cylindriques de 50 mm de diamètre. Le corps de la cellule comprend aussi 7 passages étanches des fils électriques pour la sortie des signaux des mesures internes dans la cellule.

La cellule triaxiale disponible a pour particularité de pouvoir accueillir un émetteur et un récepteur des ondes élastiques P et S. Le schéma de montage de ce dispositif est présenté également dans la figure 4.4. Ce dispositif permet la mesure ponctuelle de la vitesse de propagation des ondes au travers de l'éprouvette à divers niveaux de contrainte. Le suivi de l'endommagement pendant la compression de l'éprouvette est donc possible.

4.1.3 Contrôleur de pression de confinement

4.1.3.1 Contrôleur GDS

Le dispositif de contrôle utilisé est un contrôleur pression/volume GDS avec pression admissible de 64 MPa pour le confinement et de 20 MPa pour la pression interstitielle. C'est un microprocesseur qui contrôle la pompe à vis pour avoir une régulation précise et pour mesurer la pression des fluides et le changement de volume.

L'interface utilisateur est un panneau de contrôle composé de 40 caractères, 1 ligne d'affichage à cristaux liquides et d'un clavier à membrane. L'affichage est divisé en trois zones. La première zone indique une mise à jour en continu de la pression actuelle. La deuxième zone est utilisée pour afficher des informations entrées. La troisième montre une zone d'affichage de mise à jour en continu du changement de volume. Le clavier est utilisé pour entrer la pression, le volume, les rampes de pression ou de changement de volume et les paramètres de cycle.

Le schéma de fonctionnement du contrôleur est présenté sur la figure 4.2. Le liquide dans un cylindre est pressurisé et déplacé par un piston se déplaçant dans le cylindre. Le piston est actionné par une vis à billes tournées dans un ballon captif. La précision de la mesure de pression et de volume ne dépasse pas progressivement 0,1% de la pression nominale et 0,1% de la valeur lue de volume.

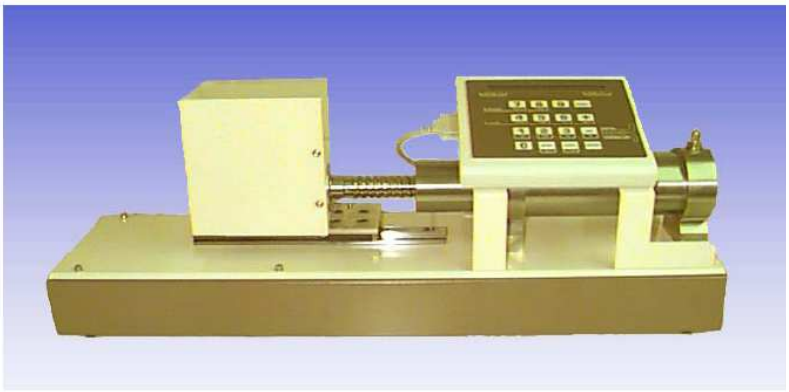


Figure 4.2 - Contrôleur pression/volume GDS, capacité de 64 MPa et volume de 200 cm^3.

4.1.3.2 Intensifier de pression

L'intensifier de pression est une pompe hydraulique qui permet de remplir, mettre en pression et contrôler la pression de confinement dans la cellule triaxiale. Il fonctionne à l'aide d'une réserve séparée d'air comprimé en tant que source d'énergie hydraulique primaire. L'air comprimé, qui conduit une petite pompe hydraulique, fournit la puissance pour faire couler le fluide de confinement entre les différentes parties dans le système (réservoir, intensifier de pression, cellule triaxiale). Une pression

hydraulique primaire de 21 MPa peut produire une pression du fluide de confinement jusqu'à 140 MPa. Des capteurs de pression et de déplacement insérés dans l'intensifier de pression ont pour but de fournir de signaux proportionnels à leurs variables respectives, permettant de mesurer ces variables et de commander la pression produite par l'intensifier ou le déplacement linéaire du piston de l'intensifier relativement à une référence fixe. Tandis que le signal de sortie du capteur de déplacement est proportionnel au déplacement relatif du piston de l'intensifier, le système de contrôle électronique lié à ce capteur est habituellement calibré au déplacement volumétrique, une fonction de déplacement linéaire multiplié par la section du piston de l'intensifier.

L'avantage de cet intensifier de pression par rapport au contrôleur GDS est que la pompe à air comprimé permet de remplir, de vider ou de mettre en pression plus rapidement la cellule triaxiale. Le panneau de commande est plus facile à contrôler avec une commande rapide et intuitive du fluide de confinement à partir du réservoir.

4.1.4 Capteurs

L'objectif d'un essai de compression triaxiale est l'obtention de la courbe contrainte-déformation. La difficulté principale est de mesurer avec précision la déformation de l'échantillon. Afin d'accroître la précision des résultats, il est préférable d'avoir des mesures locales (au plus près de l'échantillon). Les mesures locales permettent notamment de s'affranchir des effets de bords à chaque extrémité de l'échantillon ou tout au moins de les réduire.

Plusieurs techniques existent en laboratoire permettant la mesure locale des déplacements au cours d'un essai : capteurs inductifs de déplacement linéaire de type LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) ; capteurs à lame flexible type LDT (*Local Deformation Transducer*) ; capteur à effet de Hall ; capteur d'inclinaison ; capteur de proximité. Une description détaillée et le principe d'utilisation de chacun de ces capteurs sont donnés dans El Bied (2000).

Nous utilisons un système composé de deux LVDT pour mesurer les déformations axiale et radiale de l'échantillon. Ces LVDT sont adaptés aux mesures dans l'huile (fluide de confinement) sous des niveaux de contrainte élevés. Ils ont une large gamme de déplacement (une course de ±3,5 mm pour la déformation axiale, de ±8,0/-2,5 mm pour la déformation transversale).

La précision et la qualité des mesures des déplacements internes dépendront de la qualité de la mise en place du système, du possible déplacement relatif de la membrane entourant l'échantillon, de la variation d'épaisseur de la membrane en cours d'essai due à la variation de hauteur de l'échantillon et des variations de pression. Un déplacement axial relatif de la membrane par rapport à l'échantillon est supposé être empêché par l'application d'une pression de confinement élevée.

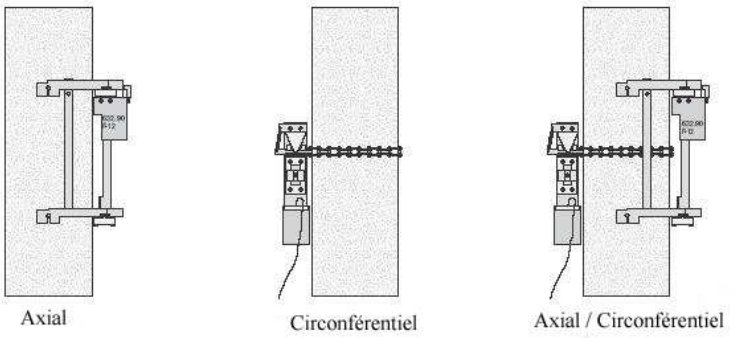


Figure 4.3 - Capteurs de déplacement longitudinal et circonférentiel montés sur l'éprouvette.

D'autres types de capteurs sont utilisés afin d'optimiser notre étude sur le comportement en compression du matériau étudié. Des capteurs d'onde type P et S, intégrés dans la cellule triaxiale, permettent d'analyser le comportement et le développement de l'endommagement de l'éprouvette au cours de chargement. Cette méthode de mesure sera présentée en détail dans la section 4.3. Un capteur de force de charge maximale de 1000 kN est placé dans l'embase inférieure de la cellule afin de mesurer la force axiale appliquée en tête de l'éprouvette. Un thermocouple, situé dans la chambre de confinement, est utilisé pour mesurer la température autour de l'échantillon.

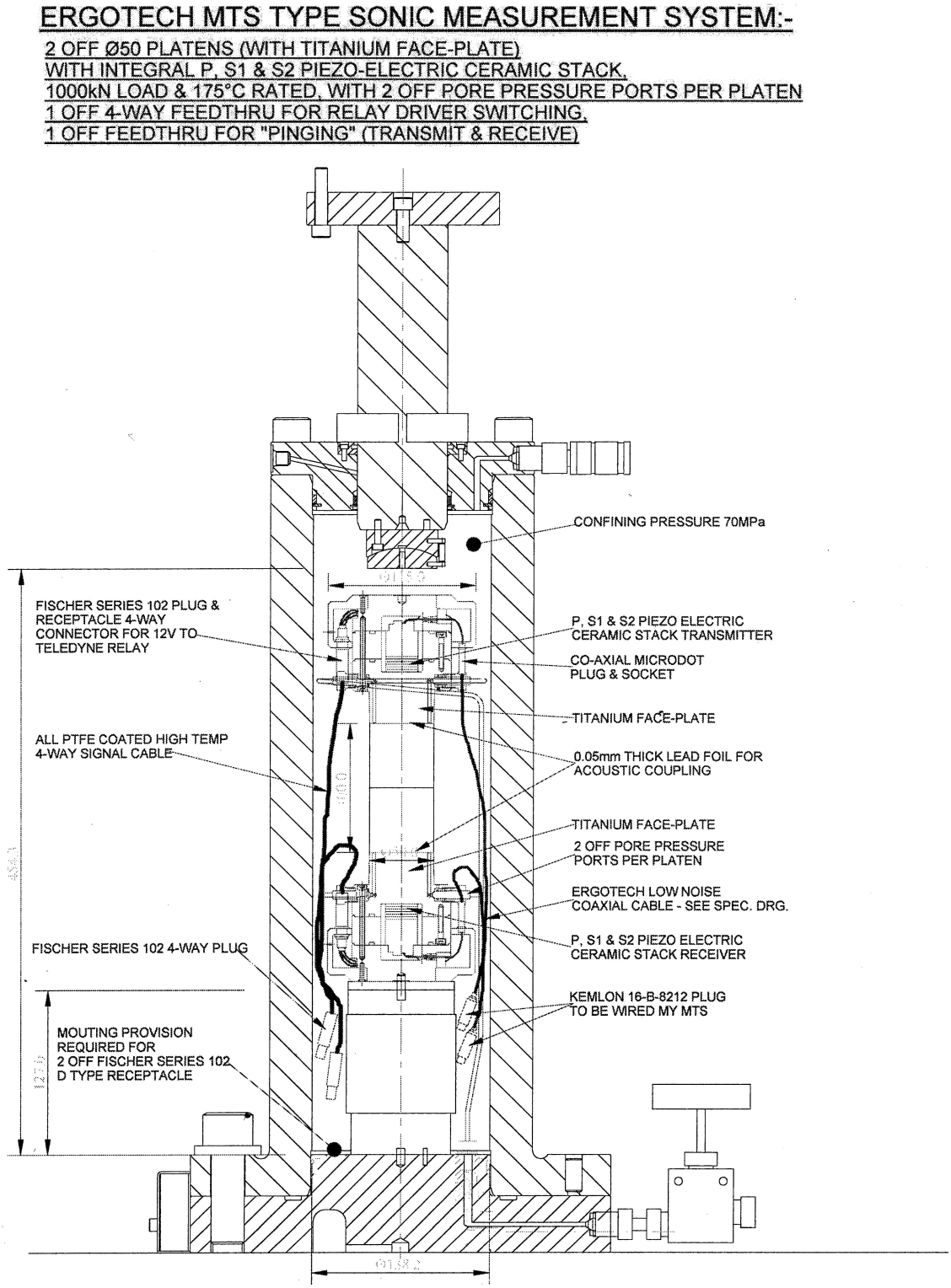


Figure 4.4 - Montage de la chaîne de mesure des ondes P et S en configuration triaxiale.

4.1.5 Système d'acquisition des mesures

La chaîne d'acquisition de mesure installée est de type MTS avec un système de logiciel Testar IIm. Elle comporte quinze voies de commutation pour conditionner et acquérir tous les signaux de mesure des capteurs. L'interface du logiciel IIm permet de gérer le dialogue avec les régulateurs électroniques, avec la chaîne d'acquisition et de réaliser la sauvegarde informatique des données qui peuvent ensuite être transférées sur un tableur (Excel) sur PC pour le traitement. Ces données sont disponibles en continu pendant l'essai et par ailleurs, une interface graphique permet de visualiser les résultats en temps réel. La figure 4.5 présente un schéma global du système d'acquisition utilisé.

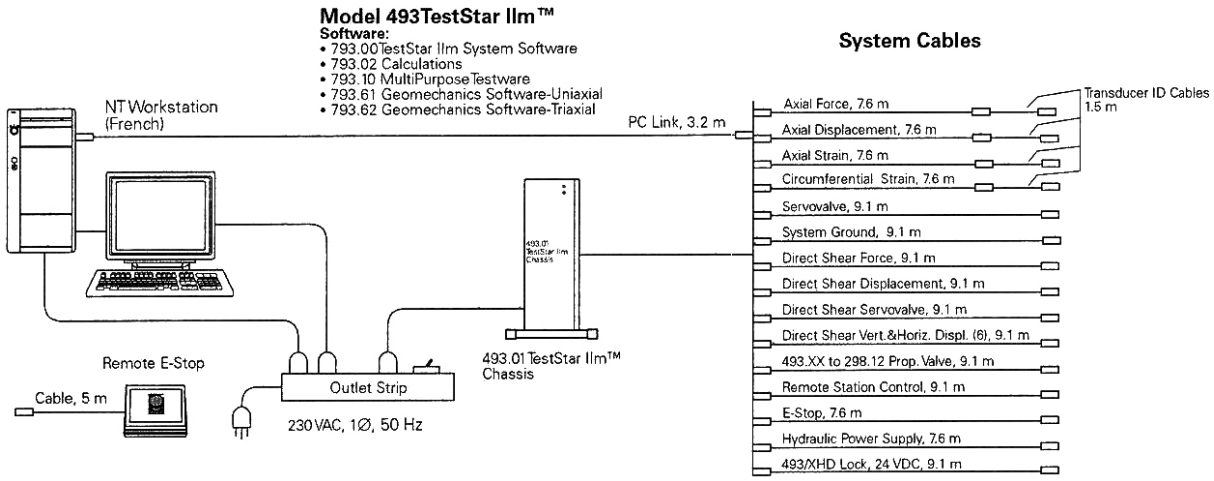


Figure 4.5 - Système d'acquisition des mesures.

4.2 Préparation des échantillons

4.2.1 Préparation et contrôle géométrique des échantillons

Afin de s'adapter avec la cellule triaxiale disponible, nous avons choisi d'effectuer des essais de compression triaxiale sur des cylindres de diamètre de $\varnothing = 50$ mm et d'élancement 2. Les carottes de diamètre de 80-90 mm sont sciées à la longueur appropriée des éprouvettes (L = 100 mm). La longueur de découpes à la scie diamantée doit prendre en compte le surfaçage des faces planes. Pour l'essai triaxial, nous devons atteindre un parallélisme des deux surfaces d'appui tel que $1{,}25\times\varnothing$ (mm) $\geq$ écart maximal mesuré de parallélisme (µm) (NF P94-423). Afin d'atteindre ces caractéristiques géométriques nous disposons d'une surfaceuse permettant le surfaçage des deux extrémités de l'éprouvette en même temps. Cet outil est muni de deux disques diamantés qui travaillent sous eau, le surfaçage peut être réalisé par passes de 0,1 mm à 0,5 mm. La qualité de la rectification peut être mesurée quantitativement. La planéité et le parallélisme des deux faces de l'éprouvette sont contrôlées et mesurées à l'aide d'un

comparateur mécanique gradué (figure 4.6 et figure 4.7). L'échantillon est posé sur une surface horizontale. On effectue alors une mesure au niveau de la face supérieure de l'échantillon par rapport à ce plan de référence. On mesure donc avec un comparateur la différence de niveau à différents points de la surface par rapport à la surface opposée sur laquelle repose l'échantillon. Cette différence correspond à la précision de la planéité et du parallélisme. Les caractéristiques géométriques des éprouvettes ainsi préparées font l'objet de vérifications avant tous les essais.

Figure 4.6 - Matériel de mesure des échantillons.

Figure 4.7 - Matériel de mesure de la planéité.

Au total, dix échantillons du marbre gris à gains fins ont été utilisés pour des essais de compression triaxiale. Ces échantillons proviennent d'une même carotte de sondage (SCH1). Les côtes des échantillons par rapport au début du sondage et leurs dimensions sont présentés dans le tableau 4.1. La masse volumique a été calculée pour chaque échantillon et est donnée également dans le tableau 4.1. La masse volumique moyenne des échantillons utilisés est de 2704 kg/m^3 avec un écart-type de ±9,3 kg/m^3.

Tableau 4.1 - Échantillons du marbre sain pour les essais de compression triaxiale.

Échantillon	Côte (m)	h (mm)	d (mm)	ρ (kg.m^{-3})
R01	72,8 à 73,6	104,83	50,24	2702
R02	72,8 à 73,6	100,59	50,23	2681
R03	72,8 à 73,6	100,58	50,29	2697
R04	72,8 à 73,6	105,57	50,19	2708
R05	51,60	100,28	50,27	2711
R06	74,45	100,42	50,04	2710
R07	73,97	100,41	50,03	2713
R08	74,08	100,02	50,14	2701
R09	74,20	100,00	50,07	2708
R10	74,35	99,99	50,10	2704

4.2.2 Mise en place des échantillons

L'échantillon cylindrique est placé entre l'embase inférieure et supérieure qui contiennent également l'émetteur et le récepteur des ondes ultrasoniques. Il est ensuite couvert entièrement par une gaine plastique thermorétractable transparente afin d'isoler du fluide de confinement. Deux anneaux métalliques sont utilisés pour serrer la gaine aux embases à deux extrémités. L'isolation à ces extrémités fait l'objet d'une grande attention pour éviter que l'huile pénètre dans l'échantillon. Les deux capteurs LVDT utilisés pour la mesure locale des déplacements axial et radial sont mis en place autour de l'échantillon. La chaînette du capteur circonférentiel est placée à mi-hauteur et le capteur axial entre 50 mm au milieu de l'échantillon. Les prises des capteurs sont connectées avec la chaîne d'acquisition à travers des passages étanches. Après l'installation de la cloche, la chambre de confinement est remplie d'huile. Une circulation de l'huile dans l'ensemble du schéma (à travers la chambre de confinement) est nécessaire pour sortir éventuellement des bulles d'air dans la cellule.

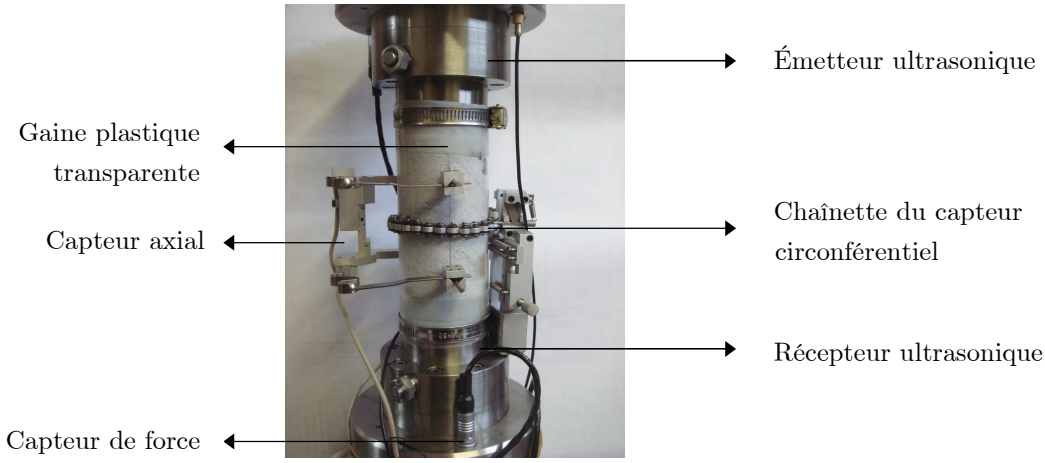


Figure 4.8 - Schéma de montage d'éprouvette soumise à un essai de compression triaxiale.

4.3 Mesure de la vitesse de propagation des ondes élastiques

L'observation de l'évolution des vitesses des ondes élastiques dans un essai de compression permet d'analyser le comportement et le développement de l'endommagement. En effet, les différentes étapes (élastique, plastique, fracturation) avant la rupture sont visibles au niveau des variations de vitesses de ces ondes. Le principe de cette méthode consiste à soumettre l'éprouvette à un signal particulier d'une onde sonore et à enregistrer la réponse. Selon l'état du matériau, la propagation des ondes est perturbée par les discontinuités et change de vitesse. Ainsi, plus l'échantillon est fissuré, plus la propagation des ondes est perturbée, et la vitesse des ondes diminue. A chaque étape de chargement, l'échantillon est soumis à une mesure de vitesse des ondes permettant l'identification de l'endommagement.

4.3.1 Matériel utilisé

La chaîne de mesure disponible au *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse* se constitue de :

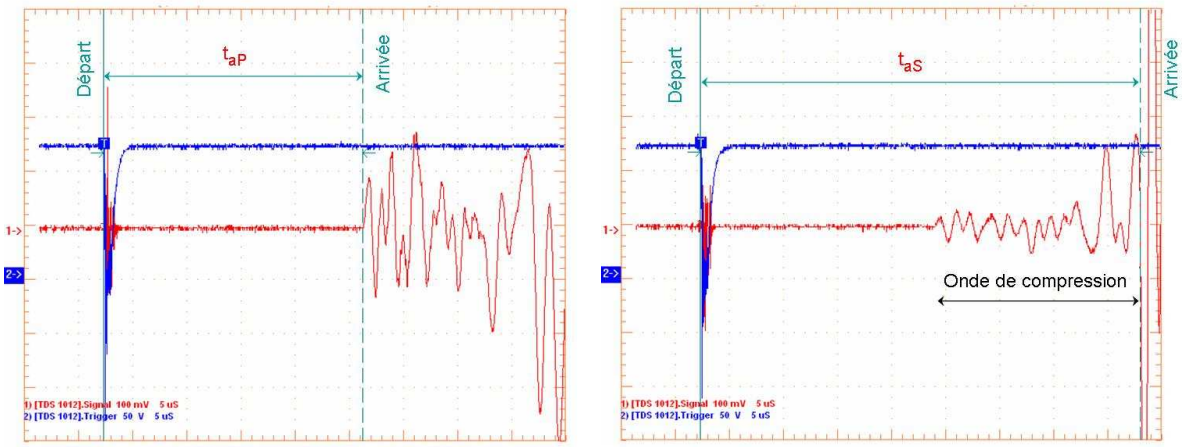
- un générateur d'impulsions électriques supérieures à 250 volts en un temps maximal de montée de 0,02 µs. Ce générateur utilisé est capable de générer deux impulsions d'ondes transversales S couplées à 90° entre elles. Cette technologie permet de déceler une éventuelle anisotropie dans l'éprouvette de roche
- un émetteur et un récepteur d'ondes P et S, de fréquence de résonance de 250 kHz à 1 MHz intégré dans le dispositif de l'essai triaxial de la presse. Le récepteur a trois capteurs, un capteur d'onde P et deux capteurs pour l'onde S. En effet, chaque capteur ne mesure les déplacements que dans un sens. Or l'onde S se déplace latéralement donc pour mesurer tous les mouvements de cette onde, il faut mesurer les déplacements dans deux directions, séparés d'un angle de 90°. Cela implique lors des mesures de toujours garder le même angle entre l'émetteur et les capteurs. Le dispositif de mesure possède dans ce but des repères sur l'émetteur et le récepteur.
- un dispositif de mesure de l'intervalle de temps entre le départ de l'impulsion générée et le signal reçu, permettant de visualiser le signal (oscilloscope), dont la résolution en temps est inférieure ou égale à 10 ns.

4.3.2 Mesure

Plusieurs opérations de mesure sont nécessaires pour chaque série d'essai :

- *Vérification du matériel* : Pour vérifier le matériel, nous utilisons des éprouvettes en aluminium et en magnésium, des matériaux pour lesquels nous connaissons les célérités. Le magnésium a été choisi pour ses capacités à propager les ondes avec des caractéristiques qui sont proches de celles de la roche.
- *Mesure du temps t_0*: Le temps t_0 qui correspond au temps de parcours du signal entre l'émetteur et le récepteur lorsque ceux-ci sont collés. En effet, il existe un temps de retard dû aux récepteurs, transmetteur et produit de couplage. Ce temps permettra de corriger les autres temps de parcours mesurés sur les éprouvettes de roche.
- *Mesure du signal reçu* : On mesure tout d'abord la distance L de l'éprouvette. L'émetteur et le récepteur sont ensuite appliqués sur les deux faces opposées de l'éprouvette après avoir interposé le produit de couplage. Un train d'impulsion est produit afin d'observer le signal reçu. Le signal est transmis au logiciel qui permet de déterminer graphiquement le temps de parcours.

– *Détermination graphique du temps de parcours* : Pour l'onde de compression, la mesure du temps auquel arrive l'onde se fait sur le premier pic montant (figure 4.9a). Pour les ondes de cisaillement, la mesure est plus délicate. En effet, les ondes de cisaillement étant moins rapides que l'onde de compression, le signal de l'onde de cisaillement est parasité par les arrivées de l'onde de compression avant l'arrivée de l'onde de cisaillement. La mesure pour l'onde de cisaillement se fait au premier pic descendant, ce qui correspond à la première arrivée de cette onde d'après la théorie (figure 4.9b).



(a) (b)

Figure 4.9 - Détermination graphique du temps de parcours des ondes (a)- P et (b)- S.

4.3.3 Traitement

Nous obtenons graphiquement le temps de parcours des ondes dans l'ensemble du montage (éprouvette + récepteurs + produit de couplage). A cette valeur, il faut retrancher le temps t_0 pris au début de la série d'essai afin d'obtenir le temps de parcours de l'onde dans l'éprouvette seule. Il ne reste plus qu'à diviser la longueur de l'échantillon par ce temps de parcours corrigé pour obtenir la vitesse de propagation de cette onde :

$$V_P = \frac{L}{t_{aP} - t_{0P}} \tag{4.1}$$

$$V_S = \frac{L}{t_{aS} - t_{0S}} \tag{4.2}$$

avec V_P la vitesse de propagation de l'onde de compression P ; V_S la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement S ; L la longueur de l'échantillon ; t_{aP} la durée réelle de propagation de l'onde de compression P (figure 4.9a); t_{aS} la durée réelle de propagation de l'onde de cisaillement S (figure 4.9b); t_{0P} le temps de retard pour l'onde de compression P ; t_{0S} le temps de retard pour l'onde de cisaillement S.

4.4 Programme expérimental

Nous avons réalisé deux séries d'essais de compression à différentes pressions de confinement entre 0 et 30 MPa (tableau 4.2). La première série a été effectuée avec des cycles de chargement-déchargement à différents niveaux de contrainte axiale pour étudier l'évolution de la déformation plastique. Dans la suite, ces essais seront appelés 'essais cycliques'. Les essais cycliques visent également à caractériser l'endommagement à partir des modules élastiques. Avant chaque déchargement, la contrainte axiale a été maintenue constante au cours d'un bref palier (2 à 5 minutes) permettant la mesure des temps de propagation des ondes élastiques P et S. Les ondes S n'ont été mesurées que sur ces paliers tandis que les ondes P ont pu être mesurées également hors des paliers jusqu'à la rupture de la roche. Ces mesures de vitesse de propagation des ondes donnent des informations sur l'évolution de l'endommagement de l'échantillon et permettent de déterminer les modules élastiques dynamiques. Cette première série a été réalisée en utilisant le contrôleur de pression GDS qui est un vérin à vis et qui fonctionne indépendamment la presse de chargement axial. Le chargement de la pression de confinement ne peut pas être commandé instantanément comme le chargement axial. Pendant le chargement isotrope jusqu'à la pression de confinement utilisée ($\sigma_1 = \sigma_3$), afin d'éviter une grande différence entre les contraintes axiale et radiale, nous avons augmenté chaque fois soit la contrainte axiale, soit le confinement selon des petits paliers en assurant que la pression axiale est toujours plus grande que celle radiale avec une différence maximale de 5 MPa.

La deuxième série correspond à des essais monotones, sans mesure de vitesse des ondes. Un seul cycle correspondant à chaque premier cycle des essais cycliques a été réalisé afin de comparer les modules de déformations des essais des deux séries. La pression de confinement est contrôlée à l'aide d'un intensifier MTS qui est adapté au pilotage d'ensemble avec la presse. Les pressions axiale et radiale ont été augmentées en continu simultanément avec une vitesse de 0,1 MPa/s (correspond à une vitesse de

Tableau 4.2 - Essais triaxiaux sous différentes pressions de confinement sur la matrice rocheuse du marbre de St Béat.

Essai	Côte (m)	Pression de confinement (MPa)	Chargement isotrope	Monotone ou cyclique
R01	72,8 à 73,6	5	par paliers	cyclique
R02	72,8 à 73,6	10	par paliers	cyclique
R03	72,8 à 73,6	20	par paliers	cyclique
R04	72,8 à 73,6	30	par paliers	cyclique
R05	51,60	30	0,1 MPa/s	cyclique
R06	74,45	0	-	monotone
R07	73,97	5	0,1 MPa/s	monotone
R08	74,08	10	0,1 MPa/s	monotone
R09	74,20	20	0,1 MPa/s	monotone
R10	74,35	30	0,1 MPa/s	monotone

chargement axiale de 0,2 kN/s). Un essai cyclique utilisant un chargement isotrope continu (R05) a été réalisé afin de détecter l'influence éventuelle du mode de chargement isotrope sur le comportement déviatorique ultérieur.

Le chargement déviatorique est contrôlé en déplacement avec une vitesse de 1,0 µm/s et le déchargement pendant les cycles est contrôlé en force avec une vitesse de 0,5 kN/s pour l'ensemble des essais, sauf l'essai R03 qui a été réalisé avec des vitesses deux fois plus grandes (2,0 µm/s et 1,0 kN/s). Le tableau 4.2 récapitule les paramètres d'essai utilisés.

4.5 Résultats et interprétation des essais

4.5.1 Chargement isotrope

La figure 4.10 présente des courbes de contrainte-déformation obtenues pendant la phase de mise en confinement isotrope initial pour la série d'essais à chargement monotone (la deuxième série). Les données de déformations sous un chargement par paliers (la première série) ne sont pas disponibles. Les essais ont débuté à une faible contrainte isotrope supérieure à zéro pour assurer la mise en place de l'échantillon dans

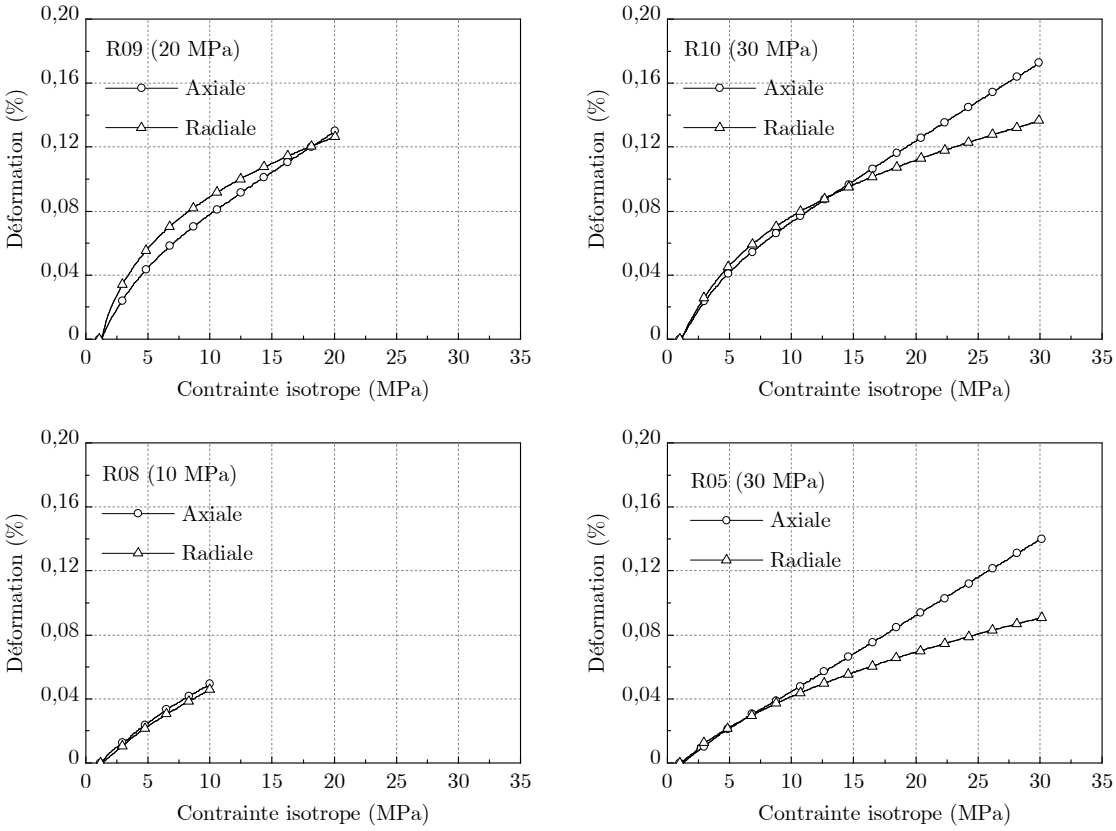


Figure 4.10 - Déformations axiale et radiale des échantillons sous contrainte isotrope.

la cellule triaxiale. On observe que la réponse en déformation de la roche sous ce chargement est quasi-isotrope et non-linéaire pour les contraintes inférieures à 10 - 15 MPa. Cette non linéarité est sans doute due à la fermeture des pores et des microfissures préexistants dans la roche. Au-delà de ce niveau de contrainte, les déformations augmentent linéairement avec la contrainte mais la roche montre une anisotropie en déformation sous une contrainte pourtant isotrope : la déformation axiale présente une augmentation plus importante que la déformation radiale.

La déformation volumique est contractante pour des contraintes isotropes inférieures à 30 MPa (figure 4.11). La forte augmentation non-linéaire de la contrainte volumique au début du chargement jusqu'à une contrainte de 10 - 15 MPa peut être attribuée à la fermeture des pores et des microfissures préexistants. Après cette fermeture, la contractance volumique est due à la déformation élastique des gains et des pores (Paterson et Wong 2005b) et devient linéaire avec l'augmentation de la contrainte isotrope. Les courbes de contrainte-déformation volumique des différents essais à partir d'une contrainte isotrope d'environ 15 MPa présentent les pentes assez similaires.

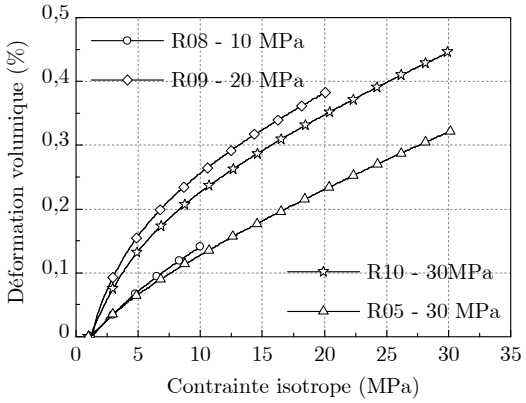


Figure 4.11 - Déformation volumique au cours de chargement isotrope.

4.5.2 Chargement déviatorique

La figure 4.12 présente un exemple typique des courbes de contrainte-déformation des essais triaxiaux cyclique et monotone à pression de confinement de 5 MPa (R01 et R07). On y retrouve la présence des phases successives comme présentées dans la section 2.2.1 : une phase de déformation linéaire, réversible suivie d'une phase de déformation non-linéaire, irréversible jusqu'à la rupture. Les courbes de contrainte-déformations axiale et radiale ne sont linéaires que jusqu'à des contraintes déviatoriques d'environ 60 - 70 MPa quel que soit la pression de confinement dans la gamme de confinement testé (entre 0 et 30 MPa). Au-delà de ces niveaux de contrainte déviatorique, les déformations deviennent non-linéaires avec la contrainte axiale. La

non-sensibilité du début de la phase non-linéaire des courbes de contrainte-déformation a été également observée sur les essais triaxiaux sur des marbres de Tennessee (Wawersik et Fairhurst 1970) et des marbres de Carrare (Fredrich et al. 1989). Les déformations irréversibles se traduisent par l'existence des déformations résiduelles à la fin de chaque déchargement des cycles décharge-recharge. Pour les premiers cycles, la déformation résiduelle à la fin du déchargement est négligeable. Plus la contrainte déviatorique augmente, plus les déformations irréversibles sont importantes. On note également une hystérésis des déformations lors un cycle de décharge-recharge. Walsh (1965, cité par Brady 1969) a attribué les déformations irréversibles et les hystérésis au phénomène de glissement relatif entre les lèvres des fissures préexistantes fermées.

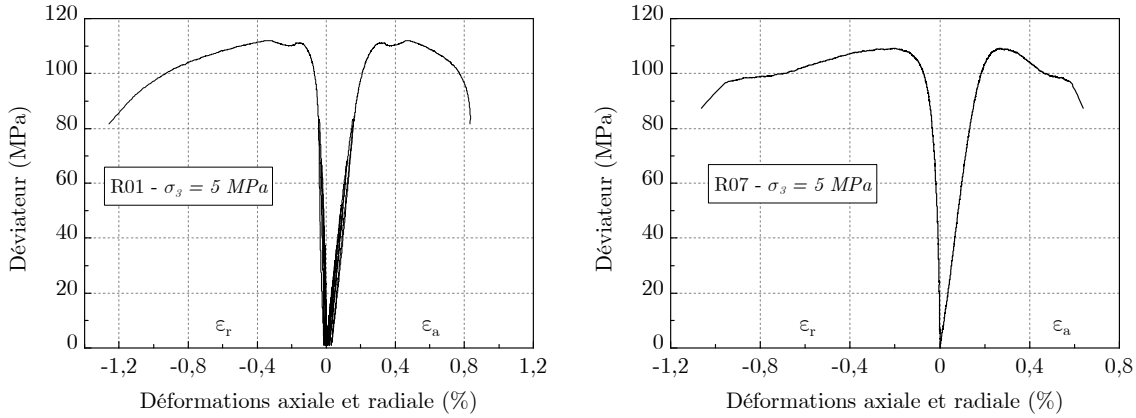


Figure 4.12 - Courbes de contrainte-déformation des essais triaxiaux cyclique et monotone à pression de confinement de 5 MPa (R01 et R07).

Les déformations à la rupture augmentent avec la pression de confinement. Elles sont de l'ordre de 0,27 à 1,11 % pour la déformation axiale et de -0,16 à -1,38 % pour la déformation radiale quand le confinement varie de 0 à 30 MPa. Le tableau 4.3 récapitule les valeurs de la contrainte au pic et les déformations correspondantes de l'ensemble des essais réalisés. Le signe négatif de la déformation radiale signifie une déformation dilatante. A noter que l'essai R03 qui a été effectué à 20 MPa avec des vitesses de chargement et déchargement deux fois plus grandes que pour les autres essais ne présente pas de pic de contrainte : l'échantillon s'est cassé lors d'un palier de mesure de vitesse des ondes.

En comparant les essais cycliques et monotones réalisés aux mêmes pressions de confinement, on constate que les cycles de chargement-déchargement et les modes de chargement isotrope utilisés (continu ou par paliers) n'ont pas d'influence notable sur la résistance au pic de la roche (figure 4.13). Cinq cycles ont été effectués à différents niveaux de contrainte déviatorique inférieurs à 80 % de la contrainte maximale durant les essais R01, R02, R03. La résistance maximale obtenue sur ces essais cycliques est très similaire, voir légèrement plus élevée que celle des essais monotones correspondants (R07, R08, R09). Sur l'essai R04 à 30 MPa, plus de cycles ont été effectués et l'essai a

Tableau 4.3 - Résumé des résultats des essais triaxiaux en terme de la contrainte et de la déformation à la rupture.

Essai	σ_3(MPa)	$\sigma_{1\ pic}$ (MPa)	$\varepsilon_{a\ pic}$ (%)	$\varepsilon_{r\ pic}$ (%)
R01	5	117,06	0,47	-0,33
R02	10	127,80	0,41	-0,22
R03	20	-	-	-
R04	30	175,29	0,61	-0,40
R05	30	166,27	0,68	-0,86
R06	0	102,84	0,27	-0,16
R07	5	114,26	0,27	-0,20
R08	10	124,42	0,35	-0,39
R09	20	150,22	0,78	-0,87
R10	30	171,15	1,11	-1,38

été arrêté manuellement à cause d'un problème technique (figure 4.13d). Cependant, la contrainte maximale obtenue avant l'arrêt de l'essai est déjà plus élevée que la résistance de l'essai monotone réalisé à la même pression de confinement (R10). Pour vérifier cette observation, l'échantillon R04 qui, une fois extrait de la presse semblait encore sain et sans fissuration microscopique, a été re-compressé monotonement au même confinement de 30 MPa. Les courbes vertes de la figure 4.13d correspondent au deuxième essai de compression à $\sigma 3 = 30$ MPa sur l'échantillon R04. Il a été également arrêté manuellement après l'observation du pic de contrainte. C'est intéressant de noter que ces courbes vertes coïncident parfaitement aux courbes de l'essai monotone à 30 MPa (courbes rouges) pendant la phase linéaire. La contrainte maximale atteinte est même plus importante que celle de l'essai monotone R10. La similarité de ces deux essais monotones réalisés à $\sigma 3 = 30$ MPa, un sur la roche saine (R10), un autre sur l'échantillon qui a déjà été soumis à une compression cyclique (R04) montre bien qu'à cette pression de confinement, les cycles de chargement-déchargement et les paliers de fluages accompagnant des déformations plastiques importantes (plus de 0,3 %) n'ont pas un effet important sur la résistance de la roche. Même après cette déformation irréversible, l'échantillon une fois sorti de la presse ne laisse voir aucune fissuration macroscopique. Nous avons réalisé de nouveau un autre essai cyclique (R05) à $\sigma_3 = 30$ MPa avec cinq cycles de chargement/déchargement et avec la même condition de chargement isotrope continu comme l'essai monotone R10. Cet essai, avec moins de cycles, vise à mieux comparer les essais cyclique et monotone à $\sigma_3 = 30$ MPa et à éviter l'influence éventuelle du mode de chargement isotrope (continu ou par palier) sur le comportement déviatorique ultérieur de la roche. La figure 4.14 présente la comparaison entre les deux essais monotone (R10) et cyclique (R05, cinq cycles) réalisés à $\sigma_3 = 30$ MPa. Comme les autres essais avec cinq cycles de chargement/déchargement, l'essai R05 montre une concordance en terme des déformations et de la résistance au pic avec l'essai monotone réalisé au même confinement. Cela permet de conclure encore une fois que les cycles de charge/décharge au cours de la compression triaxiale n'ont

pas d'influence visible sur le comportement de la roche. Même avec un mode de chargement isotrope différent, par petits paliers ou chargement continu, le comportement en compression n'est pas modifié.

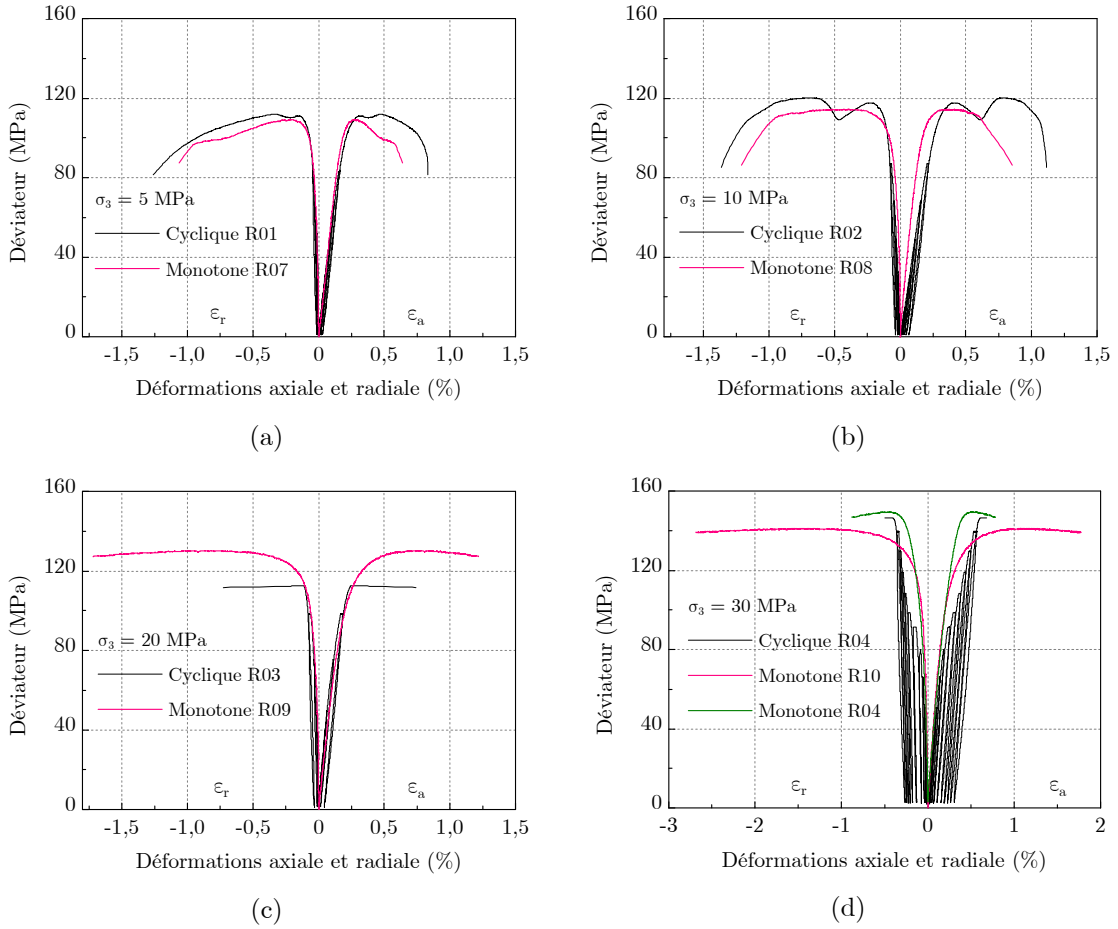


Figure 4.13 - Courbe de contrainte-déformation des essais triaxiaux cycliques et monotones à différentes pressions de confinement entre 5 et 30 MPa.

Pour les essais cycliques et monotones réalisés à une même pression de confinement, les déformations sont initialement très proches, sauf pour les essais à $\sigma_3 =$ 10 MPa (figure 4.13b). Elles peuvent présenter ensuite une légère différence due aux déformations lors des courts paliers de fluage résultant des mesures des ondes élastiques et au fait que le temps total d'expérimentation est plus long pour les essais cycliques que monotones. Les essais cyclique et monotone à 30 MPa (figure 4.13d) montrent une grande différence des déformations suite des paliers de fluage plus nombreux. La discordance des courbes des essais à 10 MPa est due au fait que les déformations irréversibles de l'essai cyclique R02 sont plus importantes et très prononcées dès les premiers déchargements.

La figure 4.15 présente l'influence de la pression de confinement sur le comportement en compression en synthétisant les courbes de contrainte-déformation des essais triaxiaux monotones à différentes pressions de confinement. La contrainte déviatorique maximale augmente avec l'augmentation du confinement. Sous les pressions de confinement de 0 et 5 MPa, la roche montre un comportement fragile avec une rupture par cisaillement après le pic de contrainte. Par contre sous une pression de 20 et 30 MPa, le marbre présente un comportement plus ductile : la roche peut atteindre à des déformations de 1 à 2 % sans perte de la résistance. Parmi ces pressions de confinement utilisées, le confinement de 10 MPa (essai R08) semble celui qui conduit à une transition entre le comportement fragile et ductile : un comportement ductile suivi d'un adoucissement de la contrainte.

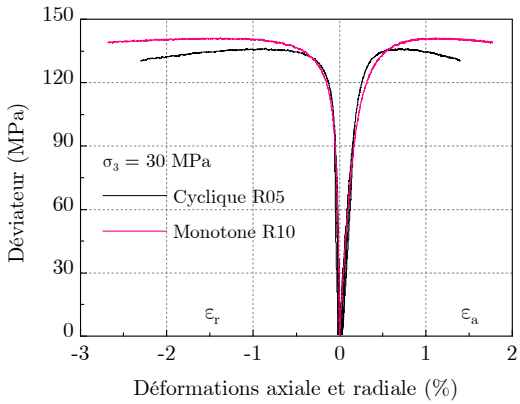


Figure 4.14 - Courbes de contrainte-déformation des essais triaxiaux cyclique et monotone réalisés au confinement de 30 MPa, avec la même condition de chargement isotrope.

Les modules de déformation déterminés sur la partie linéaire des courbes de contrainte-déformation axiale sous pression de confinement de 5 à 30 MPa sont légèrement supérieurs que celui de l'essai uniaxial (confinement nul). Par contre, les déformations radiales sous différentes pressions de confinement sont parfaitement identiques dans la phase linéaire des courbes de contrainte-déformation. Cette faible influence de la pression de confinement sur les déformations linéaires du marbre est également observée sur le marbre de Carrare (Von Karman 1911, cité par Jaeger et Cook 1979).

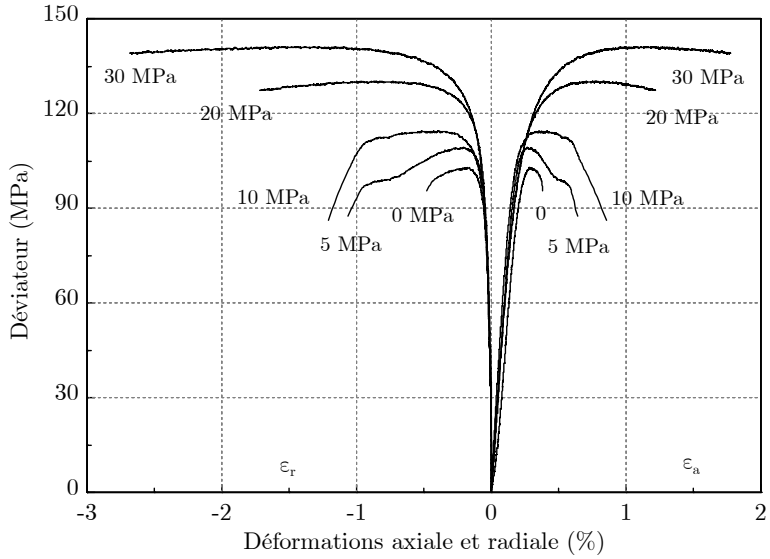


Figure 4.15 - Essais triaxiaux monotones à différentes pressions de confinement entre 0 et 30 MPa.

Quant aux échantillons après essais, on observe une rupture selon un seul plan incliné par rapport à l'axe de l'échantillon pour les échantillons soumis à des pressions de confinement de 0 à 10 MPa (figure 4.16). Pour les essais réalisés au confinement de 20 ou 30 MPa, qui ont été arrêtés manuellement après des déformations importantes (après l'obtention du pic de contrainte), on n'observe que des stries de couleur blanche vues sur la surface extérieure de l'échantillon (sauf l'essai R03 à 20 MPa qui s'est cassé sur un palier de fluage). Ces stries sont dues à la localisation des déformations qui forment ensuite la bande de cisaillement (Sulem et al. 1999, Sulem et Ouffroukh 2006). L'angle formé entre le plan de rupture et l'axe de l'échantillon a tendance à augmenter avec l'augmentation de la pression de confinement (tableau 4.4), ce qui est aussi couramment observé pour d'autres roches.

Tableau 4.4 - Angle du plan de rupture par rapport à l'axe de l'échantillon.

Pression de confinement (MPa)	0	5	10	20	30
Angle de fracture	22° (R06)	25° (R01) 28° (R07)	19° (R02) 26° (R08)	28° (R03)[†] 42° (R09)[*]	45° (R04)[*] 53° (R10)[*]

[†] Échantillon cassé sur un palier de mesure de vitesses des ondes

[*] Pente des stries de la bande de cisaillement vues sur la surface des échantillons.

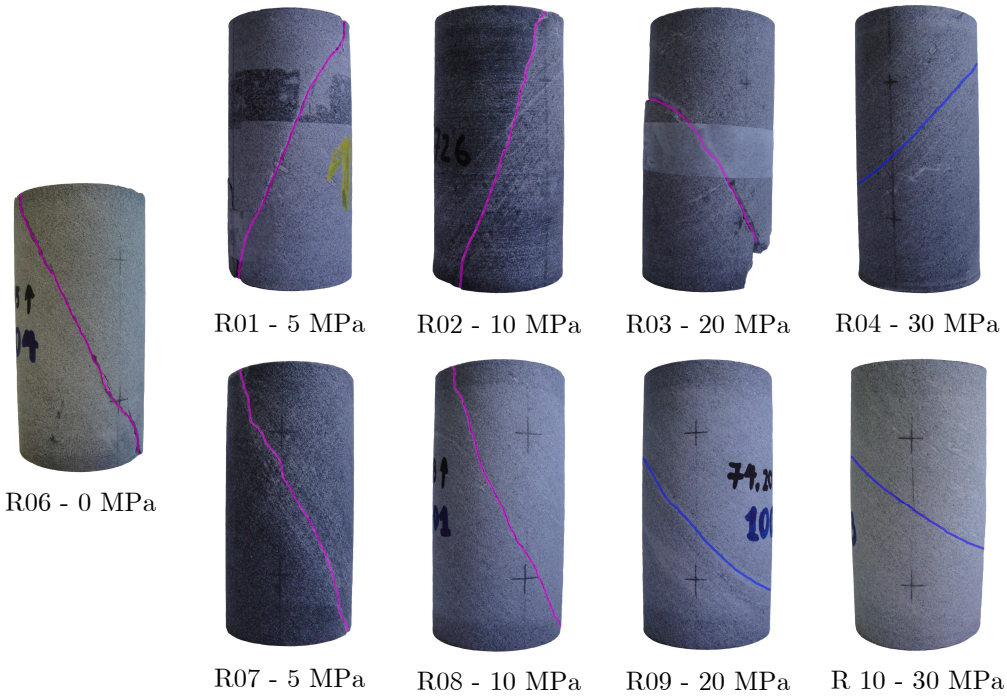


Figure 4.16 - Échantillons après essais triaxiaux cycliques (en haut) et monotones (en bas) aux différentes pressions de confinement (ligne rouge : plan de rupture ; ligne bleue : stries de la bande de cisaillement).

4.5.3 Modules élastiques statiques

Les modules élastiques ont été obtenus à l'aide des cycles de déchargement/rechargement des essais cycliques. Les modules d'Young statiques $E_{statique}$ ont été déterminés sur la partie de déchargement des cycles et sont présentés sur la figure 4.17a en fonction de l'intensité de la contrainte axiale par rapport à sa valeur maximale. On observe tout d'abord un comportement durcissant : le module élastique croît avec les contraintes, puis une légère diminution du module lorsque la contrainte axiale augmente. L'augmentation légère des modules d'Young sur les premiers cycles des essais R01 et R02 à confinement de 5 et 10 MPa est due à une fermeture des pores ou des microfissures préexistantes. Les modules de déformation se stabilisent ensuite ou diminuent légèrement sur les derniers déchargements. Les essais à 20 et 30 MPa montrent un endommagement provoqué par les déformations induites par le chargement dès les premiers cycles. La détérioration progressive des propriétés mécaniques, qui est sans doute dues à l'endommagement, se traduit par la diminution des modules d'élasticité. Bien que les échantillons R01 et R02 semblent présenter un comportement durcissant (module E augmente), leur coefficient de Poisson ainsi que celui mesuré pour les autres essais sur les cycles de chargement/déchargement a tendance à augmenter avec la contrainte axiale (figure 4.17b). Ce phénomène est également une caractéristique typique d'un endommagement dû au développement des microfissures axiales pendant le chargement de l'échantillon.

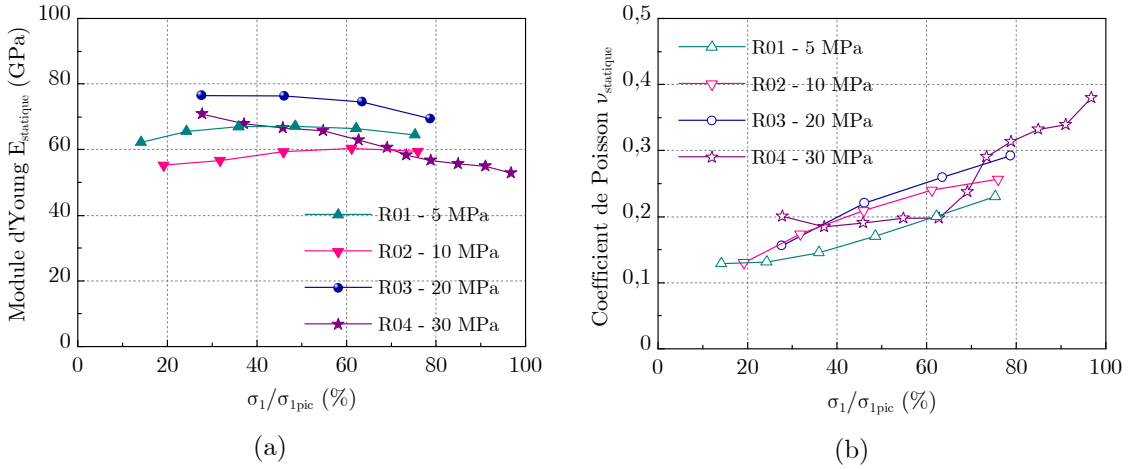


Figure 4.17 - Modules de déformation (a) et coefficients de Poisson (b) en fonction du niveau de la contrainte axiale par rapport à la contrainte au pic des essais cycliques.

Les modules d'élasticité ont été également déterminés de la même façon pour les essais monotones sur le seul cycle correspondant au premier cycle des essais cycliques. La comparaison de ces modules permet de montrer la similarité des échantillons utilisés pour les deux séries. On observe que les modules d'Young E et les coefficients de Poisson ν des essais monotones et cycliques sous un même confinement sont proches, sauf pour les essais sous un confinement de 10 MPa qui présentent une grande différence des modules de déformation (figure 4.18). Cette différence conduit à un léger décalage des courbes de contrainte-déformation des essais à $\sigma_3 = 10$ MPa comme on a vu dans la figure 4.13b. D'autre part, on peut constater également que le niveau de la pression de confinement a une faible influence sur les modules d'élasticité de la roche étudiés.

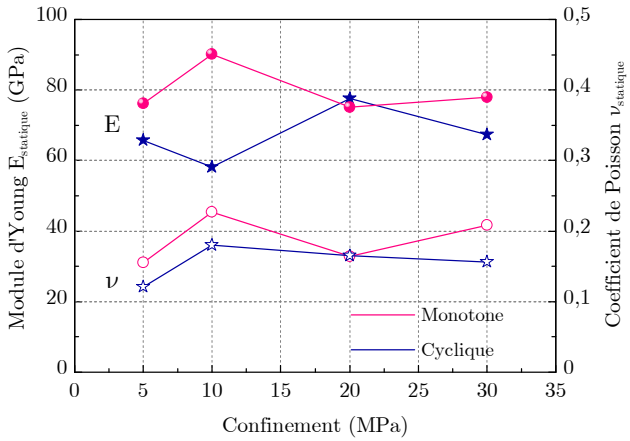


Figure 4.18 - Modules d'élasticité déterminés sur le premier cycle des essais cycliques et sur le seul cycle correspondant des essais monotones.

4.5.4 Vitesses des ondes de compression P et de cisaillement S

Le calcul de la vitesse des ondes élastiques a été réalisé à partir des mesures du temps de propagation d'un pulse élastique dans la roche entre l'émetteur et le récepteur positionnés aux deux extrémités de l'échantillon. La détermination du temps de propagation a été effectuée par pointage manuel. Afin de limiter les erreurs, un pointage croisé par plusieurs opérateurs a été réalisé. La distance parcourue est évaluée en tenant compte de la déformation axiale de l'échantillon.

4.5.4.1 Chargement isotrope

Des mesures de vitesse de propagation des ondes de compression P ont été effectuées pendant la phase de chargement isotrope. Pendant cette phase, la vitesse de propagation des ondes de cisaillement S n'a pas été mesurée. Les vitesses des ondes P augmentent avec l'augmentation de la contrainte isotrope appliquée. Le taux de cette augmentation diminue avec l'augmentation de la contrainte. La figure 4.19 montre un exemple de l'évolution de la vitesse des ondes de compression lors du chargement isotrope d'un essai à confinement de 20 MPa. Cette augmentation de la vitesse de propagation des ondes P est attribuée à la diminution de la porosité ou à la fermeture des microfissures préexistantes dans l'échantillon sous une contrainte isotrope. Selon Deliormanli et al. (2007), l'augmentation de la vitesse des ondes due à la fermeture des microfissures préexistantes peut se produire sous des contraintes isotropes jusqu'à 50 MPa avec un taux élevé. A partir de cette contrainte, la vitesse de propagation des ondes continue à augmenter mais avec un taux beaucoup plus faible. Lama et Vutukuri (1978a) ont expliqué l'augmentation de la vitesse sous des contraintes plus élevées par le changement des propriétés intrinsèques de la roche, tel que la compressibilité des cristaux.

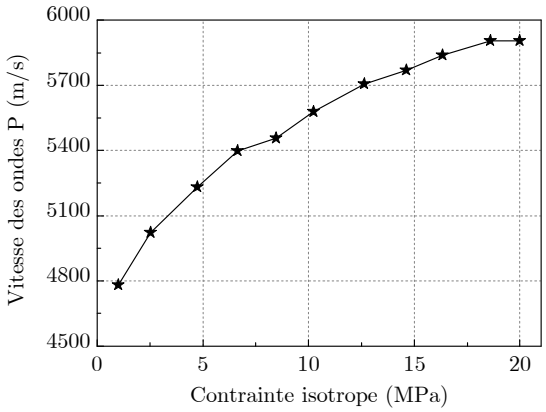
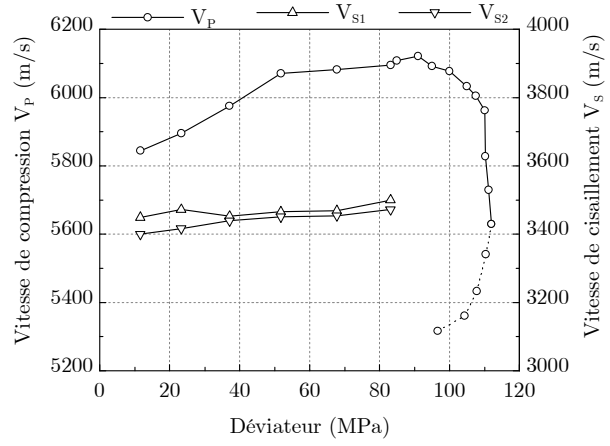


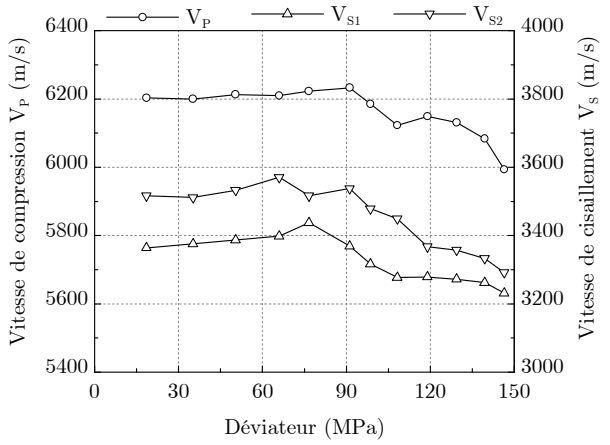
Figure 4.19 - Variation de la vitesse des ondes de compression P sous contrainte isotrope.

4.5.4.2 Chargement déviatorique

La figure 4.20 montre l'évolution des vitesses des ondes élastiques P et S sous le chargement déviatorique des deux essais à pression de confinement de 5 et 30 MPa. Sur l'essai R01 à 5 MPa (figure 4.20a), on observe que la vitesse des ondes P continue à augmenter jusqu'à une contrainte déviatorique de 60 MPa. Cette augmentation est sans doute due au fait que les pores et les microfissures préexistantes dans la roche ne sont pas totalement fermés sous la contrainte isotrope de 5 MPa. Sur les essais à pression de confinement plus élevée, cette augmentation supplémentaire est plus légère voir inexistante comme dans le cas de l'essai R04 à 30 MPa de confinement (figure 4.20b). La vitesse de propagation des ondes P semble ensuite stable jusqu'à 65 à 75 % de la contrainte à pic, puis diminue au-delà. La diminution des vitesses est plus brusque à l'approche et après le pic. Les vitesses des ondes de cisaillement S mesurées dans deux directions perpendiculaires (V_{S1} et V_{S2}) de l'échantillon R01 sont très proches signifiant un caractère isotrope de la roche selon ces deux directions de mesure, tandis que celles de l'échantillon R04 montrent une anisotropie de l'échantillon. Les vitesses V_{S1} et V_{S2}



(a)



(b)

Figure 4.20 - Vitesses des ondes élastiques sous le chargement déviatorique. Les vitesses de compression P : trait plein pour la partie avant le pic et trait discontinu pour la partie après le pic de contrainte axiale. (a)- Essai R01 (à 5 MPa) ; (b)- Essai R04 (à 30 MPa).

ont tendance à augmenter légèrement jusqu'à 75 % de la contrainte de pic puis à diminuer jusqu'à la rupture de la roche.

L'évolution des vitesses des ondes élastiques traduit bien l'endommagement de la roche. La figure 4.21 présente la correspondance entre l'évolution de la vitesse des ondes de compression et les différentes phases de la courbe contrainte-déformation de l'essai R01. Pour des niveaux de contrainte inférieurs à 50 % de la contrainte au pic, le comportement du marbre est élastique linéaire, avec une très faible déformation plastique. La fermeture des microfissures préexistantes conduit à un durcissement et une augmentation des vitesses. A partir de ce niveau et jusqu'à 75 % de la contrainte maximale, l'apparition stable de nouvelles microfissures fait diminuer graduellement les vitesses des ondes. A l'approche du pic jusqu'à la rupture, la propagation instable des microfissures provoque une diminution brutale des vitesses. Lorsque la rupture se produit, les signaux des ondes ne sont plus détectables.

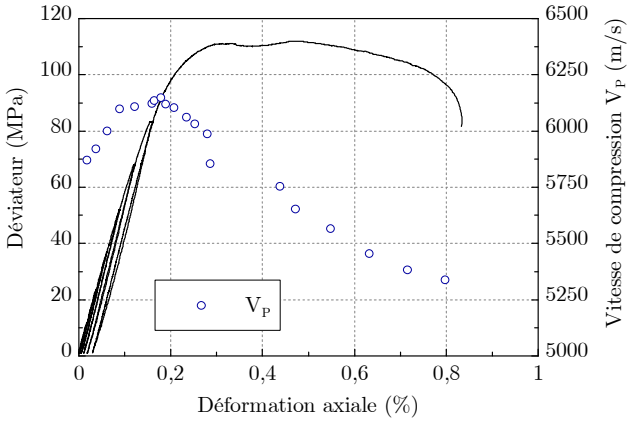


Figure 4.21 - Essai R01 (à 5 MPa) : courbe de contrainte-déformation axiale et évolution de la vitesse de compression P sous le chargement déviatorique.

4.5.5 Modules élastiques dynamiques

Les modules élastiques dynamiques ont été déterminés à partir des vitesses de propagation des ondes selon les formules (2.2) et (2.3). La figure 4.22 illustre l'évolution des modules élastiques dynamiques E_{dyn} et ν_{dyn} au cours des essais cycliques. On observe que les modules dynamiques semblent stables avec l'augmentation de la contrainte axiale jusqu'à environ 80 % de la contrainte axiale maximale. Seul l'essai R04 à confinement de 30 MPa permet le calcul des modules dynamiques après 80 % de la contrainte axiale maximale. Sur cet essai, les modules de déformation dynamiques E_{dyn} à partir de 75 % de la contrainte au pic ont tendance à diminuer, tandis que les coefficients de Poisson dynamiques ν_{dyn} ont tendance à augmenter. Ces évolutions des modules dynamiques E_{dyn} et ν_{dyn} sont moins prononcées que celles des modules statiques (figure 4.17), mais elles permettent également de traduire un endommagement de la roche proche du pic de contrainte.

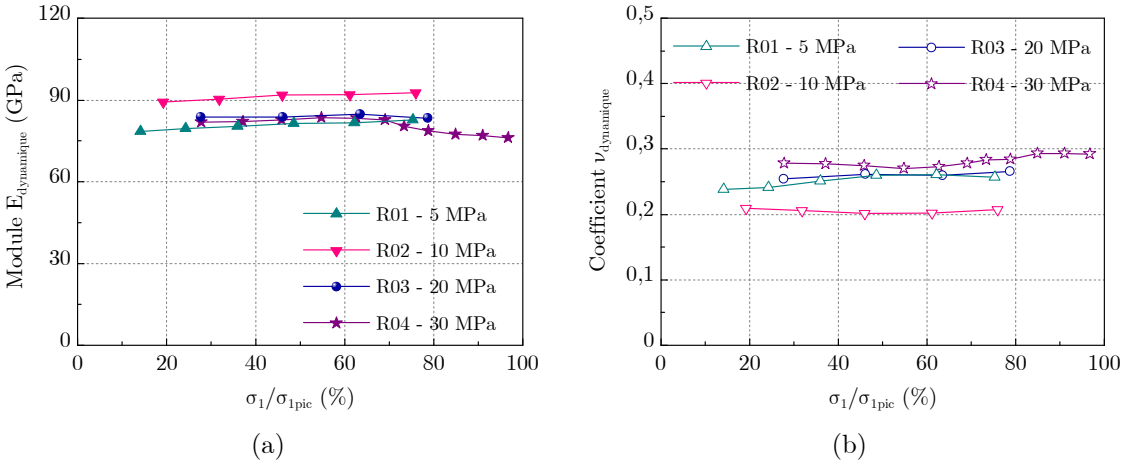


Figure 4.22 - Modules élastiques dynamiques en fonction du niveau de la contrainte axiale par rapport à la contrainte au pic, (a)- Modules d'Young, (b)- Coefficient de Poisson.

La figure 4.23 montre une comparaison croisée des modules d'Young statiques E_{st} et dynamiques E_{dyn}. Les modules statiques E_{st} ont été déterminés sur les courbes de déchargements des essais cycliques. Les modules dynamiques E_{dyn} ont été calculés à partir des vitesses des ondes mesurées sur les paliers juste avant les déchargements des cycles. On observe que les modules obtenus sur des courbes de contrainte-déformation des essais cycliques E_{st} sont inférieurs à ceux obtenus par la méthode dynamique E_{dyn}. Le rapport entre les modules statiques et dynamiques varie entre 0,6 et 0,9 comme présenté dans la figure 4.24. Lama et Vutukuri (1978) ont trouvé que plus le module d'Young est faible, plus la différence entre les modules statique et dynamique est importante. C'est ce que l'on peut observer sur l'échantillon R02 (10 MPa), qui a des modules E_{st} les plus faibles (figure 4.17a) et qui présente la différence la plus prononcée entre les modules statique et dynamique (figure 4.24).

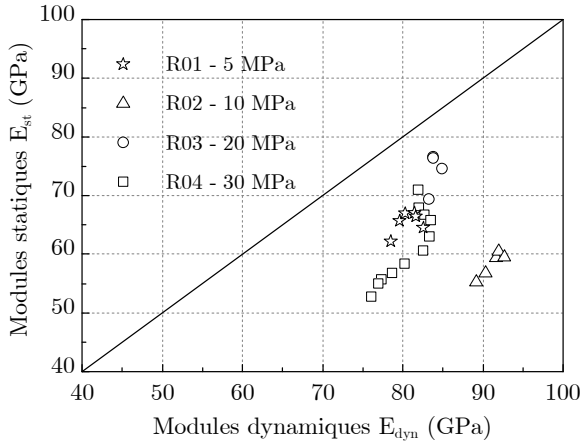


Figure 4.23 - Comparaison croisée entre les modules d'Young statiques et dynamiques des essais cycliques.

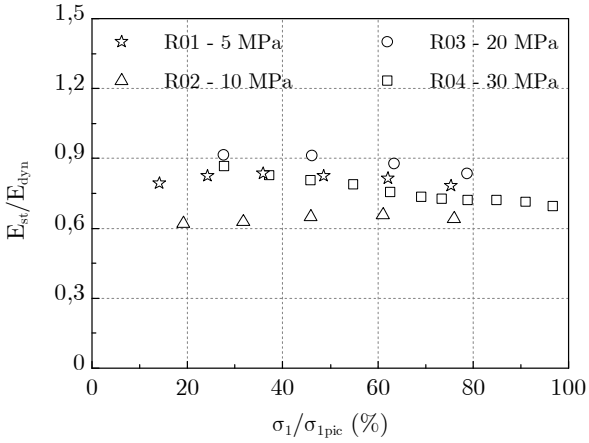


Figure 4.24 - Rapport entre les modules élastiques statiques et dynamiques en fonction du niveau de la contrainte axiale par rapport à la contrainte au pic des essais cycliques.

4.5.6 Enveloppe de rupture

La figure 4.25 présente les contraintes axiales maximales obtenues en fonction de la pression de confinement des essais triaxiaux monotones et cycliques. Sur cette figure, on peut observer que les résistances en compression des échantillons soumis à un essai triaxial monotone ou cyclique sont très proches. La résistance en compression de la roche augmente avec la pression de confinement. Pour les confinements entre 0 et 30 MPa, cette relation est linéaire et peut être caractérisée par un critère linéaire de Mohr-Coulomb. On obtient alors une enveloppe de rupture linéaire avec un angle de frottement de 22° et une cohésion de 35 MPa. Ces valeurs sont très comparables à l'angle de frottement et la cohésion des différents marbres présentés dans le tableau 2.1, surtout ceux du marbre de Carrare avec des grains d'environ 0,23 mm (Fredrich et al. 1990).

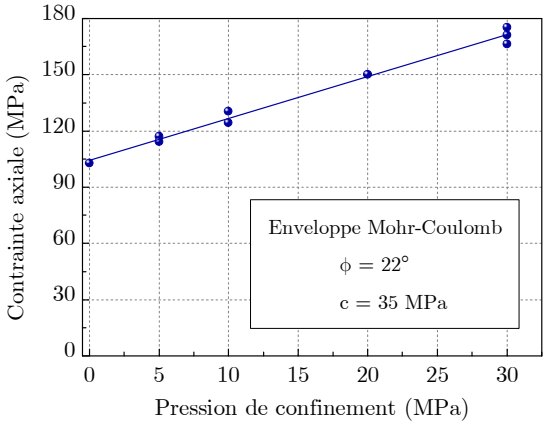


Figure 4.25 - Contrainte axiale maximale en fonction de la pression de confinement.

4.6 Conclusion

Le comportement en compression triaxiale de la roche saine a été étudié sous des confinement entre 0 et 30 MPa. Sous un chargement isotrope, la roche montre un comportement quasi isotrope et non linéaire pour des contraintes jusqu'à 10 - 15 MPa. Au-delà de ce niveau de contrainte isotrope, les déformations augmentent linéairement avec la contrainte, mais la roche montre une anisotropie en déformation : la déformation axiale présente une augmentation plus importante que la déformation radiale. La déformation volumique sous des contraintes isotropes inférieures à 30 MPa est contractante. Elle est non linéaire pour des contraintes jusqu'à 10 - 15 MPa et puis devient linéaire pour des contraintes à partir de 15 MPa.

Nous avons réalisé deux séries d'essais avec deux modes de chargement différents : monotone ou cyclique, avec un chargement isotrope continu ou par petits paliers. Les courbes de contrainte-déformation pendant le chargement déviatorique montrent classiquement différentes phases : une phase de déformation linéaire, réversible suivie d'une phase de déformation non-linéaire, irréversible jusqu'à la rupture. La linéarité des courbes de contrainte-déformations axiale et radiale ne se trouve qu'à la contrainte déviatorique d'environ 60 - 70 MPa, quel que soit la pression de confinement entre 0 et 30 MPa. Les déformations irréversibles ont été observées dès les premiers déchargements des essais cycliques. Elles augmentent avec le niveau de la contrainte déviatorique atteint avant le déchargement.

Nous avons observé que les cinq cycles de charge/décharge réalisés au cours des essais cycliques n'ont pas d'influence notable sur le comportement de la roche. La résistance au pic et les déformations mesurées dans les essais cycliques et monotones effectués à une même pression de confinement sont très comparables.

L'influence de la pression de confinement a été observée : plus la pression de confinement augmente, plus la résistance de pic augmente et les déformations correspondantes à la rupture sont plus importantes. Le mode de rupture change également avec la variation du confinement. Sous les pressions de confinement de 5 et 10 MPa, la roche montre un comportement fragile avec une rupture selon un plan de cisaillement. Sous les pressions de confinement de 20 et 30 MPa, le comportement est plus ductile : la roche peut atteindre à des déformations de 1 à 2 % sans perte de résistance. Même après une déformation irréversible de 3 %, l'échantillon soumis au confinement de 30 MPa ne présente pas de fissuration macroscopique, on n'observe que de stries du plan de rupture. L'angle entre le plan de rupture et l'axe de l'échantillon a tendance à augmenter avec l'augmentation du confinement.

Les modules élastiques ont été déterminés sur les cycles de déchargement des essais cycliques. Les modules de déformation E montrent un comportement de durcissement sur les premiers cycles (correspondant à la fermeture des défauts préexistants) et un endommagement sur les derniers cycles. Le comportement de durcissement est moins prononcé pour les essais soumis aux confinements plus élevés. Les coefficients de Poisson augmentent avec la contrainte axiale appliquée. Une enveloppe de rupture

selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb a été proposée avec un angle de frottement de 22° et une cohésion de 35 MPa.

Des mesures de vitesse de propagation des ondes P et S ont été réalisées au cours des essais cycliques. L'augmentation observée de la vitesse des ondes de compression P sous un chargement isotrope correspond à la fermeture des défauts préexistants dans l'échantillon. L'évolution de la vitesse de propagation des ondes P et S traduit bien l'état de fissuration de la roche sous un chargement déviatorique. Les modules élastiques dynamiques ont été calculés à l'aide des vitesses des ondes P et S. Ils montrent la même évolution mais moins prononcée que celle des modules statiques. Le rapport entre les modules statiques et les modules dynamiques varie entre 0,6 et 0,9.

Chapitre 5

Caractérisation de la morphologie des discontinuités

Nous avons vu que la morphologie des surfaces des fractures a une influence importante sur le comportement mécanique des discontinuités rocheuses (paragraphe 3.5). Cet effet résulte du fait qu'elle a une influence fondamentale sur le développement de la dilatance, et par conséquent, sur la résistance du joint pendant le cisaillement. La mesure précise de la morphologie de la surface rugueuse est donc nécessaire pour mieux comprendre le mécanisme de cisaillement et pour mieux prévoir la résistance (maximale et résiduelle) des joints de la roche, ainsi que la dilatance qu'une discontinuité subit pendant le cisaillement. Certaines méthodes de détermination de la rugosité du joint sont présentées dans 3.2. Dans le cas de notre étude, nous avons numérisé les surfaces de discontinuités naturelles en utilisant un profilomètre laser avant et après chaque essai de cisaillement, réalisé à contrainte normale constante pour un cycle de cisaillement aller/retour complet. Ces mesures ont été effectuées en collaboration avec l'Université de Bordeaux (GHYMAC). La caractérisation morphologique s'appuie essentiellement sur la détermination des paramètres statistiques de la rugosité (3.2.1.2).

5.1 Mesure de la rugosité sous profilomètre laser

5.1.1 Dispositif

L'acquisition des profils de rugosité des surfaces a été effectuée avant et après douze essais de cisaillement CNC en utilisant un profilomètre laser OPTIMET de type MiniConoscan 3000 (figure 5.1). C'est un système de mesure sans contact en 3D. Ce

système consiste en une tête qui permet la mesure, un bâti rigide, une table de déplacement X-Y et un PC. La tête de mesure comprend un capteur laser de mesure co-linéaire de type ConoLine. C'est un capteur à diodes laser d'onde rouge focalisé par une lentille de distance focale de 75 mm dont un diamètre de spot de 65 µm, l'étendue de mesure est de 18 mm et la précision de ±10 µm.

L'échantillon est fixé sur la table de déplacement grâce à une plaque métallique. Cette plaque a été spécialement conçue pour nos échantillons afin d'assurer une même position de mesure avant et après essai. Elle se compose un système de vis pour fixer sur la table de déplacement à une position désirée et une corniche en T pour s'articuler à une rainure sur l'échantillon.

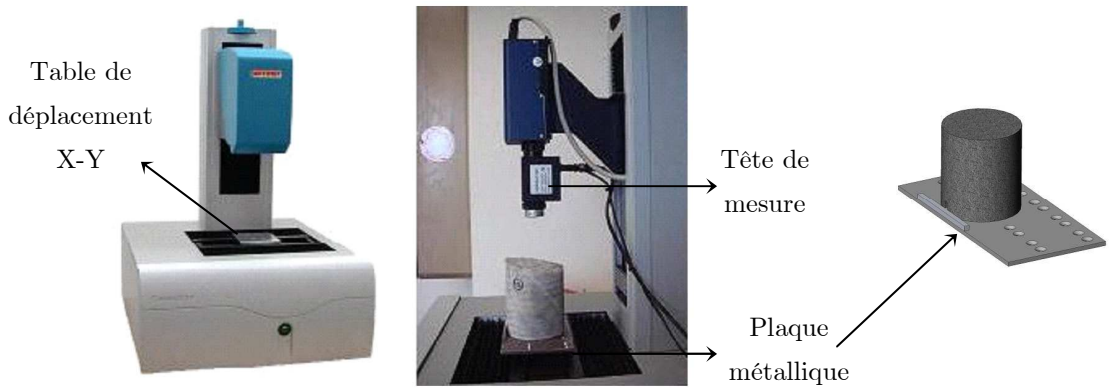


Figure 5.1 - Profilomètre laser et acquisition des profils de rugosité sous profilomètre laser.

5.1.2 Échantillons

Les échantillons de discontinuités naturelles ont été choisis parmi des carottes de forage de diamètres d'environ 85 mm, disponibles dans la carothèque. Ils sont sains, sans remplissage et présentent un bon état d'imbrication. La figure 5.2 présente un exemple des images des surfaces inférieure et supérieure d'une discontinuité étudiée (l'échantillon 10).

Figure 5.2 - Image de surface de l'éponte inférieure (à gauche) et l'éponte supérieure (à droite) d'une discontinuité étudiée (l'échantillon 10).

Au total les faces supérieures et inférieures de douze discontinuités naturelles du marbre de St Béat ont été scannées, soit 24 faces avant et après essais. Les dimensions des surfaces sont présentées dans le tableau 5.1 avec 2×a et 2×b respectivement la longueur du grand et petit axe de la surface ellipsoïdale. Ces dimensions ont été déterminées à partir des coordonnées des surfaces scannées (points noirs dans la figure 5.3). La figure 5.4 montre un exemple de la carte topographique en 3D de l'éponte inférieure de l'échantillon 10.

Tableau 5.1 - Dimensions des surfaces ellipsoïdales scannées.

Échantillon	Côte[5] (m)	2×a (mm)	2×b (mm)	Surface (cm²)
01	32,55	90,0	84,0	59,4
02	40,75	106,0	84,0	69,9
03	44,45	87,0	84,0	57,4
04	53,00	91,5	83,0	59,6
05	57,00	92,0	83,0	60,0
06	60,05	97,5	84,0	64,3
07	64,05	114,0	84,0	75,2
08	69,65	86,0	84,0	56,7
09	84,70	88,0	84,0	58,1
10	85,25	84,0	84,0	55,4
11	97,70	108,5	84,0	71,6
12	102,00	84,0	84,0	55,4

5.1.3 Acquisition des profils de rugosité

Le faisceau laser émis sur la surface de mesure est réfléchi et puis détecté par le capteur laser. Le logiciel ConoLine analyse cette réponse et calcule la distance du point mesuré. La distance focale est assurée en bougeant la tête de mesure sur le bâti. Une caméra insérée entre la lentille et le capteur permet de voir l'image de la surface et la position du spot laser. La table de déplacement X-Y peut être déplacée horizontalement dans les deux sens et permet de mesurer une carte de dimension maximale de 120×120 mm. La mesure est réalisée par profil 2D dans la direction X avec un pas d'échantillonnage de 500 µm et puis un incrément de 500 µm dans la direction Y est effectué (figure 5.3). Un autre profil parallèle est alors enregistré. La carte topographique obtenue est un ensemble des valeurs d'élévation aux nœuds d'une grille de maille carrée de 500 µm² (environ 24 000 à 30 000 points de mesure par surface). Nous avons mesuré en plus les coordonnées des points de repère (3 à 6 points) au bord des surfaces inférieure et supérieure afin de recaler les coordonnées d'une surface par rapport à l'autre.

[5] Côte par rapport au point de départ du sondage carotté SCH1.

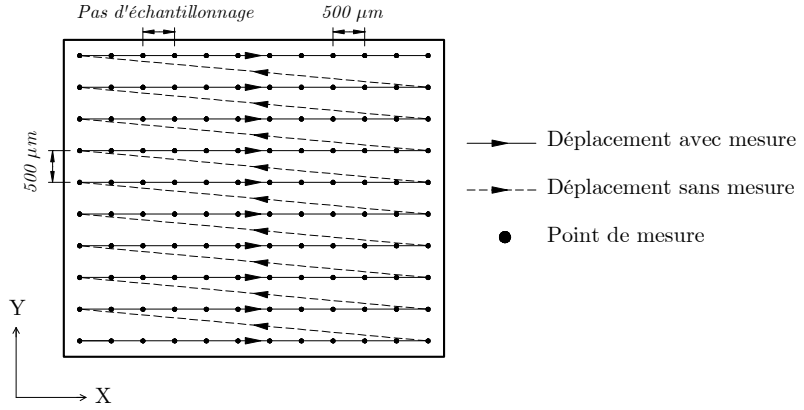


Figure 5.3 - Trajectoire du déplacement relatif du faisceau laser par rapport à la table de déplacement.

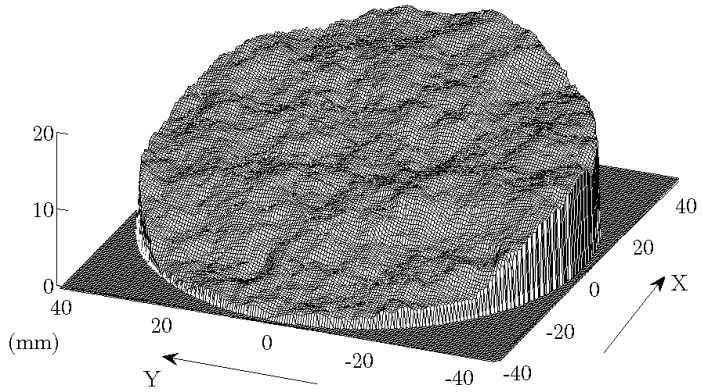


Figure 5.4 - Exemple de la carte topographique scannée en 3D de la surface de l'éponte inférieure de l'échantillon 10.

5.2 Reconstruction des surfaces de discontinuités dans l'ensemble des directions

Afin de déterminer les paramètres statistiques directionnels de la rugosité selon différentes directions, les grilles de topographie numérisée obtenues ont été reconstruites selon plusieurs directions de surface des discontinuités. Notons que les surfaces ont été scannées sous le profilomètre laser dans une position quelconque où les axes orthogonaux de mesure (X et Y) ne sont pas forcément parallèles aux grand et petit axes de la surface ellipsoïdale. Nous avons considéré les directions des grand et petit axes de la surface ellipsoïdale comme étant les directions de 0° et 90° respectivement. En plus de ces deux directions (0°-90°), nous avons choisi de reconstruire des cartes topographiques selon des grilles de maille carrée selon trois autres paires de directions orthogonales X-Y : 30°-120°, 45°-135° et 60°-150°. A noter que, par la suite, l'angle des directions des surfaces suit la convention mathématique (figure 5.5).

La reconstruction a été réalisée par la méthode d'interpolation par krigeage et à l'aide du logiciel Isatis. Le principe de cette méthode d'interpolation est présenté dans Marache (2002) et résumé dans la figure 5.6. Les reconstructions sont réalisées en

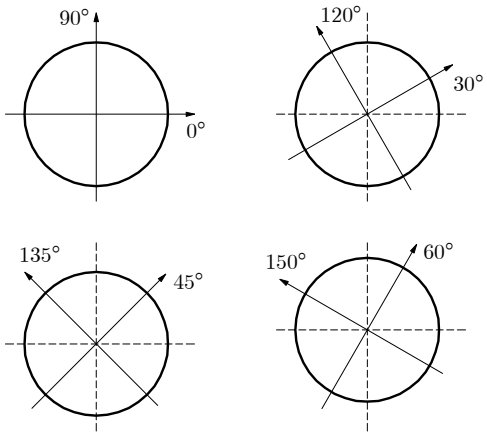


Figure 5.5 - Directions des grilles orthogonales X-Y à reconstruire : 0°-90°, 30°-120°, 45°-135° et 60°-150°.

différentes étapes en diminuant le pas de calcul. A chaque étape, pour estimer la valeur de hauteur en un point, on utilise les données situées dans un cercle de rayon de 8 à 10 mm centré sur le point à estimer. La première étape est une reconstruction sur une grille de maille carrée de 2 mm de côté en prenant 1,5 mm comme une distance minimale entre deux points servant à l'interpolation (l'étape 1 sur la figure 5.6). Après chaque étape et pour réaliser l'étape suivante avec une grille à mailles plus petites, les points résultant de l'étape précédente sont ajoutés à la totalité des points expérimentaux afin d'obtenir une répartition spatiale des points plus homogène. La reconstruction a été effectuée après chaque mesure, avant et après la réalisation des essais de cisaillement pour toutes les épontes des douze échantillons.

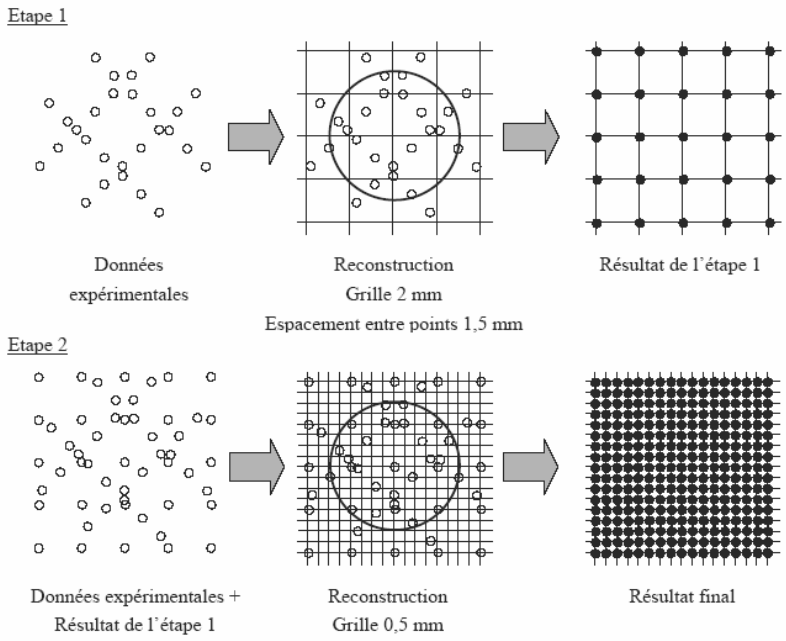


Figure 5.6 - Principe de la méthode de reconstruction (d'après Marache 2002).

5.3 Caractérisation des surfaces de discontinuités avant essais

5.3.1 Paramètres statistiques

5.3.1.1 Paramètres globaux

Les paramètres globaux sont présentés dans le tableau 5.2. Ils ont été calculés en se basant sur les équations (3.1) à (3.3). Les données mesurées de la hauteur des points par rapport à la tête de mesure de l'appareil laser ont été recalées par rapport au plan moyen[6] de chaque surface. Les valeurs de CLA sont donc nulles. Tous les échantillons présentent des valeurs d'étendue très proches pour l'éponte inférieure et supérieure, sauf les échantillons 04, 05 et 07. La différence de l'étendue des échantillons 04, 05 et 07 est essentiellement due aux endommagements observés aux bords des épontes. L'échantillon 08 présente des étendues assez proches pour les deux épontes, mais un écart de 0,33 mm pour les valeurs de RMS ce qui signifie une différence de morphologie des deux épontes. Cette différence est de 0,18 mm pour l'échantillon 04 et de 0,15 mm pour l'échantillon 07 et moins de 0,10 mm pour les autres échantillons. Noter que le RMS est calculé à partir des hauteurs centrées (par rapport au plan moyen), il est également l'écart type et traduit la dispersion de la hauteur des points de surface. Plus cette valeur est grande, plus les points sont dispersés par rapport au plan moyen et plus l'étendue de la surface est grande.

Tableau 5.2 - Paramètres statistiques globaux calculés pour l'éponte inférieure (Inf.) et supérieure (Sup.).

Échantillon	Étendue k (mm)		RMS (mm)	
	Inf.	Sup.	Inf.	Sup.
01	10,14	10,03	2,20	2,13
02	5,24	5,37	1,01	1,04
03	15,74	15,39	3,24	3,23
04	4,69	8,04	0,82	1,00
05	11,26	14,23	2,59	2,61
06	16,23	15,71	3,59	3,49
07	10,64	14,24	2,10	2,25
08	10,42	9,52	1,37	1,71
09	12,02	11,52	1,99	1,98
10	18,33	18,22	4,32	4,28
11	10,10	10,01	2,21	2,10
12	19,07	18,87	3,34	3,34

[6] Le plan moyen est défini par la moyenne algébrique des altitudes mesurées de surface.

En considérant ces deux paramètres globaux, on peut conclure que les échantillons présentent un emboîtement potentiel entre les deux épontes, prouvant que leur morphologie semblait très proche sauf pour les quatre échantillons 04, 05, 07 et 08. Cette première conclusion avait déjà pu être tirée d'une observation à l'œil nu.

En se basant sur les valeurs des paramètres globaux, on peut avoir une première classification des douze échantillons en trois groupes : le premier groupe (02, 04) avec une étendue de 4 - 5 mm et un RMS de 1,0 mm ; le deuxième groupe (01, 05, 07, 08, 09 et 11) avec une étendue de 10 - 12 mm et un RMS de 2,0 - 2,5 mm ; le troisième groupe (03, 06, 10 et 12) avec une étendue de 15 - 19 mm et un RMS de 3,2 - 4,3 mm (tableau 5.3).

Tableau 5.3 - Première classification des échantillons selon la valeur des paramètres globaux (PG).

Groupe	Échantillon	Étendue k (mm)		RMS (mm)	
		Inf.	Sup.	Inf.	Sup.
Groupe PG1	02	5,24	5,37	1,01	1,04
	04	4,69	8,04	0,82	1,00
Groupe PG2	01	10,14	10,03	2,20	2,13
	05	11,26	14,23	2,59	2,61
	07	10,64	14,24	2,10	2,25
	08	10,42	9,52	1,37	1,71
	09	12,02	11,52	1,99	1,98
	11	10,10	10,01	2,21	2,10
Groupe PG3	03	15,74	15,39	3,24	3,23
	06	16,23	15,71	3,59	3,49
	10	18,33	18,22	4,32	4,28
	12	19,07	18,87	3,34	3,34

La représentation de la surface des épontes en utilisant une échelle de couleur des hauteurs (figure 5.7 et figure 5.8) permet de comparer visuellement la similarité des épontes inférieure et supérieure d'un même échantillon, aussi bien que la différence de l'étendue d'un échantillon à l'autre. Afin de faciliter la comparaison, par la suite, on adopte la convention de signe de l'altitude des surfaces présentée dans la figure 5.9. Les surfaces inférieures et supérieures sont toutes les deux vues du haut, en position superposée. La représentation des surfaces des douze échantillons est donnée dans les figures de B.1 à B.3 de l'annexe B.

Sur la figure 5.8, on peut observer une différence de l'étendue et de l'altitude des points entre les épontes inférieure et supérieure de l'échantillon 08. En fonction des couleurs, on observe que l'éponte supérieure présente une étendue plus grande que celle de l'éponte inférieure. Des zones de différentes altitudes peur être observées facilement à l'œil nu par une discordance de couleur entre les deux épontes. Cette discordance de couleur présente généralement des espaces de vides dus à des défauts de surfaces du joint.

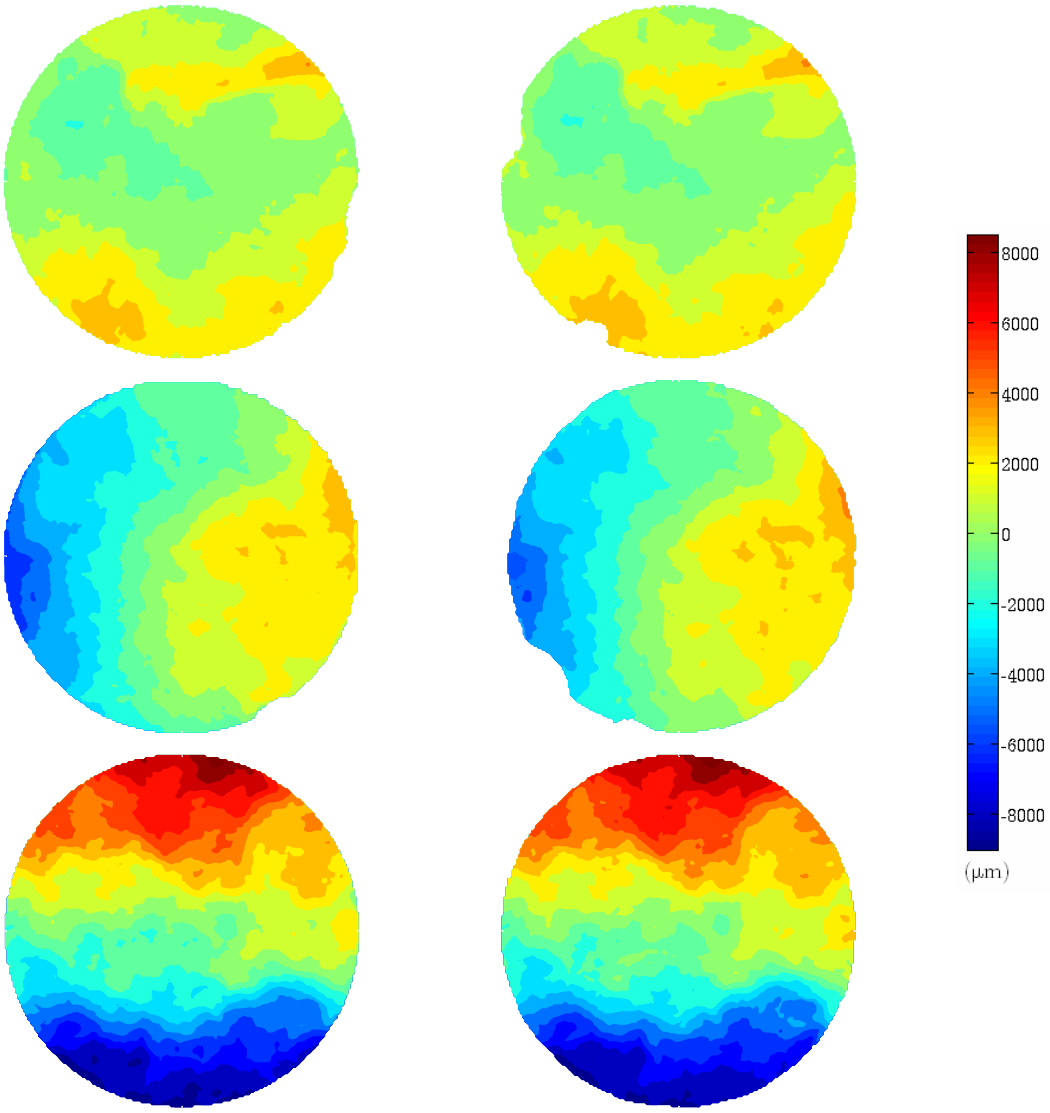


Figure 5.7 - Représentation de la surface des épontes par l'échelle de couleur des hauteurs, pas de contour de 1000 µm. Ce sont respectivement les épontes inférieures (à gauche) et supérieures (à droite) des échantillons 02 (PG1), 01 (PG2), 10 (PG3) ; PG : Paramètres Globaux. Les deux épontes sont vues du haut, en position superposée.

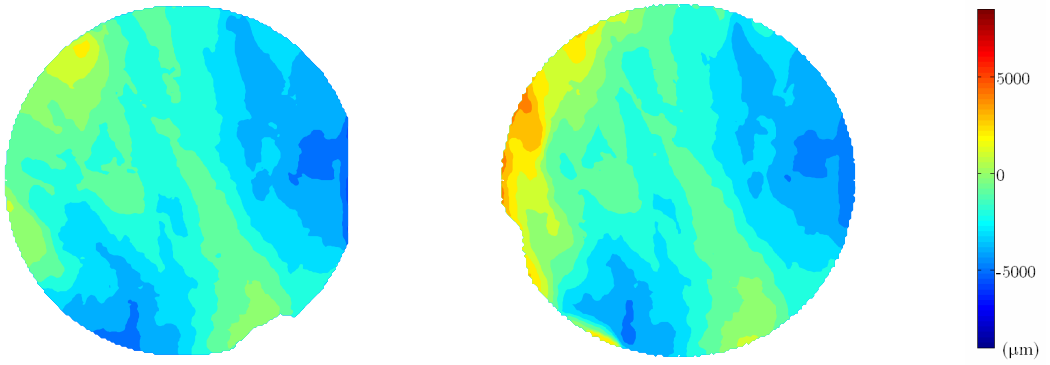


Figure 5.8 - Représentation par l'échelle de couleur des hauteurs d'une différence de l'étendue et des altitudes entre les épontes inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 08.

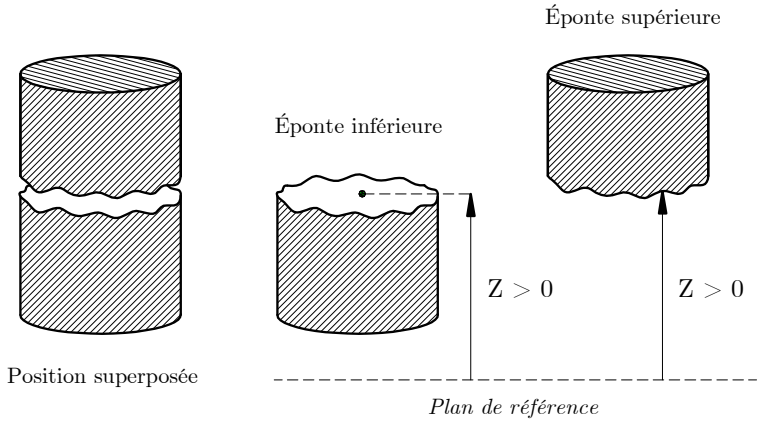


Figure 5.9 - Convention de signe de l'altitude des surfaces inférieure et supérieure.

5.3.1.2 Paramètres directionnels

Les surfaces ont été reconstruites selon quatre directions orthogonales X-Y comme présentées dans la figure 5.5. Les paramètres directionnels Z_2, Z_3, Z_4, R_L et θ_{2D} présentés dans le paragraphe 3.2.1.2.b ont été ensuite calculés selon huit directions : 0°, 30°, 45°, 60°, 90°, 120°, 135° et 150°. Le calcul a été effectué à l'aide d'un logiciel de calcul développé par A. Marache (Université de Bordeaux, GHYMAC) en appliquant les équations (3.4) à (3.8) pour l'ensemble des points appartenant à une même direction considérée. Pour le calcul de paramètre Z_4 et les colatitudes 2D, les pentes positives dans le sens considéré sont comptées comme les éléments positifs dans le calcul. Le tableau 5.4 présente les paramètres calculés par direction pour les deux épontes de l'échantillon 10. Les paramètres directionnels des autres échantillons sont présentés dans le tableau B.1 de l'annexe B.

On constate que les valeurs des paramètres varient en fonction de la direction traduisant une anisotropie de la morphologie de la surface. Si l'on regarde la variation des paramètres en faisant évoluer la direction d'observation, on s'aperçoit qu'ils évoluent de façon uniforme (augmente ou diminue) et présentent une valeur maximale et une valeur minimale. Cependant, les directions des valeurs maximale et minimale ne sont pas obligatoirement les mêmes pour chacun des paramètres. Les directions de la valeur maximale des paramètres R_L et Z_2 sont généralement très proches et elles sont perpendiculaires aux directions de leur valeur minimale. Par exemple pour l'échantillon 10, la direction de la valeur maximale de R_L et Z_2 est 90° et leur direction de la valeur minimale est 0° (tableau 5.4). A noter que R_L et Z_2 sont les deux paramètres liés à l'angularité des facettes. L'existence de deux directions perpendiculaires de valeurs maximale et minimale de R_L et Z_2 signifie qu'il y a une direction préférée dans laquelle les aspérités se propagent, correspondante aux valeurs maximales.

Le paramètre Z_4, qui est soit positif soit négatif, présente aussi un maximum et un minimum de ses valeurs absolues dans des directions perpendiculaires. Noter que Z_4 est

calculé par la proportion non compensée des longueurs projetées des pentes positives par celles des pentes négatives. Z_4 peut donc avoir une valeur positive dans un sens et une valeur négative de la même grandeur dans le sens opposé. Dans la direction de la valeur absolue maximale de Z_4, le sens ayant Z_4 positif correspond à celui qui a la plus de proportion de pentes positives et autant de proportion de pentes négatives dans le sens opposé. Dans la plupart des cas, on a observé que la direction de la valeur absolue maximale de Z_4 coïncide avec celles de R_L et Z_2 à l'exception des échantillons 04, 07, 08 et 09. Cela veut dire que le cisaillement dans ces directions et dans le sens que Z_4 est positif est la plus "défavorable" avec le plus de facettes mobilisées lors du cisaillement.

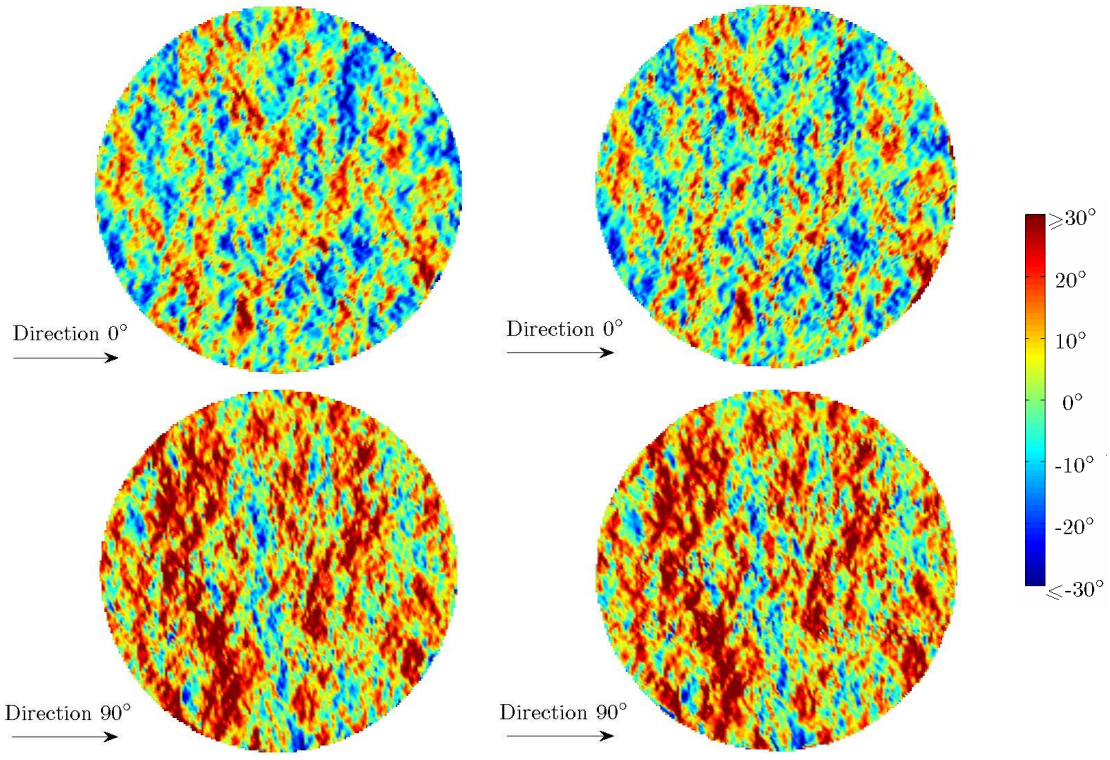
Le paramètre Z_3, qui est lié au degré d'arrondi des aspérités, semble être indépendant de la direction d'enregistrement. Cependant, parmi les douze échantillons étudiés, on a observé sur sept échantillons (02 et 05 à 11) que les directions des valeurs maximale et minimale de Z_3 sont très proches de celles des paramètres R_L et Z_2. Cela veut dire que la direction la plus "pointue" de ces échantillons (Z_3 maximal) est parallèle à la direction dans la quelle les aspérités se propagent préférentiellement et la direction la plus "lisse" (Z_3 minimal) est celle perpendiculaire à la direction préférée de la propagation des aspérités.

La moyenne directionnelle des pentes positives et celle des pentes négatives des aspérités (colatitudes positives et négatives en 2D) varient également d'une direction à l'autre. Dans un sens de changement de direction, si la moyenne des colatitudes positives augmente, la moyenne des colatitudes négatives diminue (en valeur absolue). Dans tel sens de changement de direction, sauf pour les échantillons 04 et 07, on a observé que le Z_4 des autres échantillons augmente, c'est-à-dire qu'il y a de plus en plus de pentes positives et de moins en moins de pentes négatives. De plus, sauf pour les échantillons 04, 07, 08 et 09, dans la direction de la valeur absolue maximale de Z_4 qui est également la direction de la valeur maximale de R_L et Z_2, la moyenne des colatitudes présente une valeur extremum : soit maximale positive si Z_4 est positif, soit minimale négative si Z_4 est négatif. Cette observation signifie que, pour ces échantillons, il existe une direction qui a non seulement l'angularité la plus importante (direction préférée de la propagation des aspérités, proportion de pentes positives/négatives la plus grande), mais également la direction qui a la valeur angulaire positive/négative la plus forte. Cette direction est donc la direction de la rugosité la plus marquée. A noter que, dans chaque direction, la différence entre les moyennes des colatitudes positives et négatives indique une anisotropie des colatitudes en fonction du sens considéré. La figure 5.10 présente un exemple de la distribution spatiale des colatitudes 2D par l'échelle de couleur pour les deux épontes de l'échantillon 10 dans deux directions 0° et 90°. On peut observer une forte anisotropie de la distribution des colatitudes en fonction du sens, surtout dans la direction 90°.

L'anisotropie des paramètres de rugosité des surfaces sera présentée plus en détail dans la section 5.3.2.

Tableau 5.4 - Paramètres statistiques directionnels selon huit directions différentes de l'éponte inférieure (Inf.) et supérieure (Sup.) de l'échantillon 10.

Éponte	Paramètres	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	150°
Inf.	R_L	1,024	1,032	1,038	1,044	1,049	1,043	1,037	1,031
	Z_2	0,226	0,261	0,285	0,306	0,325	0,302	0,280	0,256
	Z_3	0,307	0,375	0,397	0,409	0,413	0,403	0,392	0,375
	Z_4	0,043	0,338	0,445	0,514	0,564	0,499	0,412	0,284
	θ^+ (degré)	10,0	12,5	13,7	14,6	15,5	14,5	13,6	12,4
	θ^- (degré)	-9,9	-8,2	-7,7	-7,3	-7,5	-8,0	-8,2	-8,5
Sup.	R_L	1,026	1,033	1,039	1,044	1,049	1,043	1,037	1,032
	Z_2	0,236	0,266	0,289	0,308	0,324	0,303	0,282	0,259
	Z_3	0,349	0,387	0,406	0,421	0,408	0,405	0,404	0,385
	Z_4	0,062	0,350	0,453	0,516	0,557	0,478	0,383	0,258
	θ^+ (degré)	10,5	12,8	13,9	14,8	15,5	14,5	13,6	12,4
	θ^- (degré)	-9,9	-8,1	-7,6	-7,3	-7,6	-8,3	-8,5	-8,9



Éponte inférieure Éponte supérieure

Figure 5.10 - Distribution spatiale des colatitudes 2D pour les deux épontes de l'échantillon 10 dans deux directions 0° et 90°.

Tableau 5.5 - Valeur absolue maximale de la différence entre les valeurs des paramètres directionnels des épontes inférieure et supérieure dans toutes les directions pour chaque échantillon.

Échantillon	ΔR_L	ΔZ_2	ΔZ_3	ΔZ_4	$\Delta\theta^+$ (°)	$\Delta\theta^-$ (°)
01	0,004	0,031	0,135	0,050	0,844	0,566
02	0,000	0,002	0,012	0,027	0,163	0,142
03	0,001	0,005	0,028	0,011	1,163	0,371
04	0,002	0,010	0,022	0,019	0,468	0,530
05	0,001	0,007	0,020	0,042	0,107	0,390
06	0,005	0,034	0,133	0,038	0,864	0,426
07	0,003	0,016	0,100	0,057	0,585	0,839
08	0,012	0,074	0,068	0,085	2,143	2,234
09	0,002	0,007	0,020	0,035	0,256	0,332
10	0,002	0,010	0,042	0,029	0,507	0,384
11	0,002	0,009	0,021	0,028	0,811	0,221
12	0,002	0,008	0,051	0,023	0,724	0,279

La valeur absolue de la différence entre les paramètres directionnels des épontes inférieure et supérieure de chaque échantillon a été également calculée dans toutes les directions d'enregistrement. Le tableau 5.5 présente les valeurs maximales de cette différence. On observe une bonne concordance des valeurs des épontes inférieure et supérieure qui signifie une similarité de leur morphologie et un bon emboîtement potentiel, sauf pour l'échantillon 08. La différence de morphologie des deux épontes de l'échantillon 08 est clairement attestée par la différence des moyennes de colatitudes.

5.3.2 Anisotropie de rugosité

Ainsi que nous l'avons présenté dans la section précédente, tous les paramètres directionnels montrent des valeurs différentes en fonction de la direction ou même du sens de calcul. Cela traduit une anisotropie des paramètres de rugosité. La figure 5.11 présente graphiquement les paramètres calculés en fonction du sens de calcul pour l'échantillon 03. Pour les paramètres R_L, Z_2 et Z_3, qui ne dépendent pas du sens de calcul, leurs valeurs selon les deux sens opposés d'une même direction sont les mêmes. Pour les autres paramètres, leurs valeurs dans les deux sens inverses ont la même grandeur absolue mais de signe opposé (Z_4) ou des valeurs différentes (θ^+ et θ^-). On observe que les paramètres Z_2 et Z_4 montrent des variations directionnelles plus remarquables (figure 5.11b et d) par rapport à celles des paramètres R_L et Z_3 (figure 5.11a et c). En comparant les coefficients de variation (rapport entre l'écart type et la moyenne des mesures) déterminés pour chaque paramètre de tous les échantillons, on a constaté c'est le paramètre Z_4 qui est le plus sensible à la variation de direction (coefficient de variation maximal de 13,3) et le paramètre R_L est le moins sensible (coefficient de variation maximal de 0,007). Cette observation a été également faite par Marache (2002) sur des répliques en mortier des joints rocheux modèles.

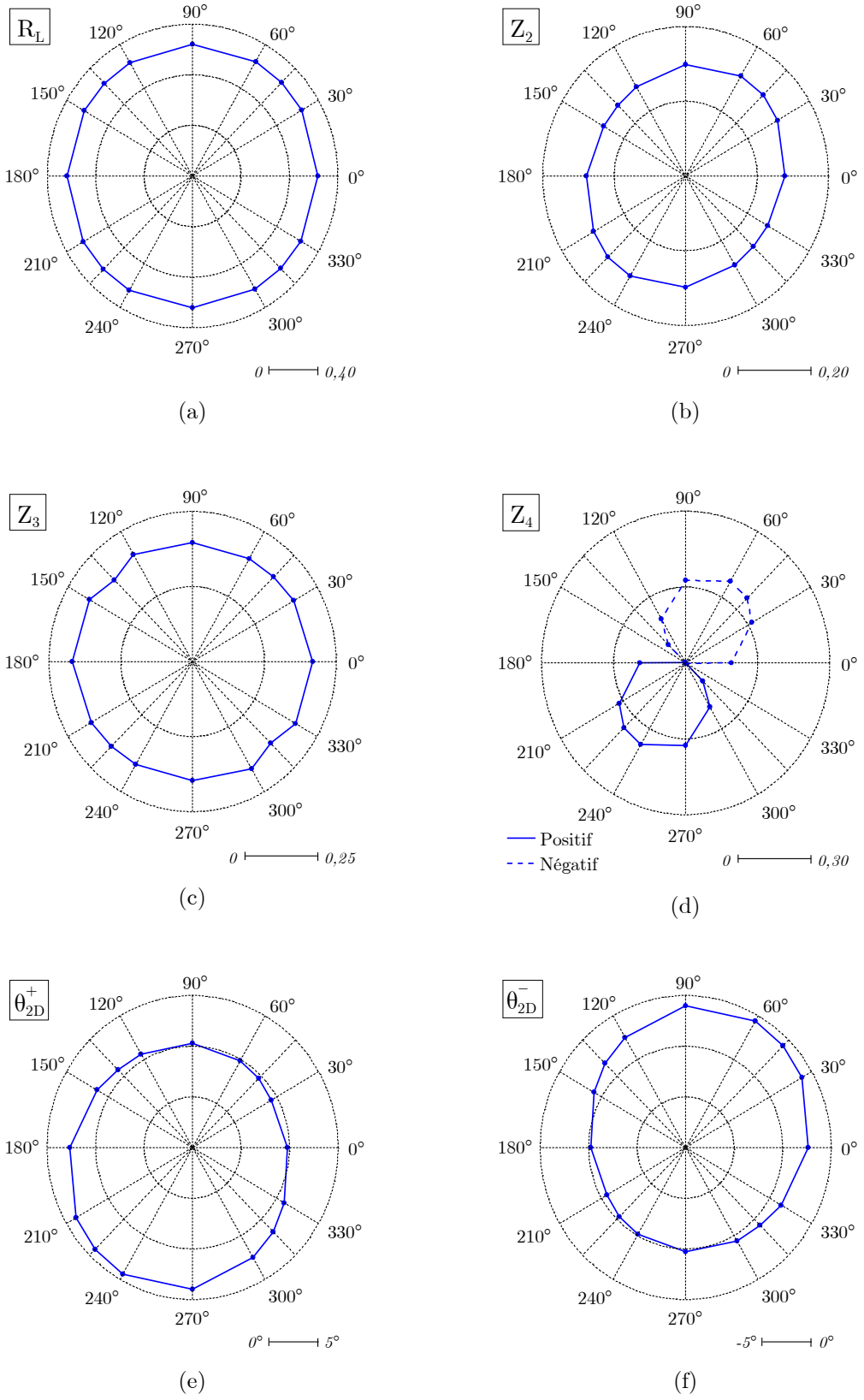


Figure 5.11 - Paramètres morphologiques en fonction du sens de calcul pour l'échantillon 03.

La différence des valeurs de la moyenne des colatitudes positives et négatives montre leur anisotropie en fonction de la direction et du sens de calcul (figure 5.11e et figure 5.11f). L'anisotropie des colatitudes peut se manifester également par une différence de la proportion des colatitudes positives ou négatives dans des différentes directions. La figure 5.12 présente un exemple de la distribution des fréquences cumulées des colatitudes expérimentales 2D dans les deux sens opposés des directions 0°-180° et 60°-240° de l'échantillon 03. On peut observer facilement que le nombre des colatitudes positives ou négatives dans une direction n'est pas forcément le même dans une autre. On remarque également une différence de la proportion des colatitudes d'un signe dans le sens opposé d'une même direction. Par exemple, dans le sens 60°, il n'y a que 30 % de colatitudes négatives tandis que dans le sens 240°, c'est 70 %. Plus on s'approche la direction extremum de la moyenne des colatitudes (valeur positive maximale ou négative minimale), plus la différence de la proportion des colatitudes d'un même signe dans deux sens opposés est importante.

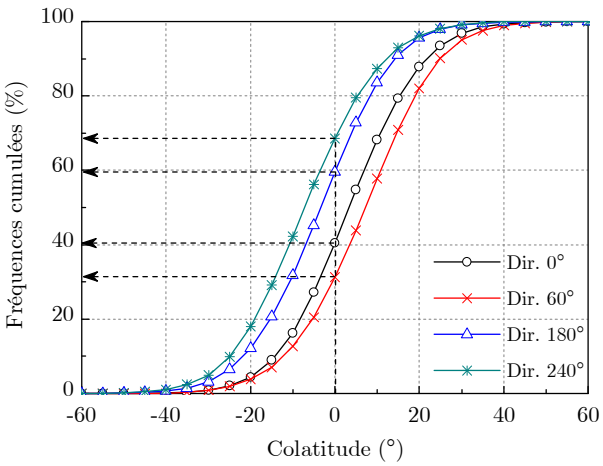


Figure 5.12 - Distributions des colatitudes expérimentales 2D pour des différentes directions de l'échantillon 03.

Dans les premières analyses des paramètres statiques directionnels (5.3.1.2), on a observé que les paramètres morphologiques utilisés présentent des valeurs maximale et minimale dans des deux directions perpendiculaires. Les calculs dans les huit directions permettent de représenter l'anisotropie des paramètres par une ellipse dont les axes orthogonaux coïncident avec les directions principales d'anisotropie (directions des valeurs maximale et minimale). Les directions d'anisotropie ont été ainsi déterminées pour chaque paramètre sur les épontes inférieure et supérieure de chaque échantillon. Les résultats montrent une bonne similarité des paramètres morphologiques directionnels entre les deux épontes d'un même échantillon. Sur 75 % des calculs, on n'observe qu'une différence de moins de 5° entre les directions principales d'anisotropie déterminées pour les épontes inférieure et supérieure. Les différences les plus

importantes ont été observées principalement sur les directions d'anisotropie du paramètre Z_3, jusqu'à 30° et exceptionnellement jusqu'à 67° pour l'échantillon 12. Le tableau 5.6 présente les directions principales d'anisotropie correspondant à la valeur maximale absolue pour chaque paramètre des douze échantillons. Ces directions ont été calculées par la moyenne de celles déterminées pour les épontes inférieure et supérieure. La direction de la valeur maximale de Z_3 de l'échantillon 12 est indéterminée à cause d'une grande différence des directions principales déterminées sur les deux épontes. A noter que pour les paramètres R_L, Z_2 et Z_3, on ne présente qu'un des deux sens opposés qui ont la valeur maximale. Le sens indiqué pour Z_4 correspond au sens ayant un Z_4 maximal positif. Les sens du maximum positif et du minimum négatif de la moyenne des colatitudes positives et négatives sont généralement deux sens opposés.

A partir de ces résultats, nous pouvons observer que les directions principales d'anisotropie de R_L et Z_2 coïncident et dans la plupart des cas, elles sont très proches de celles de Z_3 et Z_4.

Tableau 5.6 - Directions de la valeur maximale absolue des paramètres statiques directionnels.

Échantillon	R_L	Z_2	Z_3	Z_4	θ^+	θ^-
01	19°	16°	71°	358°	189°	9°
02	94°	93°	98°	270°	85°	265°
03	57°	58°	13°	240°	237°	57°
04	156°	162°	111°	73°	26°	206°
05	88°	89°	93°	269°	268°	88°
06	144°	145°	161°	121°	138°	318°
07	68°	68°	81°	353°	55°	235°
08	23°	22°	26°	145°	195°	15°
09	142°	141°	159°	284°	323°	143°
10	89°	88°	85°	83°	87°	267°
11	104°	105°	103°	287°	286°	106°
12	74°	74°	–	254°	255°	75°

5.3.3 Regroupement des échantillons à partir des paramètres morphologiques

Un des objectifs principaux de la caractérisation de la morphologie des surfaces des discontinuités naturelles est de réduire l'influence éventuelle de la différence de rugosité sur le comportement mécanique des différents échantillons (ce but est obtenu facilement en utilisant des répliques ou des discontinuités sciées à mêmes aspérités). La détermination des paramètres morphologiques directionnels pour chacune des épontes des discontinuités et la similarité de ceux-ci permettent un regroupement quantitatif des échantillons. Les paramètres calculés selon huit directions pour les douze échantillons ont été triés manuellement pour trouver des directions ayant des paramètres les plus proches. Nous avons classé les douze échantillons selon trois

groupes de quatre échantillons (G1, G2 et G3) de morphologie similaire selon une direction donnée et du groupe le plus lisse (G1) au groupe le plus rugueux (G3). Le tableau 5.7 présente les groupes d'échantillons et les paramètres morphologiques correspondants selon la direction choisie. Marache et al. (2010) ont proposé une méthode de classification en utilisant une analyse en composantes principales couplée à une classification hiérarchique ascendante des paramètres directionnels calculés pour ces vingt quatre épontes (douze discontinuités). Leur regroupement des épontes homogènes est exactement le même que celui proposé.

Les directions indiquées dans le tableau 5.7 seront ensuite utilisées comme la direction de cisaillement en adoptant une convention présentée dans la figure 5.13 : la direction de cisaillement est considérée comme la direction de mouvement relatif de l'éponte supérieure par rapport à l'éponte inférieure, quel que soit le bloc qui bouge. Dans cette direction, lors du cisaillement, les aspérités ayant une pente positive sont celles qui se chevauchent (pentes a-b, c-d, m-n) et les aspérités de pente négative sont celles ayant les faces qui s'éloignent. Donc dans ce sens de cisaillement, les colatitudes mobilisées sont celles positives.

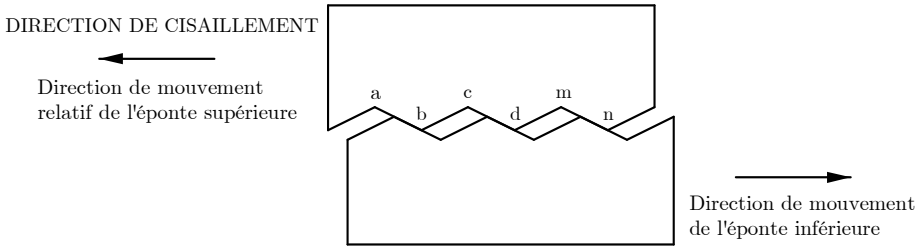


Figure 5.13 - Convention de la direction de cisaillement selon la direction de mouvement des épontes.

La figure 5.14 présente la position relative entre la direction de cisaillement choisie et les directions principales d'anisotropie correspondantes à la valeur maximale de chaque paramètre. Les échantillons du groupe G1 sont les plus lisses et leur direction de cisaillement est perpendiculaire à la direction de surface la plus rugueuse (généralement par rapport à la direction de la valeur maximale de R_L et Z_2). A l'inverse, les échantillons du groupe G3 sont les plus rugueux et leur direction de cisaillement est presque parallèle à la direction la plus rugueuse avec une inclinaison entre 0 et 30°. La direction de cisaillement choisie pour le groupe des échantillons de rugosité moyenne (G2) est inclinée de 30 à 50° et jusqu'à 80° pour l'échantillon 09, par rapport aux directions d'anisotropie maximales des paramètres.

Tableau 5.7 - Regroupement des 12 échantillons de discontinuités en 3 groupes de morphologie similaire selon une direction de cisaillement donnée, en se basant sur les paramètres morphologiques directionnels calculés (I - éponte inférieure, S - éponte supérieure).

Groupe	Échantillon	Direction de cisaillement	R_L		Z_2		Z_3		Z_4		θ^+ (degré)		θ^- (degré)	
			I	S	I	S	I	S	I	S	I	S	I	S
G1	01	270°	1,015	1,011	0,177	0,146	0,367	0,232	-0,029	-0,026	7,2	6,7	-7,2	-6,3
	02	180°	1,009	1,009	0,134	0,134	0,209	0,206	0,054	0,035	4,6	4,7	-5,9	-5,7
	04	240°	1,011	1,012	0,153	0,158	0,230	0,242	-0,088	-0,102	6,3	6,3	-6,9	-7,4
	05	180°	1,006	1,006	0,113	0,112	0,173	0,165	-0,004	0,031	4,8	4,8	-4,7	-4,6
G2	07	225°	1,021	1,019	0,207	0,198	0,278	0,271	-0,180	-0,189	7,0	7,2	-10,0	-9,5
	08	330°	1,014	1,024	0,172	0,229	0,223	0,274	-0,176	-0,230	6,1	6,6	-8,0	-10,1
	09	60°	1,025	1,025	0,227	0,227	0,348	0,345	-0,121	-0,150	9,4	9,7	-10,0	-10,0
	11	60°	1,020	1,020	0,202	0,201	0,300	0,272	-0,233	-0,241	7,3	7,4	-9,6	-9,5
G3	03	60°	1,045	1,045	0,310	0,312	0,418	0,418	-0,372	-0,362	9,9	11,0	-14,4	-14,3
	06	300°	1,045	1,039	0,322	0,291	0,426	0,364	-0,488	-0,474	9,6	9,8	-14,1	-13,3
	10	300°	1,043	1,043	0,302	0,303	0,401	0,413	-0,499	-0,478	8,0	8,3	-14,5	-14,5
	12	45°	1,041	1,043	0,295	0,302	0,426	0,434	-0,459	-0,454	8,4	9,1	-14,1	-14,2

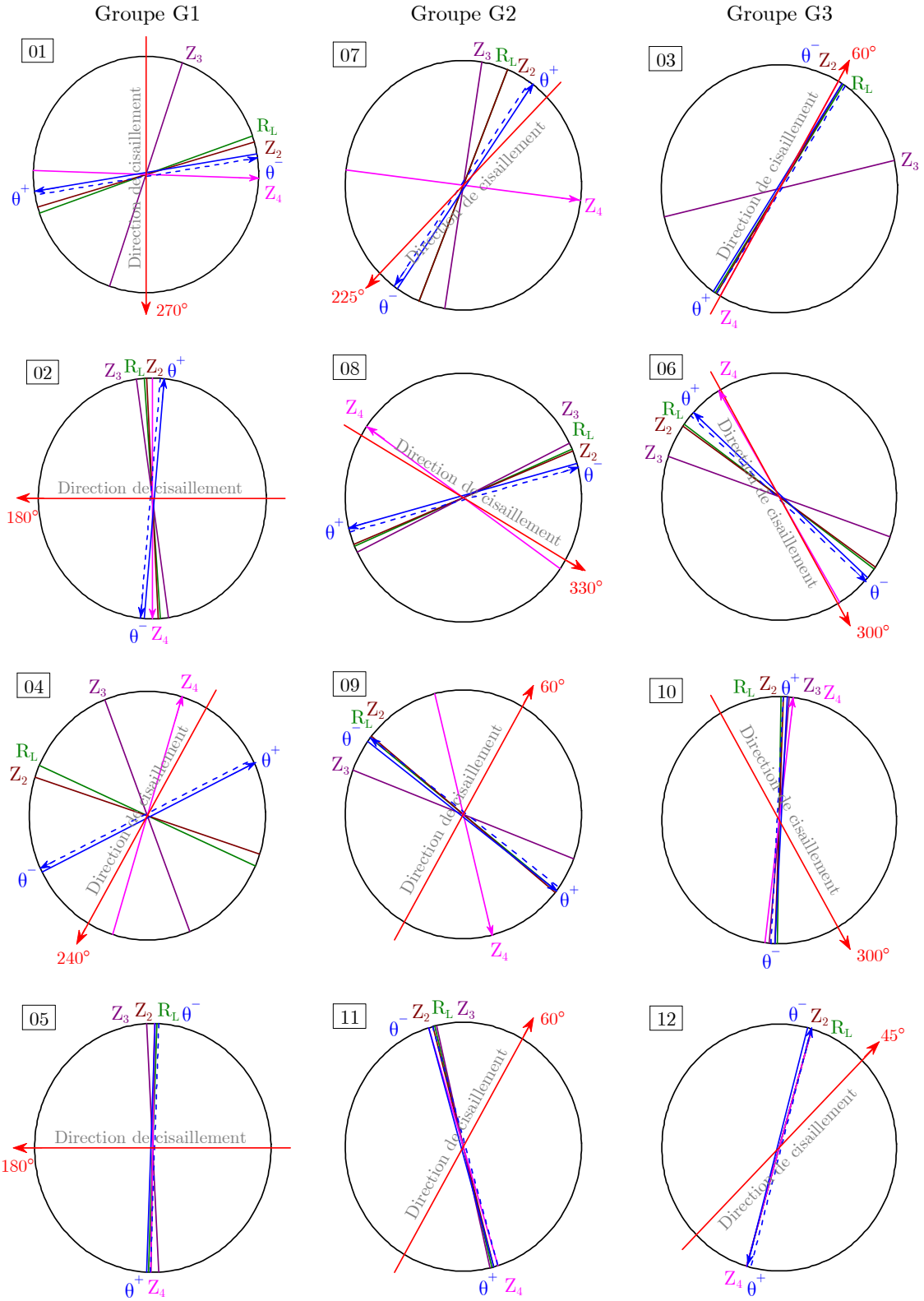


Figure 5.14 - Position relative de la direction de cisaillement et des directions de la valeur maximale des paramètres ; pour Z_4, la flèche signifie le sens ayant la valeur maximale positive et pour θ^+ et θ^-, le sens ayant la valeur maximale absolue.

5.3.4 Inclinaison des surfaces

Dans le système expérimental de mesure, les surfaces des discontinuités ne sont pas horizontales. L'inclinaison des surfaces est définie comme la pente α entre le plan géométrique moyen[7] des épontes et la direction de cisaillement (figure 5.15). Elle est positive si α est positive dans le sens de cisaillement aller (figure 5.15a) et négative si α est négative (figure 5.15b). Les échantillons ont été classés en trois groupes de morphologie similaire pour la réalisation des essais mécaniques. Afin de respecter l'homogénéité de la morphologie choisie pour les échantillons dans un même groupe, les essais de cisaillement doivent reproduire l'inclinaison des surfaces[8]. Donc, il est très important de déterminer l'inclinaison des surfaces des discontinuités car cette inclinaison peut influencer les caractéristiques de dilatance/contractance au cours du cisaillement des échantillons.

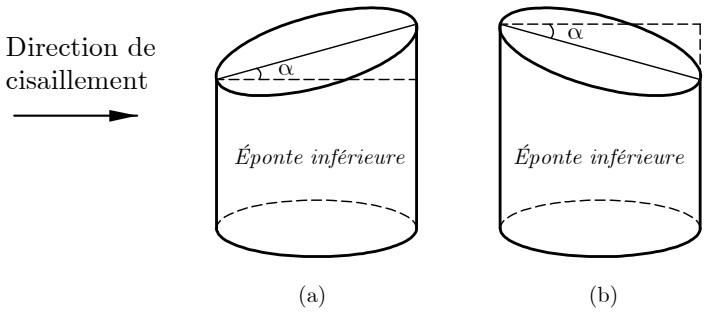


Figure 5.15 - Pente d'inclinaison α du plan géométrique moyen par rapport à la direction de cisaillement ; (a) α positive, (b) α négative.

A partir des données de la carte topographique, un plan géométrique moyen a été déterminé par la méthode des moindres carrés pour chaque éponte. La pente α entre le plan géométrique moyen et la direction de cisaillement a été calculée et présentée dans le tableau 5.8. Les pentes d'inclinaison du plan géométrique moyen des épontes inférieure et supérieure d'un même échantillon sont très proches sauf pour l'échantillon 08. Nous avons dons pris la moyenne comme la pente d'inclinaison du plan géométrique moyen des échantillons. Ces pentes sont similaires pour les échantillons dans un même groupe et augmentent du groupe G1 au groupe G3. Cela est du au fait que la direction de cisaillement du groupe G1 est presque perpendiculaire à la direction de la plus grande pente de surface et la direction de cisaillement du groupe G3 est presque parallèle à cette direction (figure 5.14).

[7] Le plan géométrique moyen est défini par la moyenne des altitudes mesurées grâce à la méthode des moindres carrés.

[8] Selon la norme française XP P94-424, le plan moyen des épontes de discontinuités doit être mis en position horizontale et perpendiculaire à la charge normale lors du cisaillement.

Tableau 5.8 - Pente d'inclinaison du plan géométrique moyen des épontes par rapport au plan horizontal selon la direction de cisaillement (I - éponte inférieure ; S - éponte supérieure).

Groupe	Échantillon	Direction	Pente d'inclinaison (°)		
			I	S	Moyenne
G1	01	270°	0,83	0,84	0,83
	02	180°	-0,57	-0,60	-0,59
	04	240°	-1,02	-0,89	-0,95
	05	180°	0,20	0,39	0,30
G2	07	225°	-2,45	-2,67	-2,56
	08	330°	-2,44	-3,15	-2,80
	09	60°	-2,30	-2,45	-2,38
	11	60°	-3,22	-2,98	-3,10
G3	03	60°	-8,22	-8,11	-8,16
	06	300°	-8,14	-7,97	-8,06
	10	300°	-9,69	-9,29	-9,49
	12	45°	-7,54	-7,54	-7,54

5.3.5 Joint Roughness Coefficient JRC

Comme le JRC est très communément utilisé pour décrire la rugosité des surfaces de discontinuités, en plus des paramètres statistiques mentionnés au-dessus, nous avons calculé le JRC pour chaque éponte de tous les échantillons. Des méthodes de calcul du JRC ont été présentées dans la section 3.2.1.1. Nous ne présentons ci-après que des calculs du JRC à partir des paramètres Z_2 selon les équations de Tse et Cruden (1979) et de Yu et Vassade (1991) avec un pas d'échantillonnage de 500 µm (tableau 3.1).

Tableau 5.9 - JRC calculé à partir du paramètre Z_2 selon Tse et Cruden (1979) et Yu et Vassade (1991), avec I - éponte inférieure ; S - éponte supérieure.

Groupe	Échantillon	Direction	Z_2		Tse et Cruden (1979)			Yu et Vassade (1991)		
			I	S	I	S	Moyenne	I	S	Moyenne
G1	01	270°	0,177	0,146	7,8	5,1	6,4	7,5	5,6	6,5
	02	180°	0,134	0,134	3,8	3,9	3,9	4,8	4,8	4,8
	04	240°	0,153	0,158	5,7	6,1	5,9	6,0	6,3	6,1
	05	180°	0,113	0,112	1,4	1,3	1,3	3,5	3,4	3,5
G2	07	225°	0,207	0,198	10,0	9,3	9,7	9,3	8,7	9,0
	08	330°	0,172	0,229	7,4	11,4	9,4	7,1	10,7	8,9
	09	60°	0,227	0,227	11,3	11,3	11,3	10,6	10,6	10,6
	11	60°	0,202	0,201	9,6	9,6	9,6	9,0	8,9	9,0
G3	03	60°	0,310	0,312	15,7	15,8	15,7	15,7	15,8	15,7
	06	300°	0,322	0,291	16,2	14,8	15,5	16,4	14,5	15,5
	10	300°	0,302	0,303	15,3	15,3	15,3	15,2	15,2	15,2
	12	45°	0,295	0,302	15,0	15,3	15,1	14,7	15,2	15,0

Le calcul selon les deux méthodes donne des résultats proches sauf pour l'échantillon 05 (tableau 5.9). Comme attendu, on observe une similarité du JRC des échantillons pour un groupe donné. Le JRC varie de 1,5 à 7 pour le groupe le plus lisse G1 ; de 9 à 11 pour le groupe G2 et de 15 à 16 pour le groupe le plus rugueux G3.

5.3.6 Aire de contact avant essais

Nous avons déterminé l'aire de contact entre l'éponte supérieure et l'éponte inférieure de chaque échantillon à partir des données de topographie. A noter que ce calcul n'a pour but que de donner une idée sur la proportion des aspérités qui sont en contact avant le cisaillement, en fonction de la charge normale appliquée. Les contraintes normales imposées lors du cisaillement seront calculées avec la surface totale des échantillons.

La mise en place des épontes avant le cisaillement consiste en deux étapes : des cycles charge-décharge normale préalables et une précharge égale à la charge normale imposée lors du cisaillement ultérieur. Ces procédures seront décrites en détail dans le chapitre 6 qui présentera les essais de cisaillement réalisés sur ces échantillons de discontinuité. Les cycles de charge normale ont été effectués jusqu'à une force normale d'environ 30 kN pour le groupe G1, 20 kN pour le groupe G2 et 10 kN pour le groupe G3. On suppose qu'après ces cycles, les deux épontes sont "bien" emboîtées. La position relative des deux épontes emboîtées peut être déterminée en prenant en compte les déplacements relatifs normaux lors des cycles. Mais comme la position relative avant la réalisation des cycles dépend de la qualité de la mise en place des épontes, donc on ne peut pas déterminer 'exactement' cette position. Nous avons déterminé la position d'emboîtement des épontes après des cycles comme suit : c'est la position à partir de laquelle l'aire de contact entre les deux épontes augmente rapidement avec la fermeture de la discontinuité. C'est-à-dire, avant que cette position soit atteinte, l'aire de contact augmente faiblement avec la fermeture dû à la présence des vides entre les deux épontes. La figure 5.16 présente la courbe de l'aire de contact cumulée entre les deux épontes en fonction de la fermeture du joint. Cette courbe est obtenue par la différence de hauteur entre les épontes supérieure et inférieure à différentes valeurs de déplacement vertical. Sur la première partie de la courbe, on peut observer que l'aire de contact reste très faible bien que le déplacement vertical augmente. Cette partie correspond aux positions où le joint n'est pas encore bien fermé. A partir du point P, l'aire de contact s'accroît rapidement en fonction de la fermeture du joint (P est l'intersection de deux tangentes de deux premières parties linéaires de la courbe). Nous avons choisi la position relative entre les deux épontes correspondante à ce point P comme la position d'emboîtement après des cycles de charge-décharge normale.

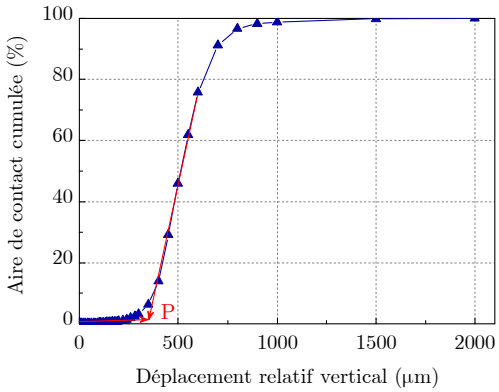
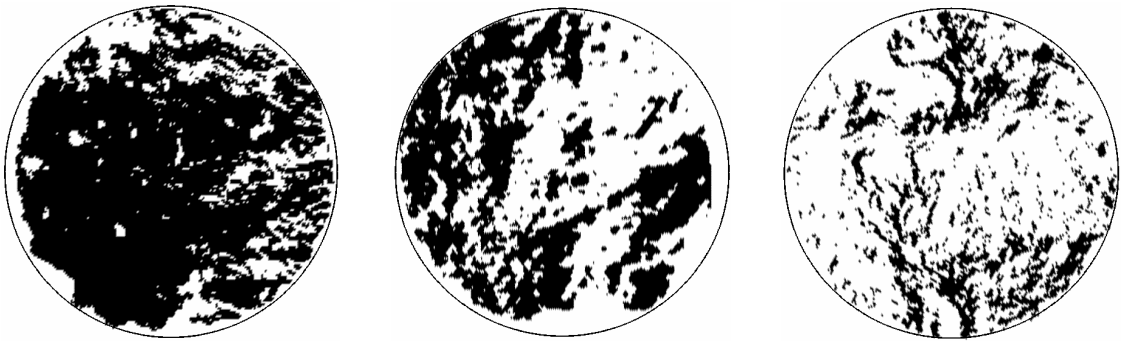


Figure 5.16 - Courbe de l'aire de contact cumulée entre les deux épontes en fonction de la fermeture du joint soumis à contrainte normale

Lors de l'application de la précharge normale avant le cisaillement, une fermeture supplémentaire a été déterminée sur la courbe de déplacement normal. L'aire de contact entre deux épontes avant essai de cisaillement a été ensuite calculée à partir de la position emboîtée en rajoutant cette fermeture supplémentaire. On a observé que la fermeture provoquée par la précharge est proportionnelle à la valeur de la charge normale. Elle est de l'ordre de 30 à 55 µm pour une force normale d'environ 10 kN (groupe G3) ; de 80 à 90 µm pour une force normale d'environ 20 kN (groupe G2) et de 180 à 240 µm pour une force normale d'environ 30 kN (groupe G1). Les zones de contact ont été définies par les zones où la différence de hauteur entre l'éponte supérieure et l'éponte inférieure est nulle ou négative. Les valeurs négatives correspondent aux zones où la roche est compressée ou à des zones d'arasement des aspérités les plus hautes lors de la fermeture. L'aire de contact calculée est aussi proportionnelle à la force verticale. Pour le groupe G1 soumis à la charge la plus élevée (30 kN), l'aire de contact calculée est d'environ 80 % ; d'environ 40 % pour le groupe G2 (20 kN) et d'environ 20 % pour le groupe soumis à la charge la moins importante G3 (10 kN).



(a) (b) (c)

Figure 5.17 - Exemple de la représentation de l'aire de contact (en noir) entre deux épontes des échantillons de trois groupes différents en fonction de la force normale ; (a) G1-01 ; (b) G2-07 ; (c) G3-03.

La figure 5.17 présente des exemples d'une représentation de l'aire de contact en noir et blanc pour des échantillons de trois groupes différents. Les autres résultats sont présentés dans la figure B.4 de l'annexe B.

5.4 Caractérisation des surfaces de discontinuités après essais

Les douze échantillons de discontinuités caractérisés précédemment ont été utilisés pour des essais de cisaillement à contrainte normale constante. Les résultats de ces essais seront présentés dans le chapitre 6. Après la réalisation des essais mécaniques, les surfaces de discontinuités ont été rescannées sous profilomètre laser. Les mêmes coordonnées des repères de la carte topographique et le même pas d'échantillonnage (500 µm) ont été réutilisés. L'utilisation de la plaque métallique (figure 5.1) a permis de bien revenir à la même position de mesure qu'avant essais, ce qui est confirmé par une similarité des profils obtenus par les deux mesures. Nous présentons dans ce même chapitre les résultats de la caractérisation morphologique des surfaces après essais de cisaillement.

La première observation à l'œil nu montre qu'il y a une dégradation des surfaces après le cisaillement puisqu'on observe du matériau broyé et des zones cisaillées de couleur blanche (figure 5.18). Afin de mesurer l'effet du cisaillement sur les paramètres morphologiques et de déterminer les zones d'endommagement réelles, nous avons enlevé tout le matériau broyé, même celui qui est compacté et collé sous l'effet de la contrainte normale avant de rescanner les surfaces sous profilomètre laser. Après essais, tous les échantillons présentent des ruptures importantes au bord. Les parties présentant des ruptures importantes au bord ont été enlevées de la carte topographique afin d'éviter une influence sur la valeur des paramètres morphologiques après essai.

La figure 5.19 montre les surfaces numérisées avant et après essai de cisaillement de l'éponte inférieure 05 dont les variations de couleur représentent les changements d'altitude. Nous pouvons observer facilement des zones ayant des changements d'altitude grâce à une différence de couleur avant et après essai.

Figure 5.18 - Photo de la surface de l'éponte inférieure 05 avant (à gauche) et après (à droite) essai de cisaillement.

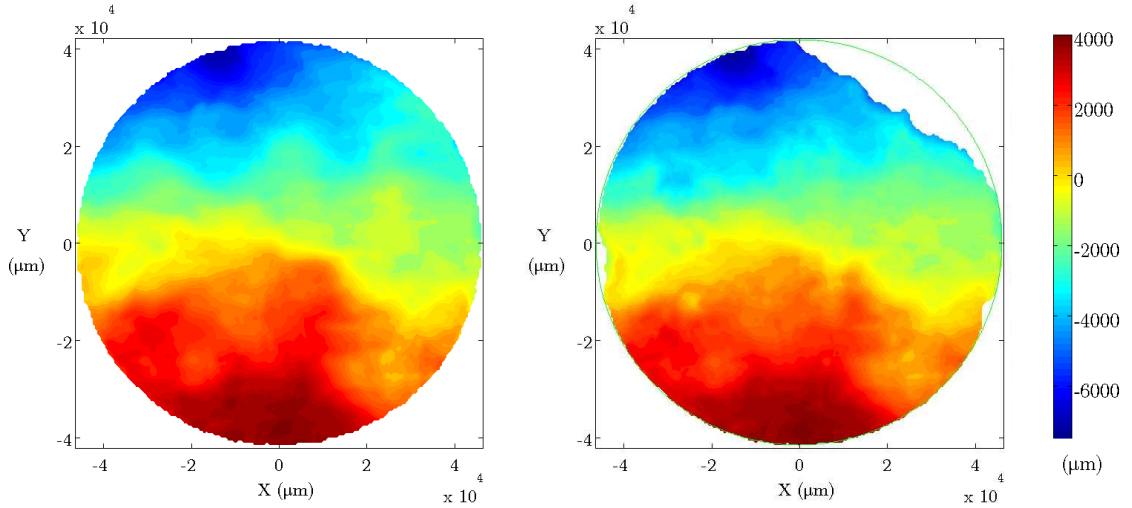


Figure 5.19 - Représentation d'altitude des surface de l'éponte inférieure 05 avant (à gauche) et après (à droite) essai de cisaillement par l'échelle de couleur.

Comme les surfaces après essai présentent une importante perte de matériau aux bords, la surface finale est plus petite que la surface avant le cisaillement. Afin de mieux comparer les caractéristiques morphologiques déterminées sur la surface après essai et ceux déterminés sur la surface initiale, nous avons recalculé tous les paramètres morphologiques avant essai sur la base de la surface finale obtenue après le cisaillement.

5.4.1 Paramètres statistiques

5.4.1.1 Paramètres globaux

Le tableau 5.10 présente les étendues k et les moyennes arithmétiques des hauteurs CLA calculées pour les surfaces avant et après essai, sur la base de la surface finale. On observe qu'après le cisaillement, l'étendue a tendance à diminuer pour la plupart des échantillons. Cette diminution est certainement provoquée par des ruptures au sein de la surface. Certains échantillons montrent une étendue légèrement plus grande. Cela est dû aux parties arrachées au bord qui n'étaient pas bien enlevées de la carte topographique et qui peuvent faire augmenter la différence entre les altitudes maximale et minimale. Les CLA avant et après essai ont été calculés à partir des hauteurs par rapport à un même plan de référence. Ce plan n'est pas forcément le même pour l'éponte inférieure et l'éponte supérieure, donc leur CLA sont différents. Après le cisaillement, la moyenne des hauteurs diminue pour les épontes inférieures et augmente pour les épontes supérieures (car les épontes supérieures sont considérées en position superposée sur l'éponte inférieure, convention de signe figure 5.9). Cela signifie que les surfaces ont été "nivelées" par le cisaillement.

Tableau 5.10 - Étendues et moyennes arithmétiques des hauteurs calculées pour les surfaces avant et après essais mécaniques sur la base de la surface finale obtenue après essai (I - éponte inférieure ; S - éponte supérieure).

Groupe	Échantillon	Étendue k (mm)				CLA (mm)			
		Avant essai*		Après essai		Avant essai*		Après essai	
		I	S	I	S	I	S	I	S
G1	01	9,41	8,86	9,24	8,49	-0,76	-0,10	-0,89	-0,12
	02	4,67	5,60	4,61	5,45	0,99	1,28	0,77	1,42
	04	4,20	4,02	3,84	3,89	-0,28	-0,12	-0,36	0,15
	05	11,25	8,86	11,45	8,77	-0,53	-1,75	-0,67	-1,50
G2	07	5,53	10,75	5,47	10,94	-0,07	-1,35	-0,24	-1,25
	08	5,70	9,51	5,72	9,47	-1,76	-1,38	-1,99	-2,96
	09	9,83	10,19	9,40	10,30	0,97	2,00	0,75	2,30
	11	8,52	10,00	7,90	9,68	3,84	4,99	3,63	5,12
G3	03	14,75	15,33	15,00	15,40	0,68	0,47	0,44	0,66
	06	13,65	12,99	13,67	11,47	0,37	3,66	0,11	3,72
	10	17,50	17,93	17,55	17,00	0,37	1,63	0,20	1,84
	12	16,12	15,69	16,07	15,37	0,31	1,44	0,27	1,65

Quant au RMS centré (calculé à partir des hauteurs centrées par rapport au plan moyen défini au paragraphe 5.3.1.1), il a tendance à diminuer pour la plupart des épontes (tableau 5.11). Une diminution de la valeur de RMS montre qu'après le cisaillement, la hauteur des points est plus concentrée autour du plan moyen de la surface. Cependant, ce paramètre varie très légèrement, au maximum de 0,12 mm pour l'échantillon 06.

Tableau 5.11 - Dispersion des hauteurs calculée avant et après essai de cisaillement sur la base de la surface finale (I - éponte inférieure ; S - éponte supérieure).

Groupe	Échantillon	RMS centré (mm)			
		Avant essai*		Après essai	
		I	S	I	S
G1	01	2,08	2,18	2,01	2,18
	02	1,00	1,01	0,98	1,01
	04	0,78	0,84	0,76	0,83
	05	2,59	2,09	2,61	2,10
G2	07	1,27	2,30	1,25	2,35
	08	1,06	1,71	1,04	1,68
	09	1,73	1,72	1,69	1,71
	11	1,76	2,15	1,71	2,13
G3	03	3,25	3,24	3,30	3,17
	06	2,64	2,90	2,52	2,87
	10	4,11	3,55	4,07	3,44
	12	3,03	2,80	3,02	2,82

L'ensemble des observations concernant la variation des paramètres globaux ci-dessus est cohérent et permet de conclure que les surfaces après le cisaillement sont endommagées : des zones cisaillées ou d'arrachement peuvent faire diminuer l'étendue de la surface ; la moyenne des hauteurs diminue pour les épontes inférieures et augmente pour les épontes supérieures en position superposée ; le cisaillement des aspérités fait aussi diminuer la dispersion des hauteurs autour du plan moyen. Cependant, nous n'avons pas observé de liaison en terme de l'ordre de grandeur des variations de ces trois paramètres, ni de relation entre ces variations et la contrainte normale appliquée ou le type de morphologie des groupes. Une découpe de la surface après essai de cisaillement (enlèvement des parties d'arrachements importants au bord) à une surface plus petite peut être nécessaire pour éliminer totalement l'influence des fortes variations de hauteur dues aux arrachements et pour mieux étudier l'évolution des paramètres globaux.

5.4.1.2 Paramètres directionnels

L'observation des images de surface et des paramètres globaux avant et après essai ne nous permet de conclure que de façon générale à un endommagement des surfaces. La détermination des paramètres directionnels sur l'ensemble des points de surface peut, par contre, permettre de quantifier plus en détail la morphologie après le cisaillement. Nous avons recalculé tous les cinq paramètres directionnels des surfaces endommagées selon la direction de cisaillement et comparé avec ceux déterminés avant essai sur la même surface finale. L'ensemble de ces paramètres est présenté dans le tableau B.2 de l'annexe B.

Le tableau 5.12 montre un exemple de la valeur des paramètres et leur variation après essai pour l'échantillon 02. Sur cet échantillon et tous les autres, nous avons observé que les paramètres R_L, Z_2 et les moyennes des colatitudes positives θ^+ ou négatives θ^- diminuent après le cisaillement. Les paramètres Z_3 et Z_4 peuvent montrer une diminution pour certains échantillons ou une augmentation pour les autres. Les variations des paramètres de l'éponte inférieure et l'éponte supérieure ne sont pas forcément identiques.

Tableau 5.12 - Exemple de la variation des paramètres directionnels calculés avant* et après essai de cisaillement sur la même surface finale pour les deux épontes de l'échantillon 02.

Paramètres directionnels	Éponte inférieure			Éponte supérieure		
	Avant*	Après	Variation	Avant*	Après	Variation
R_L	1,009	1,006	0,003	1,008	1,007	0,001
Z_2	0,137	0,112	0,024	0,128	0,116	0,011
Z_3	0,210	0,172	0,038	0,203	0,196	0,007
Z_4	0,127	0,123	0,004	-0,023	-0,036	0,013
θ^+ (degré)	4,5	4,3	0,2	4,5	4,4	0,1
θ^- (degré)	-6,2	-5,1	1,1	-5,5	-5,1	0,4

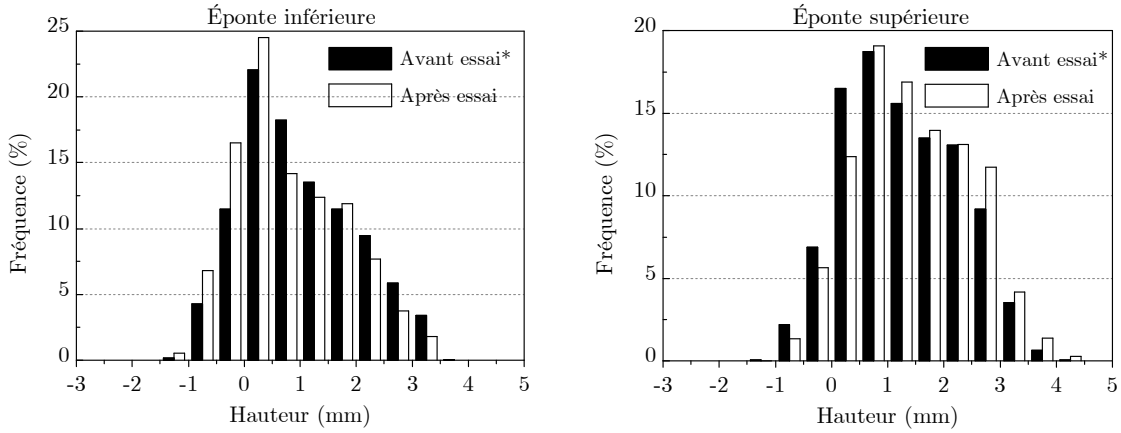
Le tableau 5.13 présente la plage de variation (diminution) et la moyenne des variations pour chaque paramètre R_L, Z_2, θ^+ et θ^- de tous les quatre échantillons d'un même groupe. On observe une différence de la plage de variation des paramètres en fonction du groupe d'échantillons. Par exemple pour le paramètre Z_2, les échantillons du groupe G1 montrent une diminution entre 0,001 et 0,024 ; entre 0,006 et 0,022 pour le groupe G2 et entre 0,011 et 0,038 pour le groupe G3 (pour les épontes inférieure et supérieure). La moyenne des variations de chaque paramètre a été calculée pour tous les échantillons d'un même groupe. Nous avons observé que le groupe le plus lisse G1 montre les diminutions des paramètres les plus faibles, bien que ce groupe a été soumis à la contrainte normale la plus élevée (5 MPa). Le groupe le plus rugueux G3, soumis à la contrainte normale la plus faible (1,5 MPa), montre les diminutions les plus importantes. Alors, la variation de la rugosité des surfaces après le cisaillement ne semble pas être influencée par la grandeur de la contrainte normale appliquée (varient entre 1,5 et 5 MPa). Elle semble dépendre de la rugosité initiale de la surface : plus la surface est rugueuse, plus les paramètres diminuent après le cisaillement. Flamand (2000) a fait des essais de cisaillement aller sur des répliques en mortier d'une fracture naturelle. Il a montré également que le Z_2 et la moyenne des colatitudes positives θ^+ diminuent au cours du cisaillement. Il n'a pas trouvé de relation entre l'évolution de ces paramètres et la contrainte normale (de 7 à 21 MPa). Cependant, Flamand a observé que le taux et l'ordre de grandeur de la diminution de ces paramètres sont très similaires peu importe leur valeur initiale.

Tableau 5.13 - Plage de variation (diminution) et moyenne de la variation des paramètres directionnels des échantillons selon groupe.

Paramètres	Groupe G1		Groupe G2		Groupe G3	
	Variation	Moyenne	Variation	Moyenne	Variation	Moyenne
R_L	0 - 0,003	0,001	0,001 - 0,005	0,002	0,003 - 0,009	0,005
Z_2	0,001 - 0,024	0,010	0,006 - 0,022	0,013	0,011 - 0,038	0,022
θ^+ (°)	0 - 0,7	0,2	0,5 - 1,4	0,9	0,5 - 1,7	1,2
θ^- (°)	0 - 1,1	0,5	0,3 - 1,6	0,8	0,5 - 1,6	0,8

Le changement de la rugosité des surfaces est expliqué par la modification observée de l'altitude et de l'angularité des aspérités après le cisaillement. La figure 5.20 présente un exemple de la distribution des hauteurs des points par rapport à un même plan de référence (Z = 0) pour les surfaces avant et après le cisaillement de l'échantillon 02. On calcule le pourcentage de répartition des altitudes par pas de 0,5 mm (entre 0 et 0,5 mm puis 0,5 et 1,0 mm par exemple). Dans la figure 5.20, les colonnes noires représentent les pourcentages calculés avant essai et les colonnes blanches les pourcentages calculés après essai pour chaque intervalle de hauteur de 0,5 mm. Les plans de référence des épontes inférieure et supérieure ne sont pas forcément les mêmes et leurs distributions de hauteurs peuvent donc être différentes. Sur la surface inférieure, on observe que le pourcentage des points ayant les hauteurs les plus hautes diminue et le pourcentage des points ayant les hauteurs les plus bases augmente après

le cisaillement (figure 5.20a). Cela signifie que la surface a été cisaillée : la hauteur des zones endommagées diminue et devient plus basse après essai. La surface supérieure (figure 5.20b) montre le même phénomène que la surface inférieure. Cependant, comme la surface supérieure est représentée en position superposée (convention figure 5.9), la hauteur des zones cisaillées ou arrachées par rapport au plan de référence augmente. Le pourcentage des points ayant les hauteurs les plus bases diminue et le pourcentage des points ayant les hauteurs les plus hautes augmente pour la surface supérieure après essai (figure 5.20b). Ces tendances de variation de la distribution de hauteurs ont été observées pour tous les échantillons.



(a) (b)

Figure 5.20 - Distribution des hauteurs des surfaces inférieure et supérieure, calculée avant et après le cisaillement de l'échantillon 02.

La distribution des colatitudes change également, dû au cisaillement des aspérités. La figure 5.21 présente la fréquence des colatitudes calculée pour chaque intervalle de 5° pour les surfaces avant et après essai. On observe qu'après essai, la distribution des colatitudes (colonnes blanches) est plus concentrée autour de la valeur 0°. Il y a moins d'aspérités avec grand angle mais plus d'aspérités avec faible angle après essai. Le pourcentage d'aspérités avec grand angle diminue car elles sont cisaillées au cours de l'essai et la surface devient plus lisse qu'avant. Cette tendance a été observée dans tous les cas (épontes inférieure et supérieure des douze échantillons).

La variation observée de la hauteur et de la colatitude des aspérités après le cisaillement est explicable pour la diminution des paramètres R_L, Z_2, θ^+ et θ^-. Le R_L est le rapport entre la longueur réelle et la longueur projetée des profils. Plus la surface est cisaillée et lisse, plus R_L diminue. Le paramètre Z_2 et les moyennes des colatitudes θ^+ et θ^- sont liés à l'angularité des aspérités : Z_2 dépend autant des pentes positives que des pentes négatives, alors que θ^+ est la moyenne des colatitudes mobilisées dans le sens aller et θ^- est la moyenne des colatitudes mobilisées dans le sens opposé. Le cisaillement, l'arrachement ou le broyage des aspérités peuvent faire diminuer l'angularité de la surface et donc les paramètres Z_2, θ^+ et θ^-.

Le Z_3, qui est lié au degré d'arrondi des aspérités et le Z_4, qui est la proportion non compensée des longueurs projetées des pentes positives par celles des pentes négatives, ne montrent pas une tendance de variation déterminable. Ils peuvent augmenter pour certains échantillons ou diminuer dans les autres cas.

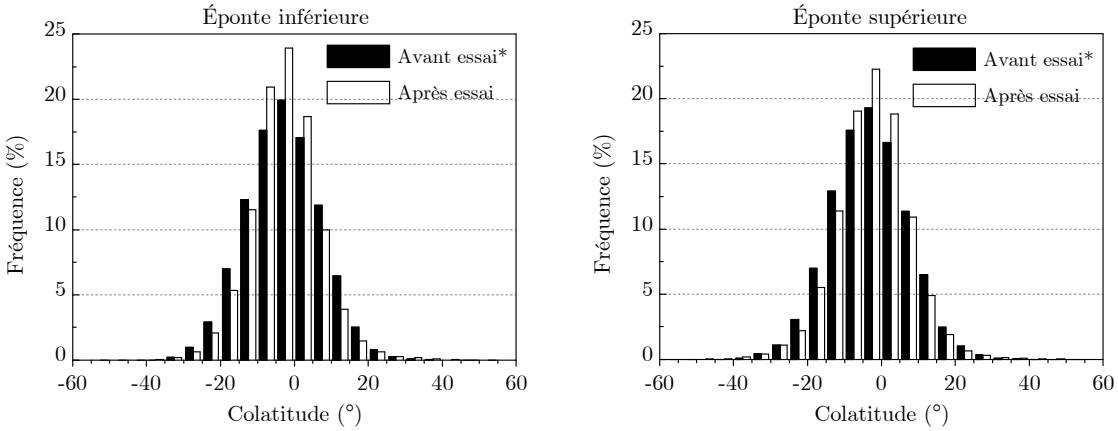


Figure 5.21 - Distribution des colatitudes des surfaces inférieure et supérieure, calculée avant et après le cisaillement de l'échantillon 11.

5.4.2 Joint Roughness Coefficient JRC

En plus des paramètres statiques morphologiques, nous avons déterminé le JRC des surfaces afin d'évaluer le changement de la rugosité après le cisaillement. Le JRC a été calculé pour les surfaces avant et après essai sur la base de la surface finale, selon la formule de Tse et Cruden (1979).

Tableau 5.14 - Variation du JRC calculé selon Tse et Cruden (1979) pour les surfaces avant* et après essais sur la base de la surface finale.

Groupe	Échantillon	Direction	Éponte inférieure		Éponte supérieure	
			Avant*	Après	Avant*	Après
G1	01	270°	7,3	6,5	5,0	2,9
	02	180°	4,1	1,4	3,2	1,8
	04	240°	5,5	5,4	6,1	5,1
	05	180°	0,7	0,9	1,3	1,0
G2	07	225°	6,7	4,9	9,4	9,0
	08	330°	6,7	5,9	10,6	9,9
	09	60°	10,5	9,0	10,5	9,6
	11	60°	8,5	7,5	9,2	8,6
G3	03	60°	14,5	13,6	15,8	14,8
	06	300°	15,0	13,1	14,9	13,0
	10	300°	15,4	14,7	14,6	13,7
	12	45°	14,6	14,1	14,8	13,9

On observe sur le tableau 5.14 qu'après essai le JRC diminue dans tous les cas. Cela signifie que la rugosité des surfaces diminue après le cisaillement. Cependant, la variation du JRC des surfaces d'un même échantillon n'est pas identique. La différence du JRC des épontes inférieure et supérieure avant essai est due à des surfaces de calcul (surfaces finales après essai) différentes. Nous pouvons observer également que le JRC des échantillons d'un même groupe reste encore proche et il est en l'ordre de rugosité choisi, du groupe le plus lisse (G1) au groupe le plus rugueux (G3).

5.4.3 Endommagement des surfaces après essais

L'endommagement est défini par la différence d'altitude ΔZ entre les surfaces avant et après essai. Cette différence est due à la dégradation des surfaces, telle que le cisaillement, l'arrachement, le broyage des aspérités. La figure 5.22 présente un exemple de l'évolution des profils de rugosité avant et après essai pour les surfaces inférieure et supérieure. Cette évolution est représentative de l'endommagement observé sur tous les autres profils. Pour les surfaces inférieures, nous avons déterminé les zones endommagées en soustrayant l'altitude de la surface avant à l'altitude de la surface après essai, les zones endommagées sont donc représentées par des différences d'altitude positives (figure 5.22b). Pour les surfaces supérieures, avec la convention de signe de l'altitude présentée dans la figure 5.9, l'altitude des zones dégradées augmente après essai. Nous avons donc déterminé les zones endommagées en soustrayant l'altitude de la surface après à l'altitude de la surface avant essai afin d'obtenir également des différences d'altitude positives (figure 5.22a). La tendance de dégradation des surfaces, qui est représentée par l'évolution des profils de rugosité montrée dans la figure 5.22 explique la variation des paramètres morphologiques statistiques (5.4.1) : diminution de l'étendue et du RMS ; diminution du CLA de la surface inférieure et augmentation du CLA de la surface supérieure ; diminution des paramètres directionnels de rugosité. Dans tous les cas, on observe également de faibles différences d'altitude négatives (jusqu'à 200 μm). Cela est sans doute dû à la présence des zones d'accumulation de matériau broyé, qui ne sont pas bien enlevées après essai. Ces zones sont ensuite considérées comme des zones intactes, non endommagées. Un autre facteur, qui peut conduire à des différences d'altitude négatives, est la qualité de la reproduction de la même position de mesure sous profilomètre laser avant et après essai d'une éponte. Des rotations horizontale ou verticale de la position de mesure après essai par rapport à celle avant essai peuvent entraîner des erreurs de mesure importantes. Cependant, l'utilisation de la plaque métallique, qui dirige la position de mesure des épontes (figure 5.1), permet de minimiser ce type d'erreurs. Nous avons mesuré une même surface en deux fois (mesurer, enlever, reposer et remesurer). La différence de hauteur observée entre les mesures peut monter jusqu'environ ± 25 μm. Cette valeur peut varier d'un échantillon ou d'une mesure à l'autre. Nous avons pourtant proposé une incertitude de mesure, due à la reproductibilité de la position de mesure d'environ ± 50 μm quand on calcule les différences d'altitude entre les surfaces avant et après essai, en plus de la précision de mesure du capteur laser de ± 10 μm.

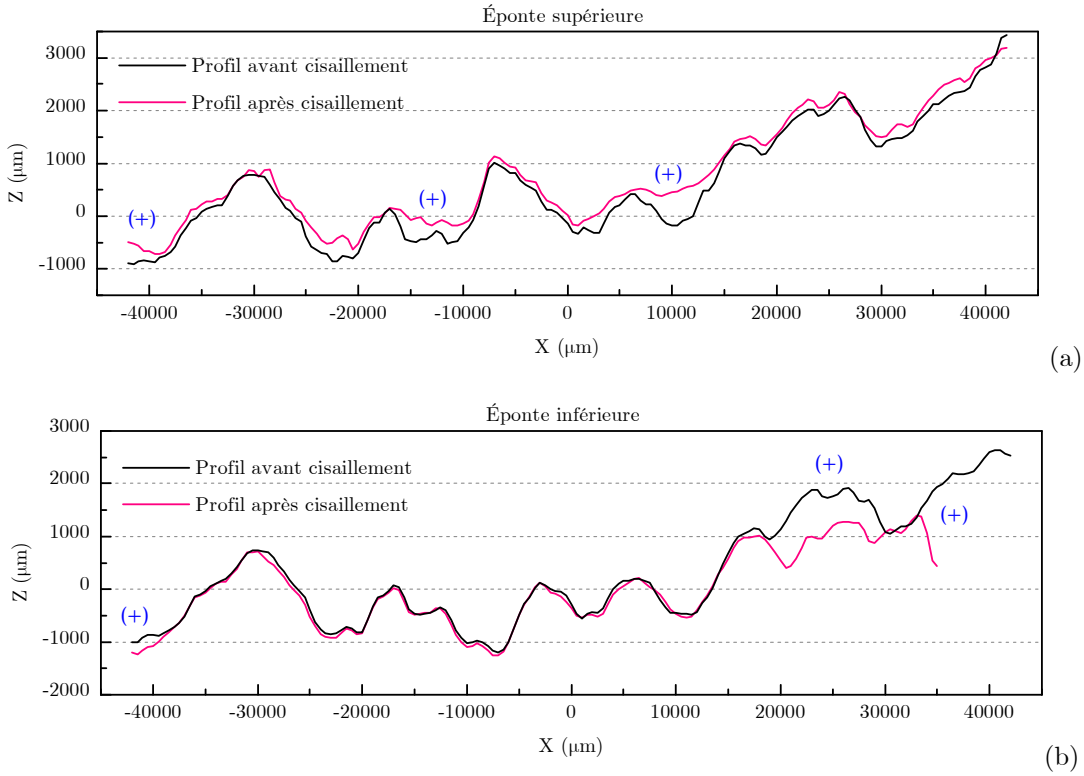


Figure 5.22 - Exemple de l'évolution des profils de rugosité avant et après le cisaillement de l'échantillon 10 (directions 0° - 90°), (a)- Profils de l'éponte supérieure ; (b)- Profils de l'éponte inférieure.

La figure 5.23a et la figure 5.23b présentent la carte des zones endommagées des surfaces inférieure et supérieure de l'échantillon 12. La différence d'altitude est représentée par l'échelle de gris. Les cartes d'endommagement des autres échantillons sont données en annexe B.2. A l'aide de ces cartes d'endommagement, on peut localiser facilement les zones de rupture et l'importance de la dégradation. Dans tous les cas, on observe qu'il y a des dégradations de surface avec des différences d'altitude jusqu'à 1 mm ou plus. On remarque également que les zones correspondant à des ruptures importantes avec des grandes différences d'altitude (couleur claire) sont généralement de grande taille. En plus, il y a de nombreuses petites zones de rupture qui sont moins importantes et très dispersées sur toute la surface. Cependant, la distribution des zones dégradées n'est pas identique pour les surfaces inférieure et supérieure d'un même échantillon. Après un cycle de cisaillement complet (de déplacement maximal de ± 7 mm), tous les échantillons présentent des ruptures importantes aux bords. Ces ruptures sont des arrachements du matériau au bord sous l'effet de la contrainte de cisaillement et la contrainte normale. Plus la contrainte normale est élevée, plus on observe des ruptures de bords importantes. Ces arrachements au bord sont représentés par des zones de couleur blanche, correspondant à des différences d'altitude égale ou supérieure à 1 mm dans la figure 5.23a et la figure 5.23b.

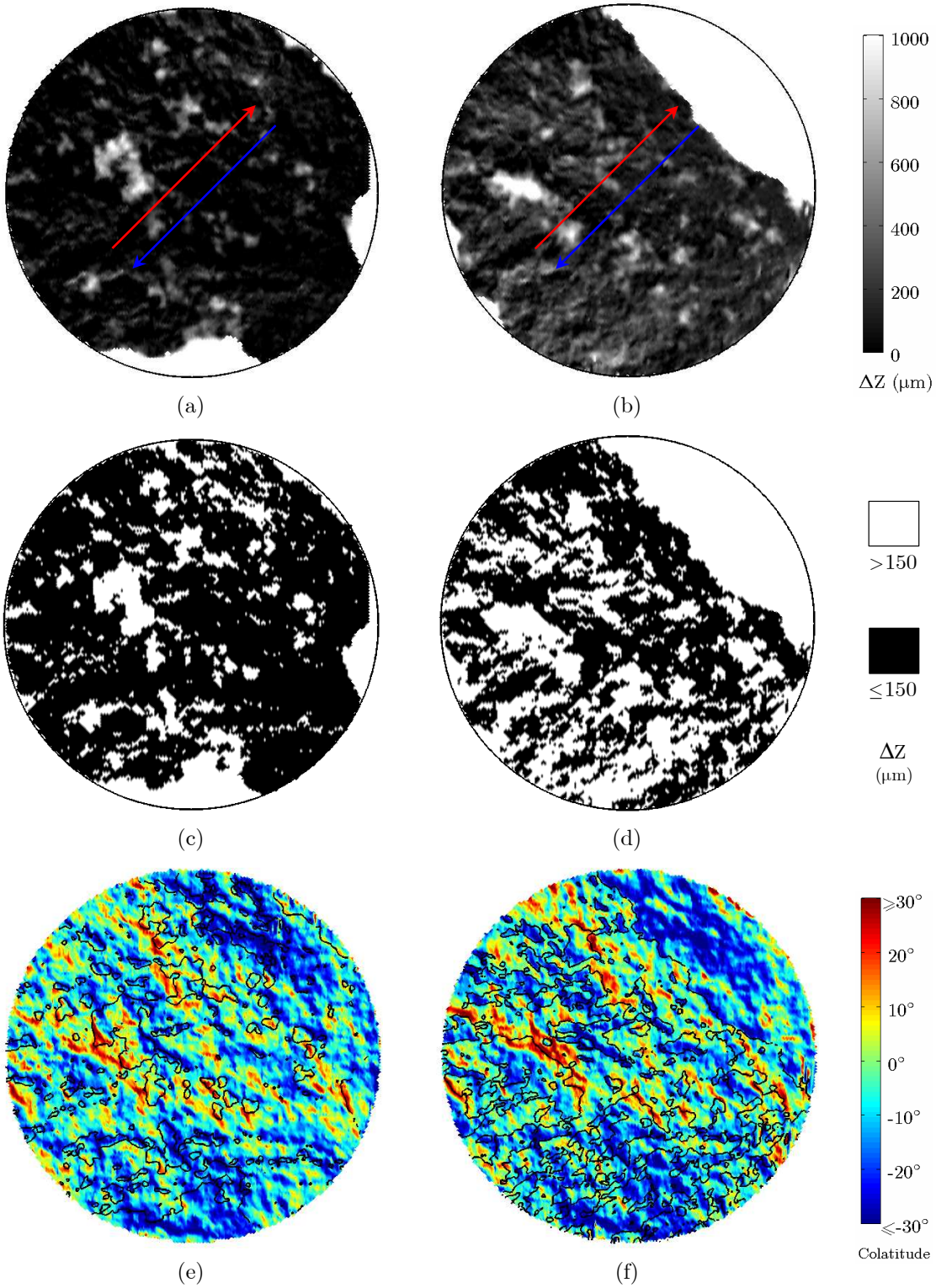
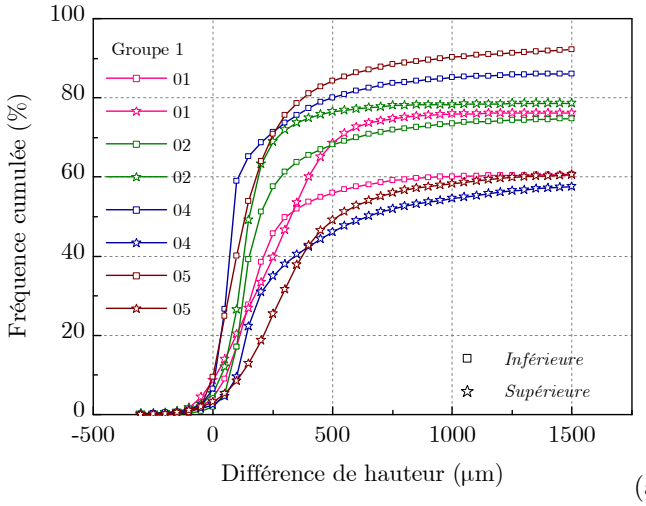


Figure 5.23 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 12. Représentation de la différence de hauteur des surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison des colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

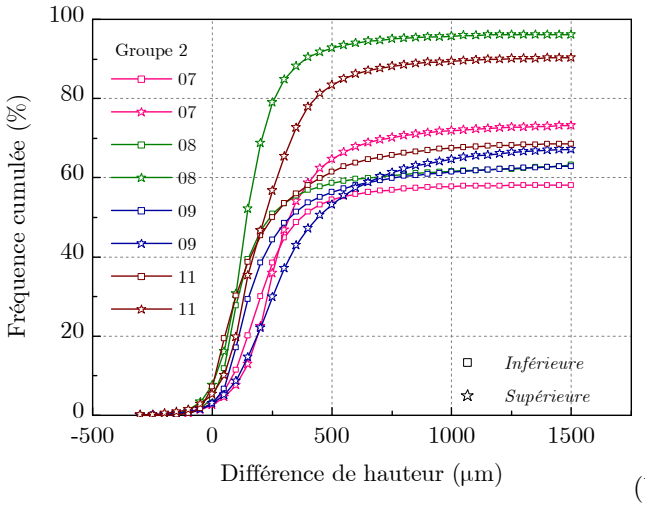
Afin de mieux observer le phénomène d'endommagement des surfaces, nous avons tracé les courbes de distribution des différences d'altitude selon les groupes d'échantillons utilisés pour la réalisation des essais mécaniques (figure 5.24). La fréquence présentée a été calculée comme le nombre de points ayant une différence d'altitude inférieure à une valeur donnée par rapport au nombre total des points de mesure de la surface initiale. On observe que l'allure des courbes de distribution de différents échantillons est quasi similaire. La fréquence cumulée des différences d'altitude augmente vite pour les différences d'altitude variant de 0 à environ 250 μm et puis devient de plus en plus stable. La distribution des différences d'altitude des deux surfaces d'un même échantillon n'est pas forcément identique. On observe sur la figure 5.24 que plus la contrainte normale appliquée lors du cisaillement est petite, plus les courbes de distribution des différences d'altitude des échantillons dans un même groupe sont semblables. Les courbes de distribution des échantillons du groupe G1, soumis à la contrainte normale la plus grande (5 MPa), montrent les différences les plus marquées. Ces différences sont moins observables sur les courbes des échantillons du groupe G3, soumis à la contrainte normale de 1,5 MPa (sauf pour la surface inférieure de l'échantillon G3-06). Nous expliquons ce phénomène par l'effet de l'importance de la contrainte normale sur le mode de dégradation des surfaces. Sous une contrainte normale élevée, en plus des dégradations dues au cisaillement, il y a également des écrasements différents des aspérités dus à la contrainte normale. Plus la contrainte normale est grande, plus il y a la possibilité que les écrasements soient différents pour les surfaces de rugosité pourtant similaire. Ces observations nous permettent de conclure également que, sous une faible contrainte normale, les surfaces de discontinuités naturelles de rugosité proche peuvent montrer quantitativement des dégradations similaires bien que la distribution des zones endommagées soit observée non identique.

Enfin, il est également important de signaler que les essais pour une même contrainte normale ont été réalisés à des vitesses de cisaillement différentes. Or, en utilisant une analyse discriminante, Marache et al. (2010) ont montré que tout se passe comme si l'augmentation de la vitesse conduit à "voir" la fracture moins rugueuse que ce qu'elle est vraiment.

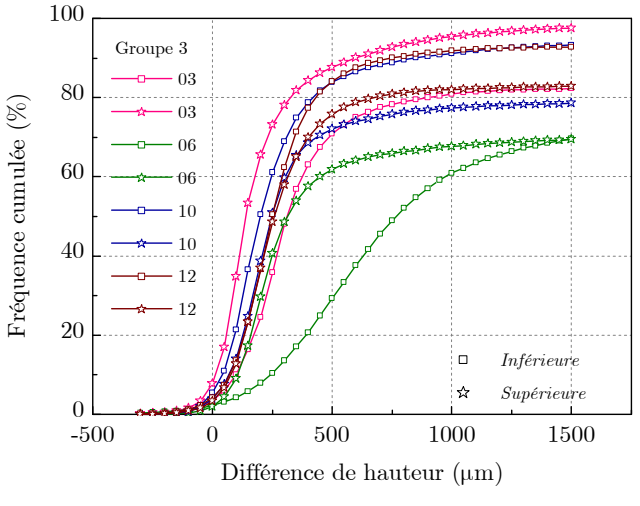
La figure 5.23e et la figure 5.23f présentent une comparaison entre la distribution des colatitudes et les zones les plus endommagées correspondant à des différences d'altitude ΔZ supérieures à 150 μm. Les zones endommagées abordées sont représentées par des courbes de niveau fermées de la valeur de 150 μm. Afin de faciliter la visibilité de ces zones endommagées, les différences d'altitude ont été représentées en échelle noir/blanc dans la figure 5.23c et la figure 5.23d. Les zones ayant $\Delta Z \leq 150$ μm sont les zones noires et les zones ayant $\Delta Z > 150$ μm sont les zones blanches. Dans la figure 5.23e et la figure 5.23f, les zones rouges foncées correspondent aux colatitudes mobilisées les plus grandes dans le sens de cisaillement aller (flèche rouge) et les zones bleues foncées les colatitudes mobilisées les plus grandes dans le sens de cisaillement opposé (flèche bleu). On observe une concordance entre les zones les plus endommagées



(a)



(b)



(c)

Figure 5.24 - Distribution des différences d'altitude entre surfaces avant et après essai selon le groupe d'échantillon, (a)- Groupe 1 ; (b)- Groupe 2 ; (c)- Groupe 3.

et des zones de grandes colatitudes pour les deux sens de cisaillement. Cela signifie que ce sont les aspérités avec grandes angularités qui sont dégradées au premier lors du cisaillement. On constate souvent dans tous les cas que ces zones les plus endommagées, c'est-à-dire celles avec les différences d'altitude les plus grandes, coïncident avec le sommet des aspérités (transition entres les colatitudes positive et négative). Cette observation correspond au schéma du cisaillement des aspérités présenté dans la figure 5.25.

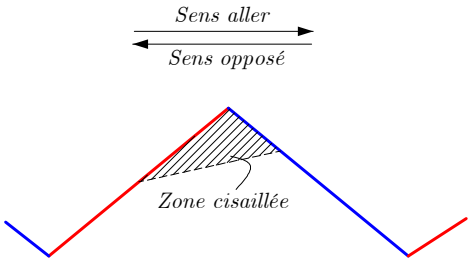


Figure 5.25 - Modèle schématique du cisaillement des aspérités.

5.5 Synthèse des caractéristiques morphologiques des discontinuités naturelles

Afin d'évaluer l'influence de la rugosité des surfaces des discontinuités naturelles sur le comportement en cisaillement, nous avons procédé à une caractérisation de la morphologie des surfaces avant la réalisation des essais mécaniques. Douze échantillons de discontinuités naturelles ont été utilisés pour cette étude. La mesure de la topographie de surfaces sous un profilomètre laser 3D permet la détermination des paramètres statistiques morphologiques des surfaces.

Les paramètres globaux tels que l'étendue, la moyenne arithmétique des hauteurs CLA ou la dispersion des hauteurs RMS (calculé par rapport au plan moyen), permettent de donner les premières évaluations de la rugosité des surfaces. La comparaison des paramètres des surfaces inférieure et supérieure d'un même échantillon confirme le degré d'emboîtement et les dégradations éventuelles antérieures des surfaces.

Les paramètres directionnels ont été déterminés selon huit directions différentes pour chaque surface. Nous avons observé que la valeur de chaque paramètre varie selon la direction de calcul signifiant une anisotropie directionnelle des paramètres de rugosité. Le paramètre Z_4 qui est la proportion non compensée des longueurs projetées des pentes positives par celles des pentes négatives, est le paramètre le plus sensible au changement de direction. Le paramètre R_L, qui est le rapport entre la longueur réelle et la longueur projetée des profils, est le moins sensible. Les directions d'anisotropie correspondant aux valeurs maximale et minimale de chaque paramètre ont été déterminées. Nous avons observé que les directions d'anisotropie des paramètres R_L, Z_2,

Z_4 et les moyennes de colatitudes positives et négatives sont généralement proches. Cela signifie l'existence d'une direction pour laquelle la rugosité est la plus marquée : c'est la direction dans laquelle les aspérités se propagent préférentiellement, avec le plus de facettes mobilisées et avec l'angularité la plus grande. Le paramètre Z_3 semble indépendant de la direction de calcul et peut montrer des directions d'anisotropie différentes. La comparaison des paramètres calculés pour les surfaces inférieure et supérieure permet de conclure sur la similarité de la rugosité des surfaces.

Les douze discontinuités ont été regroupées en trois groupes d'échantillons de rugosité similaire selon une direction de cisaillement choisie en se basant sur les paramètres directionnels. Ceci a pour but d'avoir des discontinuités naturelles de morphologie proche afin de réaliser des essais de cisaillement. Il est intéressant d'observer que ce regroupement à partir des paramètres directionnels est conforme au classement préliminaire fait à partir des paramètres globaux. Nous avons observé que les directions de cisaillement choisies pour le groupe le plus lisse sont généralement perpendiculaires aux directions d'anisotropie, tandis qu'elles sont parallèles pour le groupe le plus rugueux. Le JRC (*Joint Roughness Coefficient*) calculé à partir de Z_2 traduit bien le degré de rugosité, qui est définie aussi par les paramètres statistiques. Il est également très proche pour les échantillons dans un même groupe.

L'aire de contact entre les surfaces inférieure et supérieure a été déterminée grâce aux données de topographie des surfaces en fonction de la contrainte normale appliquée lors du cisaillement. Comme attendu, nous avons observé une influence de la contrainte normale sur l'aire de contact avant essai. Plus la contrainte normale est élevée, plus le taux de contact entre les surfaces est grand.

Après la réalisation des essais de cisaillement, les surfaces de discontinuités ont été rescannées afin de déterminer les endommagements dus au cisaillement. Les paramètres globaux diminuent après essai. Cependant, nous n'observons pas de liaison entre ces diminutions et la contrainte normale appliquée ou la rugosité initiale. Les paramètres directionnels R_L, Z_2 et les moyennes des colatitudes diminuent également après essai. Nous n'avons pas réussir à proposer une loi mathématique de ces diminutions en fonction de la contrainte normale ou de leur valeur initiale. Cependant, nous avons observé une différence de la variation de ces paramètres en fonction du groupe. Le groupe le plus lisse montre les variations les plus faibles et le groupe le plus rugueux montre les variations les plus importantes. Ainsi, le changement de l'angularité des surfaces après essai semble dépendre de la rugosité initiale et il n'est pas influencé par la contrainte normale. Les variations des paramètres Z_3 et Z_4 ne montrent pas de tendance significative.

Les zones dégradées ont été déterminées à partir des différences d'altitude entre les surfaces avant et après essai. Nous avons observé une influence de la contrainte normale sur l'endommagement des surfaces. Sous une même contrainte normale, les surfaces de rugosité similaire peuvent avoir des endommagements quantitativement identiques, bien que la distribution des zones endommagées puisse être différente. Plus la contrainte normale est faible, plus on observe ce phénomène. Sous une contrainte

normale élevée, on peut observer des différences de l'endommagement des surfaces de rugosité pourtant similaire. Nous avons observé également que les zones les plus endommagées correspondent généralement au sommet des aspérités d'angularité la plus grande.

Chapitre 6

Essai de cisaillement sur discontinuités naturelles

Plusieurs études sur le comportement en cisaillement des discontinuités ont été effectuées ces derniers temps (chapitre 3). Mais, afin d'assurer une bonne répétition des essais en utilisant différents paramètres d'essai, la plupart des chercheurs ont souvent recouru à des répliques de joints rocheux modèles ou des joints rocheux sciés artificiellement. Dans cette étude, nous n'utilisons que des discontinuités rocheuses naturelles. Grâce aux mesures de morphologie des surfaces de discontinuités présentées dans le chapitre précédent, nous avons pu classer les échantillons en groupes de rugosité similaire. Nous présentons dans ce chapitre les résultats des essais de cisaillement réalisés selon différents chemins de chargement. Le comportement en cisaillement des discontinuités rocheuses naturelles soumises à contrainte normale constante ou à rigidité normale constante est mis en évidence. L'influence des différentes conditions de cisaillement est également abordée. Enfin, des modèles de comportement en cisaillement pertinents sont proposés pour les discontinuités naturelles étudiées.

6.1 Description des échantillons et du programme expérimental

6.1.1 Échantillons

En plus des douze échantillons que nous avons scannés sous profilomètre laser et qui sont présentés dans le chapitre précédent, une autre dizaine d'échantillons a été utilisée pour réaliser des essais de cisaillement. Ces discontinuités ont été également choisies parmi des carottes de forage de diamètre de 85 mm effectué dans les marbres de St Béat. Les surfaces de fractures sont saines et ne présentent pas de signe visible de

cisaillement antérieur. Les dimensions des douze premiers échantillons ont été présentées dans le tableau 5.1 et le tableau 6.1 présente les dimensions des autres échantillons avec 2×a et 2×b respectivement la longueur du grand et petit axe de la surface ellipsoïdale.

Pour ce dernier groupe d'échantillons, nous n'avons pas mesuré la morphologie des surfaces avant et après la réalisation des essais. Par contre, nous avons essayé de choisir visuellement des échantillons de surface la plus similaire possible (taille des grains et des grandes ondulations, direction de cisaillement) afin de pouvoir tester différents paramètres d'essais sur des surfaces de morphologie proche.

Tableau 6.1 - Dimensions des échantillons de discontinuité naturelle du marbre de St Béat.

Échantillon	Côte (m)	2×a (mm)	2×b (mm)	Surface (cm²)
13	51,20	89,7	84,8	59,7
14	18,64	88,1	84,7	58,6
15	75,68	93,5	84,9	62,3
16	19,03	86,8	84,8	57,8
17	21,77	88,4	84,7	58,8
CNS.1	34,07	86,5	84,7	57,5
CNS.2	40,95	102,9	84,8	68,5
CNS.3	94,95	96,5	84,7	64,2
CNS.4	47,37	86,8	84,7	57,7
CNS.5	51,50	87,4	84,8	58,2
CNS.6	34,10	88,1	84,8	58,7
CNS.7	34,35	86,7	84,8	57,7

6.1.2 Programme expérimental

Nous avons réalisé des essais de cisaillement selon différents chemins de chargement : CNC (essai de cisaillement direct à contrainte normale constante), CN variable (contrainte normale variable) et CNS (essai de cisaillement direct à rigidité normale externe imposée) pour des contraintes normales variant de 1,5 à 7 MPa et des vitesses de cisaillement allant de 5 à 100 µm/s (tableau 6.2 et tableau 6.3). Ici nous utilisons classiquement la notion de contraintes (normale et tangentielle) bien que la surface de contact d'une éponte sur l'autre ne soit pas connue exactement. Les contraintes ont été calculées conventionnellement par rapport à la surface externe des épontes. Cette surface maximale est définie par les dimensions de l'échantillon bien que le joint ne soit pas forcément parfaitement imbriqué initialement et qu'il ne soit évidemment plus parfaitement imbriqué dès l'apparition d'un déplacement relatif tangentiel. Afin d'avoir une surface de contact (macroscopique) constante tout le long d'essai, on peut utiliser des joints dont les épontes ont des surfaces légèrement différentes (Jing et al. 1992, Huang et al. 1993, Lee et al. 2001). Dans notre cas, nous avons utilisé des échantillons de la carotte de forage de diamètre fixe et adopté

l'hypothèse d'un changement de surface de contact minime au cours du cisaillement pour calculer les contraintes normale et tangentielle. De ce fait, les essais de cisaillement peuvent être pilotés à force normale constante. Les forces normales correspondantes sont respectivement d'environ 10 à 40 kN. Au total, treize essais CNC, quatre essais CN variable et sept essais CNS ont été effectués.

Les douze premiers échantillons des essais CNC, qui ont été scannés au profilomètre laser et divisés en trois groupes d'échantillons de rugosité similaire, ont été cisaillés à 3 niveaux de contrainte normale (1,5, 3 et 5 MPa) qui correspondent à une couverture relativement faible, ce qui est le cas *in situ*. En parallèle, pour étudier l'influence de la vitesse de cisaillement sur le comportement mécanique de l'éponte, les essais ont été réalisés pour chaque niveau de contrainte normale, à trois vitesses relatives de cisaillement (5, 10 et 20 µm/s). Ces vitesses sont classiquement utilisées au laboratoire et permettent de rester dans des durées d'essais raisonnables (moins de 1h) pour un déplacement maximal de 7 mm. Outre ces essais à vitesse de cisaillement constante, pour chaque niveau de contrainte normale, on a réalisé un essai à vitesse variable afin d'étudier l'influence du changement de vitesse de cisaillement au cours d'essai. Le changement de vitesse est effectué à chaque demi-phase de déplacement de ±3,5 mm. Le treizième essai CNC a été réalisé à contrainte normale de 7 MPa et vitesse de cisaillement de 5 µm/s pour pouvoir comparer avec les essais CNS réalisés à la même contrainte normale initiale. Les essais CNC ont été effectués pour un cycle de cisaillement complet avec le déplacement maximal de ±7 mm.

Tableau 6.2 - Programme d'essais de cisaillement réalisés à contrainte normale constante et à contrainte normale variable.

Chemin de cisaillement	Échantillon	Contrainte normale (MPa)	Vitesse de cisaillement (µm/s)	Nombre de cycle	Analyse morphologique (avant et après)
Contrainte normale constante (CNC)	G1-01	5	5	1 cycle	oui
	G1-02	5	10	1 cycle	oui
	G1-04	5	20	1 cycle	oui
	G1-05	5	10 puis 20	1 cycle	oui
	G2-07	3	5	1 cycle	oui
	G2-08	3	10	1 cycle	oui
	G2-09	3	20	1 cycle	oui
	G2-11	3	5 puis 20	1 cycle	oui
	G3-03	1,5	5	1 cycle	oui
	G3-06	1,5	10	1 cycle	oui
	G3-10	1,5	20	1 cycle	oui
	G3-12	1,5	20 puis 100	1 cycle	oui
	13	7	5	1 cycle	non
Contrainte normale variable	14	1,5 à 5	5	3 demi-cycles	non
	15	1,5 à 5	5	3 demi-cycles	non
	16	1,5 à 5	5	1 demi-cycle	non
	17	1,5 à 5	5	1 demi-cycle	non

Les essais CN variable consistent à cisailler sous une contrainte normale constante puis changer la valeur de la contrainte normale constante. Les chemins de cisaillement utilisés seront présentés en détail dans la section 6.2.4.2. Trois contraintes normales différentes (1,5, 3 et 5 MPa) ont été utilisées. Le tableau 6.2 récapitule les paramètres d'essais utilisés pour les essais CNC et CN variable.

Afin d'étudier le comportement en cisaillement des joints rocheux quand la dilatance est bloquée ou partiellement bloquée, nous avons réalisé des essais de cisaillement à rigidité normale constante imposée (CNS) qui varie de 5 à 10 MPa/mm. Les contraintes normales initiales sont comparables à celles des essais CNC, de 3 à 7 MPa. La vitesse de cisaillement est uniforme pour tous les essais CNS (5 μm/s). Les échantillons ont été cisaillés pour un quart cycle de déplacement maximal jusqu'à 20 mm ou pour un cycle complet de déplacement maximal de ±7 mm.

Tableau 6.3 - Programme d'essais à rigidité normale imposée sur des discontinuités naturelles.

Échantillon	Rigidité normale imposée (MPa/mm)	Contrainte normale initiale (MPa)	Vitesse de cisaillement (μm/s)	Cycle
CNS.1	5	3	5	1 quart
CNS.2	6	3	5	1 quart
CNS.3	10	3	5	1 quart
CNS.4	5	5	5	1 quart
CNS.5	10	5	5	1 quart
CNS.6	5	7	5	1 cycle complet
CNS.7	10	7	5	1 cycle complet

6.2 Procédure de l'essai de cisaillement direct

6.2.1 Dispositif expérimental

Le système de cisaillement employé est un système servo-hydraulique à commande numérique avec possibilité d'utiliser des processus de contrôle programmables et d'acquérir les mesures des déplacements et des forces. Ce système d'asservissement permet de maintenir la vitesse de cisaillement constante et suffisamment lente.

La figure 6.1 illustre schématiquement les principaux constituants de la machine de cisaillement. Elle est équipée de quatre capteurs de déplacement verticaux et de deux capteurs de déplacement horizontaux de type LVDT (*Linear Variation Displacement Transducers*). Ces capteurs LVDT horizontaux et verticaux sont fixés sur la demi-boîte supérieure et mesurent les déplacements relatifs normal et tangentiel entre la demi-boîte supérieure et la demi-boîte inférieure. Ils ont la capacité de mesurer un déplacement maximal de 25 mm avec une précision de ±0,087 mm.

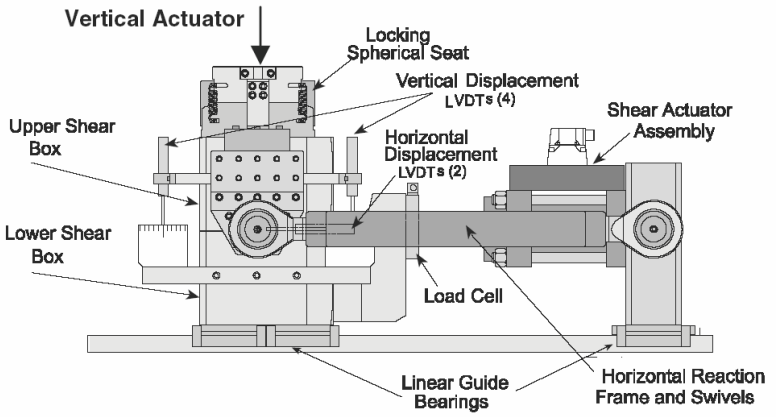


Figure 6.1 - Machine de cisaillement constitué d'un système servo-hydraulique et de deux demi-boîtes de dimension de 20×20 cm.

Chaque demi-échantillon est scellé dans une demi-boîte de cisaillement de dimension 20×20 cm. La demi-boîte de cisaillement supérieure est fixée à la machine de cisaillement alors que la demi-boîte inférieure est mobile et entraînée par le vérin horizontal. Le piston du vérin horizontal tire sur la demi-boîte inférieure à l'aide de deux bras qui lui sont solidaires. L'effort normal est appliqué par le vérin vertical via une embase à rotule axiale s'appuyant sur la demi-boîte supérieure. La capacité nominale du vérin de la machine est de 500 kN pour l'effort normal et de 225 kN pour l'effort de cisaillement.

6.2.2 Préparation des éprouvettes

Pour les essais portant sur des discontinuités ouvertes, les épontes sont scellées dans deux demi-boîtes à l'aide de mortier pour assurer leur calage. Ces demi-boîtes sont ajustées dans les parallélépipèdes de la machine de cisaillement puis bloquées par serrage. Le mortier utilisé est un produit spécial dont la résistance à la compression peut atteindre 46 MPa après 24h.

Les deux épontes d'une éprouvette sont scellées séparément. Pour les douze premiers échantillons qui ont été scannés sous profilomètre laser, avant le coulage de mortier, nous avons veillé à bien mettre les épontes dans la position qu'elles avaient lors de la mesure afin de reproduire l'orientation de la surface de fracture et de ne pas changer les caractéristiques morphologiques déterminées. Pour cela, nous avons vérifié l'horizontalité de la base des épontes inférieures en les fixant dans la demi-boîte. Le plan géométrique moyen de ces douze échantillons est donc incliné d'une pente comme présentée dans le tableau 5.8. Pour tous les autres échantillons, nous avons contrôlé l'horizontalité du plan géométrique moyen en utilisant un niveau à bulle. La direction de cisaillement, si elle est choisie, a été également vérifiée avant le coulage.

La figure 6.2 illustre la procédure de préparation des demi-boîtes de cisaillement. Nous utilisons un serre-joint pour fixer l'éponte inférieure dans la demi-boîte de sorte

que l'ensemble de la surface de la discontinuité soit au-dessus du bord du moule. Les bords de la discontinuité doivent être au-dessus du haut de la demi-boîte mais ne doivent pas dépasser de manière excessive du fait de l'espacement inchangeable de 20 mm entre les demi-boîtes lors du montage. Le mortier est préparé selon le dosage du fournisseur et coulé à ras bord dans la demi-boîte (figure 6.2-1). Lorsque le mortier a atteint une résistance convenable permettant de fixer la seconde éponte sur la première, on procède au scellement de la partie supérieure. Un élément de séparation (panneau de polystyrène isolant), après y avoir réalisé un trou pour le passage de l'échantillon, vient recouvrir la demi-boîte inférieure. Il sert de peau coffrante lors du scellement au mortier de l'éponte supérieure (figure 6.2-2,3). Il est retiré facilement avant de réaliser l'essai. La demi-boîte supérieure est mise en place au-dessus de l'autre demi-boîte, celles-ci sont rendues solidaires par l'intermédiaire d'une poignée visée sur chacune d'elle (figure 6.2-4). Le mortier est coulé dans la demi-boîte supérieure après l'avoir préparé d'une manière similaire à l'autre. Les essais de cisaillement ont été effectués au moins 24h après le coulage de l'éponte supérieure.

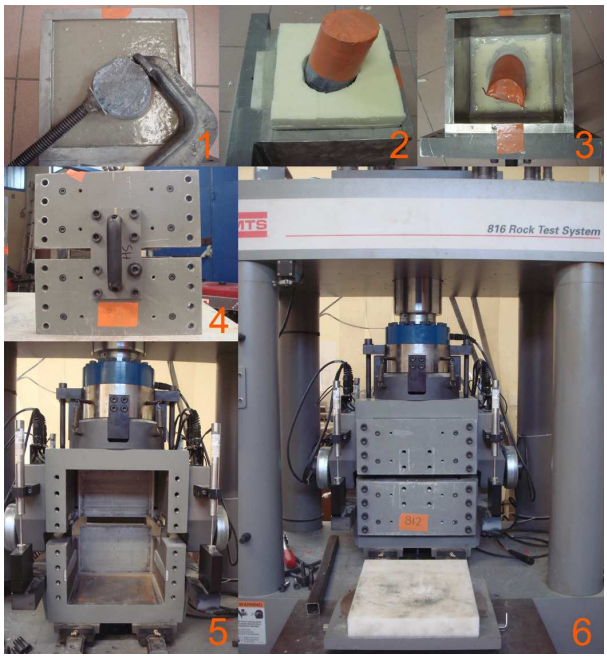


Figure 6.2 - Procédure de préparation des demi-boîtes de cisaillement, (1)- Préparation de la demi-boîte inférieure ; (2,3)- Préparation de la demi-boîte supérieure ; (4)- Position relative des deux demi-boîtes après le coulage des épontes ; (5,6)- Machine de cisaillement sans et avec les demi-boîtes.

6.2.3 Cycles de charge-décharge préalables

Les discontinuités étudiées sont toutes ouvertes. Donc il est nécessaire d'effectuer des cycles de charge-décharge normale préalables afin d'obtenir un parfait emboîtement des deux épontes de la fracture avant le cisaillement. Avant chaque essai, un essai de compression simple cyclique a été réalisé. Les essais ne débutent pas à charge nulle, car on applique une faible charge normale, suffisante lors de la mise en place de

l'échantillon pour qu'il n'y ait pas de déplacement relatif tangentiel au moment du serrage des demi-boîtes dans la machine de cisaillement. Les déchargements ont été effectués aussi jusqu'au niveau de la charge initiale. La valeur maximale de la contrainte normale des cycles est égale à la contrainte normale initiale lors du cisaillement ultérieur. L'allure générale de la courbe de compression (contrainte normale en fonction du déplacement relatif normal) est comparable aux courbes classiques de compression simple de Bandis et al. (1983). Deux exemples des cycles sous contrainte normale de 1,5 et 5 MPa sont présentés dans la figure 6.3. L'augmentation de la contrainte normale se traduit par la fermeture progressive du joint. Un déplacement important lors du premier chargement dépend de la qualité de la mise en place des épontes lors du coulage. Cela conduit à une grande hystérésis au cours de la première décharge. Au deuxième cycle de charge-décharge, on peut remarquer que l'hystérésis devient très faible et le comportement apparaît quasiment réversible même avec une faible contrainte normale (1,5 MPa).

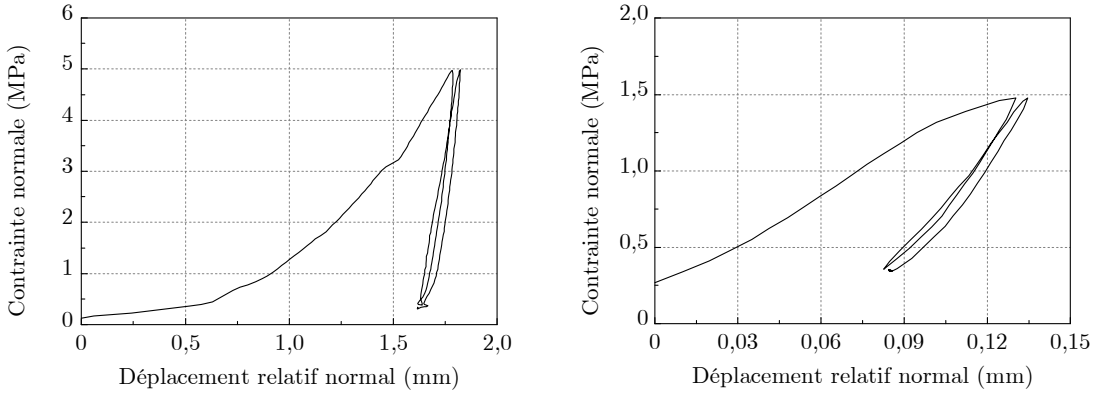


Figure 6.3 - Cycles de charge-décharge normale sur discontinuités. (a)- Exemple des cycles à contrainte normale $\sigma_n = 5$ MPa ; (b)- Exemple des cycles à $\sigma_n = 1{,}5$ MPa.

6.2.4 Cisaillement de la discontinuité

6.2.4.1 Essais à contrainte normale constante (CNC)

Pour tous les essais, après les cycles normaux préalables, l'échantillon est rechargé à la contrainte normale désirée avant imposer un déplacement relatif tangentiel. La charge verticale est augmentée avec une vitesse suffisamment lente (0,4 kN/s) afin d'éviter un déplacement relatif tangentiel entre les épontes. Le déplacement relatif normal pendant cette phase d'application de charge normale est relativement faible, ce qui signifie une bonne imbrication des épontes après les cycles de compression verticale. Cette charge normale est ensuite maintenue constante au cours du cisaillement.

Une force horizontale est appliquée ensuite sur la demi-boîte inférieure par le vérin horizontal. Le déplacement relatif tangentiel de la demi-boîte est contrôlé en vitesse. Cette vitesse de sollicitation est variable pour chaque échantillon dans un même

groupe. Les épontes sont cisaillées jusqu'à un déplacement relatif tangentiel maximal de 7 mm selon la direction de cisaillement choisie puis dans le sens inverse en passant la position initiale (u_s = 0 mm) pour atteindre un déplacement maximal dans la direction opposée (u_s = -7 mm), suivi de l'inversion de la direction de cisaillement pour remettre l'échantillon à sa position initiale (u_s = 0 mm). Ce chemin de chargement constitue un cycle complet de déplacement en cisaillement. On distingue quatre phases successives d'un cycle complet en fonction du sens de cisaillement : phase de cisaillement aller et retour à la position initiale ; phase de cisaillement dans le sens opposé et retour à la position initiale (figure 6.4).

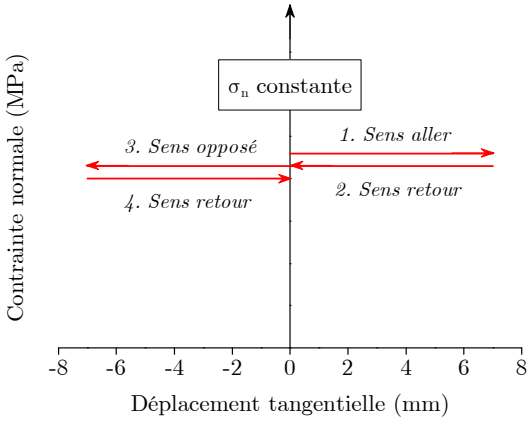


Figure 6.4 - Schéma de déplacement des essais cycliques à contrainte normale constante.

6.2.4.2 Essais à contrainte normale variable (CN variable)

Deux types d'essais à contrainte normale variable ont été réalisés. Le premier type ressemble à un essai de cisaillement cyclique mais sous différentes contraintes normales constantes de 1,5 à 5 MPa (figure 6.5a). On effectue trois demi-cycles (aller et retour) de déplacement tangentiel maximal de 8 mm. Après chaque demi-cycle, la contrainte normale augmente au palier suivant. L'objectif de ce type d'essai est d'étudier l'influence de la contrainte normale et également l'influence éventuelle de la dégradation des surfaces sur le comportement en cisaillement des discontinuités. Le déplacement tangentiel maximal de 8 mm est choisi pour être dans la même gamme d'ordre de grandeur des essais CNC précédents (déplacement tangentiel maximal de 7 mm). Pour étudier l'influence de changement de sens rapide, un petit changement du sens de cisaillement est réalisé en changement du sens de cisaillement au déplacement de 7 mm (de 0,2 mm dans le sens opposé et puis reprise du sens initial).

Le deuxième type d'essai consiste à un changement de la contrainte normale au cours du cisaillement. Trois paliers, au cours desquels la contrainte normale est constante, sont appliqués sur un demi-cycle de déplacement de 15 mm (5 mm pour chacun). Les trois valeurs de la contrainte normale sont appliquées dans l'ordre croissant de 1,5, 3 et 5 MPa (figure 6.5b). L'effet de l'accroissement de la contrainte normale peut être étudié. La vitesse d'augmentation de la charge normale est de 0,4 kN/s. On a choisit d'utiliser la vitesse de cisaillement de 5 µm/s.

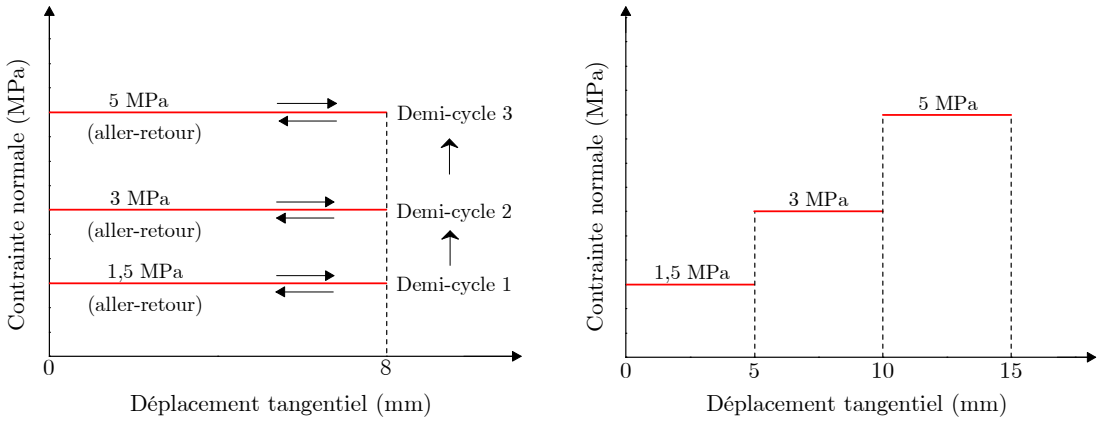


Figure 6.5 - Essais de cisaillement direct à contrainte normale variable, (a)- Essais cycliques à différentes contraintes normales; (b)- Essais à contrainte normale variable.

6.2.4.3 Essais à rigidité normale imposée (CNS)

Pour les essais à rigidité normale constante imposée, au lieu de maintenir la contrainte normale constante au cours du cisaillement, nous avons contrôlé un rapport constant entre la contrainte normale et le déplacement relatif normal. Pour cela, la contrainte normale est modifiée au cours du cisaillement en prenant en compte la variation du déplacement normal et la rigidité normale imposée selon l'équation :

$$\sigma_n = \sigma_{no} - K_{n.ext} \times \Delta u_n \tag{6.1}$$

avec σ_{no} la contrainte normale initiale ; $K_{n.ext}$ la rigidité normale externe imposée ; σ_n la contrainte normale ; Δu_n l'incrément du déplacement normal du joint.

Pendant les cycles initiaux et la phase de précharge jusqu'à la contrainte normale initiale, la presse est contrôlée en force afin d'obtenir la charge normale désirée. Une fois que la contrainte normale initiale est atteinte, on change le mode de contrôle pour passer en rigidité constante.

6.3 Essais de cisaillement à contrainte normale constante ou variable

6.3.1 Influence du protocole expérimental sur les résultats d'essais

Comme nous avons dit, les douze premiers échantillons des essais CNC ont été regroupés en 3 groupes en se basant sur les caractéristiques morphologiques mesurées. Le but de ce regroupement est d'avoir des groupes de discontinuités homogènes en terme de morphologie selon une direction de cisaillement donnée. Les essais de cisaillement sont ensuite effectués en respectant toutes ces caractéristiques morphologiques. Pour cela, nous avons suivi un protocole expérimental comme décrit

dans la section 6.2.2. Lors de la mise en place des épontes du joint pour l'essai de cisaillement, on a reproduit l'orientation du joint tel qu'elle était au moment de la mesure sous le profilomètre laser avec un plan géométrique moyen incliné par rapport au plan horizontal.

Armand (2000) a mis en évidence l'influence de la position du "plan géométrique moyen" du joint sur la contrainte tangentielle et la dilatance. Il a réalisé une série d'essais de cisaillement cycliques CNC dont le plan géométrique moyen du joint est incliné d'un angle α (0°, 2° et 4°) par rapport au repère lié à la boite de cisaillement. Lorsque le plan géométrique moyen du joint et le plan de cisaillement imposé par la machine correspondent, il apparaît sur la courbe contrainte tangentielle en fonction du déplacement relatif tangentiel $\tau = f(u_s)$ une symétrie par rapport au repère pour un certain nombre de cycles, cette symétrie disparaît lorsque le plan géométrique moyen est incliné. Il trouve que cette inclinaison induit une augmentation des contraintes tangentielles, des déplacements relatifs normaux et une variation du coefficient de frottement (de 13 % pour l'essai à 4°). L'interprétation directe de ces essais de cisaillement peut conduire à une mauvaise estimation du comportement mécanique. Donc l'essai doit être re-interprété par rapport au plan de cisaillement effectif (plan géométrique moyen du joint) en ce qui concerne la résistance et la dilatance/contractance.

Cette correction peut être facilement effectuée par une rotation du repère si l'on connaît l'inclinaison du plan géométrique moyen du joint par rapport au plan de cisaillement imposé. Si le comportement réel du joint est défini dans le repère $(\vec{t}, \vec{n})$ lié au plan géométrique moyen du joint, avec σ_n la contrainte normale réelle, τ la contrainte tangentielle réelle, u_n le déplacement relatif normal réel, u_s le déplacement relatif tangentiel réel et si $(\sigma_n)_m$, $(\tau)_m$, $(u_n)_m$, $(u_s)_m$ sont les contraintes et les déplacements relatifs verticaux et horizontaux mesurés, on obtient les relations (6.2) à (6.5) qui permettent de déterminer le comportement réel du joint. Armand (2000) retrouve bien le même comportement mécanique réel quelle que soit l'inclinaison en appliquant cette transformation.

$$\sigma_n = (\sigma_n)_m \times \cos\alpha + (\tau)_m \times \sin\alpha \tag{6.2}$$

$$\tau = -(\sigma_n)_m \times \sin\alpha + (\tau)_m \times \cos\alpha \tag{6.3}$$

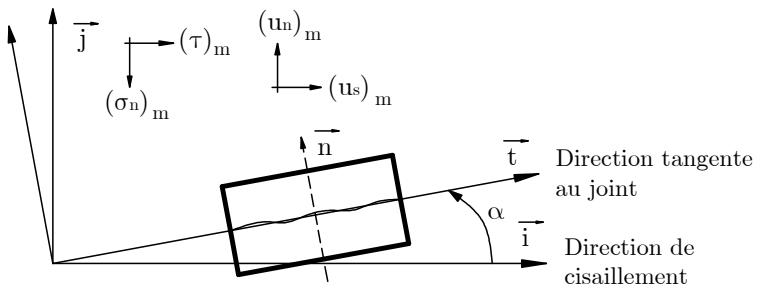


Figure 6.6 - Re-interprétation de l'essai de cisaillement dans le plan effectif du joint.

$$u_s = (u_s)_m \times \cos\alpha + (u_n)_m \times \sin\alpha \tag{6.4}$$

$$u_n = -(u_s)_m \times \sin\alpha + (u_n)_m \times \cos\alpha \tag{6.5}$$

Pour réaliser cette correction, il faut avoir l'angle entre la direction de cisaillement et le plan géométrique moyen du joint. Armand (2000) a présenté une méthode de détermination de cet angle directement à partir des essais de cisaillement en adoptant l'hypothèse d'une symétrie des courbes $\tau = f(u_s)$ pour un comportement théorique cyclique. Le mauvais positionnement du plan géométrique moyen du joint qui fait disparaître cette symétrie des courbes, peut être déterminé par des égalités des coefficients de frottement résiduels dans les phases de dilatance ou de contractance d'un cycle de cisaillement.

Nos essais de cisaillement sont effectués avec un seul cycle complet de déplacement relatif tangentiel maximal de 7 mm. Le comportement résiduel n'est pas forcément atteint. Donc cette méthode d'estimation de l'angle entre la direction de cisaillement et le plan géométrique moyen du joint n'est pas applicable dans ce cas. Nous avons utilisé les données des relevés morphologiques des épontes inférieure et supérieure avant chaque essai pour déterminer le plan géométrique moyen du joint par la méthode des moindres carrés, puis déduit l'inclinaison α entre la direction de cisaillement et le plan géométrique moyen du joint. La valeur de la pente d'inclinaison a été présentée dans le tableau 5.8.

Pour tous les autres essais, nous avons contrôlé l'horizontalité du plan géométrique moyen du joint, cette correction n'est donc pas nécessaire.

6.3.2 Essais de cisaillement à contrainte normale constante

Nous présentons ici les résultats obtenus en termes de contrainte de cisaillement et de déplacement relatif normal pour les essais de cisaillement à contrainte normale constante. Tous les résultats présentés sont rapportés au plan géométrique moyen du joint, en appliquant la correction définie dans la section précédente, faisant intervenir l'inclinaison du plan géométrique moyen du joint par rapport au plan de cisaillement.

Les courbes de contrainte tangentielle et de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel des essais des trois groupes représentent toutes les phases progressives décrites dans Gentier et al. (2000). La figure 6.7a présente les courbes pour un cycle de cisaillement complet d'un essai à contrainte normale constante de 3 MPa. Sur la courbe de contrainte tangentielle, le segment OA représente le chargement initial jusqu'à un pic de contrainte suivi d'une phase de radoucissement ; BC représente la réponse lors du changement du sens de cisaillement ; DE représente le chargement supplémentaire dû aux nouveaux contacts des aspérités ; FG correspond au second changement du sens de cisaillement. La réponse en terme de déplacement relatif normal s'exprime par les phases de dilatance (segments AB, DF) et de contractance (segments CD, GH).

La figure 6.7b détaille la phase aller de cisaillement (segment OB). Les points marqués sur les courbes traduisent qualitativement les différentes phases du comportement d'une discontinuité en cisaillement. Le segment OO' sur la courbe de déplacement relatif normal correspond à une fermeture du joint lors de l'application de la contrainte normale au début d'essai. L'application de la contrainte de cisaillement produit initialement une phase linéaire OM de la contrainte tangentielle, correspond à un comportement 'pseudo-élastique' du joint soumis à une contrainte normale et latérale (cisaillement). Durant cette phase, l'application progressive de la contrainte de cisaillement mobilise les aspérités par frottement sur des facettes positives dans le sens de cisaillement et produit une nouvelle fermeture du joint induisant une contractance du joint. Grasselli (2001) a montré que le chargement-déchargement dans cette phase ne produit pas de changement irréversible de la structure ou des propriétés du joint. Le segment MN correspond à une phase non-linéaire de τ-u_s jusqu'au pic de la résistance avec l'apparition de la dilatance. Cette mobilisation de la dilatance entraîne une diminution de l'aire de contact résultant en une augmentation de la concentration de la contrainte normale et une progression des microfissures aux points de contact jusqu'à la rupture. La pente de la courbe contrainte-déplacement diminue progressivement puis devient nulle quand la contrainte augmente. Le point M correspond au point de transition du comportement élastique au comportement irréversible. La troisième phase NP correspond à une phase de contrainte tangentielle maximale coïncidant avec le taux de dilatance maximal. Au cours de cette phase, aux zones de forte concentration de contraintes, des aspérités commencent à être cisaillées provoquant une chute graduelle de la contrainte tangentielle PQ. Gentier et al. (2000) ont analysé les images de surfaces endommagées après cisaillement et observé qu'il y a très peu de rupture des aspérités pendant la phase pré-pic et la phase de pic. Ils ont trouvé que la majorité des endommagements de la surface apparaissent pendant la phase de radoucissement et la phase résiduelle. La dégradation des aspérités (cisaillement, arrachement, broyage...) fait accroître l'aire de contact et entraîne ainsi un abaissement des concentrations de contrainte jusqu'à un niveau voisin de la contrainte normale imposée. La dilatance continue d'augmenter mais avec un taux diminuant graduellement. La contrainte tangentielle diminue jusqu'à un palier de contrainte appelé la contrainte résiduelle. Pendant la phase de cisaillement à la contrainte résiduelle, les contraintes normales et de cisaillement, appliquées sur une grande aire de contact, sont relativement constantes. La perte de cohésion des épontes les fait glisser l'une sur l'autre provoquant une dégradation par abrasion et broyage. La dilatance peut être encore présente à un taux très faible voire nul avec le déplacement. Dans certains cas, le déplacement normal peut devenir contractant.

Bien que l'allure des courbes obtenues pour les essais des 3 groupes soit qualitativement similaire, le comportement en terme de contrainte de cisaillement et de déplacement normal de chaque échantillon présente des différences suivant les caractéristiques mécaniques et géométriques des surfaces de contact.

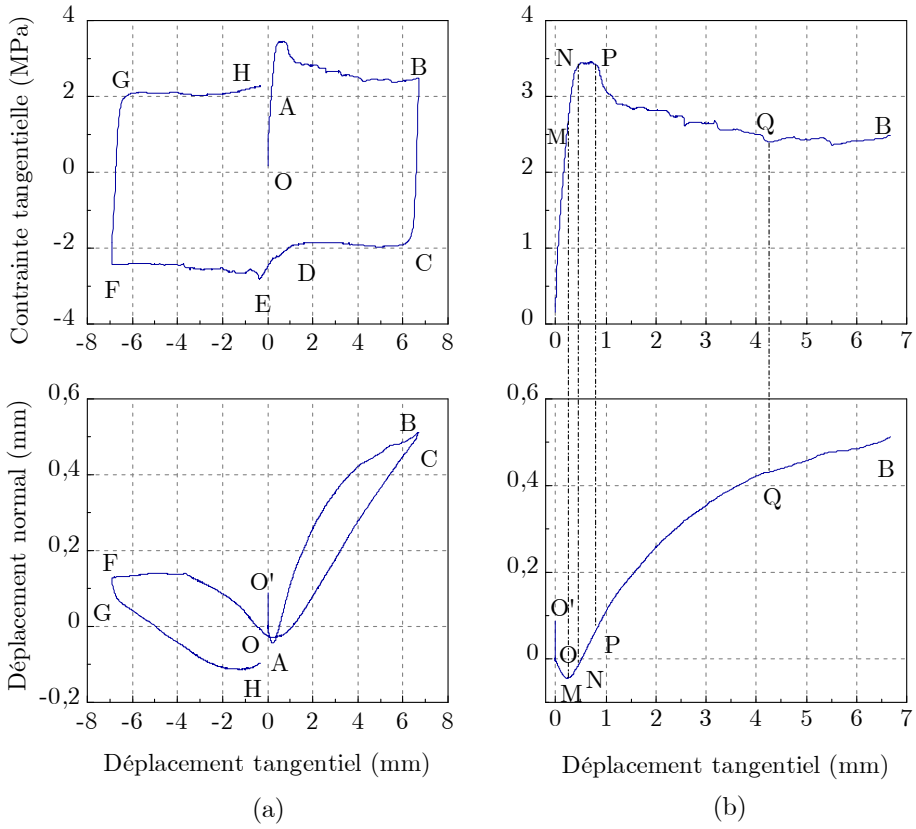


Figure 6.7 - Courbes typiques de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel d'un essai de cisaillement direct à contrainte normale de 3 MPa, (a)- Un cycle de cisaillement complet ; (b)- 1er sens de la phase aller de cisaillement.

6.3.2.1 Groupe G1

Les résultats des essais du premier groupe à contrainte normale de 5 MPa sont présentés sur la figure 6.8 et la figure 6.9. Ces essais ont été cisaillés dans leur direction la moins rugueuse (la direction quasiment perpendiculaire à la direction la plus rugueuse de la surface, figure 5.14). Les valeurs des paramètres morphologiques selon les directions de cisaillement choisies pour ce groupe restent alors les plus faibles comparées à celles des autres groupes. De plus, par une observation macroscopique à l'œil nu, on peut trouver que les échantillons G1-04 et G1-05 ne présentent que des grandes ondulations plutôt que des aspérités secondaires. Ces premières observations permettent d'expliquer un comportement quasiment similaire à celui d'un joint lisse pour les essais G1-04 et G1-05 (figure 6.9): un comportement ductile sans pic de contrainte tangentielle et des faibles déformations normales.

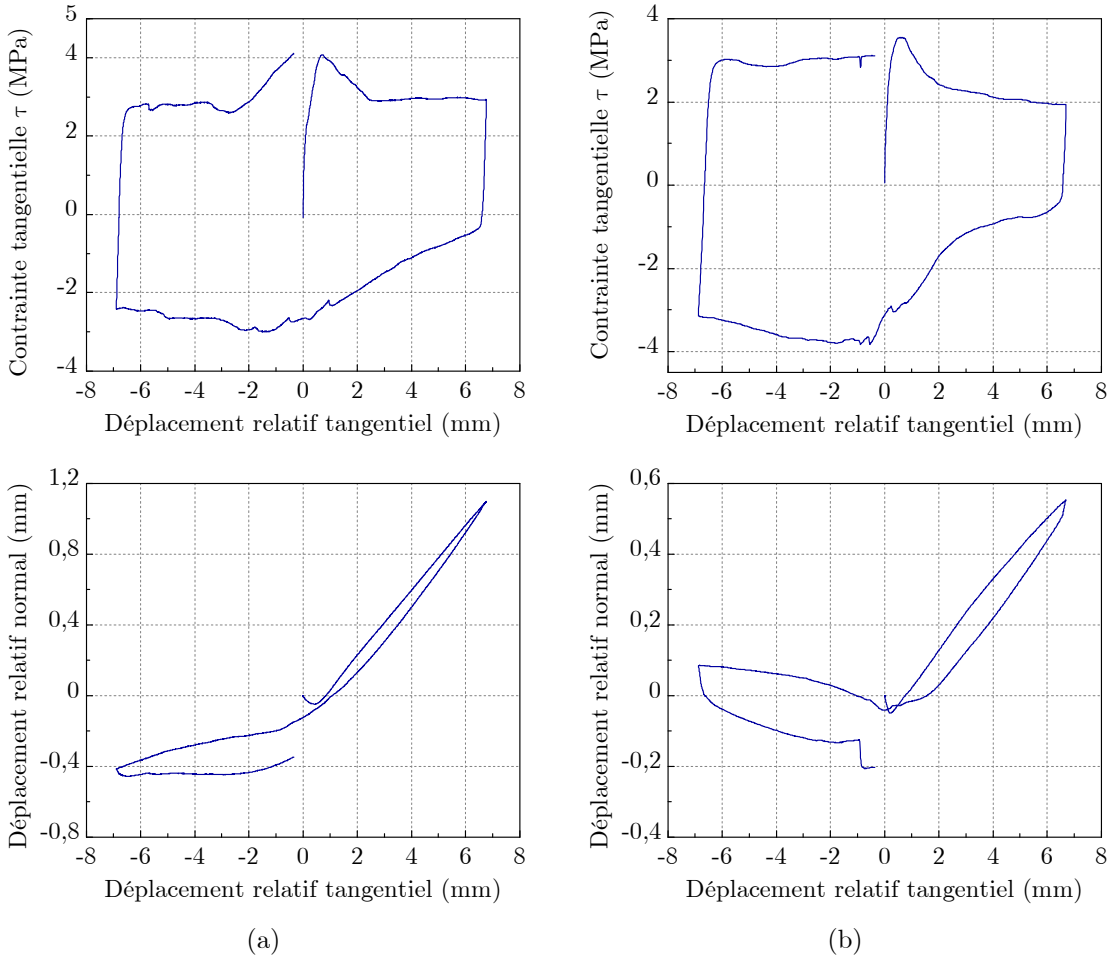


Figure 6.8 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 5 MPa, (a)- Essai G1-01, vitesse de cisaillement 5 µm/s ; (b)- Essai G1-02, vitesse de cisaillement 10 µm/s.

Les courbes de contrainte tangentielle en fonction du déplacement tangentiel des essais G1-01 (5 µm/s) et G1-02 (10 µm/s) ont une même allure avec un pic marqué suivi d'une phase de radoucissement (figure 6.8). Ce radoucissement est sans doute dû à une rupture des aspérités (cisaillées et/ou arrachées). Cependant sur les courbes du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel, on n'observe qu'un léger changement de l'angle de dilatance qui est sans doute dû à cette rupture des aspérités. Après une phase de contractante initiale jusqu'à 0,05 mm, les joints dilatent avec un angle de dilatance maximal de 12° pour G1-01 et de 6° pour G1-02 (angles non corrigés). Ces angles ne sont que légèrement plus grands que les moyennes des pentes des facettes mobilisées dans le sens aller de cisaillement (de 7° pour G1-01 et de 4,5° pour G1-02). A la fin de cette phase de dilatance (au déplacement tangentiel de +7 mm), l'angle de dilatance diminue à 10° pour G1-01 et à 4° pour G1-02. La réponse en déchargement et rechargement (de +7 à 0 mm) se présente par une contractance avec faible frottement. Le joint contracte avec une pente plus élevée que celle de la phase de dilatance et revient à la position de fermeture initiale ($u_n = 0$) à un déplacement

tangentiel positif $u_s \approx 1$ mm. A partir de ce point, le joint continue à se contracter faiblement avec l'augmentation de la contrainte tangentielle. Dans le sens de cisaillement opposé, bien que les caractéristiques morphologiques soient très proches de celles du sens aller, l'essai G1-02 montre des contraintes tangentielles légèrement plus élevées. Dans ce sens de cisaillement, le joint soit se contracte (G1-01) soit se dilate (G1-02) mais toujours avec un taux très faible par rapport au sens aller. Les joints reviennent à la position initiale ($u_s = 0$) avec un déplacement normal négatif (contractant), qui est dû à une dégradation importante des bords des épontes. A la fin du cycle, l'essai G1-01 présente une phase de re-durcissement, ce qui n'est pas le cas pour l'essai G1-02.

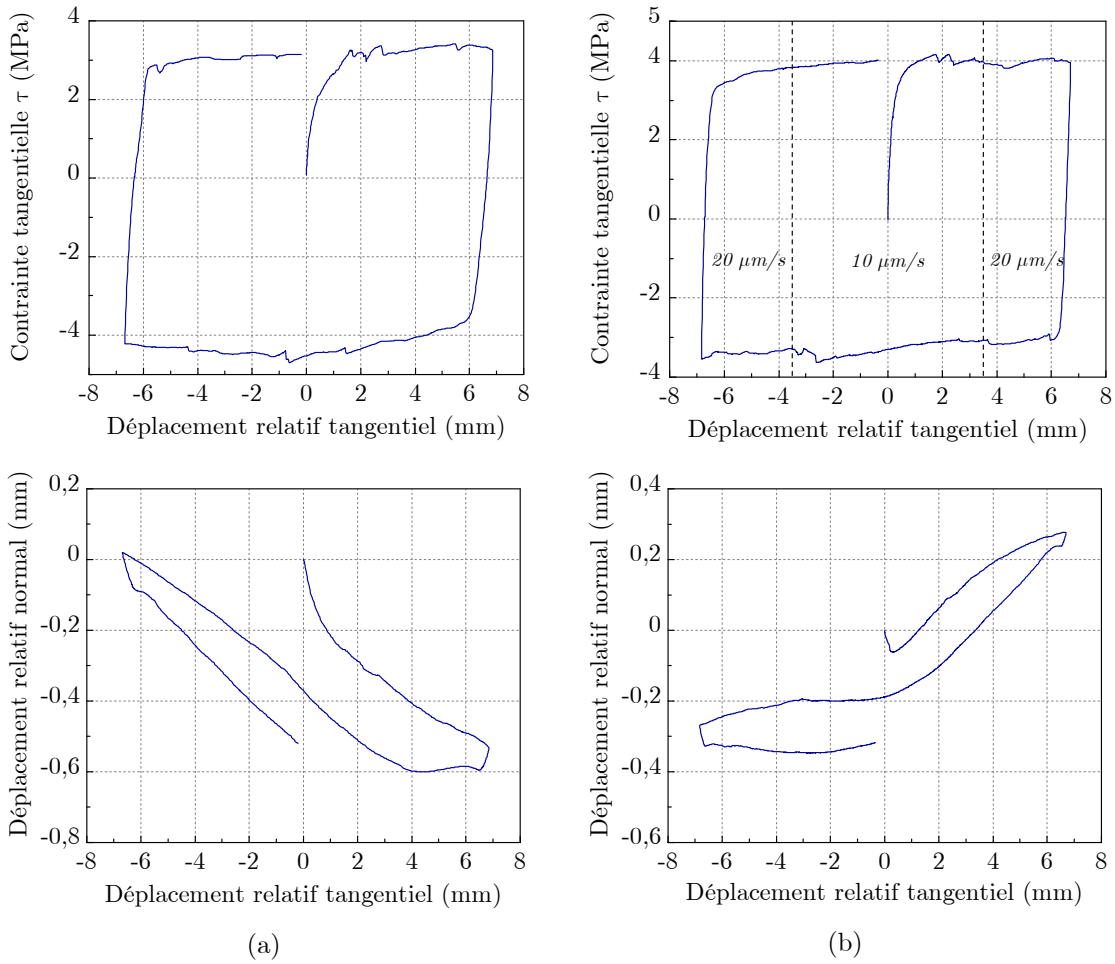


Figure 6.9 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 5 MPa, (a)- Essai G1-04, vitesse de cisaillement 20 µm/s ; (b)- Essai G1-05, vitesse de cisaillement 10 puis 20 µm/s.

La figure 6.9 présente les courbes obtenues pour les deux autres essais du groupe G1 à vitesse de cisaillement de 20 µm/s et de 10 puis 20 µm/s. Sur ces deux essais à

vitesses de cisaillement relativement élevées, on observe un comportement plus ductile sans pic de contrainte ce qui signifie qu'il n'y a pas de ruptures des aspérités lors de la phase aller de cisaillement. Les aspérités subissent des déformations plastiques provoquant une contractance plus importante au début des essais. Ensuite, le joint G1-05 dilate faiblement tandis que le G1-04 continue à contracter. Le déplacement relatif normal à la position initiale ($u_s = 0$) après chaque demi-cycle présente une différence importante. Cette différence de contractance illustre une diminution du volume due à forte dégradation des bords comme on l'a observé après essai. La contrainte tangentielle augmente lentement au début de l'essai G1-04 puis de façon plus prononcée dans les phases de déchargement/rechargement et la phase de cisaillement opposé. Notons que le changement de la vitesse de cisaillement de 10 à 20 µm/s à chaque demi-phase (au déplacement de +3,5 ou –3,5 mm) de l'essai G1-05 n'a pas une influence visible sur le comportement du joint.

6.3.2.2 Groupe G2

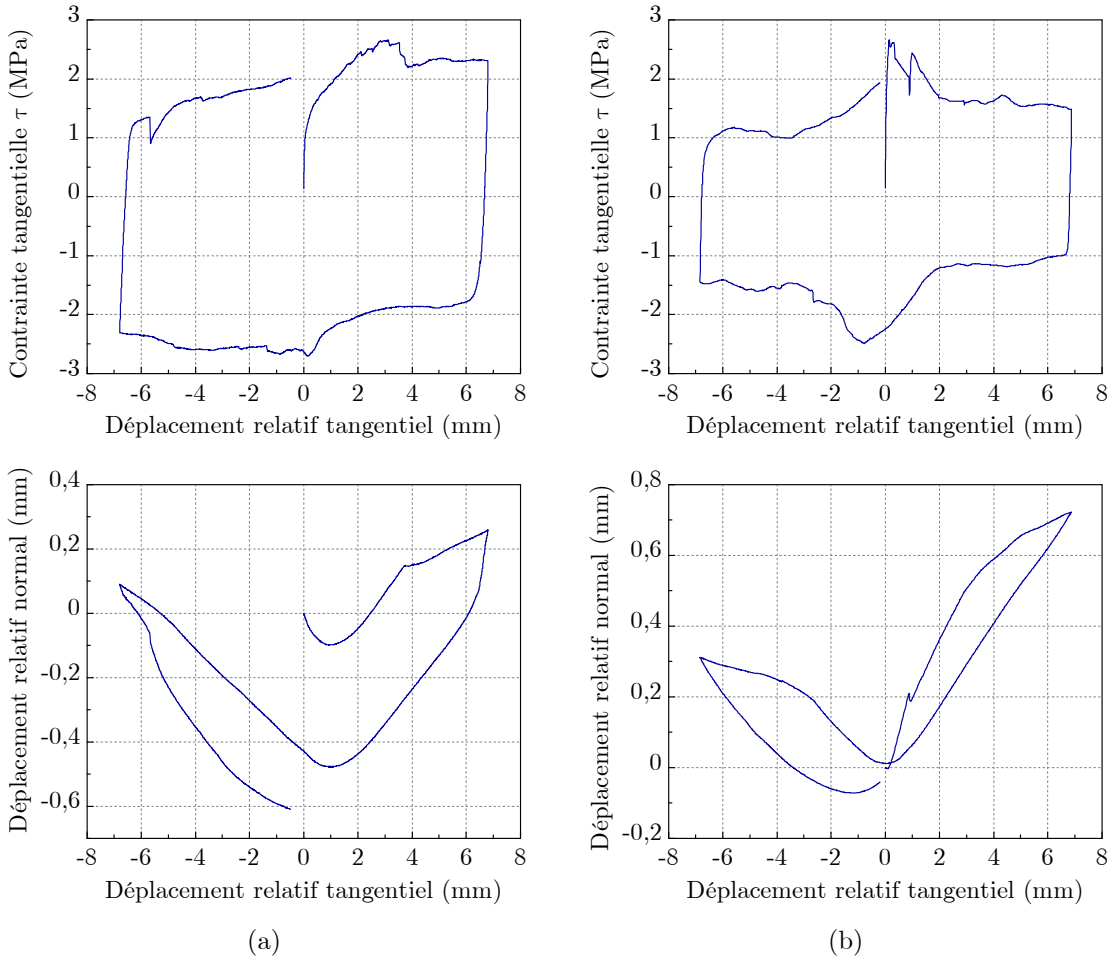


Figure 6.10 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 3 MPa, (a)- Essai G2-07, vitesse de cisaillement 5 µm/s ; (b)- Essai G2-08, vitesse de cisaillement 10 µm/s.

Les essais du 2ème groupe à contrainte normale de 3 MPa sont représentés sur la figure 6.10 et la figure 6.11. Les courbes de contrainte tangentielle-déplacement tangentiel des essais à faible vitesse de cisaillement de 5 et 10 µm/s (G2-07, G2-08, G2-11) présentent toutes les phases successives: phase 'pseudo-élastique', pic de contrainte, radoucissement, phase résiduelle et les phases de déchargement/rechargement. La non-linéairité des courbes de dilatance est associée avec la rupture brusque des aspérités de second ordre. L'angle de dilatance diminue graduellement et tend vers 0 avec l'augmentation du déplacement tangentiel. En comparant avec les moyennes des colatitudes mobilisées, dans le sens aller (de 0 à +7 mm), l'angle de dilatance maximal et celui au pic de contrainte sont plus élevés ; dans le sens opposé (de 0 à –7 mm), les angles de dilatance sont plus faibles.

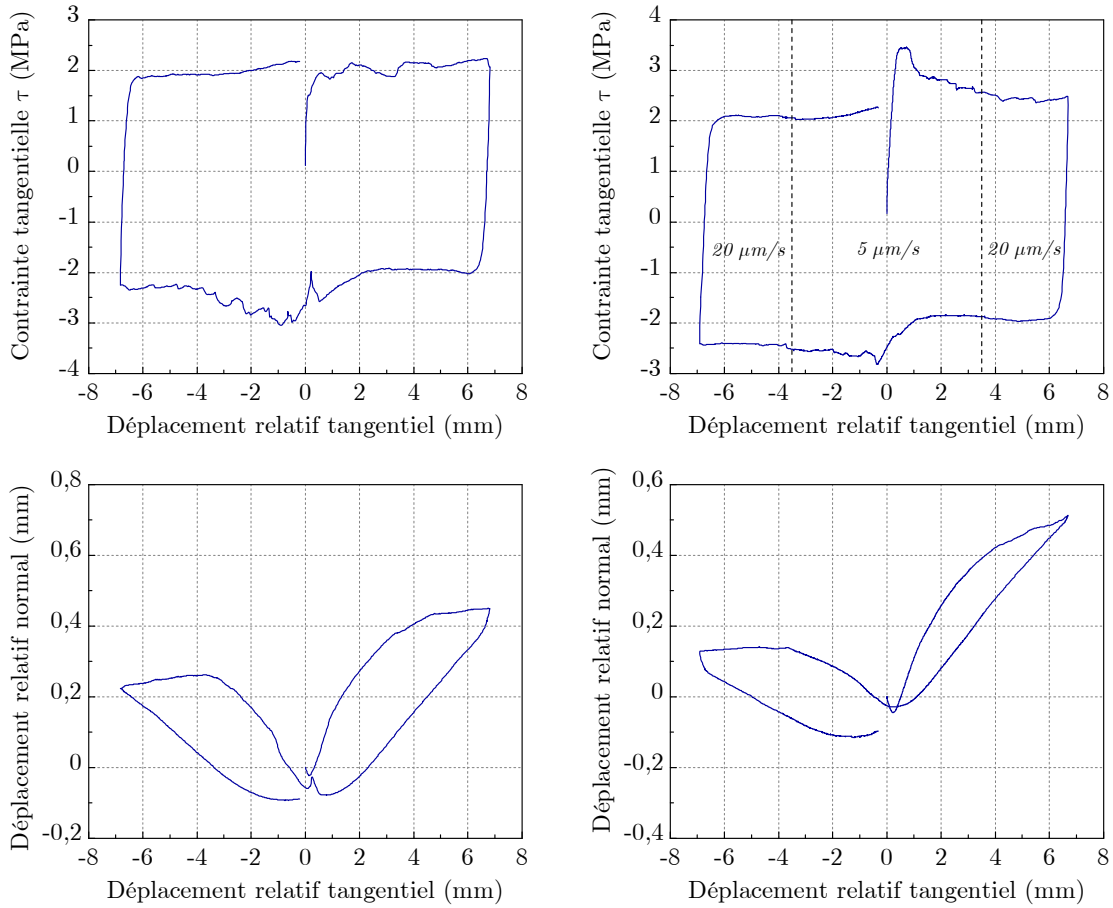


Figure 6.11 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 3 MPa, (a)- Essai G2-09, vitesse de cisaillement 20 µm/s ; (b)- Essai G2-11, vitesse de cisaillement 5 puis 20 µm/s.

L'essai G2-07 (vitesse de 5 μm/s) présente une contractance très importante dès le début du cisaillement et un pic de contrainte après un grand déplacement. Ce comportement est vraisemblablement similaire au comportement ductile dans l'essai G1-04. Mais sur cet essai G2-07, on peut observer une rupture fragile soit des aspérités, soit des bords du joint au cours de la phase aller, ce qui implique une phase de radoucissement et un changement important de l'angle de dilatance. Cette rupture provoque également une grande différence de déplacement normal des courbes charge/décharge. L'essai G2-08 atteint le pic de contrainte après un faible déplacement et sans phase de contractance dès le début de cisaillement. Cela peut être expliqué par une rupture à la base des aspérités dès le début de l'essai qui implique une phase de contractance initiale quasi-inexistante. L'essai G2-09 à la vitesse de cisaillement de 20 μm/s a un comportement ductile semblable à celui de l'essai G1-04. Le changement de vitesse de cisaillement de 5 à 20 μm/s à chaque demi-phase de l'essai G2-11 ne produit pas de changement remarquable de son comportement.

6.3.2.3 Groupe G3

Les essais de cisaillement sur les échantillons de discontinuités les plus rugueux (G3) ont été réalisés à une contrainte normale constante de 1,5 MPa. La figure 6.12 et la figure 6.13 présentent l'évolution de la contrainte tangentielle et du déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. Sur les courbes de déplacement normal, nous pouvons observer que la phase de contractance au début du cisaillement est très peu remarquable, sans doute dû à la contrainte normale relativement plus faible. La contrainte tangentielle maximale est moins importante par rapport aux autres groupes et elle est atteinte après un plus bref déplacement tangentiel. Sous la même contrainte normale, sur l'essai G3-03 à vitesse de cisaillement de 5 μm/s, quand la contrainte maximale est atteinte, le glissement entre facettes d'aspérités continue encore pendant un déplacement d'environ 1 mm avant le cisaillement des aspérités et le radoucissement de la contrainte tangentielle. Ce comportement n'est pas observable pour les autres essais à vitesse de cisaillement plus élevée. La courbe contrainte tangentielle - déplacement tangentiel de l'essai G3-03 présente une décentration des deux demi-cycles de cisaillement dans les deux sens différents comme l'observe par Fox et al. (1998). Ce phénomène est moins prononcé sur les essais à vitesse de cisaillement de 10 et 20 μm/s. Les contraintes tangentielles maximales dans les deux sens de cisaillement des essais G3-03 (5 μm/s) et G3-06 (10 μm/s) sont très comparables tandis qu'elles sont plus grandes dans le sens de cisaillement opposé pour les essais G3-10 (20 μm/s) et G3-12 (20 puis 100 μm/s). Le pic de contrainte du cisaillement dans le sens opposé sur les essais G3-10 et G3-12 est suivi d'un radoucissement très marqué et un retour à la position initiale ($u_s = 0$) avec très faible frottement.

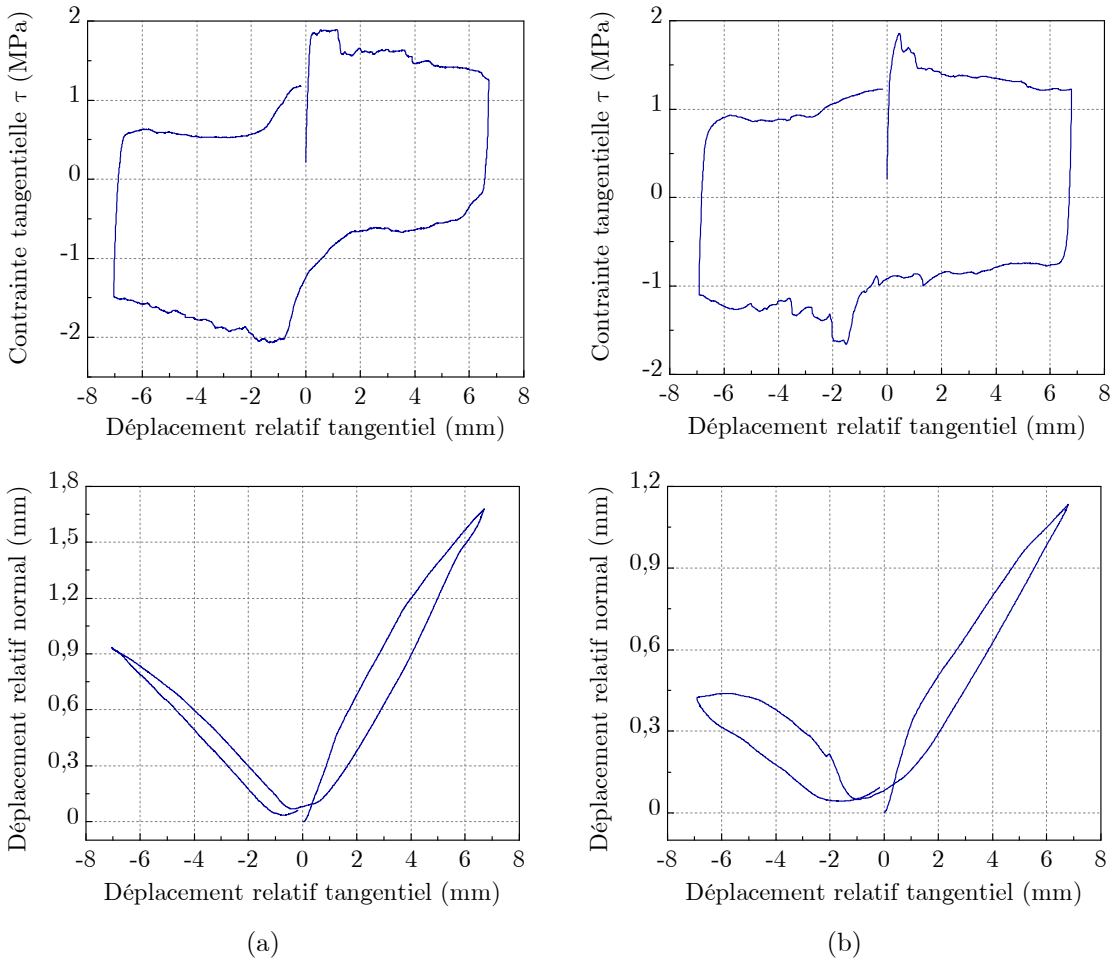


Figure 6.12 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 1,5 MPa, (a)- Essai G3-03, vitesse de cisaillement 5 µm/s ; (b)- Essai G3-06, vitesse de cisaillement 10 µm/s.

L'angle de dilatance au pic des courbes de dilatance non corrigées est proche de la moyenne des colatitudes mobilisées dans les deux sens de cisaillement. Le taux de dilatance maximal se trouve souvent juste après le pic de contrainte. Cet angle de dilatance maximal est plus grand que la moyenne des colatitudes mobilisées avec une différence jusqu'à 5° dans le sens aller et jusqu'à 11° dans le sens opposé. La diminution de la pente de dilatance est attribuée à des radoucissements de la contrainte tangentielle dus à la rupture des aspérités au cours du cisaillement. La dilatance maximale est plus importante que les autres groupes.

Notons que, sur l'essai G3-12, un changement de la vitesse de cisaillement plus important de 20 à 100 µm/s à chaque demi-phase (aux déplacements de ±3,5 mm) ne provoque pas non plus de changement du comportement en cisaillement.

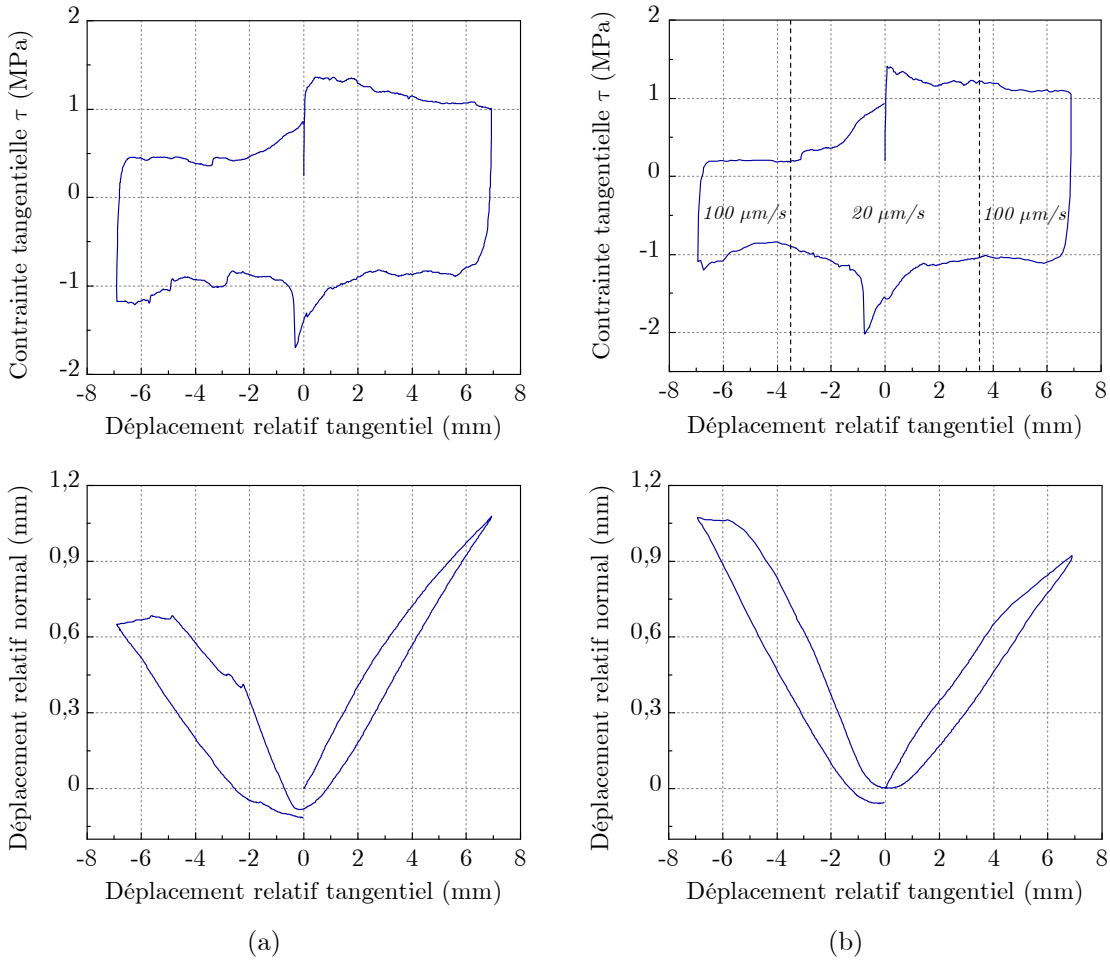


Figure 6.13 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais CNC à 1,5 MPa, (a)- Essai G3-10, vitesse de cisaillement 20 µm/s ; (b)- Essai G3-12, vitesse de cisaillement 20 puis 100 µm/s.

Un seul essai de cisaillement à contrainte normale constante de 7 MPa a été réalisé à vitesse de cisaillement de 5 µm/s. L'échantillon utilisé pour cet essai n'a pas été mesuré sous profilomètre laser, donc les caractéristiques morphologiques précises de cet échantillon ne sont pas disponibles. La figure 6.14 présente les courbes de contrainte tangentielle et de déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel. Sous une contrainte normale de 7 MPa, la contrainte tangentielle montre un pic remarquable, suivie d'un radoucissement très important. Ce radoucissement est dû à la rupture des surfaces qui est représentée par une forte diminution de la courbe de dilatance après le pic de contrainte. La contrainte tangentielle a été calculée par rapport à la surface totale initiale car la surface réelle après rupture n'a pas pu être déterminée. La contrainte tangentielle obtenue à la fin de la phase aller ne sera pas considérée comme la contrainte résiduelle. Dans le sens de cisaillement opposé, la rupture des surfaces continue provoquant une forte contractance des épontes. Le radoucissement se trouve même à la fin de la phase de retour à la position initiale ($u_s = 0$), où se trouve un durcissement pour les autres essais.

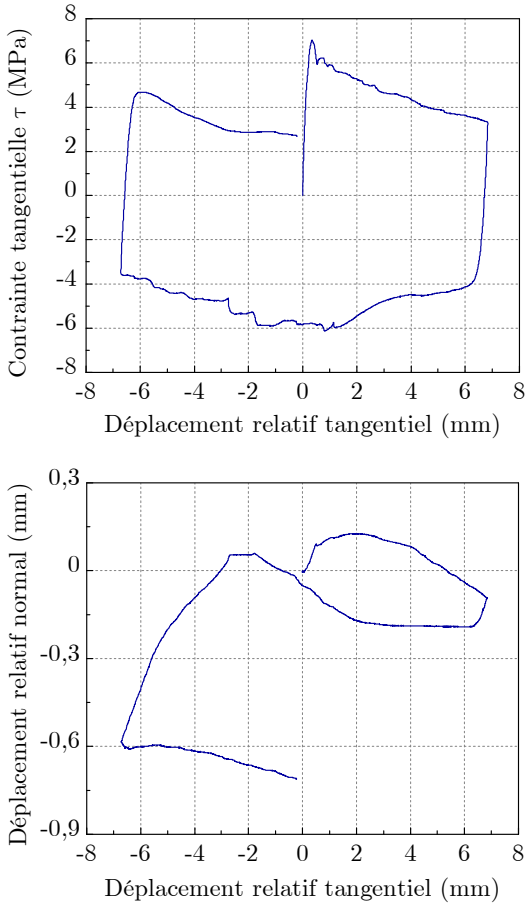


Figure 6.14 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel de l'essai 13 à contrainte normale constante de 7 MPa, vitesse de cisaillement 5 µm/s.

6.3.3 Essais de cisaillement à contrainte normale variable

6.3.3.1 Essais cycliques à différentes contraintes normales

La figure 6.15 présente les résultats des deux essais cycliques à différentes contraintes normales (essais 14 et 15). Pour les deux essais, sur le premier demi-cycle à contrainte normale de 1,5 MPa, le pic de contrainte tangentielle est très peu remarqué et la contrainte tangentielle se stabilise après un faible déplacement tangentiel. L'augmentation de la contrainte normale sur le deuxième et troisième demi-cycle (à 3 et 5 MPa) entraîne l'augmentation de la contrainte tangentielle. Sur ces demi-cycles, la contrainte de cisaillement ne présente pas de pic et reste quasi-constante au cours du cisaillement. La non-apparition de pic de contrainte peut être expliquée par une dégradation des surfaces après le premier demi-cycle de cisaillement. A partir de cette observation, nous pouvons conclure que la contrainte tangentielle obtenue après un déplacement d'environ 7-8 mm peut-être déjà proche de la contrainte résiduelle du matériau sous une contrainte normale entre 1,5 à 5 MPa.

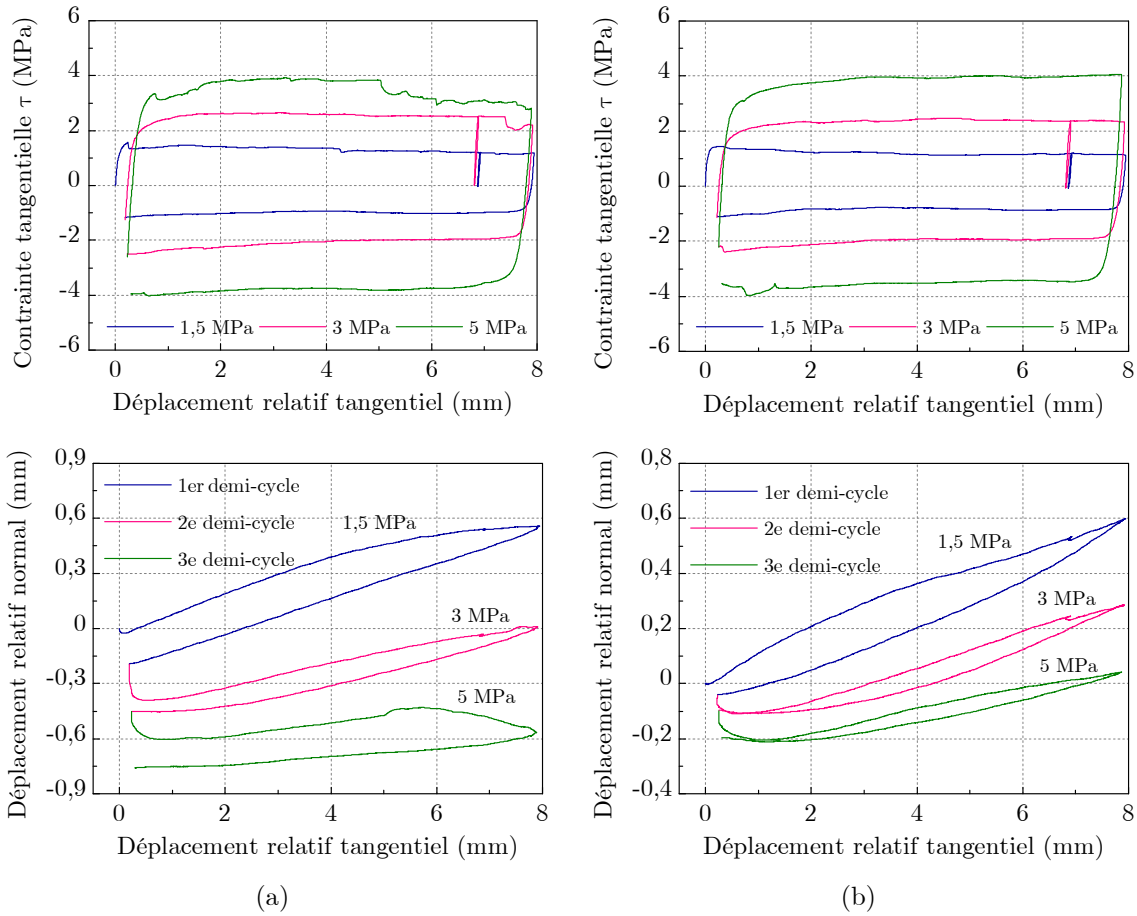


Figure 6.15 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais de cisaillement cycliques à différentes contraintes normales de 1,5, 3 et 5 MPa, vitesse de cisaillement 5 µm/s, (a)- Essai 14 ; (b)- Essai 15.

Pour les deux essais, les contraintes résiduelles à une même valeur de contrainte normale sont très comparables. Une diminution de la contrainte tangentielle sur les demi-cycles de l'essai 14 (figure 6.15a) est sans doute provoquée par des grandes pertes de matière observées aux bords des épontes. Les contraintes tangentielles présentées ont été calculées en utilisant toujours la surface totale initiale. Donc les contraintes tangentielles obtenues après des grandes pertes de surface sont plus faibles que la résistance résiduelle. Sur les deux premiers demi-cycles, un petit changement du sens de cisaillement (de 0,2 mm) dans le sens inverse au déplacement de +7 mm ne provoque pas de changement de la contrainte tangentielle lors de la reprise du cisaillement dans le sens initial. Sur ces deux essais nous pouvons noter un décalage du déplacement tangentiel après chaque demi-cycle. Cela est dû à des jeux inévitables du système de cisaillement.

Les courbes de dilatance présentent bien l'effet du niveau de la contrainte normale sur le déplacement normal du joint au cours du cisaillement. Plus la contrainte normale augmente, plus la valeur de dilatance maximale diminue. Une grande partie de cette

diminution manifeste au début des cycles lors de l'application de la force normale supplémentaire. L'angle de dilatance moyen diminue avec le nombre de cycle, ce qui est due également à une dégradation de surface après des cycles de cisaillement. La dilatance maximale diminue à cause de la dégradation après chaque demi-cycle et aussi de l'augmentation de la contrainte normale. Le point de rupture sur la courbe de dilatance du troisième demi-cycle de l'essai 14 correspond à une rupture de la surface qui fait diminuer également la contrainte tangentielle. Le tableau 6.4 récapitule les résultats de ces essais cycliques à différentes contraintes normales. Nous observons quantitativement que l'augmentation de la contrainte normale fait augmenter la rigidité tangentielle, la contrainte résiduelle mais la dilatance diminue.

Tableau 6.4 - Résultats des essais cycliques à différentes contraintes normales 14 et 15 : la rigidité tangentielle, la contrainte résiduelle, la dilatance maximale et l'angle de dilatance moyen en fonction de la contrainte normale.

σ_n (MPa)	Essai 14				Essai 15			
	K_s (MPa/mm)	$\tau_{résiduelle}$ (MPa)	$u_{n\text{-}max}$ (mm)	i_{moyen} (°)	K_s (MPa/mm)	$\tau_{résiduelle}$ (MPa)	$u_{n\text{-}max}$ (mm)	i_{moyen} (°)
1,5	27,64	1,15	0,50	4,8	41,05	1,15	0,60	5,4
3	28,50	2,50	-0,04	3,2	32,96	2,27	0,28	3,4
5	32,30	3,82	-0,47	1,6	38,12	3,95	0,04	2,1

6.3.3.2 Essais à contrainte normale variable au cours du cisaillement

Le deuxième type d'essai consiste à augmenter la contrainte normale au cours du cisaillement. Trois paliers de contrainte normale constante de 1,5, 3 et 5 MPa ont été effectués. On observe l'effet identique de la contrainte normale sur le comportement en cisaillement du joint. La figure 6.16 présente les courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel. La courbe de contrainte tangentielle présente un pic (moins marqué pour l'essai 16) et puis diminue vers une valeur constante au cours du cisaillement. Lors que la contrainte normale augmente, la contrainte de cisaillement augmente et la dilatance diminue. L'essai 17 montre des faibles contraintes résiduelles dues aussi à des pertes importantes de matériau, qui manifeste bien sur la courbe de déplacement normal. Ces contraintes tangentielles ne sont pas considérées comme la contrainte résiduelle.

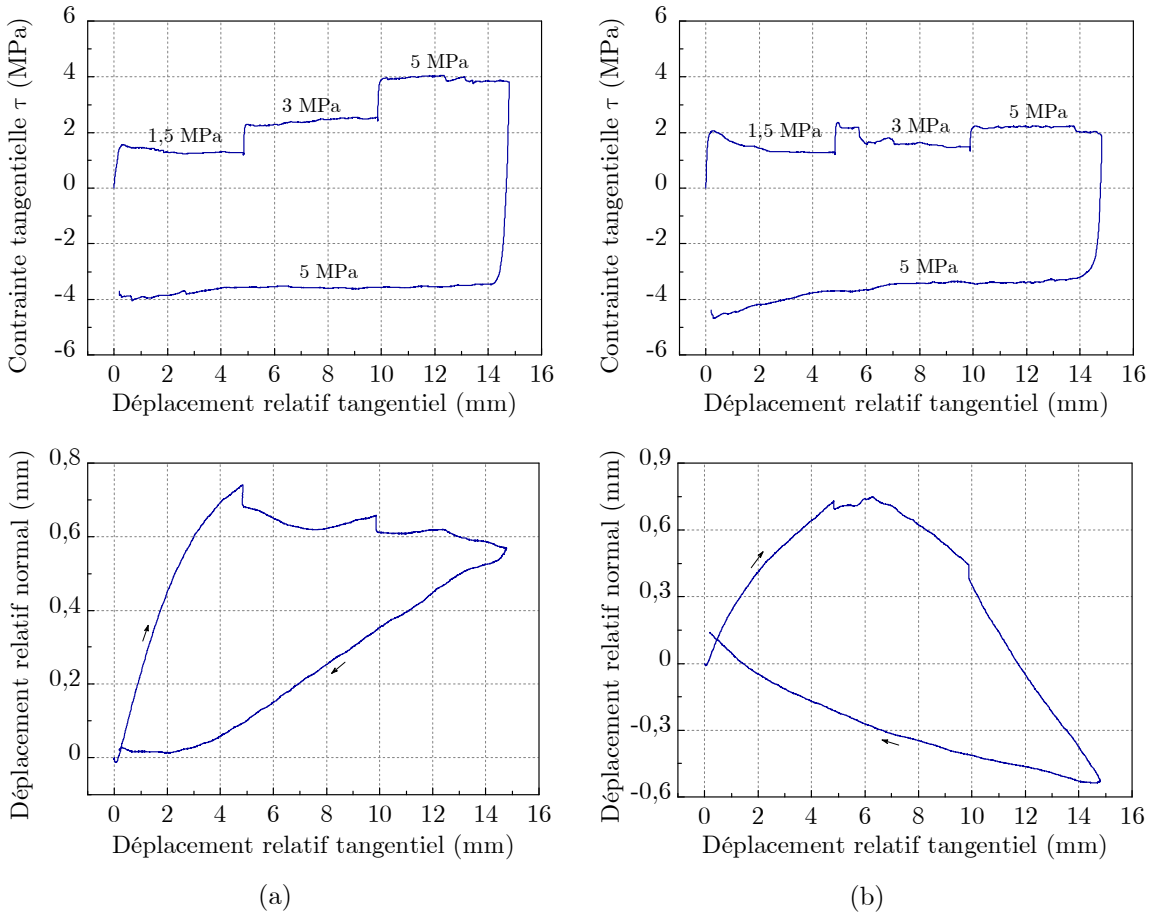


Figure 6.16 - Courbes de contrainte tangentielle et de déplacement relatif normal en fonction du déplacement relatif tangentiel des essais de cisaillement à contrainte normale variable de 1,5, 3 et 5 MPa, vitesse de cisaillement de 5 µm/s, (a)- Essai 16 ; (b)- Essai 17.

Le tableau 6.5 présente les valeurs de la rigidité tangentielle, la contrainte tangentielle, la dilatance maximale et l'angle de dilatance moyen pour chaque palier de contrainte des essais 16 et 17. On observe la même variation des valeurs avec l'augmentation de la contrainte normale comme sur les essais 14 et 15. La faible rigidité tangentielle correspondante au troisième palier de contrainte de l'essai 17 peut être expliquée par la forte dégradation des surfaces dès le deuxième palier.

Tableau 6.5 - Résultats des essais à contrainte normale variable 16 et 17 : la rigidité tangentielle, la contrainte résiduelle, la dilatance maximale et l'angle de dilatance moyen en fonction de la contrainte normale.

σ_n (MPa)	Essai 16				Essai 17			
	K_s (MPa/mm)	$\tau_{résiduelle}$ (MPa)	$u_{n\text{-}max}$ (mm)	i_{moyen} (°)	K_s (MPa/mm)	$\tau_{résiduelle}$ (MPa)	$u_{n\text{-}max}$ (mm)	i_{moyen} (°)
1,5	29,84	1,28	0,71	9,0	48,92	1,28	0,71	8,7
3	40,89	2,49	0,63	-0,3	50,53	2,16	0,73	-2,9
5	43,13	3,82	0,59	-0,5	32,77	-	0,36	-10,4

L'influence de la contrainte normale sur le coefficient de frottement au cours du cisaillement a été observée (figure 6.17). L'augmentation de la contrainte normale fait diminuer le frottement entre les deux surfaces. En fait, le coefficient de frottement atteint un pic qui coïncide avec le pic de contrainte tangentielle. Il va ensuite diminuer avec la dégradation des surfaces jusqu'à un palier constant quand la contrainte résiduelle est atteinte. Cependant, une augmentation de la contrainte normale, même dans la phase résiduelle, peut fait diminuer le rapport entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale. Lama et Vutukuri (1978) ont expliqué ce phénomène par la dépendance du coefficient de frottement non seulement au glissement relatif entre les aspérités mais également au taux d'écrasement des aspérités. A contrainte normale plus élevée, le mouvement des épontes est gouverné de plus en plus par l'écrasement et de moins en moins par le cisaillement des aspérités. Le coefficient de frottement est donc plus faible. Le coefficient de frottement sur le premier palier de contrainte de 1,5 MPa des deux essais 16 et 17 est similaire. Cependant, il est plus petit sur le deuxième et troisième palier de l'essai 17 (figure 6.17b) après des dégradations importantes des surfaces.

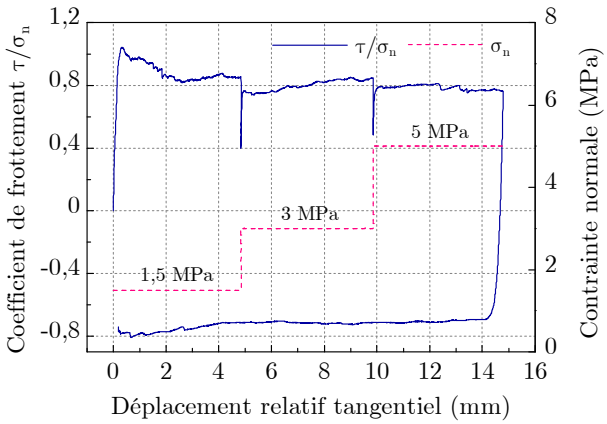


Figure 6.17 - Influence du changement de la contrainte normale sur le coefficient de frottement, (a)- Essai 16 ; (b)- Essai 17.

6.3.4 Analyse quantitative des résultats

6.3.4.1 Contraintes tangentielles au pic et résiduelle

Les courbes (τ-u_s) obtenues ont montré qu'au cours d'un cisaillement effectué à contrainte normale constante, la contrainte tangentielle passe par un maximum, la résistance de pic, puis décroît ensuite pour se stabiliser à une valeur définissant la résistance résiduelle. Pour les essais à vitesse de cisaillement élevée de 20 μm/s (G1-04, G2-09, G3-10, G3-12) et l'essai G1-05 à 10 μm/s, le pic de contrainte n'est pas très marqué voire inexistant. Pour ces essais, on a pris la valeur maximale mesurée sur la phase aller de cisaillement comme la valeur de la résistance au pic. Pour les autres essais, le pic est atteint après un déplacement relatif de 0,5 à 0,7 mm, sauf pour les essais G2-08 et G3-12 pour lesquels il est atteint après un très court déplacement (0,15 et 0,09 mm respectivement). Ces pics de contrainte à faible déplacement sont dus à une rupture brusque à la base des aspérités dans les essais où la direction de cisaillement est perpendiculaire aux aspérités. D'après Patton (1966) la valeur du pic dépend de la position de rupture des aspérités. Si le joint est cisaillé selon la base des aspérités, la contrainte maximale obtenue après un petit déplacement sera plus grande que dans le cas où le joint est cisaillé après un déplacement important le long des aspérités. Panet et al. (1976) ont expliqué ce phénomène par l'influence de l'imbrication des aspérités sur les valeurs de pic. Plus le déplacement relatif des épontes augmente, plus le degré d'imbrication diminue, entraînant une réduction de la résistance de pic.

Le déplacement relatif nécessaire pour atteindre la résistance résiduelle est beaucoup plus important que celui qui correspond à la résistance de pic. La phase résiduelle est caractérisée par une stabilité de la contrainte tangentielle et de la déformation normale. Dans nos essais de cisaillement, la phase résiduelle n'est pas forcément obtenue avec un déplacement relatif tangentiel maximal de 7 mm. Mais en comparant avec les essais à contrainte normale variable qui ont été cisaillés avec un déplacement plus important (15 mm) ou avec plusieurs cycles, nous trouvons que la contrainte tangentielle après un déplacement de 7 mm peut-être très proche de la contrainte résiduelle. Dans ce cas là, la valeur minimale de la contrainte tangentielle obtenue sur la phase aller de cisaillement est prise comme la valeur de la résistance résiduelle apparente (essais G1-04, G1-05 et G2-09).

Les contraintes tangentielles au pic et résiduelle ont été également déterminées sur la phase de cisaillement opposé (entre 0 et -7 mm). Dans ce sens de cisaillement, un pic de contrainte apparaît après un déplacement tangentiel de 0,14 à -2,6 mm. Dans la plupart des cas, la contrainte maximale dans le sens de cisaillement opposé est proche de celle dans le sens aller, sauf pour les essais G1-01 et 13 à contrainte normale plus élevée (5 et 7 MPa), la contrainte dans le sens opposé est plus petite. La figure 6.18 présente les valeurs de la contrainte au pic obtenues dans les deux sens de cisaillement des essais CNC, en fonction de la contrainte normale et la vitesse de cisaillement. Sous une même contrainte normale, on peut remarquer une dispersion des valeurs en fonction de la vitesse de cisaillement. Cette influence de la vitesse de cisaillement sera

montrée dans la section 6.3.4.5. D'autre part, la contrainte normale a également une influence sur la résistance tangentielle au pic. Cela est explicable par l'accroissement du degré d'imbrication et de l'aire de contact entre deux épontes suite à l'augmentation de la contrainte normale. La force tangentielle nécessaire pour vaincre le frottement et pour cisailler les aspérités augmente donc avec l'augmentation de la contrainte normale. Il est bien évident que cette force dépend également des caractéristiques mécaniques et géométriques des aspérités. Plusieurs auteurs comme Lee et al. (2001) ont effectué des essais de cisaillement sur les joints de différentes rugosités et trouvé que les joints rugueux ont des coefficients de frottement plus élevés que ceux des joints plus lisses. Le pic de résistance est d'autant plus marqué que les surfaces en contact présentent des aspérités plus importantes et mieux imbriquées. Dans notre cas, nous avons combiné l'influence de la contrainte normale et l'influence de la morphologie des surfaces en utilisant les contraintes normales les plus fortes pour les échantillons les moins rugueux, et inversement. Mais on peut observer facilement une influence dominante de la contrainte normale sur les contraintes tangentielles. Si l'on caractérise le comportement des discontinuités selon un critère linéaire de Mohr-Coulomb, on obtient alors un angle de frottement de 38,3° dans le sens de cisaillement aller et de 28,8° dans le sens de cisaillement opposé pour la résistance au pic. Les cohésions sont respectivement de 0,30 et 1,06 MPa. Notons que l'endommagement des surfaces lors du cisaillement aller peut modifier les caractéristiques morphologiques dans le sens inverse. Donc les paramètres liés à la résistance au pic, obtenue dans le sens de cisaillement opposé ne sont pas forcément les paramètres réels de la roche saine. Dans notre cas, l'angle de frottement et la cohésion au pic dans le sens opposé présentent une différence remarquable par rapport à ceux obtenus dans le sens aller. La figure 6.19 présente les contraintes tangentielles résiduelles déterminées dans les deux phases de cisaillement. Les angles de frottement sont respectivement de 31,5 et 28,3° ; les cohésions sont de 0,27 et 0,35 MPa selon un critère linéaire de Mohr-Coulomb. Les contraintes résiduelles de l'essai à 7 MPa (essai 13) ne sont pas présentées car on a observé des grandes pertes de matière dès le début du cycle, donc les contraintes n'ont pas pu être déterminées précisément.

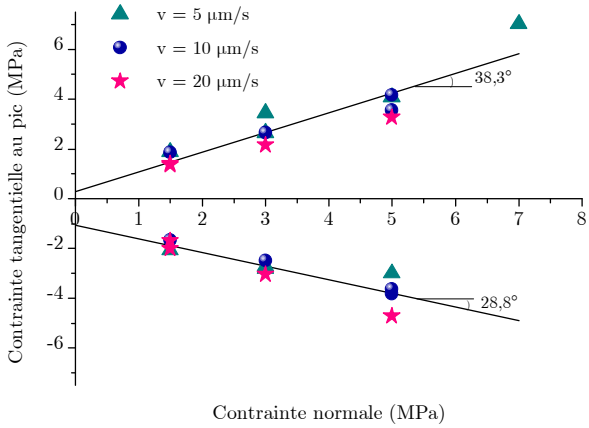


Figure 6.18 - Résistance de pic en fonction de la contrainte normale et de la vitesse de cisaillement pour deux phases de cisaillement aller et opposé des essais CNC.

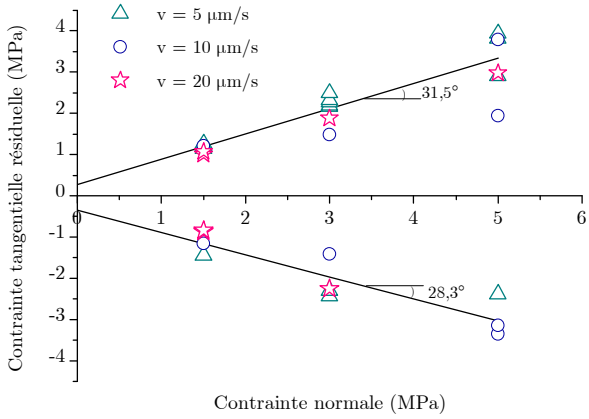


Figure 6.19 - Résistance résiduelle en fonction de la contrainte normale et de la vitesse de cisaillement pour deux phases de cisaillement aller et opposé des essais CNC.

6.3.4.2 Rigidité normale

La rigidité normale du joint a été déterminée à l'aide des courbes de déplacement normal lors des cycles préalables avant chaque essai de cisaillement. Elle est définie comme la pente de la courbe de fermeture du joint en fonction de la contrainte normale. Dans la figure 6.3 des cycles de chargement/déchargement, le déplacement mesuré se compose de la fermeture du joint, les déformations de la roche et du mortier de scellement. Cependant, en utilisant une contrainte normale maximale de 5 MPa (pour le G1), nous supposons que les déformations de la roche et du mortier sont négligeables par rapport à la fermeture du joint. Cela permet de calculer directement la rigidité normale du joint à partir des données mesurées du déplacement du joint sous la contrainte normale.

Nous avons déterminé la pente moyenne de la courbe de déchargement du 2ème cycle pour chaque incrément de contrainte normale de 1,35 MPa. La figure 6.20 présente les rigidités normales calculées en fonction de la contrainte normale moyenne sur la courbe considérée. Seuls les résultats des essais des groupes G1 et G3, qui ont été soumis à des cycles de contrainte normale jusqu'à 5 et 3 MPa respectivement, sont présentés. Le groupe G3 qui a été soumis à des cycles de contrainte normale maximale de 1,5 MPa, donne très peu de données pour calculer les rigidités normales. Les calculs peuvent être fluctuants, donc nous ne présentons pas les rigidités normales déterminées sur ce groupe. On observe que la relation entre la rigidité normale du joint et la contrainte normale appliquée est quasi-linéaire pour les contraintes entre 1 et 5 MPa. La rigidité à une même contrainte normale pour des joints différents peut être différente. Cependant, on observe que les coefficients de ces calages linéaires sont voisins.

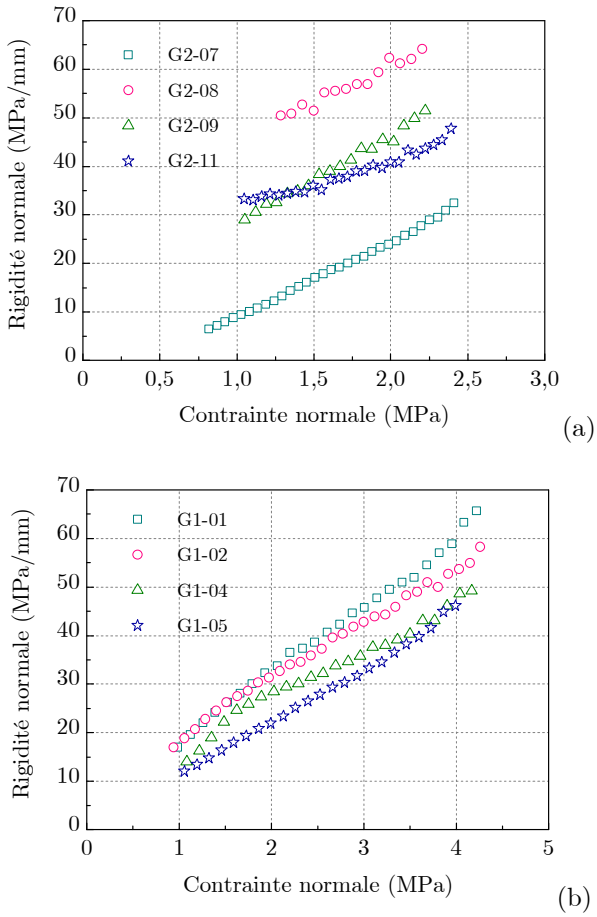


Figure 6.20 - Rigidité normale des joints en fonction de la contrainte normale appliquée.

6.3.4.3 Rigidité tangentielle

Nous avons déterminé les rigidités tangentielles sur la phase linéaire des courbes contrainte-déplacement tangentiel. Durant cette phase, l'application progressive d'un déplacement tangentiel produit d'une part une mobilisation élastique de la contrainte de cisaillement par frottement sur les facettes des aspérités, et d'autre part une nouvelle fermeture de la fracture (contractance). La figure 6.21 présente la relation entre la rigidité tangentielle et la contrainte normale des essais CNC. Les rigidités tangentielles déterminées sur les essais à contrainte normale variable ne sont pas présentées car la dégradation des surfaces après chaque cycle (ou chaque palier) peut modifier la rigidité tangentielle de la roche. Pour chaque groupe d'échantillons, les valeurs de rigidité sont proches les unes des autres, sauf pour deux essais G1-04 et G2-08. L'augmentation de la contrainte normale implique une augmentation quasi-linéaire de la rigidité tangentielle. L'influence de la vitesse de cisaillement sur la rigidité tangentielle n'est pas visible. Une équation à l'exposant constant de la contrainte normale a été proposée pour la rigidité tangentielle. Jing et al. (1992) ont observé une relation linéaire entre la rigidité et la contrainte normale. Ils ont expliqué cette augmentation de K_s avec σ_n par l'accroissement de l'aire de contact avec l'augmentation de la contrainte normale.

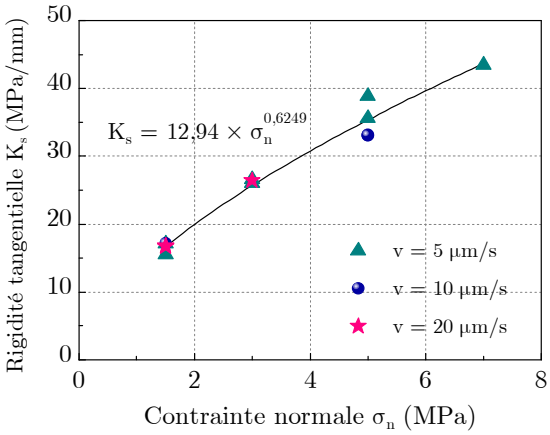


Figure 6.21 - Évolution de la rigidité tangentielle en fonction de la contrainte normale pour les essais CNC à différentes vitesses de cisaillement.

L'augmentation de l'aire de contact entraîne le degré d'imbrication entre les deux épontes. Une force tangentielle supplémentaire est alors nécessaire pour vaincre la résistance des aspérités, et la rigidité est ainsi plus élevée.

6.3.4.4 Dilatance

Nous avons déterminé l'angle de dilatance au pic et l'angle de dilatance maximal sur les deux phases de cisaillement aller et opposé pour les essais CNC. L'angle de dilatance est défini comme le rapport entre l'incrément du déplacement relatif normal et tangentiel. On observe que l'angle de dilatance déterminé au pic de contrainte ne correspond pas à la valeur maximale obtenue sur les courbes de dilatance. Cette valeur maximale se trouve souvent après le pic pour un déplacement supplémentaire de 0 à 0,5 mm pour la phase aller et jusqu'à 1,68 mm pour la phase opposée. On peut expliquer ce phénomène de la façon suivante : après le pic, la contrainte diminue avec la rupture graduelle des aspérités. Mais au début de la phase de radoucissement, il y a très peu de rupture des aspérités. Le joint continue à dilater en glissant sur les facettes des aspérités qui ne seront cisaillées qu'après un certain déplacement supplémentaire. Cette hypothèse s'accorde avec les analyses des images de surfaces endommagées après cisaillement de Gentier et al. (2000). Ils ont observé que la majorité des ruptures des aspérités apparaît pendant la phase de radoucissement et la phase résiduelle. Cependant cette observation est néanmoins à l'opposé des observations de Flamand (2000). Il a en effet observé que les angles de dilatance maximale se trouvent avant les pics de contrainte.

Nous avons ensuite comparé les angles de dilatance avec la moyenne des colatitudes mobilisées lors de chaque phase de cisaillement (figure 6.22). Ces angles de dilatance ont été déterminés sur les courbes de dilatance qui n'ont pas été corrigées par l'angle d'inclinaison du plan géométrique moyen des joints. Le groupe le plus lisse G1 présente la moyenne des colatitudes la plus faible, et à l'inverse, le groupe le plus rugueux G3 présente la moyenne des colatitudes la plus élevée. On observe que le

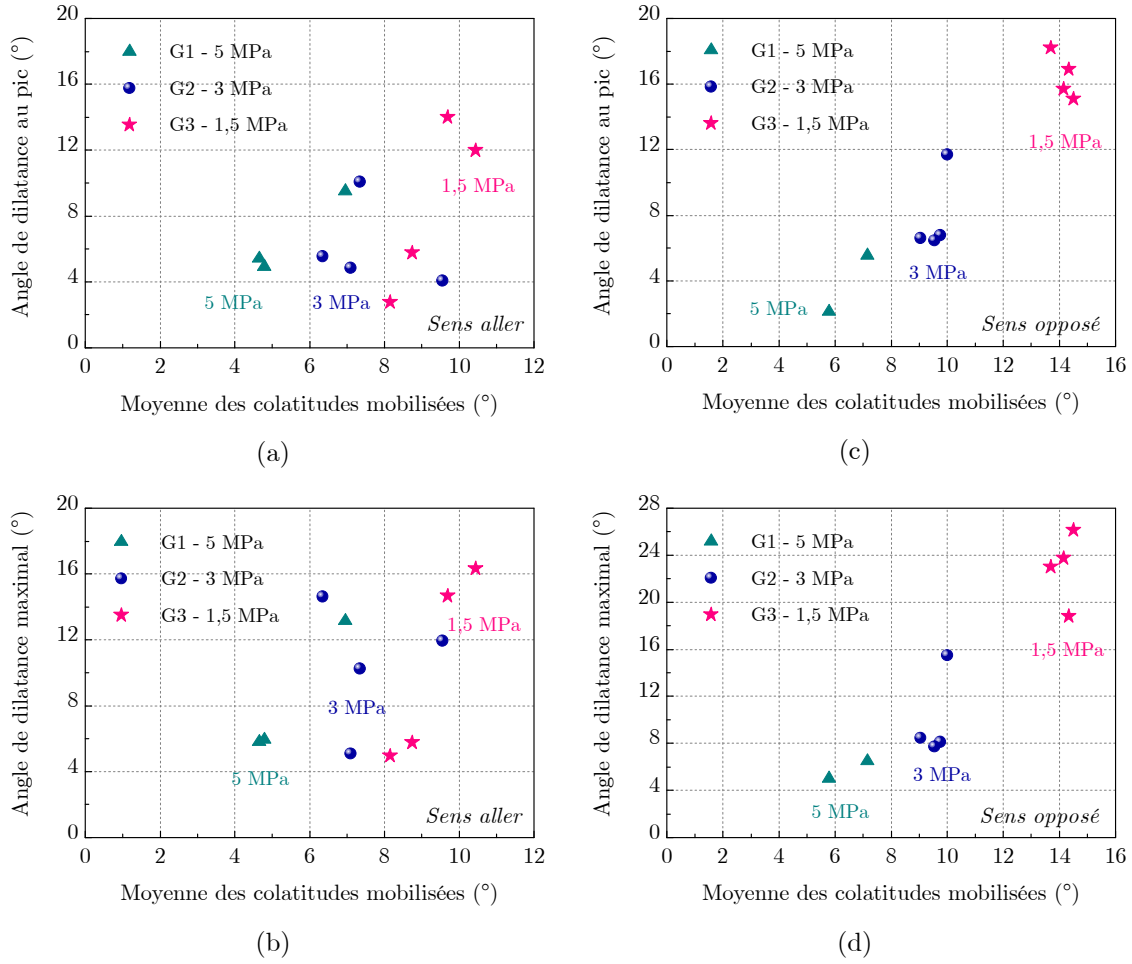


Figure 6.22 - Angle de dilatance au pic et maximal en fonction de la moyenne des colatitudes mobilisées lors des phases de cisaillement aller et opposé.

groupe le plus rugueux G3, soumis à une contrainte normale la plus faible (1,5 MPa), a tendance à avoir les angles de dilatance au pic et maximal les plus importants. Le groupe le plus lisse G1, soumis à une contrainte normale la plus élevée (5 MPa), présente la caractéristique contraire : angles de dilatance au pic et maximal les plus faibles.

L'influence de la contrainte normale sur l'angle de dilatance au pic a été observée par Archambault et al. (1990), Flamand (2000). Plus la contrainte normale est élevée, plus l'angle de dilatance au pic est faible. Cela peut être expliqué par le fait que sous une contrainte normale élevée, avant la rupture des aspérités, il y a non seulement glissement entre les aspérités mais aussi écrasement des aspérités sous l'effet de la contrainte normale. Cependant, nous pouvons observer une influence de la morphologie des surfaces sur cette tendance de variation des angles de dilatance au pic et maximal. Dans la figure 6.22c et d pour le sens de cisaillement opposé, on présente les angles de dilatance en fonction de la moyenne des colatitudes mobilisées initiale dans ce sens,

bien que les ruptures des aspérités lors du cisaillement aller aient pu faire changer l'angularité des aspérités. Les données de la moyenne des colatitudes mobilisées lors du cisaillement opposé ne sont pas disponibles car nous n'avons pas mesuré les surfaces juste après la phase de cisaillement aller. Cependant, la mesure des surfaces après un cycle complet de cisaillement a montré que le groupe le plus lisse a toujours une moyenne des colatitudes finale la plus faible, et le groupe le plus rugueux une moyenne des colatitudes finale la plus élevée (figure 6.23). Cela nous permet de conclure qu'après une phase de cisaillement aller, la moyenne de colatitudes des trois groupes suit toujours l'ordre choisi de la rugosité de la plus lisse à la plus rugueuse et nous permet de tracer approximativement les angles de dilatance en fonction de la moyenne des colatitudes initiales. De plus, sur la figure 6.23, on observe que la moyenne des colatitudes finales dans le sens opposé (triangles ouverts) est même plus grande que celle initiale dans le sens aller (cercles fermés). Ces observations nous mènent à une comparaison des angles de dilatance dans les deux sens de cisaillement, qui ont été déterminés sous les mêmes conditions de contrainte normale et de vitesse de cisaillement. La figure 6.24 présente la relation entre la moyenne des colatitudes et les angles de dilatance au pic et maximal obtenus pour les deux sens de cisaillement des essais du groupe G3 à 1,5 MPa. Nous observons que plus la moyenne des colatitudes mobilisées est élevée, plus les angles de dilatance ont tendance à augmenter. Dans le sens opposé, la moyenne des colatitudes est plus grande et donc les angles de dilatance sont aussi plus grands que ceux dans le sens aller. Cette tendance peut être observée dans le sens aller quelle que soit la moyenne des colatitudes. Cela signifie que la rugosité, ou plus précisément l'angularité des aspérités, a une influence directe sur l'angle de dilatance au pic ou l'angle de dilatance maximal lors du cisaillement. Cette observation n'est pas visible sur les essais des groupes G1 et G2. Cela est dû à la petite différence entre les moyennes des colatitudes dans les deux sens qui peut entraîner à une fluctuation des résultats.

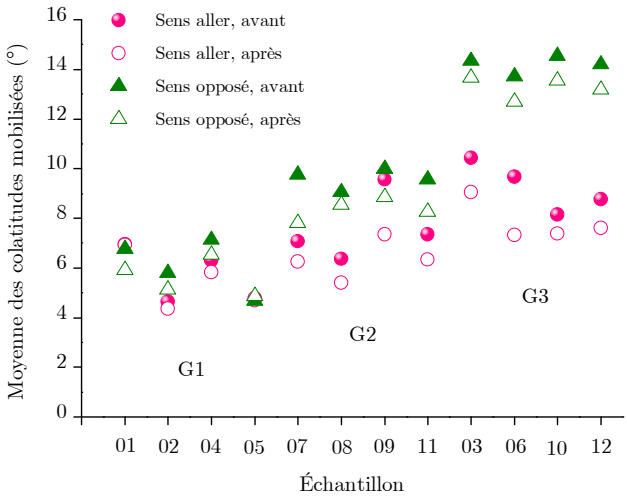


Figure 6.23 - Moyenne des colatitudes mobilisées dans deux sens de cisaillement aller et opposé, calculée avant et après un cycle complet de cisaillement.

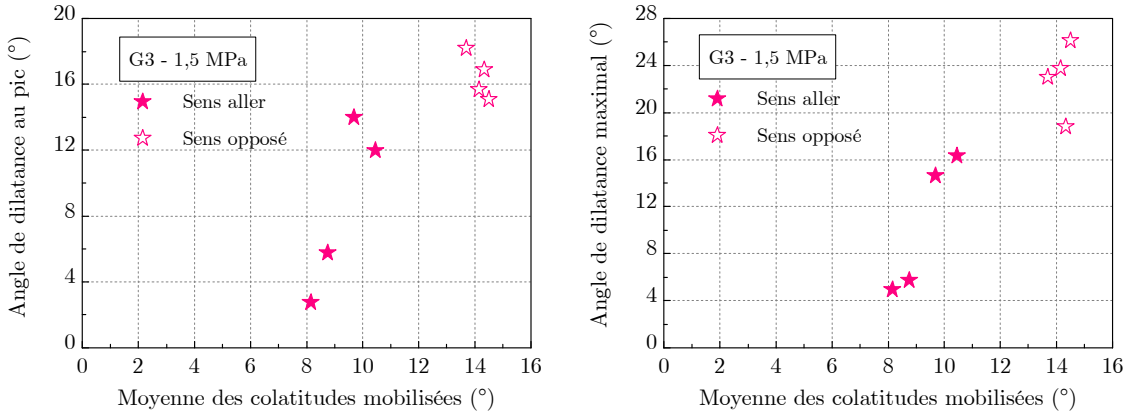
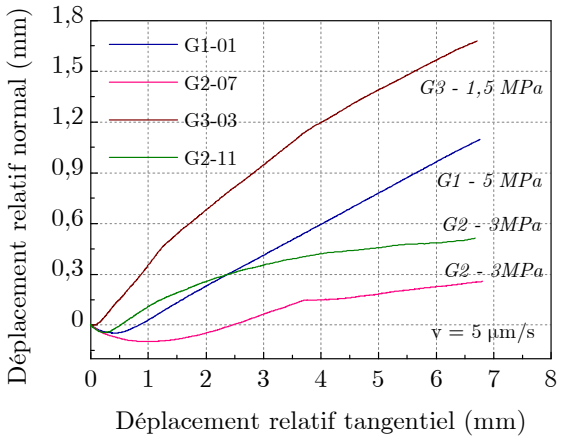


Figure 6.24 - Influence de la moyenne des colatitudes mobilisées sur les angles de dilatance des essais du groupe G3 à 1,5 MPa.

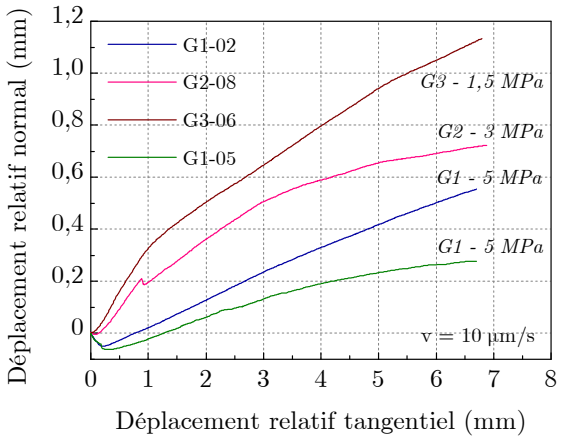
Les courbes de déplacement normal au cours du cisaillement des essais CNC ont été représentées en fonction du déplacement tangentiel de la figure 6.8 à la figure 6.13. Pour les essais du 1er groupe à contrainte normale élevée (5 MPa), on peut observer une phase de contractance très prononcée au début des essais. Cette phase de contractance correspond à une fermeture supplémentaire du joint avec mobilisation de la force de cisaillement. Elle a tendance à diminuer voire disparaître avec les contraintes normales moyennes à faibles. Excepté l'essai G1-04, tous les autres essais présentent ensuite un comportement dilatant pendant la phase aller du cisaillement.

En regroupant les essais à une même vitesse de cisaillement (figure 6.25), on peut remarquer une variation de la dilatance en fonction de la contrainte normale et la rugosité des surfaces. L'effet de la contrainte normale sur la dilatance est connu, l'augmentation de la contrainte normale empêche la dilatance, augmente la déformation plastique et la dégradation des aspérités. D'autre part, comme nous venons de voir, la morphologie des surfaces a également une influence sur la dilatance. Plus le joint est rugueux, plus la dilatance est importante. Ainsi, nous avons favorisé l'influence de la contrainte normale sur la dilatance en utilisant la contrainte normale la plus faible pour les échantillons les plus rugueux et réciproquement. Dans la figure 6.25, à une même vitesse de cisaillement, les courbes de dilatance sont tracées en fonction de la contrainte normale et de la rugosité des surfaces. Les joints les plus rugueux (G3) soumis à la contrainte normale la plus faible (1,5 MPa) présentent la dilatance la plus importante de 1,0 à 1,7 mm après 7mm de déplacement. Les joints du groupe G2 à contrainte normale de 3 MPa dilatent moyennement selon des courbes montrant une non-linéairité plus marquée. Ce sont ces courbes qui manifestent plus une tendance de stabilité de la dilatance après 7 mm de cisaillement. Les joints les plus lisses du groupe G1 à la contrainte normale la plus élevée (5 MPa) dilatent faiblement voire contractent. Il est donc délicat de faire la part des choses entre la contrainte normale appliquée ou à la rugosité des joints testés. Pour pouvoir trancher entre ces deux influences, il aurait fallut appliquer des contraintes normales différentes pour des échantillons de même

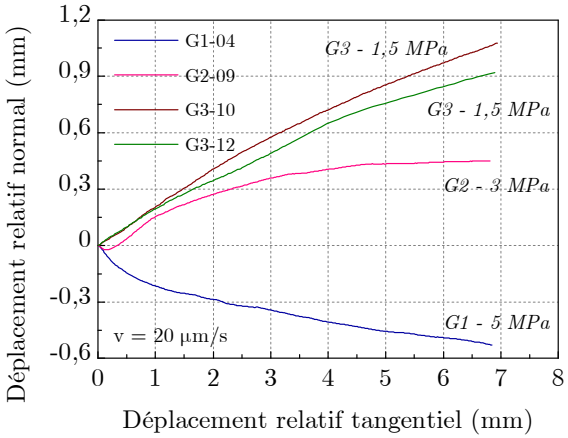
rugosité ou, *a contrario*, une même contrainte normale pour des échantillons de différentes rugosités.



(a)



(b)



(c)

Figure 6.25 - Déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel et de la contrainte normale, (a)- v = 5 µm/s ; (b)- v = 10 µm/s ; (c)- v = 20 µm/s.

6.3.4.5 Influence de la vitesse de cisaillement

La figure 6.26 présente la relation entre la contrainte tangentielle au pic et la vitesse de cisaillement. Pour chaque groupe de la même morphologie et contrainte normale, la résistance de cisaillement au pic diminue avec l'augmentation de la vitesse de cisaillement. Compte tenu du nombre des essais réalisés, on peut proposer une relation linéaire et quasi similaire entre la résistance au cisaillement et la vitesse de cisaillement pour les trois groupes pour les contraintes normales variées entre 1,5 et 5 MPa, et les vitesses de cisaillement entre 5 et 20 µm/s.

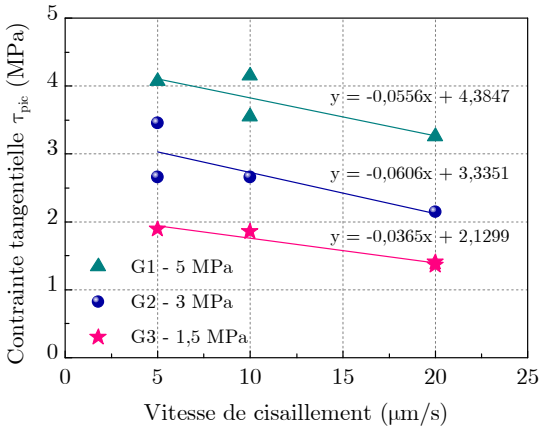


Figure 6.26 - Influence de la vitesse de cisaillement sur la résistance tangentielle au pic.

L'influence de la vitesse de cisaillement a été également observée par des autres auteurs. Scholz et Engelder (1976) sont parmi les premiers ayant étudié l'effet de la vitesse de cisaillement sur le coefficient de frottement à des contraintes normales élevées (5 à 50 MPa). Ils ont trouvé que le coefficient de frottement dynamique diminue avec l'augmentation de la vitesse de déplacement. Crawford et Curran (1981) ont utilisé des joints de roches dures et tendres pour des essais de cisaillement à faible contrainte normale constante (0,62 à 2,78 MPa) et à des vitesses de cisaillement variées de 0,05 à 50 mm/s. Le résultat de leur étude montre une influence variable de la vitesse de cisaillement suivant le type de la roche et la contrainte normale utilisée. En général, la résistance au cisaillement des roches dures diminue avec l'augmentation de la vitesse de cisaillement. Contrairement aux roches tendres, la résistance au cisaillement à une faible contrainte normale augmente avec l'accroissement de la vitesse de cisaillement jusqu'à une certaine valeur de la vitesse et puis reste insensible. Pour les contraintes normales plus élevées, la résistance reste constante jusqu'à un point critique de la vitesse à partir duquel la résistance diminue. Indraratna et Haque (2000) ont trouvé une même influence de la vitesse sur les joints des roches tendres soumis à l'essai de cisaillement à rigidité imposée. Ils ont observé que la résistance au cisaillement augmente avec la vitesse de cisaillement, si celle ci varie entre 0,35 et 1,67 mm/min pour une même condition de contrainte normale et de rigidité. Armand et al. (1998), Jafari et al. (2004) ont fait des essais de cisaillement sur des joints artificiels et trouvé que la résistance au pic et la résistance résiduelle sont une fonction décroissante du

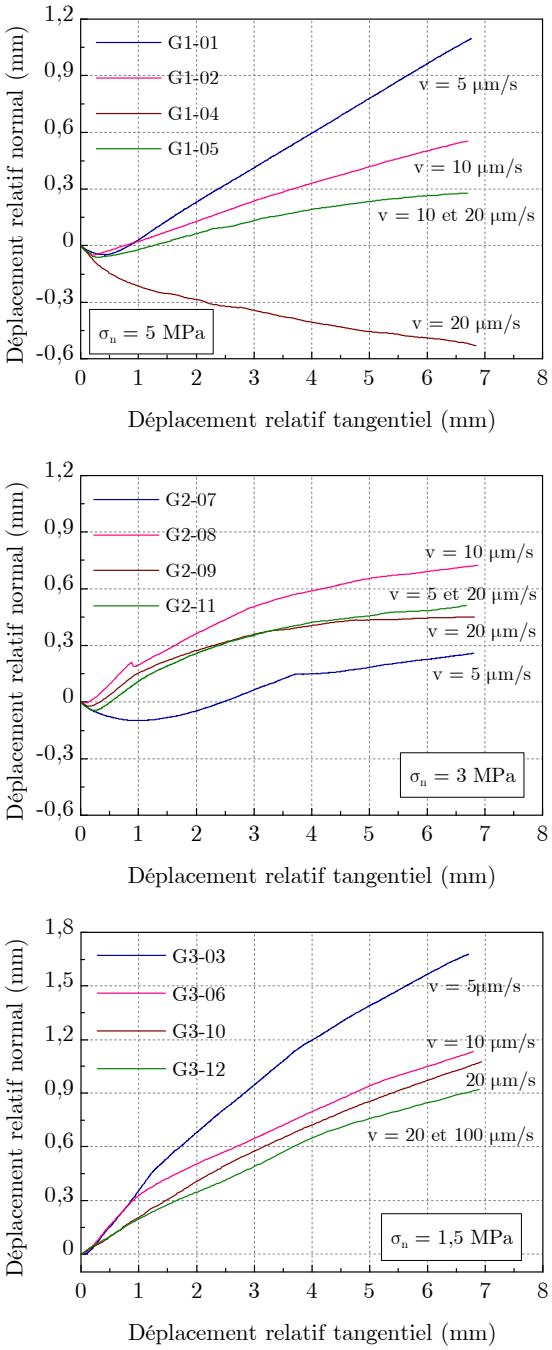


Figure 6.27 - Influence de la vitesse de cisaillement sur la dilatance des joints de même morphologie et même contrainte normale.

logarithme de la vitesse de cisaillement. Cependant, nous n'avons pas observé une influence significative de la vitesse de cisaillement sur les contraintes tangentielles résiduelles pour nos essais CNC. Sur les essais dont la vitesse de cisaillement est changée après le pic au déplacement tangentiel de ±3,5 mm (essai G1-05 de 10 à 20 µm/s ; essai G2-11 de 5 à 10 µm/s ; essai G3-12 de 20 à 100 µm/s), on n'observe aucun changement du comportement des joints.

Nous avons observé d'autre part une influence de la vitesse de cisaillement sur les déplacements normaux au cours du cisaillement. La figure 6.27 présente les courbes de déplacement normal de chaque groupe (même morphologie, même contrainte normale) en fonction du déplacement tangentielle et de la vitesse de cisaillement. Pour les essais du groupe G1 et groupe G3, plus la vitesse de cisaillement augmente, plus la dilatance au cours du cisaillement diminue. Cette influence est moins visible sur les essais du groupe G2. Cependant, la différence de dilatance due à la vitesse de cisaillement diminue quand la contrainte normale diminue.

6.4 Essais de cisaillement direct à rigidité normale imposée

6.4.1 Courbes de contraintes et de déplacements

La figure 6.28 et la figure 6.29 présentent les courbes de contrainte normale, contrainte tangentielle et déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel des essais CNS à contrainte normale initiale (σ_{no}) de 3, 5 et 7 MPa. Les courbes des essais CNC à la même contrainte normale initiale et la même vitesse de cisaillement (5 μm/s) sont également présentées sur les figures afin de pouvoir comparer avec les essais CNS. On observe que sous une rigidité normale imposée constante, lors du cisaillement, les joints présentent tout d'abord une phase de contractance mais plus faible que celle des essais CNC. Cette contractance entraîne une diminution légère de la contrainte normale initiale. Les joints dilatent ensuite avec un taux plus élevé que celui des essais CNC pour les essais à σ_{no} de 3 et 5 MPa et un taux légèrement plus faible pour les essais à σ_{no} de 7 MPa, conduisant à une augmentation proportionnelle de la contrainte normale. L'accroissement de la dilatance et de la contrainte normale des essais à σ_{no} de 3 et 5 MPa implique une augmentation supplémentaire de la contrainte tangentielle par rapport aux essais CNC réalisés à la même contrainte normale initiale. Parmi les essais à σ_{no} de 3 MPa (figure 6.28a,b,c), l'essai CNS.2 à 6 MPa/mm présente deux pics de contrainte tangentielle les plus élevés suite à une augmentation importante de la dilatance et de la contrainte normale. Le premier pic est atteint après un petit déplacement de cisaillement (0,26 mm). Cependant, après ce pic, la rupture des aspérités n'est pas très importante. Cela peut être prouvé par le fait que la dilatance continue à augmenter avec un taux toujours élevé. L'augmentation de la dilatance et de la contrainte normale conduisent à un second pic plus important que le précédent. Les essais CNS.1 à 5 MPa/mm et CNS.3 à 10 MPa/mm montrent des pics de contrainte très comparables bien que la contrainte normale au pic de l'essai CNS.3 soit plus élevée que celle de l'essai CNS.1. Les essais à σ_{no} de 5 MPa présentent également des pics de contrainte plus importants que dans l'essai CNC : plus la rigidité imposée est grande, plus la dilatance et la contrainte normale au pic sont élevées et plus le pic de contrainte tangentielle est prononcé (figure 6.28d,e,f). Sous une contrainte normale initiale de 7 MPa, les contraintes tangentielles maximales sont plus proches de celle de l'essai

CNC. On n'observe pas une influence visible de la rigidité normale imposée sur le comportement des joints (figure 6.29). Les pics de contrainte tangentielle des essais CNS à σ_{no} de 7 MPa sont même plus petits que celui de l'essai sous une rigidité normale nulle (essai CNC).

Sur tous les essais CNS, nous avons observé que le pic de la contrainte tangentielle ne coïncide pas avec celui de la contrainte normale. Après le cisaillement des aspérités, la contrainte tangentielle diminue graduellement dû à des ruptures des surfaces. Cependant, les joints continuent encore à dilater avec un taux de plus en plus faible et la contrainte normale continue à augmenter proportionnellement à la variation de la dilatance. Le déplacement normal et la contrainte normale atteignent la valeur maximale après le pic de contrainte tangentielle avec un déplacement tangentiel supplémentaire de 6,04 mm pour l'essai CNS.4 et de 0,34 à 1,83 mm pour les autres essais. Cette observation a été également observée par Archambault et al. (1990), Van Sint Jan (1990) sur des joints artificiels de surfaces irrégulières imbriquées.

Cependant, contrairement aux essais CNC, les essais CNS montrent un taux de dilatance maximal avant le pic de contrainte tangentielle. Il diminue ensuite graduellement vers zéro au pic du déplacement normal. A partir de ce pic, les joints présentent un comportement contractant dû à des ruptures continues des surfaces sous une rigidité normale imposée, entraînant une diminution de la contrainte normale. Les contraintes tangentielles diminuent vers zéro et sont nulles quand la contrainte normale est nulle. La contractance est plus importante que celle des essais CNC avec une grande différence pour les essais à σ_{no} de 3 et 5 MPa et une différence plus petite pour les essais à σ_{no} de 7 MPa. Pour les essais à σ_{no} de 5 MPa, plus la rigidité normale est élevée, plus le taux de contractance est important. Les essais à σ_{no} de 7 MPa montrent légèrement cette tendance. Cependant, cette observation n'est pas visible pour les essais à 3 MPa. L'influence de la rigidité normale sur la contrainte tangentielle au pic et les déplacements normaux a été montrée par Archambault et al. (1990), Jiang et al. (2006). Sous une même contrainte normale initiale, l'augmentation de la rigidité normale entraîne une augmentation de la résistance de cisaillement au pic et de la contractance. Cependant, cette influence diminue avec l'augmentation de la contrainte normale initiale. Nous avons observé que l'influence de la rigidité normale est moins visible sous une contrainte normale initiale de 7 MPa que sous une contrainte normale initiale de 3 et 5 MPa. La différence entre les courbes de contraintes ou de déplacement normal des essais à 7 MPa est plus faible en comparant avec les essais à 3 et 5 MPa. La différence importante des courbes dans la phase de cisaillement opposé des essais cycliques à 7 MPa est sans doute due à des ruptures différentes des surfaces.

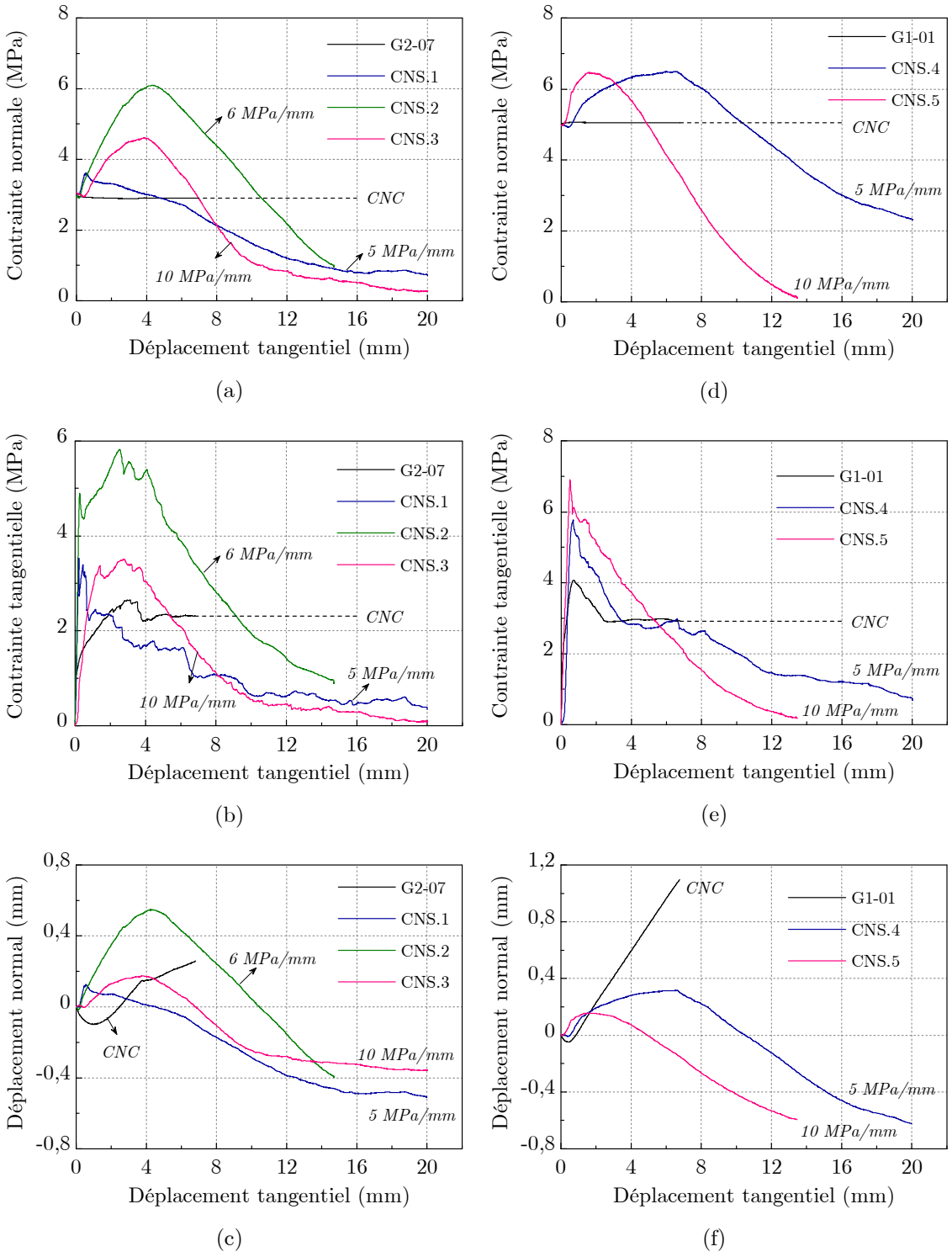


Figure 6.28 - Contrainte normale, contrainte tangentielle et déplacement normal en fonction du déplacement tangentiel à différentes rigidités normales imposées, (a, b, c)- Contrainte normale initiale de 3 MPa ; (d, e, f)- Contrainte normale initiale de 5 MPa.

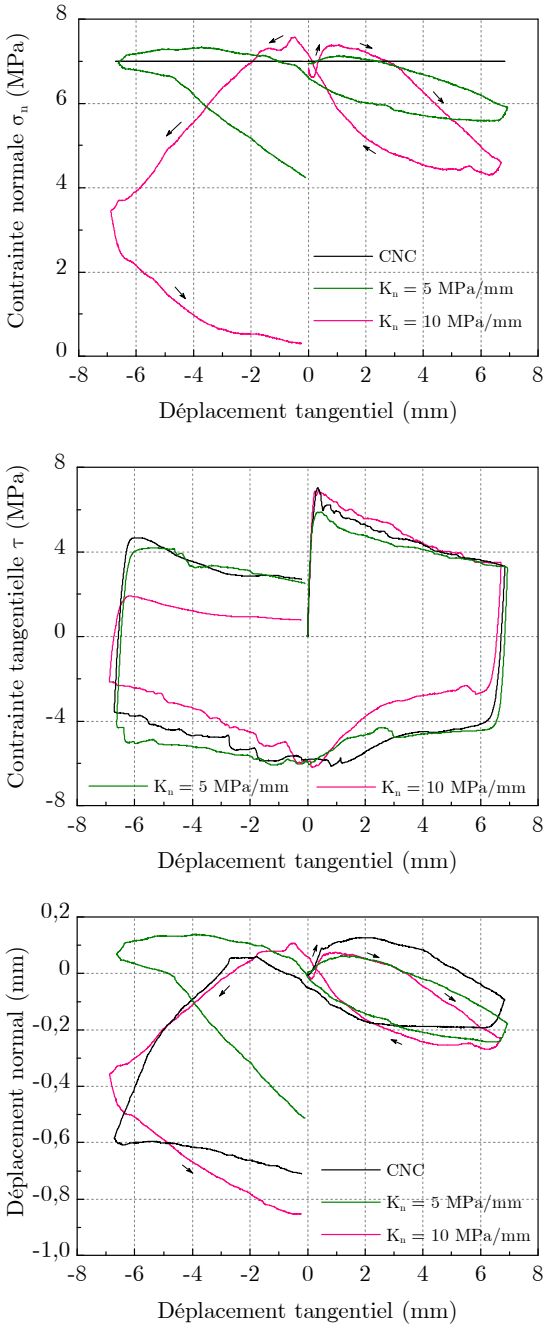


Figure 6.29 - Essais de cisaillement cycliques à contrainte normale constante et à rigidité normale imposée avec la contrainte normale initiale de 7 MPa (essais 13, CNS.6 et CNS.7).

L'influence de la contrainte normale initiale sur la contrainte de cisaillement et le déplacement normal est présentée dans la figure 6.30. A une même rigidité normale imposée, l'augmentation de la contrainte normale initiale entraîne une augmentation de la contrainte tangentielle au pic. Cependant, nous observons que plus la contrainte normale initiale est élevée, plus cette augmentation de la contrainte tangentielle est

faible : les pics des essais à 5 et 7 MPa montrent une différence très faible par rapport à celle entre les essais à 3 et 5 MPa. Cela est dû au fait que l'influence de la rigidité normale diminue quand la contrainte normale augmente (Van Sint Jan 1990). D'autre part, nous pouvons observer qu'à des contraintes normales initiales plus importantes, le taux de réduction de la contrainte de cisaillement est plus grand (figure 6.30a,b). Ce taux augmente également lorsque la rigidité normale imposée augmente.

La contrainte normale initiale influence aussi les déplacements normaux et cette influence est plus visible sur les essais à 10 MPa/mm (figure 6.30d). Quand la contrainte normale initiale augmente, la dilatance maximale lors du cisaillement des joints diminue. Après le pic de dilatance, les joints contractent avec un taux plus élevé si la contrainte normale initiale est plus grande. Ce taux est aussi plus élevé si la rigidité normale est plus grande.

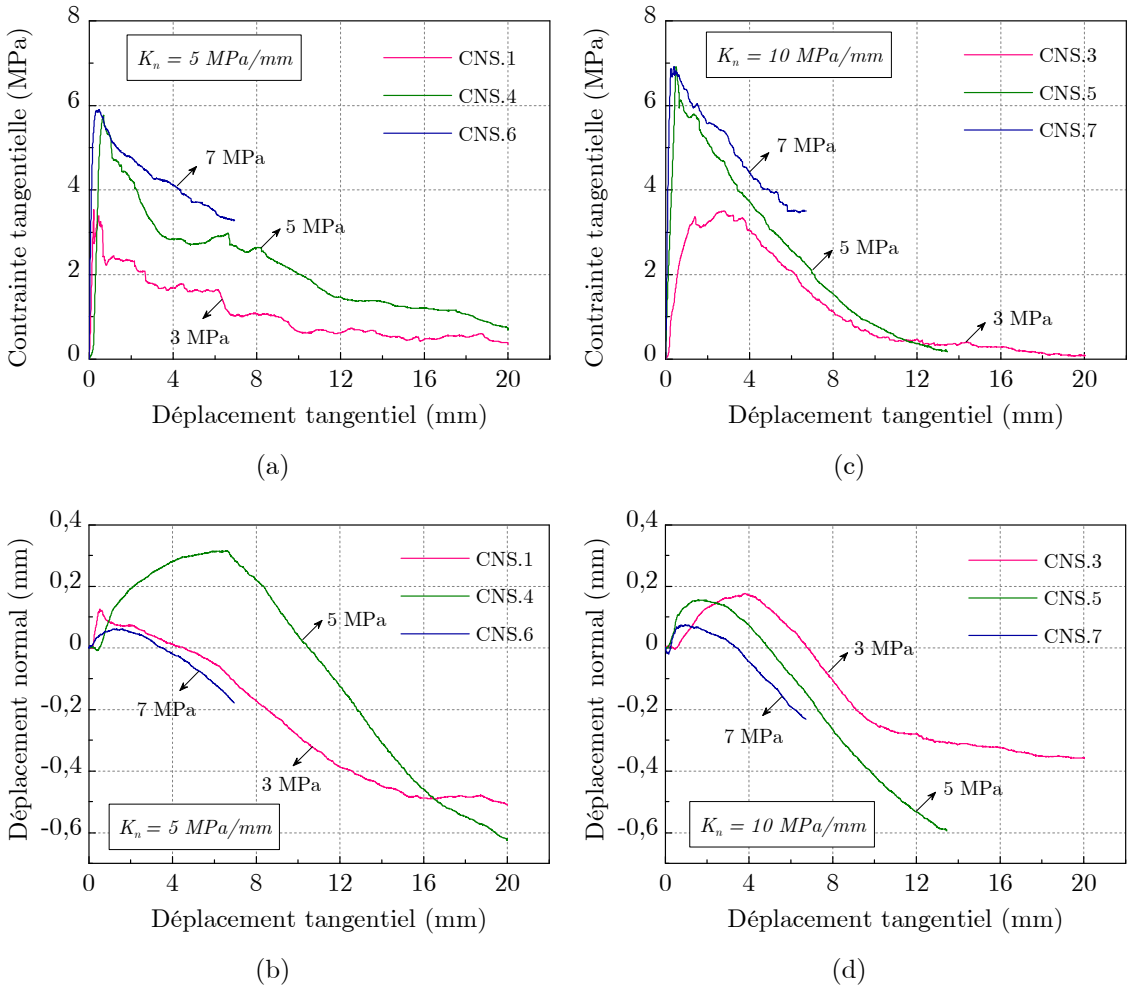


Figure 6.30 - Influence de la contrainte normale initiale et de la rigidité normale imposée sur la contrainte de cisaillement et le déplacement normal, (a,b)- essais à 5 MPa/mm ; (c,d)- essais à 10 MPa/mm.

6.4.2 Enveloppe de rupture des essais CNS

La figure 6.31 présente les contraintes tangentielles au pic obtenues pour des essais CNC et CNS à la même vitesse de cisaillement (5 µm/s). Nous observons que pour les contraintes normales initiales inférieures à 7 MPa, la résistance au pic des essais CNS est plus élevée que celle des essais CNC. La plus petite résistance au pic des essais CNS à σ_{no} de 7 MPa est expliquée par une faible influence de la rigidité normale imposée sous une contrainte normale plus importante. Les résistances au pic des essais CNC à vitesse de cisaillement de 5 µm/s est caractérisé par un critère linéaire de Mohr-Coulomb avec un angle de frottement de 41,7° et une cohésion de 0,34 MPa. On observe que la valeur de la résistance au pic des essais CNS est plus dispersée que celle des essais CNC. Cependant, si l'on utilise aussi un critère linéaire pour les résistances au pic à une contrainte normale inférieure de 7 MPa, on obtient un angle de frottement de 40,8° et une cohésion de 1,24 MPa. Les angles de frottement au pic obtenus pour des essais CNC et CNS sont alors très proches, tandis que la cohésion au pic des essais CNS est plus élevée. Ainsi, il semble que l'application d'une rigidité imposée conduise du point de vue macroscopique à une mobilisation de la cohésion apparente du joint. Sous rigidité imposée, l'angle de frottement des joints reste le même que sous contrainte normale imposée. Cependant, il semble que cette observation ne soit plus valable sur nos échantillons à 7 MPa et après.

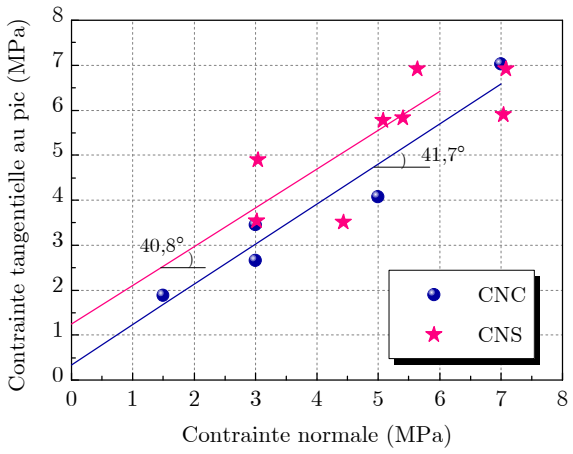


Figure 6.31 - Résistance au pic en fonction de la contrainte normale des essais CNC et CNS à vitesse de cisaillement de 5 µm/s.

La figure 6.32 présente la courbe de contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale de l'ensemble des essais CNS et la figure 6.33 reprend uniquement les cycles réalisés à σ_{no} de 7 MPa. Nous observons qu'après le pic de contrainte tangentielle, une fois que la dégradation des aspérités est prédominante, on peut proposer une relation linéaire et similaire entre les contraintes tangentielle et normale pour tous les essais à différentes rigidités normales. Elle caractérise l'enveloppe de la

résistance résiduelle des joints. Sur les phases de cisaillement opposé des essais cycliques, on trouve la même enveloppe que celle des phases de cisaillement aller (figure 6.33). Si l'on utilise un critère linéaire de Mohr-Coulomb, on obtient alors un angle de frottement de 32° et une cohésion nulle pour la résistance résiduelle des joints soumis à une rigidité normale imposée. Ces paramètres sont très proches de ceux obtenus pour les essais CNC (figure 6.19). Cela signifie que la condition limite lors du cisaillement (contrainte normale constante ou rigidité normale constante) n'a pas influence visible sur les discontinuités étudiées. Cette observation est à l'opposé des observations de Archambault et al. (1990) : ils ont montré une influence de la rigidité normale imposée sur la résistance résiduelle des joints artificiels.

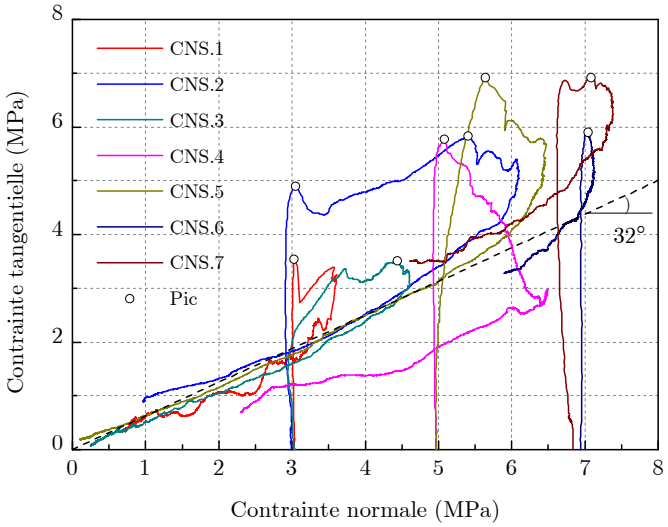


Figure 6.32 - Contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale sous la condition de rigidité imposée.

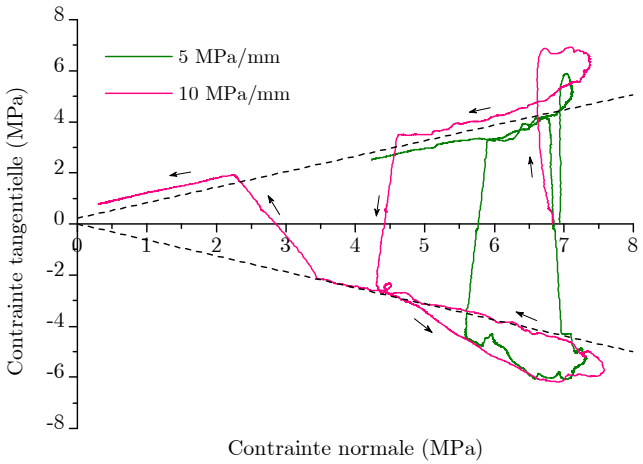


Figure 6.33 - Contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale des essais cycliques à contrainte normale initiale de 7 MPa.

6.5 Conclusion

Nous avons réalisé une campagne d'essais de cisaillement sur des discontinuités naturelles des marbres de St Béat. Trois différents chemins de chargement ont été utilisés : cisaillement à contrainte normale constante (CNC), à contrainte normale variable (CN variable) et à rigidité normale externe imposée (CNS).

Grâce aux mesures de morphologie et aux calculs des paramètres statistiques morphologiques des surfaces de discontinuités avant chaque essai CNC, nous avons pu classer les discontinuités selon trois groups d'échantillons de morphologie similaire, de la plus lisse à la plus rugueuse (chapitre 5). On peut retrouver sur les courbes de contrainte et de déplacement des essais CNC les mêmes phases successives décrites dans Gentier et al. (2000) pour des répliques de joints rocheux modèles. Un comportement ductile sans pic de contrainte tangentielle et des faibles déformations normales a été observé sur les discontinuités les plus lisses. Par contre, pour les discontinuités plus rugueuses, on a observé un pic de contrainte tangentielle marqué, suivi d'une phase de radoucissement due à la rupture des aspérités. Le cisaillement des aspérités manifeste également par le changement du taux de dilatance : diminue vers zéro quand le joint atteint la phase résiduelle. La dégradation des aspérités sous une contrainte normale de 7 MPa est beaucoup plus importante sous une contrainte normale inférieure (1,5, 3 et 5 MPa). Le comportement en cisaillement dans le sens opposé peut montrer des différences par rapport à celui dans le sens aller (contrainte tangentielle au pic et angle de dilatance différentes). Ces différences sont dues à des caractéristiques morphologiques différentes dans les deux sens et à des dégradations de surfaces après le cisaillement aller. Cependant, les contraintes tangentielles minimales obtenues à la fin de chaque phase de cisaillement aller et opposé sont très similaires.

Les essais à contrainte normale variable, qui ont été effectués avec plusieurs demi-cycles ou plusieurs paliers à différents niveaux de contrainte normale constante, ont montré une influence de la contrainte normale et de l'état des surfaces sur les contraintes tangentielles et les déplacements normaux. L'augmentation de la contrainte normale va faire augmenter la contrainte tangentielle et diminuer la dilatance. Le cisaillement d'une surface déjà cisaillée avec un déplacement de 5 ou 7 mm ne conduit plus à un nouveau pic de contrainte tangentielle, même sous une contrainte normale plus élevée. La contrainte tangentielle est stable dès le début du deuxième demi-cycle ou du deuxième palier et égale à la résistance résiduelle de la roche. Nous avons observé que les contraintes tangentielles minimales obtenues après un cisaillement de 7 mm des essais CNC sont déjà très proches de cette résistance résiduelle de la roche.

Des enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb ont été proposées pour les résistances au pic et résiduelle des essais CNC et CN variable. Les angles de frottement et les cohésions obtenus pour les contraintes résiduelles dans les deux sens de cisaillement aller et opposé sont très comparables (31,5° et 28,3° ; 0,27 et 0,35 MPa respectivement). Cela signifie que bien que les caractéristiques morphologiques soient différentes dans les deux sens, après un cisaillement d'environ 7 mm, la roche peut atteindre à un même comportement résiduel. Cependant, les angles de frottement et les

cohésions obtenus pour les résistances au pic montrent une différence significative pour les deux sens de cisaillement (38,3° et 28,8° ; 0,30 et 1,06 MPa respectivement).

Les rigidités normales augmentent quasi-linéairement avec les contraintes normales d'environ 1 à 5 MPa. Elles peuvent être différentes pour différents échantillons. Cependant, les coefficients de ces fonctions linéaires sont très proches pour tous les échantillons. Les rigidités tangentielles montrent aussi une évolution quasi-linéaire avec les contraintes normales entre 1,5 et 7 MPa.

Sur tous les essais CNC, nous avons observé que le taux de dilatance maximal ne correspond pas au pic de la contrainte. Il se trouve généralement après le pic de contrainte avec un déplacement supplémentaire jusqu'à 0,5 mm. L'influence de la rugosité des surfaces sur les angles de dilatance au pic et maximal a été montrée : plus les surfaces sont rugueuses, plus la moyenne des colatitudes est élevée et plus les angles de dilatance sont importants et réciproquement. Dans notre cas, nous avons combiné l'influence de la contrainte normale et l'influence de la rugosité sur le déplacement normal des joints. Afin d'étudier séparément ces deux influences, il faudrait appliquer des contraintes normales différentes pour des échantillons de même rugosité ou, *a contrario*, une même contrainte normale pour des échantillons de différentes rugosités.

L'influence de la vitesse de cisaillement sur la résistance au pic a été observée. Plus la vitesse de cisaillement augmente, plus la résistance de cisaillement au pic diminue. Pour les vitesses de cisaillement entre 5 et 20 µm/s et les contraintes normales de 1,5 à 5 MPa, la relation entre la vitesse de cisaillement et la résistance au pic est quasi-linéaire. Cependant, la vitesse de cisaillement n'a pas d'influence sur la résistance de cisaillement résiduelle. Le changement de la vitesse de cisaillement après le pic de contrainte ne provoque aucun changement dans le comportement en cisaillement des joints. Nous avons observé également que la vitesse de cisaillement a une influence sur le déplacement normal au cours du cisaillement. Pour une même contrainte normale et une même rugosité, plus la vitesse de cisaillement augmente, plus la dilatance diminue. Cependant, la différence de la dilatance due à la vitesse de cisaillement diminue quand la contrainte normale appliquée diminue.

Les courbes de contraintes et de déplacements des essais à rigidité normale externe imposée (CNS) montrent des phases quasi similaires par rapport aux essais CNC. Cependant, les contraintes tangentielles et les déplacements normaux au cours du cisaillement des essais CNS sont différents de ceux des essais CNC. Sous une rigidité normale constante, les joints dilatent davantage avant le pic de contrainte tangentielle et puis contractent avec un taux plus élevé à partir du pic de la contrainte normale. Le pic de contrainte tangentielle est généralement atteint avant le pic de contrainte normale. La résistance au cisaillement des essais CNS est plus importante que celle des essais CNC. Pour les rigidités normales variées entre 5 et 10 MPa/mm, plus la rigidité normale augmente, plus les discordances entre essais CNS et CNC ont tendance à augmenter. Cependant, ces discordances diminuent quand la contrainte normale augmente et elles sont beaucoup moins visibles sous la contrainte normale initiale la plus élevée de 7 MPa.

Une enveloppe de rupture selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb a été également proposée pour les essais CNS. Pour les essais à contrainte normale initiale inférieure à 7 MPa, la résistance au pic des essais CNS est plus élevée que celle des essais CNC. Cet accroissement de la résistance maximale est attribué à une mobilisation de la cohésion apparente du joint due à la rigidité normale imposée. La relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale après le pic de contrainte des essais CNS est linéaire avec un angle de frottement de 32° et une très faible cohésion. Cet angle de frottement est égal à l'angle de frottement résiduel déterminé à partir des essais CNC. Ces observations conduisent à la conclusion que la rigidité normale imposée a une influence croissante sur la résistance au cisaillement maximale pour des contraintes normales initiales inférieures à 7 MPa, mais elle n'a pas d'influence visible sur le comportement résiduel des joints.

III
Modélisation

7 Application au calcul de massif rocheux **183**
7.1 Présentation du code de calcul UDEC 183
7.2 Simulation des essais de cisaillement avec UDEC 185
7.3 Modélisation du massif 187
7.4 Résultats de calcul 191
7.5 Conclusion 209

Chapitre 7

Application au calcul de massif rocheux

L'influence de la fracturation est un aspect important dans la conception des projets de génie civil, tels que le creusement de tunnel, les stabilités de versant ou des fondations au rocher. Cependant, la prise en compte de la présence de discontinuités en géotechnique reste encore très empirique et qualitative. Au cours de ces dernières années, plusieurs logiciels de calcul ont été développés afin de simuler le comportement des milieux discontinus. La méthode des Éléments Discrets est un exemple d'approche puissante pour modéliser le comportement des massifs rocheux fracturés. Le logiciel UDEC, basé sur cette approche, est un code de calcul pertinent afin d'analyser et de prévoir les structures construites dans massif rocheux fracturé.

7.1 Présentation du code de calcul UDEC

UDEC (*Universal Distinct Element Code*) est un code de calcul 2D, développé par la société Itasca. Il est basé sur la Méthode des Éléments Discrets initialement introduite en 1971 par Dr Peter Cundall (Cundall 1971). Le code UDEC est bien adapté pour calculer les forces et les déplacements induits dans les milieux discontinus (un massif rocheux fracturé par exemple) soumis à un chargement statique ou dynamique. Les milieux discontinus sont généralement représentés dans UDEC comme un assemblage de blocs discrets, avec des discontinuités au niveau des interfaces entre blocs. UDEC permet de résoudre des problèmes avec un nombre de discontinuités extrêmement grand. Les discontinuités sont traitées comme des conditions aux limites de blocs : grand déplacement le long des discontinuités et possibilité de rotation des blocs (figure 7.1). Les blocs individuels peuvent être simulés comme un matériau rigide ou déformable. Les blocs déformables sont alors maillés par éléments finis (triangulaires ou forme arbitraire), et chaque élément se comporte selon une loi linéaire ou non linéaire choisie.

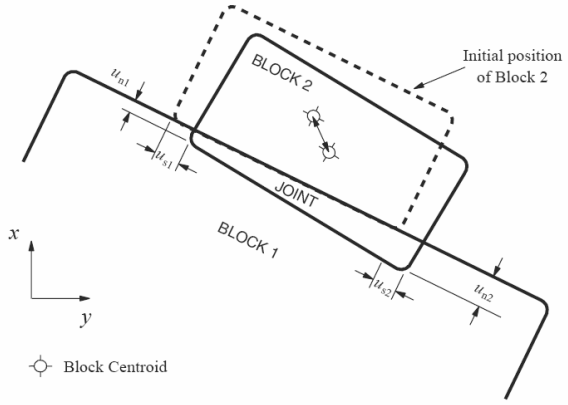


Figure 7.1 - Représentation du contact entre deux blocs dans UDEC.

Les calculs effectués dans la méthode des éléments discrets se basent à la fois sur l'application d'une loi de force-déplacement à tous les contacts entre blocs et la seconde loi de Newton à tous les blocs. La loi de force-déplacement est utilisée pour déterminer la force induite aux contacts, résultante d'un déplacement connu, ou réciproquement. La seconde loi de Newton donne le mouvement des blocs, résultant de l'imposition d'une force connue. UDEC effectue les calculs selon les pas de temps en supposant que les vitesses et les accélérations des blocs sont constantes pendant un pas de temps. Après chaque pas de temps, les forces, les vitesses et les accélérations sont recalculées pour chaque bloc, fournissant ainsi la nouvelle position des blocs et les incréments de déplacement des discontinuités. Si les blocs sont déformables, le mouvement du bloc est calculé aux nœuds du maillage du bloc. L'application d'une relation constitutive du matériau donne les nouvelles contraintes dans les éléments. Le cycle de calcul pour les blocs rigides ou déformables est illustré dans la figure 7.2. UDEC peut réaliser les calculs pour un grand nombre de pas de temps, jusqu'à ce que les mouvements des nœuds du maillage ou des blocs se stabilisent.

Dans UDEC, différents modèles de comportement du joint au cisaillement sont disponibles : des modèles basés sur le critère de glissement de Coulomb ; une modification du critère de Coulomb en tenant compte du radoucissement dû à une diminution de la cohésion et de la résistance après la rupture au cisaillement ; le modèle *Continuous Yielding* qui simule le radoucissement continu du joint et enfin un modèle basé sur le critère de Barton-Bandis. Les propriétés requises dépendent du modèle utilisé et sont généralement les rigidités, l'angle de frottement, la cohésion, l'angle de dilatance, la résistance en traction, etc. du joint.

Pour le comportement des blocs, il existe dans UDEC sept modèles pour les blocs déformables : le modèle de "matériau nul" correspondant à des excavations, le matériau élastique-isotrope, le matériau plastique, les modèles de matériaux avec durcissement/radoucissement de la résistance. Les propriétés requises sont la densité, les modules de compressibilité et de cisaillement, l'angle de frottement, la cohésion, etc.

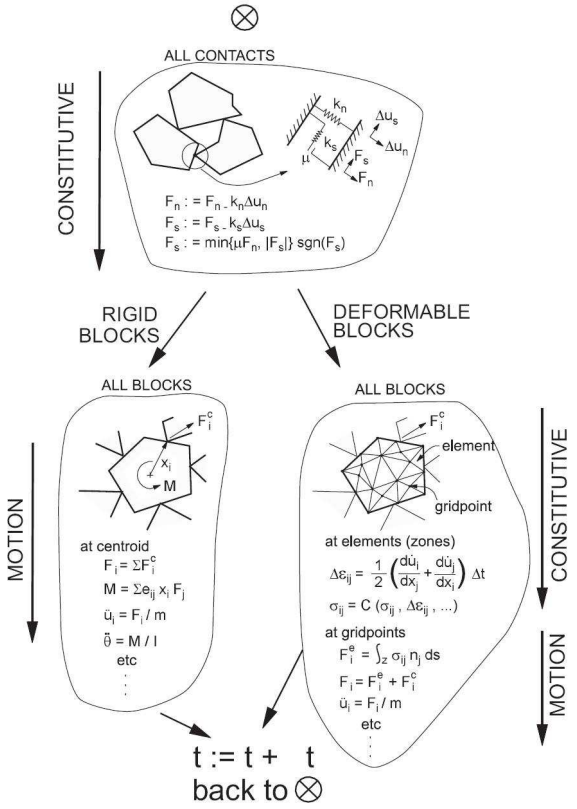


Figure 7.2 - Cycle de calcul pour la méthode des éléments discrets.

7.2 Simulation des essais de cisaillement avec UDEC

Le modèle *Continuous Yielding* (endommagement continu) a été choisi pour représenter le comportement en cisaillement observé des discontinuités. Ce modèle, proposé par Cundall et Hart (1984), est un modèle empirique, multi-paramètres. Le détail du modèle est présenté également par Gasc-Barbier et Guittard (2009). Selon ce modèle, la contrainte tangentielle τ_m est donnée par la relation :

$$\tau_m = \sigma_n \times \tan \phi_m \times \text{signe}(\Delta u_s) \tag{7.1}$$

La contrainte normale σ_n dépend du déplacement normal u_n qui est fonction du déplacement tangentiel u_s et de l'angle de dilatance i. L'angle de frottement ϕ_m est un paramètre d'endommagement cumulé et dépend de l'angle de frottement global initial ϕ_m^i, de l'angle de frottement résiduel ϕ et d'un paramètre de rugosité R.

Plusieurs raisons nous ont amenées au choix de ce modèle. La principale raison est une raison technique : ce modèle a la capacité de représenter certains phénomènes qui se sont révélés particulièrement importants lors des essais, tels que le phénomène de diminution de la rigidité tangentielle dans la phase pré-pic, le radoucissement ou passage progressif de la contrainte tangentielle de pic à une contrainte tangentielle résiduelle et l'évolution continue de la dilatance.

Nous présentons ci-après la simulation des essais CNC présentés dans le chapitre 6. Dans un premier temps, on a réalisé des simulations sous EXCEL, en utilisant des relations du modèle *Continuous Yielding* pour chaque essai, avec des paramètres différents suivant les essais. La méthode des moindres carrés a été utilisée afin de se rapprocher au plus près des courbes expérimentales. Les paramètres correspondants aux courbes optimales ont été ensuite introduits dans UDEC pour modéliser le comportement en cisaillement de deux demi-épontes de mêmes dimensions que les échantillons rocheux. Les courbes de simulation obtenues sous UDEC ne sont pas très différentes de celles obtenues sous EXCEL. La figure 7.3 présente un exemple des courbes expérimentales et des courbes de simulations. On observe que les simulations selon le modèle *Continuous Yielding* suivent bien les courbes expérimentales, sauf pour la courbe de dilatance obtenue sous UDEC qui montre une phase de contractance très faible au début du cisaillement. En raison de cela, il y a toujours un décalage entre les courbes de dilatance obtenues par des simulations sous EXCEL et sous UDEC. Les courbes de simulations des autres essais sont présentées en annexe C.1.

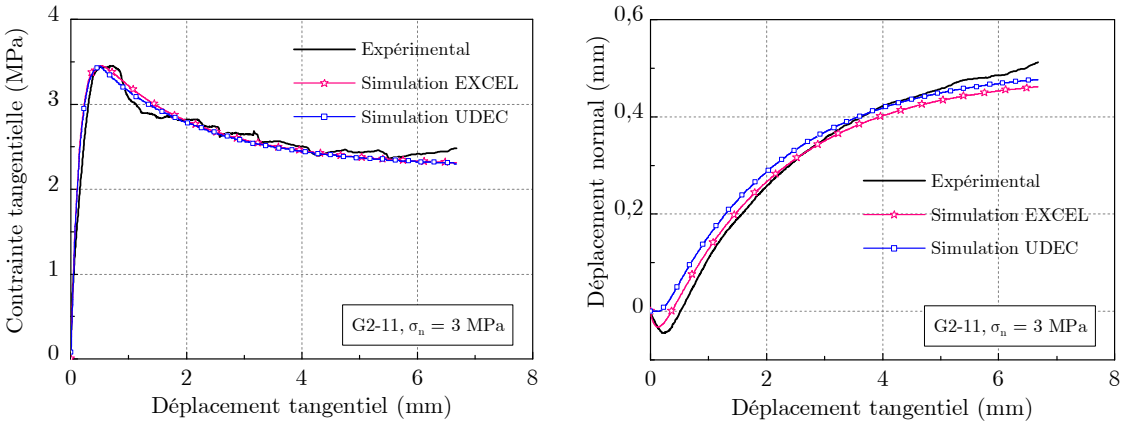


Figure 7.3 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous EXCEL et UDEC.

Les paramètres du modèle obtenus pour chaque essai sont donnés dans le tableau 7.1. Les rigidités tangentielles K_s sont similaires à celles déterminées expérimentalement. Les rigidités normales K_n sont constantes pour les essais réalisés à une même contrainte normale et comparables aux valeurs présentées dans la figure 6.20. On y observe également une influence de la contrainte normale appliquée sur les rigidités du modèle. Les angles de frottement initiaux montrent une grande variation. Cependant, la moyenne des angles de frottement de tous les essais est proche des valeurs expérimentales. La moyenne des angles de frottement initiaux ϕ_m^i est de 42,8°, comparable à l'angle de frottement au pic 38,3° (figure 6.18). La moyenne des angles de frottement résiduels est de 31°, comparable à l'angle de frottement résiduel des joints 31,5° (figure 6.19). Nous pouvons conclure que les quatre premiers paramètres du modèle peuvent être directement déduits des résultats d'essais expérimentaux pour la modélisation utilisant le modèle *Continuous Yielding*. Il y a seulement le paramètre de

rugosité R qui ne peut pas être déterminé expérimentalement. Dans ce cas, on n'observe pas de dépendance de R à la rugosité des joints (qui augmente selon le groupe), ni à la contrainte normale appliquée.

Tableau 7.1 - Paramètres du modèle correspondants à la simulation individuelle d'essais.

Essai	σ_n (MPa)	K_s (MPa/mm)	K_n (MPa/mm)	ϕ_m^i (°)	ϕ (°)	R (mm)
G1-01	5	38,8	62,8	40,5	25,7	4,0
G1-02	5	33,0	62,8	37,7	21,5	1,5
G1-04	5	14,0	62,8	29,7	35,9	4,5
G1-05	5	33,0	62,8	39,6	35,2	8,5
G2-07	3	26,0	40,6	42,1	36,8	2,9
G2-08	3	39,6	40,6	43,0	25,0	2,3
G2-09	3	24,0	40,6	42,0	31,9	3,4
G2-11	3	26,5	40,6	51,4	36,9	2,1
G3-03	1,5	17,0	22,4	51,7	31,5	8,5
G3-06	1,5	19,4	22,4	51,1	34,1	4,8
G3-10	1,5	20,5	22,4	42,7	29,1	7,4
G3-12	1,5	23,0	22,4	41,9	29,8	6,8

7.3 Modélisation du massif

Grâce à l'ensemble des informations collectées à partir des relevés de la fracturation, Gasc-Barbier et al. (2006) ont construit un modèle géologique, en utilisant le logiciel Resoblok (développé au LAEGO), afin de reproduire des données de fracturation observées sur le terrain. Resoblok permet de représenter statistiquement la géométrie en 3D de la fracturation : le massif sous forme d'assemblages de blocs, séparés par des discontinuités. La figure 7.4 présente un exemple du modèle en 3D du massif fracturé réalisé avec Resoblok. Nous utilisons des coupes en 2D de ce modèle du massif, à travers la section transversale du futur tunnel, pour effectuer les calculs dans UDEC. L'objectif de ces calculs est de prévoir les déformations et les contraintes en deux dimensions, induites autour du tunnel lors du creusement. Comme nous travaillons à partir d'un réseau de discontinuités statiquement représentatif, nous avons choisi de ne nous intéresser qu'à une seule coupe 2D pour les calculs. Nous utilisons une coupe type pour tout le long du tracé du futur tunnel mais faisons varier les conditions aux limites de la coupe afin de simuler différentes conditions de chargement *in situ*. La figure 7.5 représente la coupe choisie, de dimension 60×60 m. Les discontinuités sont représentées comme une série de droites colorées, chaque couleur correspond à une famille de discontinuités définie par convention vecteur pendage. Le tunnel est supposé en section plein cintre avec largeur et hauteur maximale de 6 m.

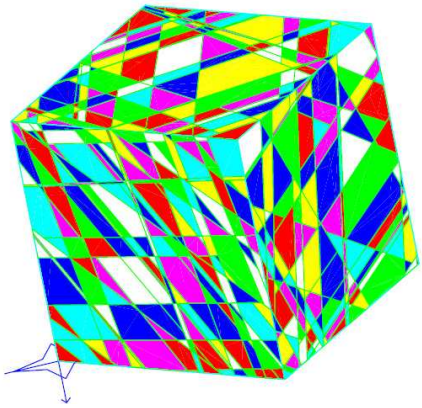


Figure 7.4 - Modèle 3D du massif fracturé (10×10×10 m) réalisé avec Resoblok, avant excavation du tunnel (tiré de Gasc-Barbier et al. 2006).

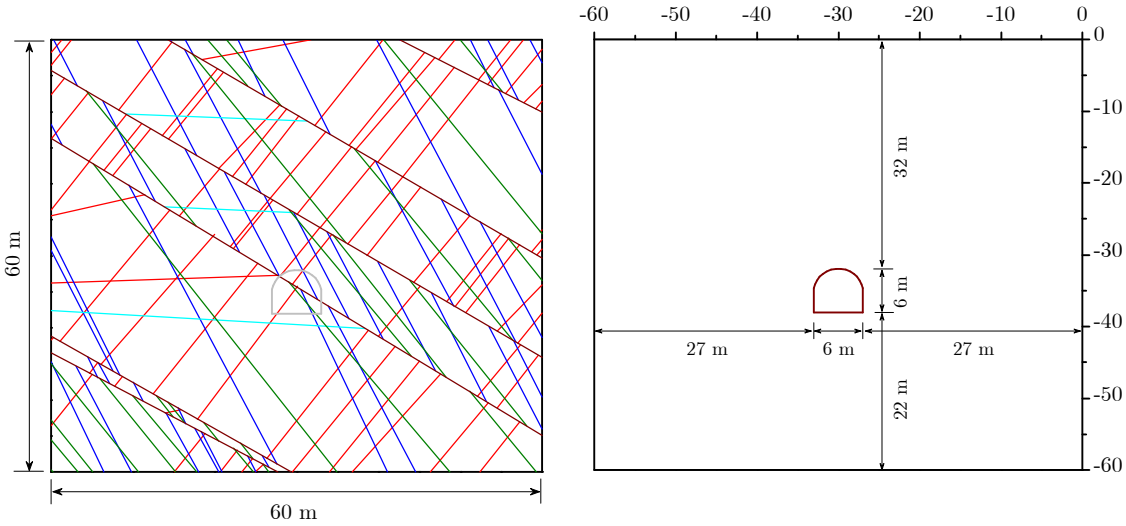


Figure 7.5 - Coupe du massif à travers la section transversale du futur tunnel et position relative du tunnel dans la coupe étudiée.

Compte tenu des résultats de la caractérisation de la matrice et des discontinuités rocheuses réalisée en laboratoire (chapitre 4 et chapitre 6), le massif rocheux autour du tunnel a été modélisé en utilisant les hypothèses de blocs déformables. La matrice rocheuse est considérée comme un matériau élastique parfaitement plastique, qui suit le critère de rupture de Mohr-Coulomb. Le comportement en cisaillement des discontinuités est représenté par le modèle *Continuous Yielding*. Les propriétés de la matrice et les discontinuités utilisées dans les modèles d'UDEC sont données dans le tableau 7.2. Ici, pour raison de simplicité et parce que chaque famille n'a pas été caractérisée indépendamment des autres, les mêmes propriétés ont été imposées à tous les joints de différentes familles. Les rigidités normale et tangentielle de joints sont supposées constantes dans l'ensemble de la coupe. Nous avons utilisé la valeur moyenne des rigidités déterminées pour les contraintes normales variant entre 1,5 et 5 MPa (tableau 7.1). Le paramètre R choisi est également la moyenne des valeurs obtenues par simulations des essais.

Tableau 7.2 - Propriétés de la matrice et des discontinuités rocheuses utilisées pour les modèles dans UDEC.

Propriétés de la matrice rocheuse	
Densité (kg/m^3)	2600
Module de compressibilité (GPa)	74
Module de cisaillement (GPa)	34
Angle de frottement (°)	22
Cohésion (MPa)	35
Résistance en traction (MPa)	6,9

Propriétés des discontinuités	
Rigidité normale (MPa/mm)	42
Rigidité tangentielle (MPa/mm)	26
Angle de frottement initial (°)	42,8
Angle de frottement résiduel (°)	31
Paramètre de rugosité R (mm)	4,7

La figure 7.6 présente les conditions aux limites de la coupe étudiée. Dans cette étude, afin d'obtenir différents cas de calcul, nous avons fait varier la profondeur de l'axe du tunnel en changeant la couverture de la coupe choisie. Cela a pour but d'estimer l'influence de la profondeur du tunnel sur le comportement du massif autour du tunnel lors du creusement. Le tunnel se trouve à une profondeur de 32 m à partir du bord supérieur de la coupe. En plus de cette couverture, nous supposons que le tunnel supporte une couverture supplémentaire Z_0 jusqu'à la surface libre (figure 7.6a). La valeur de Z_0 a été choisie en sachant que la couverture maximale le long du futur tunnel est d'environ 180 m. Trois valeurs de Z_0 ont été utilisées. La couverture supplémentaire Z_0 est représentée par une contrainte répartie uniforme sur tout le bord supérieur, σ^0_{zz}, qui simule le poids des terrains sus-jacents. Les valeurs de Z_0 et σ^0_{zz} sont données dans le tableau 7.3. Les déplacements horizontaux des bords verticaux et les déplacements verticaux du bord inférieur de la coupe sont supposés nuls (figure 7.6b).

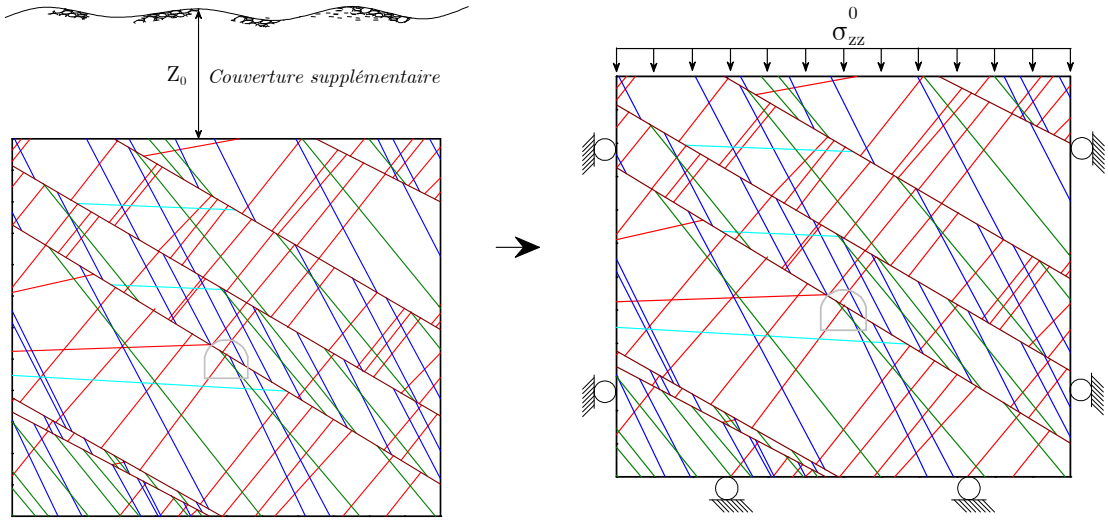


Figure 7.6 - Conditions aux limites de la coupe étudiée.

Tableau 7.3 - Cas de calcul en fonction de la couverture supplémentaire Z_0.

Cas de calcul	Couverture supplémentaire Z_0 (m)	σ^0_{zz} (MPa)
Cas 1	0	0
Cas 2	75	1,95
Cas 3	150	3,90

Un autre cas de calcul a été proposé, en changeant la position du tunnel dans la coupe étudiée. Le réseau de discontinuités est le même mais la position relative de la cavité est changée. Ce calcul permet de voir l'influence éventuelle de la densité de fractures autour du tunnel sur le déplacement au niveau de la cavité. La deuxième position étudiée du tunnel dans la coupe est présentée dans la figure 7.7. Apparemment, à cette position, la paroi du tunnel recoupe plus de discontinuité sur le côté à gauche et au niveau du radier. Les conditions aux limites utilisées sont les mêmes que dans le premier cas de position. Les valeurs de la couverture supplémentaire sont aussi les mêmes bien que la profondeur relative du tunnel dans la coupe est différente (diminue de 6 m).

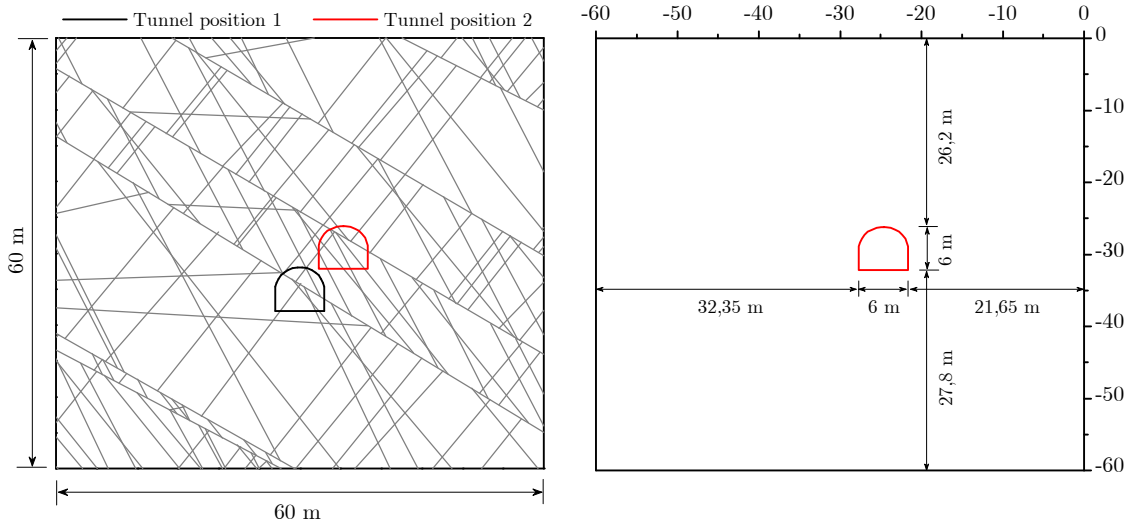


Figure 7.7 - Changement de la position relative du tunnel dans la coupe étudiée.

Dans chaque cas, afin de mieux observer l'influence du réseau de discontinuités sur le comportement du massif lors du creusement, nous avons comparé les résultats de calculs obtenus à partir de la coupe du massif fracturé avec ceux obtenus à partir d'un milieu supposé continu, sans discontinuités, de mêmes dimensions et de mêmes conditions aux limites. Par des raisons de programmation du code, il a été nécessaire de rajouter une discontinuité fictive, qui recoupe le tunnel (figure 7.9). On lui impose des propriétés suffisamment élevées afin d'éviter le cisaillement le long des surfaces.

7.4 Résultats de calcul

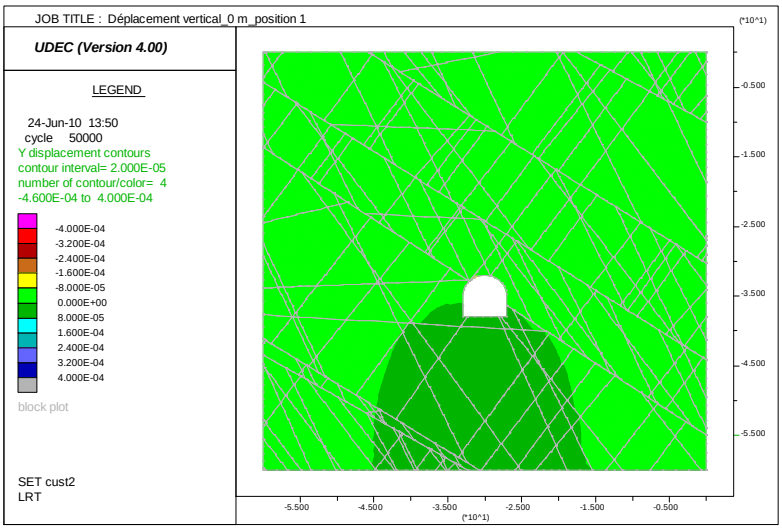
Les calculs dans UDEC ont été effectués en deux phases : une phase de consolidation avant l'excavation et une phase post-excavation. Dans la phase de consolidation, une compression répartie uniforme, correspondante au poids des terrains sus-jacents σ_{zz}^0, est appliquée sur toute la surface supérieure. Quand l'équilibre est atteint, on simule l'excavation du tunnel et on réalise des calculs jusqu'à une nouvelle stabilisation. Les déplacements et les contraintes ont été déterminés pour cette phase de stabilisation après l'excavation du tunnel. Nous présentons ci-dessous, en premier lieu, les résultats de calcul pour la première position du tunnel.

7.4.1 Déplacements verticaux et horizontaux

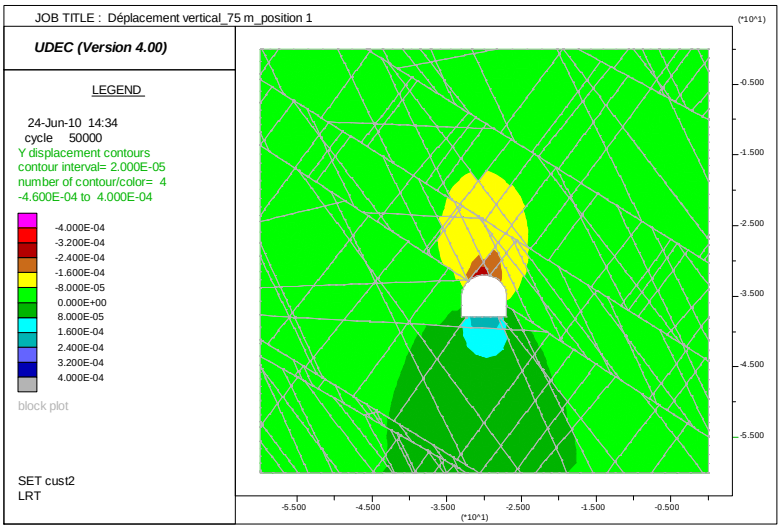
7.4.1.1 Déplacements verticaux

La figure 7.8 présente la distribution des courbes d'isovaleur du déplacement vertical dans le cadre d'une coupe 60×60 m autour du tunnel pour les trois cas de calcul. Les déplacements sont représentés en échelle de couleur pour unité le mètre. On remarque une forme en "entonnoir" des déplacements au-dessus et au-dessous du tunnel, dû à l'excavation. Dans chaque cas, les déplacements verticaux les plus importants se trouvent dans les blocs au contact de la surface libre, juste au-dessus de la voûte ou au-dessous du radier du tunnel. Les déplacements au-dessus de la voûte sont négatifs, tandis que les déplacements au-dessous du radier sont positifs, signifiant une convergence des parois. On observe que plus la contrainte répartie à la surface supérieure de la coupe (σ_{zz}^0) est grande, plus la valeur maximale des déplacements verticaux est importante ; l'effet d'entonnoir est aussi plus marqué et la différence de déplacement entre les zones autour du tunnel et les zones éloignées est plus prononcé. On n'observe pas de rupture au niveau des discontinuités même dans le cas le plus défavorable étudié ($\sigma_{zz}^0 = 3{,}9$ MPa). Cependant, dans ce cas, on constate que les limites de l'isovaleur la plus grande (déplacement supérieur à 0,4 mm), correspondant au déplacement du bloc au sommet de la voûte, ne sont pas continues au niveau des discontinuités. Cela permet de prévoir une rupture possible en cisaillement au niveau des discontinuités si les contraintes sont suffisamment élevées.

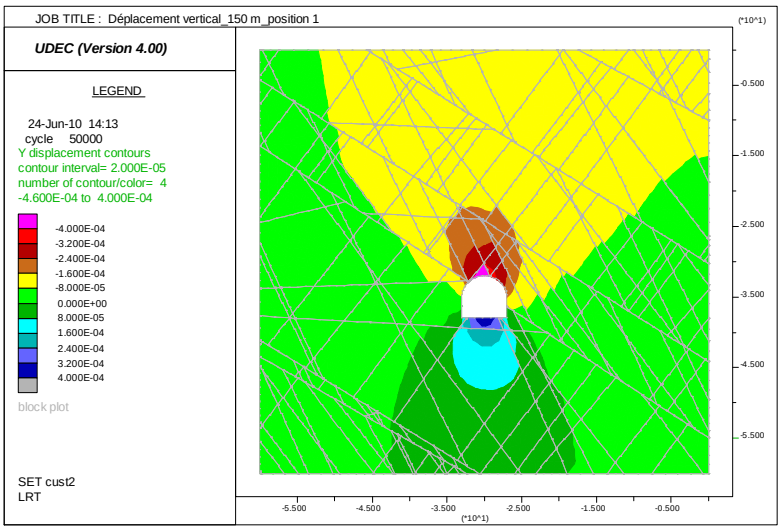
La figure 7.9 présente la distribution du déplacement vertical lors du creusement du tunnel dans un milieu continu pour le cas le plus défavorable étudié ($Z_0 = 150$ m). On observe que, dans un milieu continu, les déplacements verticaux sont symétriques par rapport à l'axe vertical du tunnel et présentent une forme en "entonnoir". Les déplacements verticaux les plus grands se trouvent au niveau de la voûte et du radier du tunnel. Ainsi, la tendance montrée pour le déplacement vertical dans un milieu fracturé est semblable à celle obtenue dans un milieu continu, sans discontinuité. Cependant, les déplacements dans un milieu fracturé sont plus importants que ceux dans un milieu continu et ils ne sont pas forcément symétriques. En comparant la figure 7.8 et la figure 7.9, on observe que le développement des déplacements peut être



(a)



(b)



(c)

Figure 7.8 - Déplacements verticaux du massif lors du creusement du tunnel (en mètre) avec une couverture supplémentaire (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.

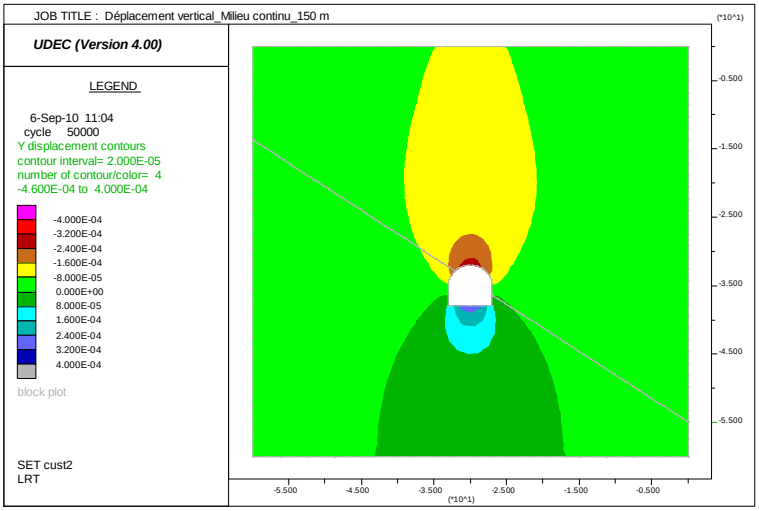


Figure 7.9 - Déplacements verticaux d'un milieu continu avec une couverture supplémentaire de 150 m lors du creusement du tunnel.

discontinu à travers des discontinuités (brisements des courbes d'isovaleur). Cela est dû au fait que les déplacements verticaux des deux blocs d'une même discontinuité ne sont pas identiques lors de l'apparition du cisaillement. Ce phénomène peut être observé même sur des zones éloignées de la cavité si la couverture est importante.

Afin de quantifier les déplacements verticaux autour du tunnel, nous avons prélevé les résultats de calcul sur quelques points le long des lignes droites présentées dans la figure 7.10. La figure 7.11 présente les déplacements verticaux de points le long d'un profil vertical qui passe par le centre du tunnel (figure 7.11a) et deux profils horizontaux à une distance de 1 m au-dessus et au-dessous du tunnel (figure 7.11b,c). Pour chaque profil d'enregistrement, les déplacements correspondant aux trois cas de couverture supplémentaire et ceux déterminé pour un milieu continu avec une couverture supplémentaire de 150 m sont présentés sur un même graphique. On revoit ici les valeurs négatives de déplacement vertical au-dessus du tunnel et des valeurs positives de déplacement vertical au-dessus du tunnel. Plus la contrainte répartie σ^0_{zz} augmente, plus les déplacements sont importants. Les déplacements verticaux augmentent à l'approche du tunnel. Les valeurs les plus grandes se trouvent généralement au sommet de la voûte et au milieu du radier. On observe que l'augmentation du déplacement vertical maximal est linéaire avec l'augmentation de σ^0_{zz} qui varie entre 0 et 3,9 MPa. Le déplacement maximal dans le cas le plus défavorable ($\sigma^0_{zz} = 3{,}9$ MPa) n'est que de 0,46 mm pour la voûte et de 0,36 mm pour le radier. En comparant avec le milieu continu, les déplacements verticaux autour du tunnel dans le milieu fracturé sont plus importants (courbes en étoile). Ils présentent une augmentation maximale de 113 % au niveau de la voûte et de 30 % au niveau du radier (figure 7.11a). A 1 m au-dessus de la voûte, cette augmentation diminue à 40 % tandis qu'elle est à moins de 5 % pour un point à 1 m au-dessous du radier. Dans les zones éloignées du tunnel, les tassements plus importants du milieu fracturé sont dus aux déplacements propres des blocs.

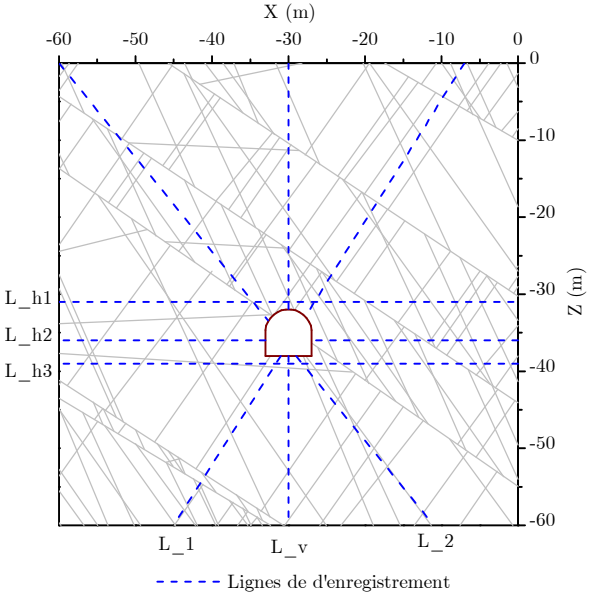


Figure 7.10 - Lignes des points d'enregistrement de l'histoire de calcul.

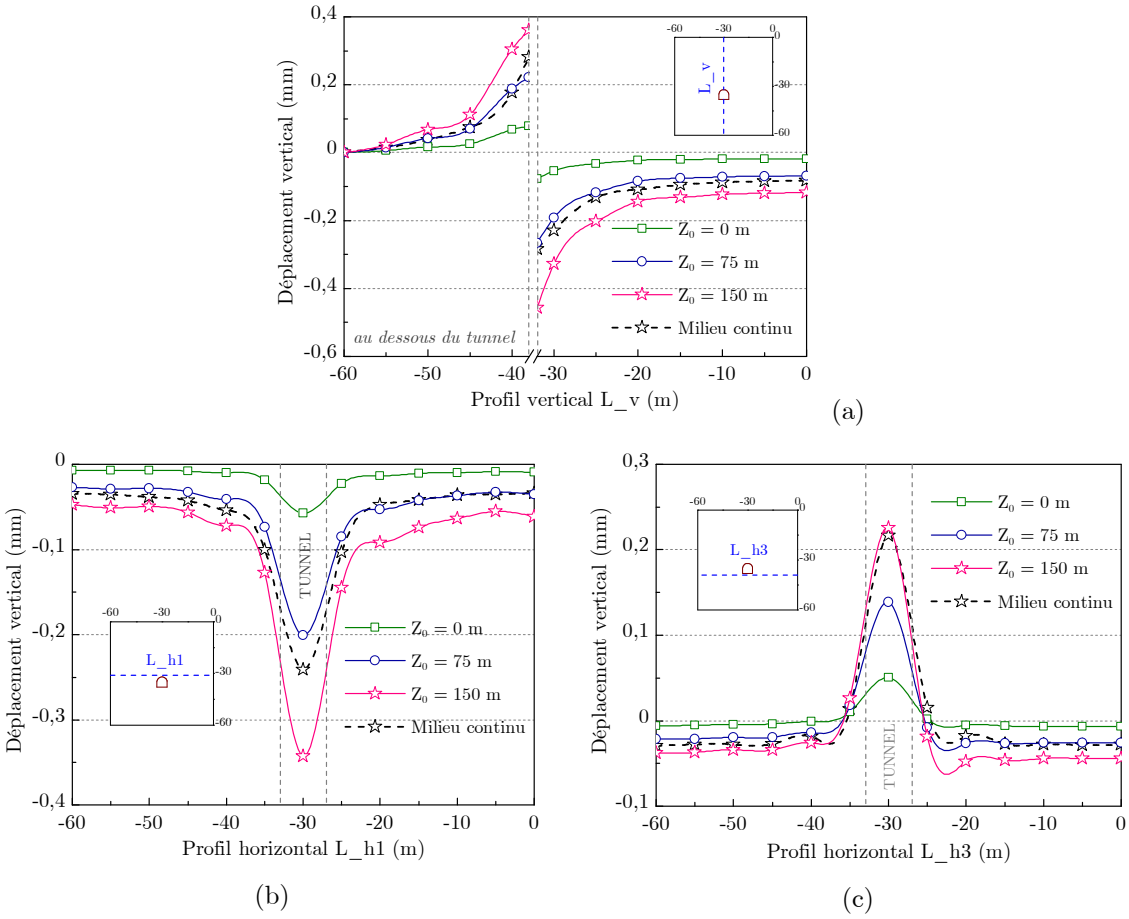


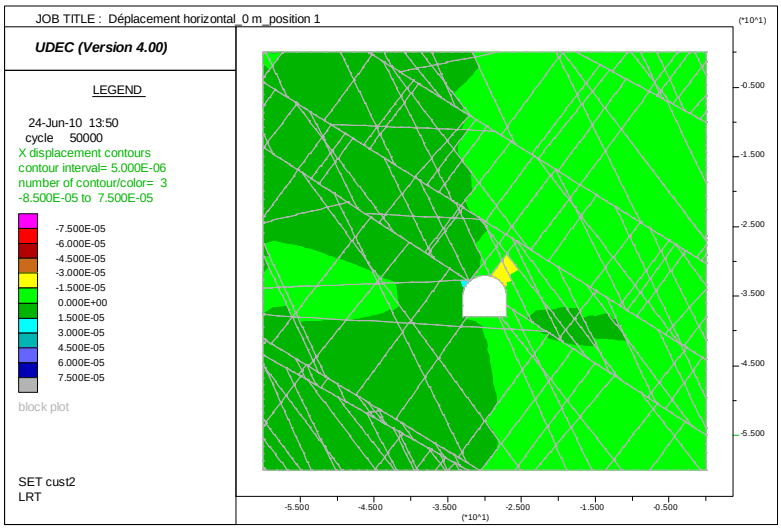
Figure 7.11 - Déplacement vertical le long des profils verticaux et horizontaux, (a)- Profils verticaux à travers le centre du tunnel ; (b,c)- Profils horizontaux à 1 m au-dessus et au-dessous du tunnel.

On observe, en étudiant les déplacements verticaux, que l'influence de l'excavation du tunnel est beaucoup plus prononcée dans une zone proche du tunnel, que l'on l'appelle la zone d'influence. Cette zone est plus large dans le cas d'un milieu fracturé que d'un milieu continu. On peut définir sur la figure 7.11 que la zone d'influence de la cavité sur le déplacement vertical se trouve à un rayon d'environ 10 m du centre du tunnel (avec déplacement supérieur à 0,1 mm). Hors de cette zone d'influence, les déplacements verticaux dans chaque cas sont horizontalement uniformes et très faible par rapport à ceux dans la zone d'influence. Ce sont des tassements dus au poids propre des terrains sus-jacents. Plus la couverture supplémentaire est grande, plus ces tassements augmentent.

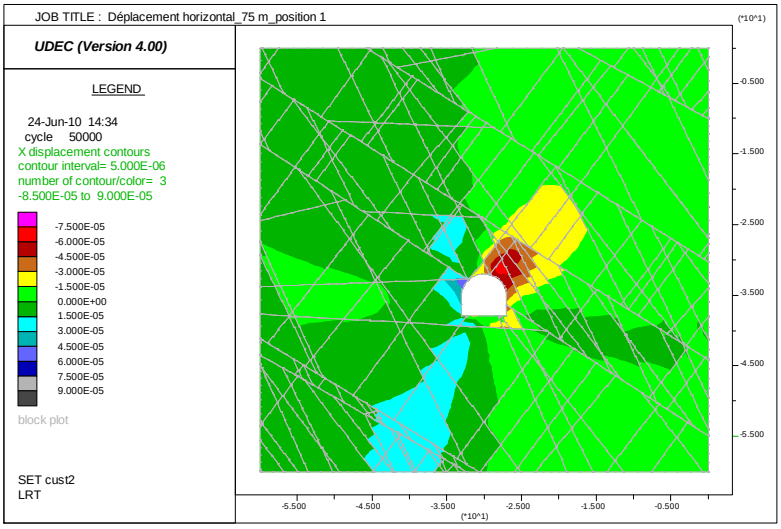
7.4.1.2 Déplacements horizontaux

La figure 7.12 présente la distribution des courbes d'isovaleur du déplacement horizontal au sein de la coupe fracturée étudiée après l'excavation du tunnel. Les courbes d'isovaleurs les plus importantes forment un "papillon". Cependant, on observe une dissymétrie des déplacements horizontaux, due à la répartition anisotrope des discontinuités. Les déplacements horizontaux maximaux se trouvent sur des blocs au contact de la surface libre qui sont sur les deux côtés à gauche et à droite de la voûte. Les déplacements au côté gauche du tunnel sont positifs, tandis qu'ils sont négatifs au côté droit. Ils correspondent à une tendance de convergence horizontale du terrain vers le centre du tunnel. Cette tendance des déplacements horizontaux est aussi semblable à celle d'un milieu continu (figure 7.13). Cependant, à cause de la présence des discontinuités, le milieu fracturé présente des zones avec des concentrations de déplacement horizontal différentes, dues aux déplacements propres des blocs de discontinuités. Les zones de grands déplacements horizontaux sont plus larges pour le milieu fracturé. On observe également des discontinuités du développement des déplacements, surtout dans les zones de grands déplacements. Les déplacements horizontaux augmentent avec l'augmentation de la contrainte répartie σ^0_{zz}. Le déplacement horizontal positif maximal est de 0,09 mm et le déplacement négatif minimal est de -0,09 mm pour le cas le plus défavorable étudié (cas 3). Ces valeurs présentent une augmentation d'environ 20 % par rapport à celles d'un milieu continu avec les mêmes conditions aux limites. Les déplacements horizontaux autour du tunnel sont relativement plus faibles par rapport à ceux verticaux.

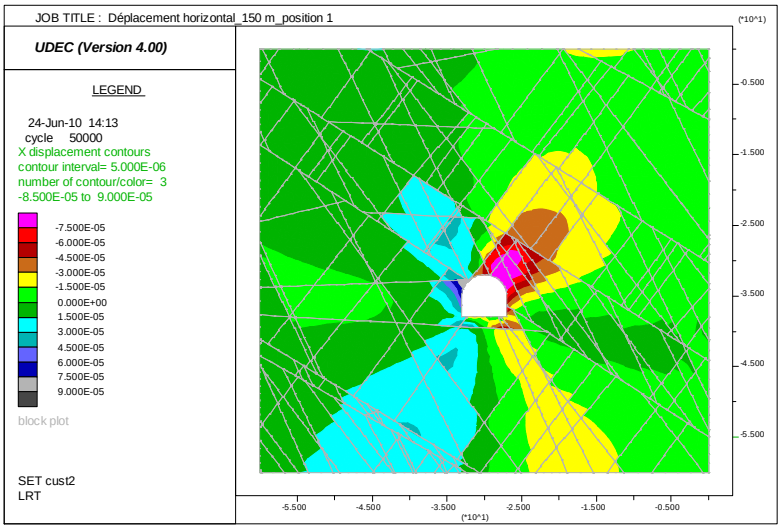
La figure 7.14 présente les déplacements horizontaux déterminés le long des différents profils. On y observe quantitativement l'influence de la grandeur de la couverture sur les déplacements horizontaux. On retrouve également une dissymétrie des déplacements autour du tunnel. Les déplacements verticaux sont généralement plus importants au niveau de la voûte qu'au radier. En comparant avec le milieu continu, les déplacements présentent une plus grande augmentation au niveau de la voûte, surtout au côté droit, qu'au niveau du radier. On peut définir aussi une zone d'influence de la cavité sur le déplacement horizontal dans un rayon d'environ 10 m à partir du centre du tunnel.



(a)



(b)



(c)

Figure 7.12 - Déplacements horizontaux du massif lors du creusement du tunnel (en mètre) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.

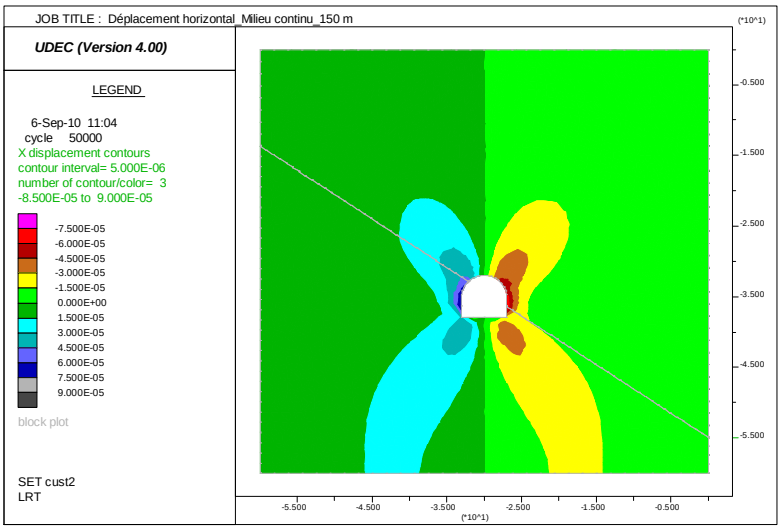


Figure 7.13 - Déplacements horizontaux d'un milieu continu avec une couverture supplémentaire de 150 m lors du creusement du tunnel.

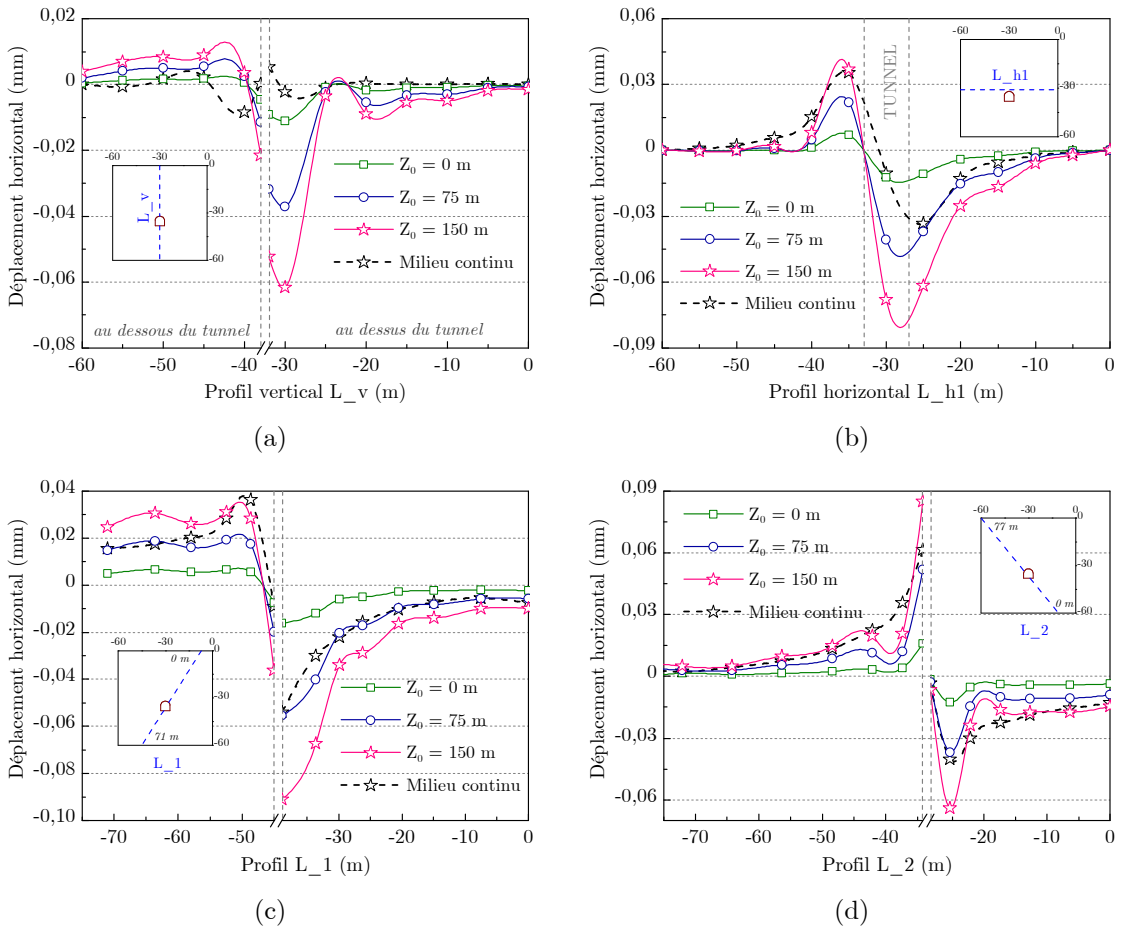


Figure 7.14 - Déplacement horizontal le long des différents profils, (a)- Profil vertical ; (b)- Profil horizontal à 1m au-dessus du tunnel ; (c,d)- Profils inclinés.

7.4.1.3 Déformation du tunnel

La connaissance des déplacements verticaux et horizontaux le long de la périphérie du tunnel nous permet de déterminer la position relative de la ligne de creusement après déplacements. La figure 7.15 présente la déformation à la périphérie du tunnel pour les trois cas de calcul. On observe que plus la valeur de la couverture est grande, plus le terrain se déforme vers la cavité. Les déformations les plus importantes se trouvent au niveau de la voûte et du radier. Elles sont dues essentiellement aux déplacements verticaux, avec une valeur maximale de l'ordre de 0,5 mm dans le cas le plus défavorable (cas 3). Les déformations des parois à gauche et à droite sont relativement plus faibles. Dans le cas 3 à $\sigma^0_{zz} = 3{,}9$ MPa, on commence à observer plus nettement l'influence des discontinuités qui recoupent les bords du tunnel sur la déformation du tunnel. Cette influence se manifeste par un saut de déplacements entre deux points d'enregistrement voisins qui sont sur les deux blocs de la discontinuité. Il est dû aux glissements relatifs entre les blocs lors de l'apparition de cisaillement du joint. Cependant, compte tenu des valeurs des paramètres mécaniques avec une couverture supplémentaire inférieure à 150 m, les glissements des discontinuités ne sont pas suffisamment grands pour provoquer des chutes de blocs dans le tunnel.

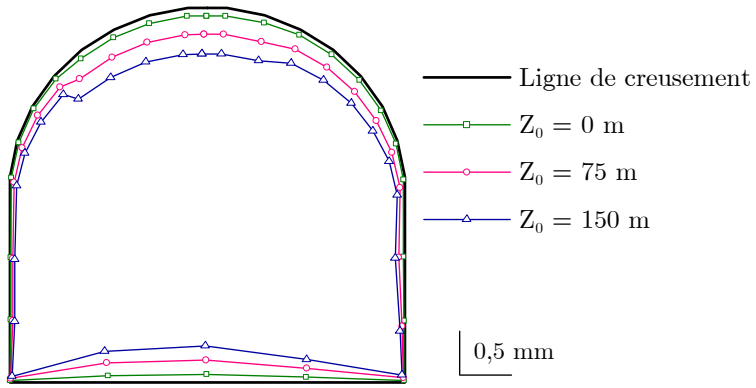


Figure 7.15 - Déplacements à la périphérie du tunnel en fonction de la couverture supplémentaire.

Les déformations du tunnel ont été également comparées pour les cas du milieu fracturé et du milieu continu, avec $Z_0 = 150$ m (figure 7.16). On observe bien que les déformations du milieu fracturé sont plus importantes qui sont dues à la présence des mouvements des blocs. A cause des mouvements différents des blocs auprès des parois, les déformations à la périphérie du tunnel ne sont pas symétriques par rapport à l'axe vertical. L'influence des discontinuités sur la déformation du tunnel est plus prononcée au niveau de la voûte avec une augmentation de déformation maximale qui peut atteindre à 113 %. Cependant, la différence de déformation au niveau du radier est moins importante. Les déformations sur les deux parois verticales du milieu fracturé sont comparables à celles du milieu continu suite à des faibles déplacements horizontaux et verticaux du terrain.

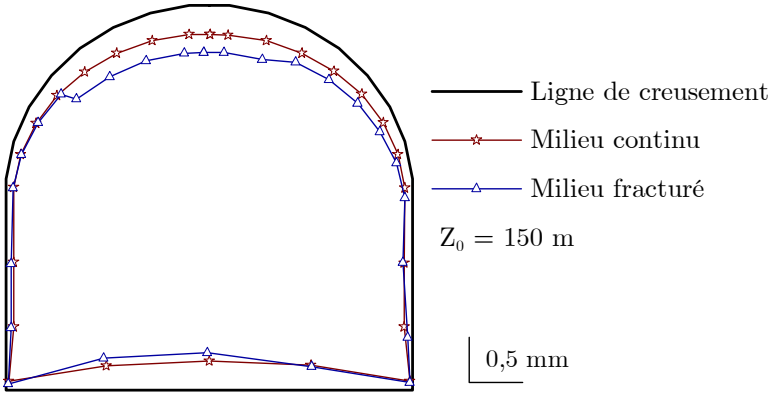


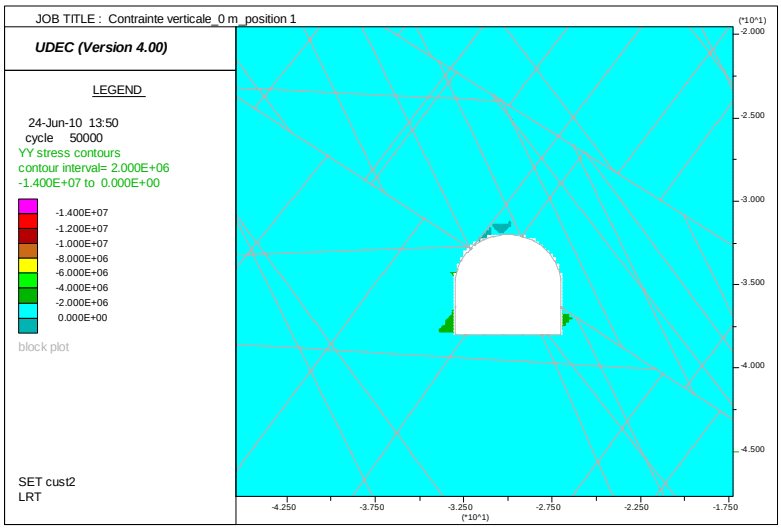
Figure 7.16 - Déplacements à la périphérie du tunnel par rapport à la ligne de creusement déterminée dans les cas d'un milieu continu et d'un milieu fracturé, à Z_0 = 150 m.

7.4.2 Contraintes verticales et horizontales

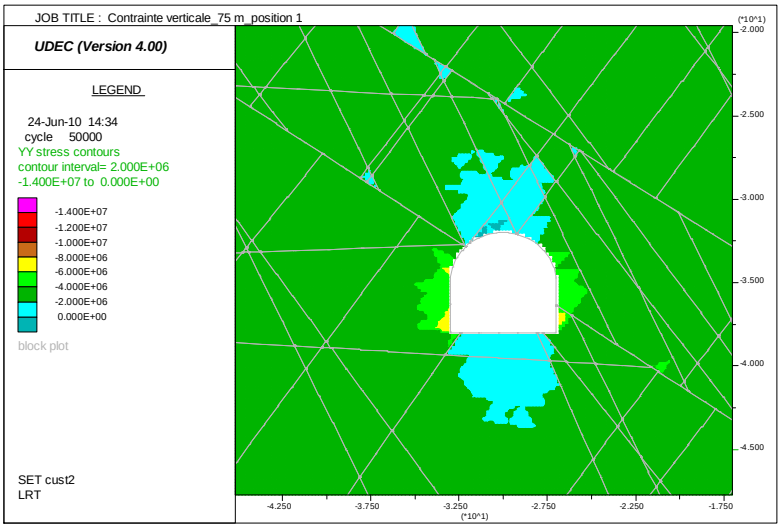
7.4.2.1 Contraintes verticales

La distribution de contraintes verticales est présentée dans une fenêtre d'environ 30×30 m pour les trois cas de calcul (figure 7.17). On observe dans les trois cas que l'ensemble des contraintes verticales sont négatives, ce qui correspondent à des compressions. Les contraintes verticales dans les blocs situés juste au-dessus de la voûte et au-dessous du radier sont presque nulles dans les trois cas. La concentration de contrainte verticale est plus ou moins bien développée aux parois gauche et droite du tunnel. La distribution de contraintes aux parois du tunnel présente une allure en "oreilles". Cette distribution de la contrainte verticale est très semblable à celle obtenue dans un milieu continu. On observe que plus la contrainte σ^0_{zz} est élevée, plus les contraintes verticales sont importantes. La figure 7.18 présente les vecteurs de contrainte verticale déterminée pour des points à une distance de 0,3 m du bord du tunnel (points étoile) pour les trois valeurs de Z_0. On observe que les contraintes verticales au sommet de la voûte et au radier sont quasi nulles. Les contraintes des deux côtés des parois verticales sont négatives. Leur grandeur augmente avec la profondeur jusqu'au niveau du radier. On peut trouver que la distribution des contraintes verticales est symétrique par rapport à l'axe vertical du tunnel. Cette caractéristique est semblable à celle obtenue dans un milieu continu isotrope. On observe également que l'augmentation de la contrainte verticale est linéaire avec l'augmentation de Z_0, qui varie de 0 à 75 m.

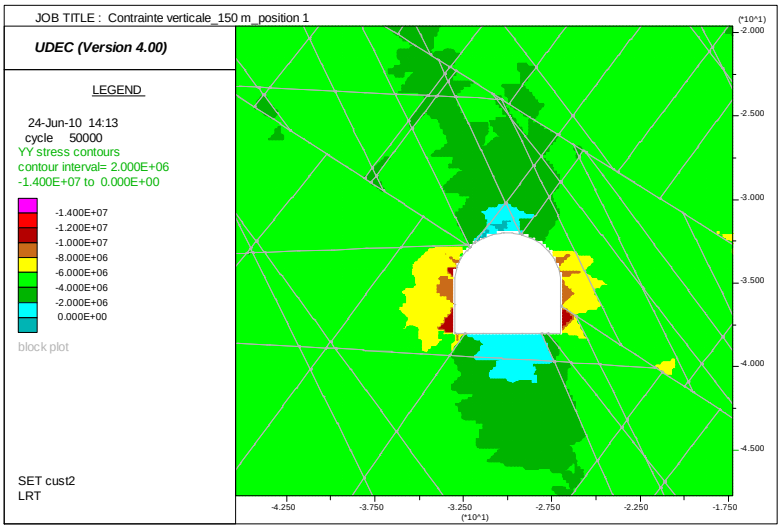
La figure 7.19 présente les contraintes verticales déterminées le long des profils vertical et horizontal. Selon un profil vertical à travers le tunnel, la valeur de la contrainte verticale a tendance à diminuer vers 0 à l'approche du tunnel (figure 7.19a). Selon un profil horizontal à travers le tunnel, la contrainte verticale dans les blocs éloignés du tunnel est quasi constante. Cette contrainte est due généralement au poids



(a)



(b)



(c)

Figure 7.17 - Contrainte verticale autour du tunnel (en Pascal) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.

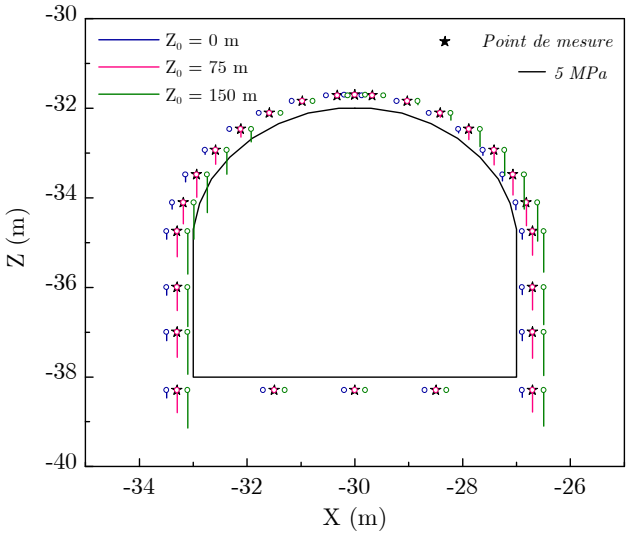


Figure 7.18 - Vecteurs de la contrainte verticale calculée pour des points à 0,3m des parois du tunnel.

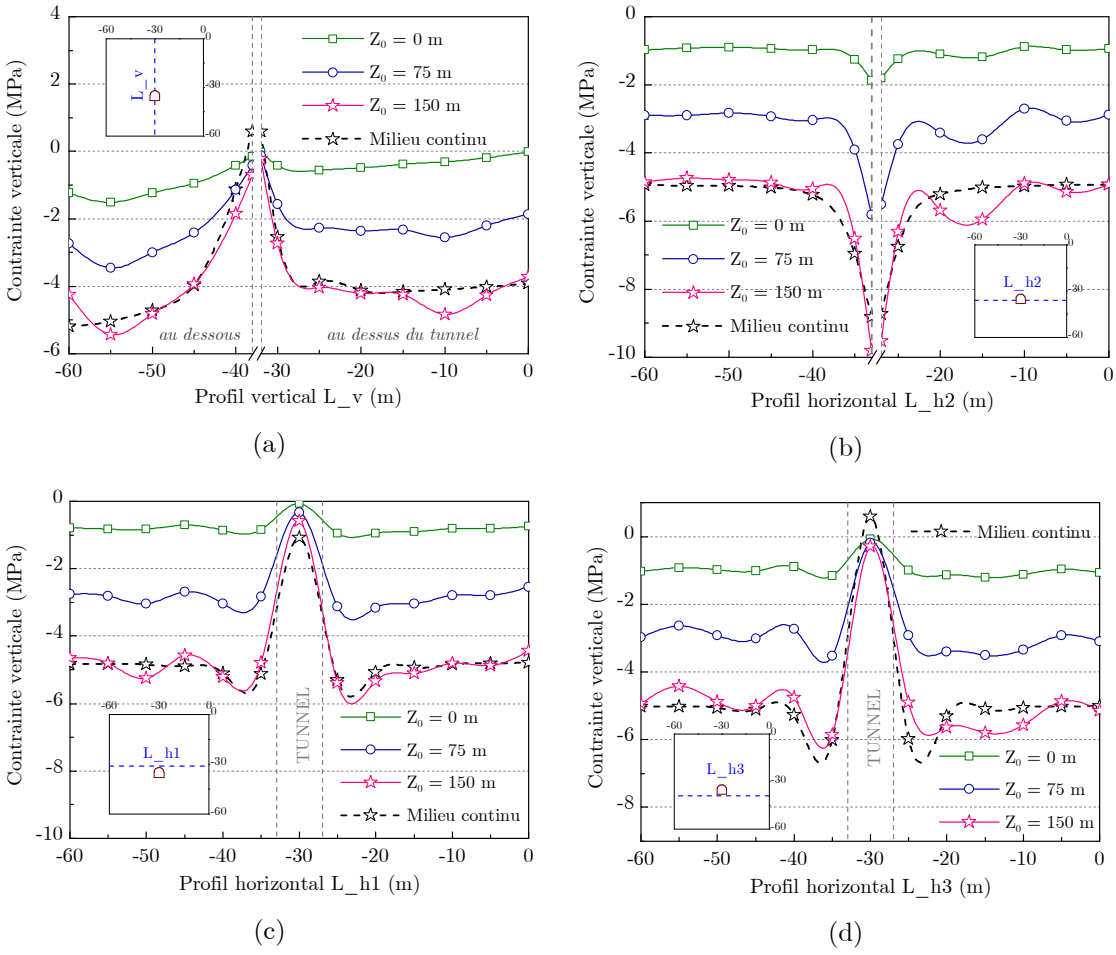


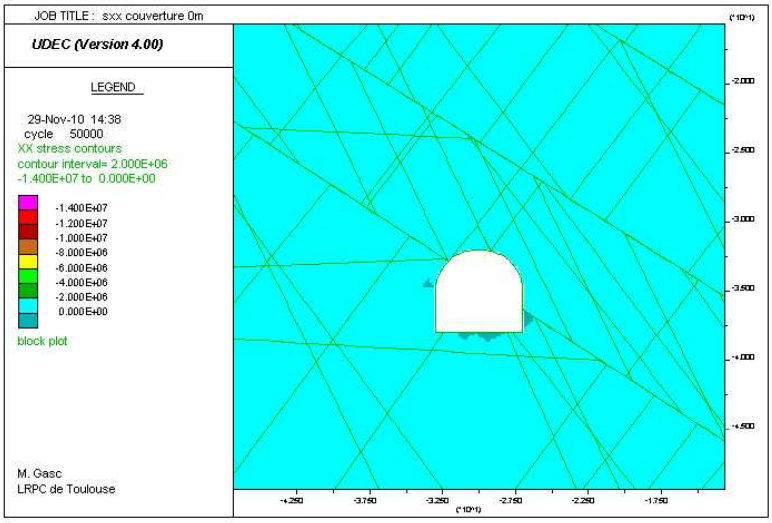
Figure 7.19 - Contrainte verticale déterminée le long des profils vertical et horizontal, pour milieu fracturé et milieu continu.

des terrains sus-jacents et augmente avec la profondeur. A l'approche des parois gauche et droite du tunnel, la valeur de contrainte verticale augmente rapidement pour atteindre la valeur absolue maximale du profil (figure 7.19b). Les profils horizontaux au-dessus et au-dessous du tunnel présentent également des segments de contrainte constante, mais à l'approche de la voûte et du radier, la contrainte verticale tend vers une valeur nulle (figure 7.19c et d). En comparant avec celles déterminées pour le milieu continu, les contraintes verticales dans les zones auprès du tunnel d'un milieu fracturé sont très similaires. Dans les zones plus éloignées, les profils de contraintes verticales du milieu fracturé peuvent présenter des légères variations quand ils rencontrent des discontinuités. Ainsi, les discontinuités ont une influence sur le développement de la contrainte verticale. Cependant, on observe que cette influence est faible au niveau des zones autour de la cavité. La zone d'influence de la cavité sur la contrainte verticale due à l'excavation est aussi définie par un rayon d'environ 10 m du centre du tunnel.

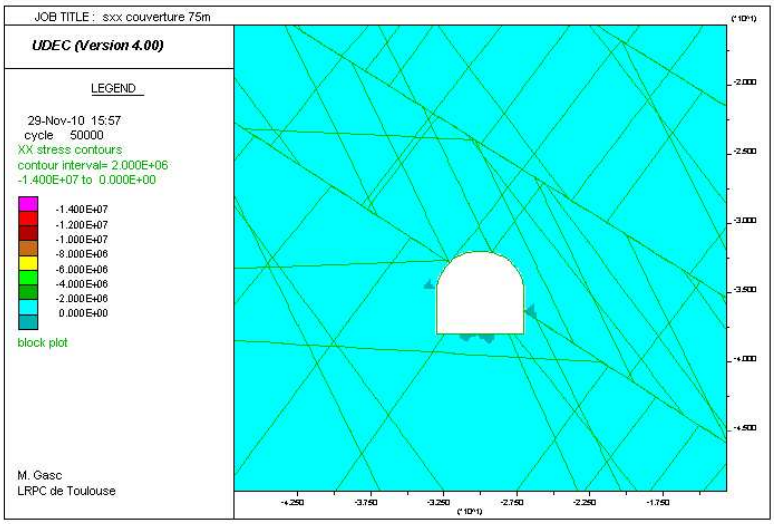
7.4.2.2 Contraintes horizontales

La distribution des contraintes horizontales ne présente pas de forme caractéristique, et ce, dans les trois cas de calcul (figure 7.20). Elle semble beaucoup plus répartie que celle des contraintes verticales. Cependant, on observe que les contraintes horizontales les plus importantes se trouvent sur les blocs au contact de la surface libre du tunnel. La figure 7.21 présente les vecteurs de contrainte horizontale déterminée pour des points à une distance de 0,3 m du bord du tunnel (points étoile). On observe que les contraintes horizontales les plus grandes se trouvent au niveau de la voûte et au pied des parois gauche et droite. Les contraintes horizontales sur les parois verticales sont quasi nulles. L'augmentation de contrainte horizontale est aussi linéaire avec l'augmentation de la couverture supplémentaire entre 0 et 150 m.

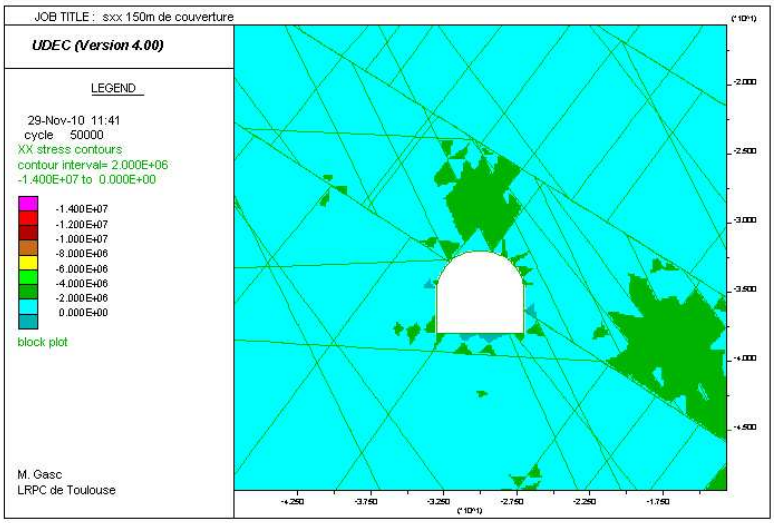
La figure 7.22 présente l'évolution de la contrainte horizontale le long des différents profils. Pour le profil horizontal situé à 1 m au-dessus du tunnel (figure 7.22a), on observe des variations de la contrainte quand le profil recoupe des discontinuités. Plus la couverture est importante, plus la variation est prononcée. Sur ce profil, l'influence de la cavité sur la contrainte n'est pas nettement observée. La contrainte horizontale au-dessus de la voûte est comparable à celle dans les zones plus éloignées tandis qu'elle augmente à l'approche du tunnel dans un milieu continu. Pour le profil horizontal situé à 1 m au-dessous du radier (figure 7.22b), on observe que la valeur de la contrainte horizontale diminue vers 0 à l'approche du tunnel. C'est aussi le cas pour le milieu continu. Cependant, les contraintes horizontales du milieu fracturé sont généralement plus faibles que celles déterminées dans le milieu continu.



(a)



(b)



(c)

Figure 7.20 - Contrainte horizontale autour du tunnel (en Pascal) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.

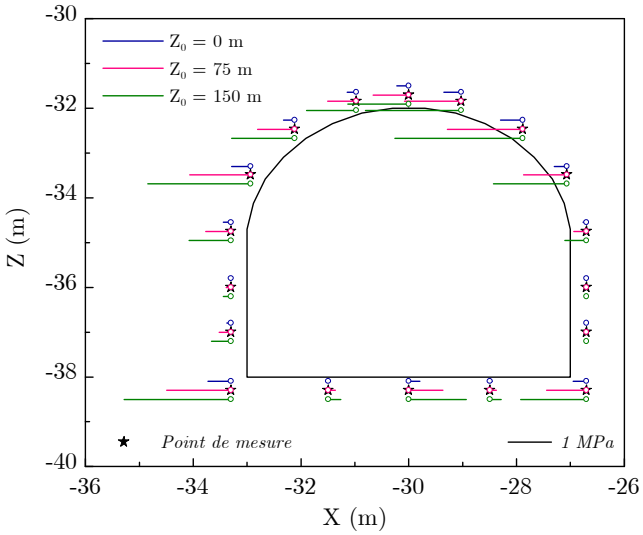
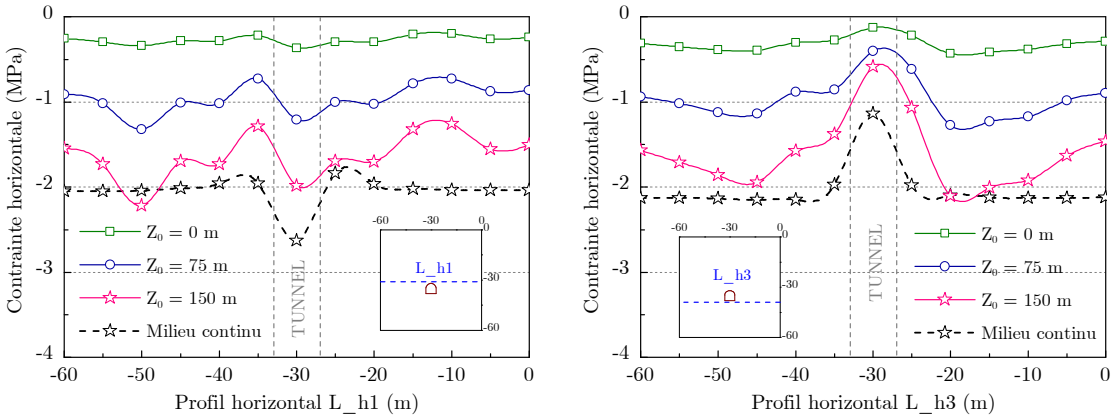


Figure 7.21 - Représentation des vecteurs de la contrainte horizontale calculée pour des points à 0,3m des parois du tunnel.



(a) (b)

Figure 7.22 - Contrainte horizontale déterminée le long des profils horizontaux.

7.4.3 Comportement des joints

Le comportement de joints autour du tunnel est analysé à l'aide des déplacements et des contraintes normaux et tangentiels enregistrés le long des joints. La position relative des joints étudiés est représentée dans la figure 7.23. Nous observons que tous les joints abordés montrent le même comportement dans le cas des couvertures supplémentaires inférieures à 150 m, peu importe leur position relative par rapport au tunnel. La figure 7.24 présente les déplacements et les contraintes déterminés le long du joint J1, caractéristique du comportement de l'ensemble des joints. On observe que tous les joints montrent un comportement contractant (déplacement normal négatif). Les joints restent donc totalement fermés. La fermeture de joints dans la zone autour du

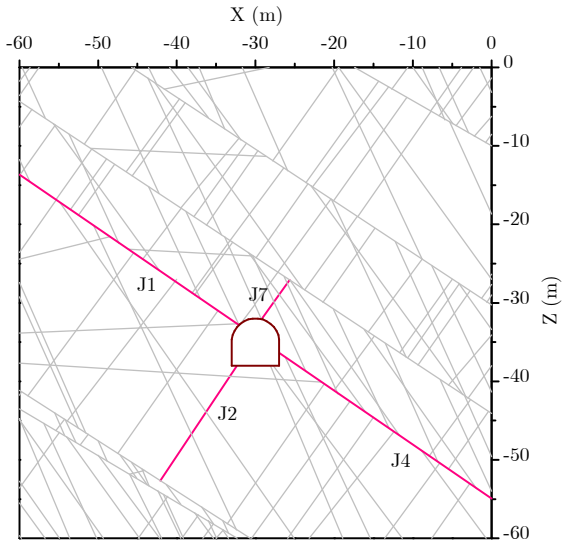


Figure 7.23 - Position relative des joints étudiés dans la coupe.

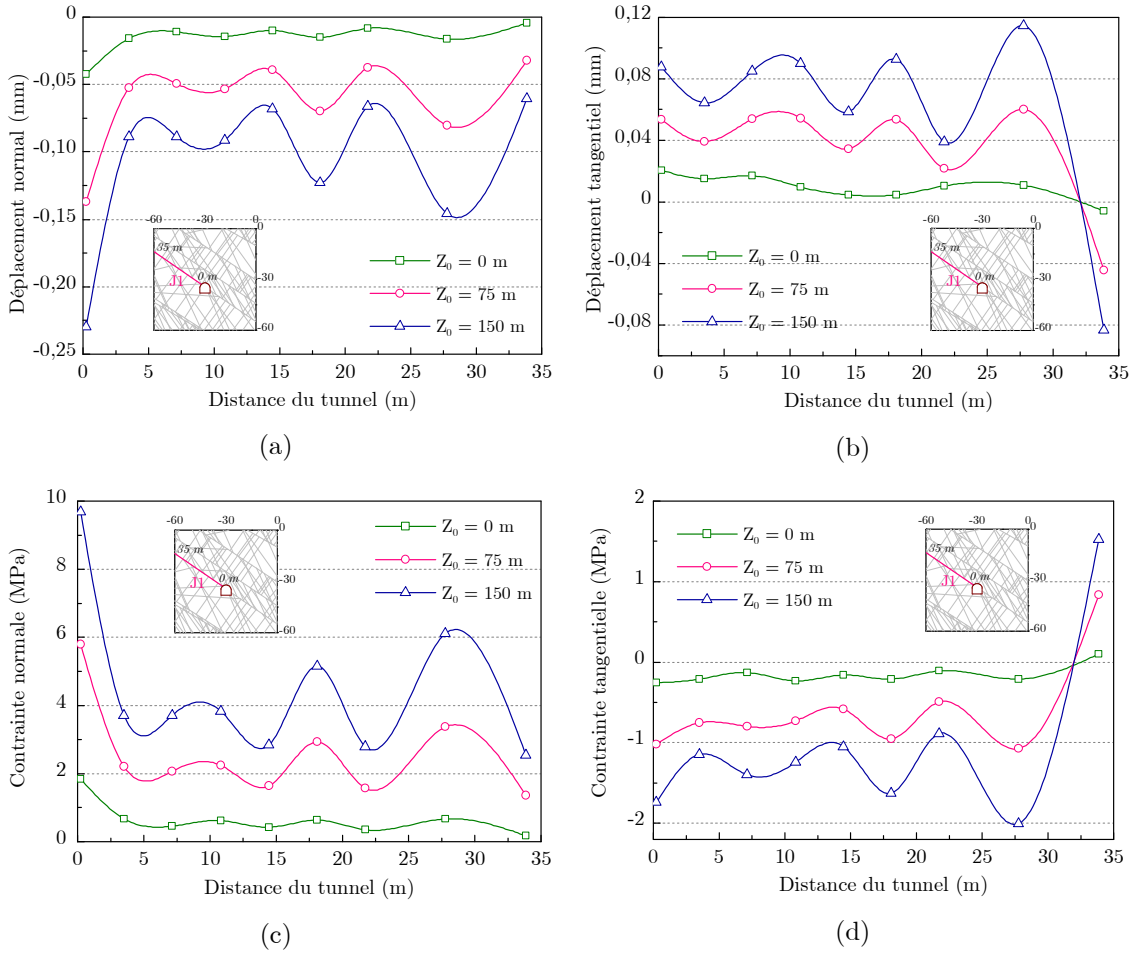
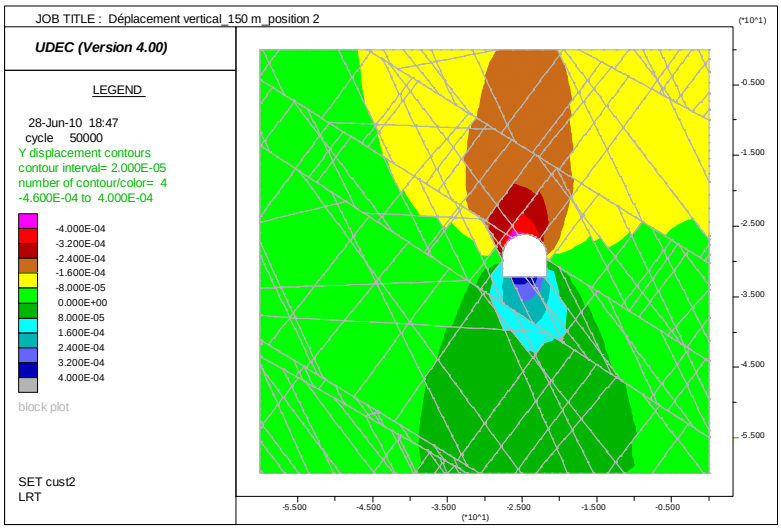


Figure 7.24 - Déplacements et contraintes normaux et tangentiels déterminés le long du joint J1.

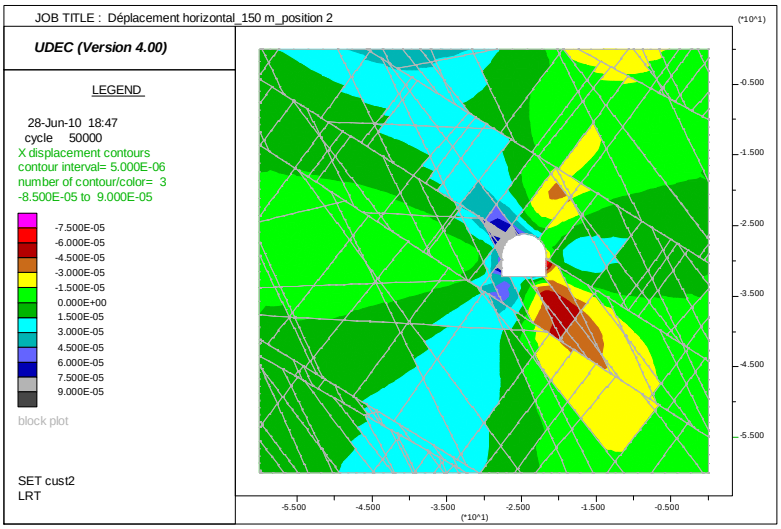
tunnel augmente progressivement le long du joint vers la paroi du tunnel (figure 7.24a). Plus la couverture est grande, plus la fermeture de joint est importante. L'augmentation de la fermeture vers la paroi du tunnel est sans doute due au glissement bloc sur bloc vers la cavité. La fermeture du point d'intersection entre le joint et la paroi du tunnel dans le cas 3 n'est que 0,23 mm. De plus, on observe que la variation de la fermeture le long du joint dans les zones éloignées du tunnel est plus significative quand on augmente la couverture. La variation de la contrainte normale le long du joint est proportionnelle à celle du déplacement normal (figure 7.24c). La contrainte normale augmente progressivement à l'approche du tunnel. Elle augmente aussi avec la hauteur de la couverture. Les déplacements tangentiels ne montrent pas de grande variation le long du joint sauf au bord de la zone modélisée (figure 7.24b). Le déplacement tangentiel au point d'intersection du tunnel est moins de 0,1 mm dans le cas 3. La variation de la contrainte tangentielle est aussi proportionnelle à celle du déplacement tangentiel (figure 7.24d). Les déplacements et les contraintes déterminés le long des autres joints sont présentés dans l'annexe C.2.

7.4.4 Cas de changement de la position relative du tunnel

Afin de mieux observer l'influence du réseau de discontinuités sur le comportement du creusement, nous avons changé la position relative du tunnel dans la même coupe. Les déplacements et les contraintes ont été déterminés de la même façon que pour la première position. La figure 7.25 présente la distribution des déplacements verticaux et horizontaux correspondant à une couverture supplémentaire de 150 m. Les résultats des autres cas de calcul sont présentés en annexe C.3. On observe que ces distributions sont assez similaires à celles du positionnement initial. Le développement du déplacement vertical présente une forme en "entonnoir" (figure 7.25a) et une forme de "papillon" pour le déplacement horizontal (figure 7.25b). Cependant, pour cette deuxième position, la densité de discontinuités auprès du tunnel semble plus importante. Les zones de grands déplacements verticaux sont plus larges que dans le premier cas (figure 7.8c). Néanmoins, les déplacements verticaux les plus grands au niveau de la voûte et du radier sont comparables dans les deux cas. Ils sont respectivement de 0,44 et 0,41 mm par rapport à 0,46 et 0,36 mm dans le premier cas. Aucune rupture macroscopique n'est observée non plus. Ce sont les déplacements horizontaux qui présentent plus de variation par rapport au premier cas. Les déplacements horizontaux se développent également des deux côtés de la cavité, sous une forme de "papillon". Cependant, on observe des concentrations de déplacements différentes dans les deux cas (figure 7.12c et figure 7.25b). Les déplacements horizontaux sur le côté gauche, au-dessus de la voûte et sur le côté droit, au-dessous du radier, sont plus importants. Cela est dû au fait que la densité de discontinuités à ces niveaux est plus grande que pour la position initiale. Ces concentrations de déplacements peuvent se trouver dans des blocs qui ne sont pas au contact de la surface libre. Il indique des zones de cisaillement potentiel des blocs.



(a)



(b)

Figure 7.25 - Déplacements verticaux et horizontaux (en m) lors du creusement du tunnel correspondant à la deuxième position relative, avec $Z_0 = 150$ m.

Les déformations du tunnel ont été déterminées pour ce cas et sont présentées dans la figure 7.26 en fonction de la couverture supplémentaire. On observe également l'influence de la couverture sur les déplacements du terrain : plus la couverture supplémentaire est grande, plus les déformations du tunnel sont importantes. Cependant, avec une densité de discontinuités différente, les déformations du tunnel ne sont pas semblables à celles de la première position (figure 7.15). On observe que les déformations sont plus développées au niveau de la voûte, sur le côté gauche, et au niveau du radier, sur le côté droit. Les déformations au niveau de la paroi gauche sont aussi plus importantes, dues au fait que cette paroi recoupe plus de discontinuités, tandis que les déformations sur la paroi droite sont toujours très faibles. La figure 7.27 présente la comparaison de déformations du tunnel, correspondant au trois cas de couverture supplémentaire pour les deux positions de tunnel. On observe que plus la couverture est grande, plus l'influence de la densité de discontinuités sur les

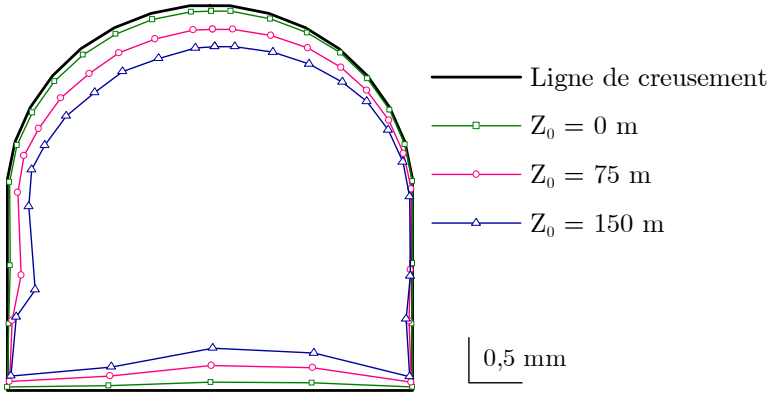


Figure 7.26 - Déformation du tunnel correspondant à la deuxième position en fonction de la couverture supplémentaire.

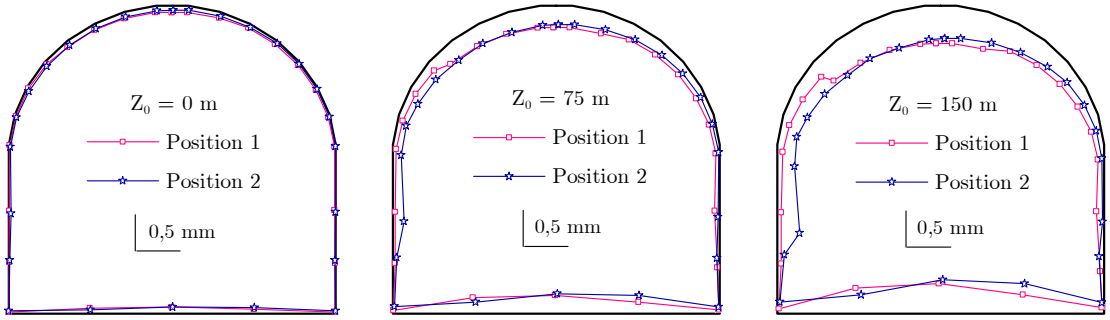


Figure 7.27 - Déformation du tunnel correspondant aux deux positions relatives étudiées.

déformations du tunnel est prononcée. Sans une couverture supplémentaire (0 m), les déformations déterminées pour les deux positions de tunnel sont très semblables. Cependant, sous une couverture supplémentaire de 150 m, les déformations à la deuxième position peuvent présenter une augmentation jusqu'à 120 % sur la paroi gauche. Les déformations sur la paroi droite dans le deuxième cas sont légèrement plus petites.

Les contraintes verticales et horizontales calculées pour la deuxième position montrent les répartitions similaires que dans le premier cas (figures C.19 et C.20 annexe C.3). Cependant, à ce positionnement, les contraintes autour du tunnel sont généralement plus petites que pour le positionnement initial, avec une différence qui peut atteindre à 80 % pour le cas 3. La concentration de contraintes dans les zones de grande densité de discontinuités est moins importante. A cause de la répartition de discontinuités différentes sur les deux parois verticales, les contraintes verticales ne sont plus symétriques par rapport à l'axe vertical.

7.5 Conclusion

Nous avons utilisé une coupe 2D à partir d'un modèle 3D du massif du tunnel de St Béat pour effectuer des calculs en utilisant le logiciel UDEC. La modélisation du comportement du massif rocheux en présence du tunnel a été réalisée en se basant sur les données des essais expérimentaux. Bien que la modélisation présentée reste encore simpliste, elle montre des résultats qui sont conformes à ce qui est observé souvent en pratique lors du creusement dans des massifs rocheux fracturés (possibilité de chute de blocs au niveau de la voûte ou gonflement au radier, etc.).

Avec les différentes conditions aux limites utilisées, on n'observe pas de rupture au sein de la coupe lors du creusement du tunnel. Plus la profondeur de l'axe du tunnel est grande, plus les déplacements dans le massif sont importants. Les déplacements sont plus développés dans les zones autour de la cavité, dans un rayon d'environ 10 m du centre du tunnel. Les déplacements verticaux présentent une distribution de forme "d'entonnoir" et les déplacements horizontaux présentent une forme de "papillon". Les déplacements les plus grands sont généralement observés au niveau de la voûte et du radier. Ils sont de l'ordre de 0,5 mm pour le cas le plus défavorable. Cette valeur semble très faible mais elle est conforme à l'observation de la stabilité du massif au niveau des anciennes galeries.

Au niveau du tunnel, les contraintes horizontales sont plus développées sur les deux parois verticales, tandis que les contraintes horizontales présentent les valeurs les plus importantes au niveau de la voûte et du radier. Dans les cas étudiés, la valeur des contraintes autour du tunnel augmente linéairement avec l'augmentation de la profondeur du tunnel. A l'approche du tunnel, on observe des variations des contraintes dues à la présence de la cavité. Une zone d'influence de la cavité sur les contraintes (correspondant à des grandes variations) a été déterminée dans un rayon d'environ 10 m du centre du tunnel.

L'influence du réseau de discontinuités sur le comportement du massif a été mise en évidence en comparant le comportement du milieu fracturé et du milieu continu, sans discontinuités. La répartition des déplacements et des contraintes autour du tunnel est semblable pour dans deux cas. Cependant, les déplacements en milieu fracturé sont généralement plus grands, tandis que les contraintes sont plus faibles. En plus, à cause de la présence des mouvements propres des blocs, le développement des déplacements et des contraintes au sein du massif peut être discontinu à travers des discontinuités. Leur distribution n'est pas forcément symétrique due à la répartition anisotrope des discontinuités. L'influence de la densité de discontinuités a été également observée en changeant la position relative du tunnel dans la coupe étudiée. Si la densité de discontinuités autour du tunnel est plus grande, la zone d'influence (zone de grands déplacements) sera plus large. Les déplacements peuvent être plus élevés dans les zones de grande densité de discontinuités autour du tunnel. Et plus la profondeur du tunnel est importante, plus l'influence de la densité de discontinuités est prononcée.

Les calculs ont été réalisés avec une seule coupe 2D du réseau de discontinuités. Le chargement a été supposé réparti uniformément, il ne prend pas en compte la répartition anisotrope des contraintes due à la géométrie du massif dans l'espace. Il paraît nécessaire d'effectuer des calculs en 3D ou en 2D en utilisant plusieurs coupes d'orientation diverses afin d'observer plus correctement le comportement du massif. Ces calculs peuvent nous permettre de définir les cas les plus défavorables lors du creusement du tunnel, tels que les cas avec grands déplacements ou grandes concentrations de contraintes afin de déterminer le soutènement adapté.

Conclusion générale

La conception des tunnels dans les massifs rocheux fracturés nécessite une bonne connaissance du comportement mécanique de la matrice et des discontinuités rocheuses. Le travail de cette thèse s'appuie sur la caractérisation des marbres du site du futur tunnel de St Béat. L'objectif principal de l'étude est de fournir des données mécaniques de la matrice et des discontinuités de ces marbres et de mieux comprendre leur comportement mécanique sous différentes conditions de chargement.

Les travaux effectués durant cette thèse se décomposent en trois parties principales. Dans la première partie, nous avons effectué une revue de la littérature afin de cerner la problématique du comportement des massifs rocheux fracturés. La seconde partie était consacrée aux campagnes expérimentales d'identification des caractéristiques mécaniques de la matrice rocheuse et des discontinuités naturelles des matériaux choisis. Une étude expérimentale sur les caractéristiques morphologiques des discontinuités des marbres a été réalisée afin de mieux comprendre leur comportement mécanique. Ces études expérimentales sont effectuées dans le but d'utiliser les résultats pour identifier et valider les paramètres entrés du logiciel de calcul du massif choisi dans la troisième partie. Dans cette dernière partie, nous avons effectué une étude du comportement du massif en présence du futur tunnel, sous différentes conditions aux limites.

L'étude bibliographique a mis en évidence les phénomènes primordiaux du comportement mécanique de la matrice et des discontinuités rocheuses. Nous avons présenté les principaux mécanismes menant à la rupture de la matrice rocheuse soumise au chargement. La pression de confinement, la vitesse de chargement et la taille des grains apparaissent comme les facteurs qui peuvent influencer le comportement mécanique des différents marbres. La connaissance les modules élastiques dynamiques du matériau permet d'évaluer les modules élastiques statiques de façon moins coûteuse. Nous avons indiqué aussi que le comportement en cisaillement des discontinuités

artificielles ou naturelles dépend du mode de chargement (condition de dilatance libre ou condition confinée). Les facteurs principaux influençant leur comportement mécanique sont la contrainte normale, la rigidité normale, la rugosité des surfaces, la vitesse de cisaillement, etc. Le comportement des discontinuités artificielles et des discontinuités rocheuses naturelles peut montrer des similarités mais aussi des discordances. La compréhension de ces phénomènes nous a mené à la nécessité d'une étude du comportement mécanique des matériaux choisis sous différentes conditions de chargement.

Dans la première phase de l'étude expérimentale, nous avons présenté le comportement en compression triaxiale de la roche saine sous des pressions de confinement entre 0 et 30 MPa. Le dispositif disponible au *Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse* nous permet à la fois de réaliser des essais de compression triaxiale et de mesurer les vitesses de propagation des ondes de compression P et de cisaillement S à travers l'échantillon durant les essais. Sous un chargement isotrope, la roche présente un comportement contractant, quasi isotrope et non linéaire pour les contraintes entre 0 et 15 MPa, anisotrope et linéaire pour les contraintes entre 15 et 30 MPa. La vitesse de propagation des ondes de compression P durant ce chargement augmente avec l'augmentation de la contrainte isotrope. Ce phénomène est attribué à la fermeture des microfissures préexistantes dans la roche. Pendant le chargement déviatorique, la matrice rocheuse montre classiquement les mêmes phases de comportement pour les différentes pressions de confinement : une phase de déformation linéaire, réversible suivie d'une phase de déformation non linéaire jusqu'à la rupture. Nous constatons que la phase linéaire se trouve aux contraintes déviatoriques jusqu'à 60 - 70 MPa, quelle que soit la pression de confinement. La vitesse de propagation des ondes de compression P et de cisaillement S augmente légèrement jusqu'à 75 % de la contrainte de pic, puis diminue au-delà jusqu'à la rupture de l'échantillon. Ces observations fournissent des informations pour estimer le degré d'endommagement de l'échantillon au cours de l'essai. Ceci est conforme à l'évolution des modules d'Young statiques $E_{statique}$ déterminés sur les cycles de déchargement lors des essais cycliques : ils montrent un comportement de durcissement sur les premiers cycles et un endommagement sur les derniers cycles. Nous observons que les cycles de charge/décharge effectués lors des essais cycliques n'ont pas d'influence notable sur le comportement de la roche. La résistance de pic et les déformations mesurées dans les essais cycliques et monotones effectués à une même pression de confinement sont très comparables. Nous montrons également l'influence de la pression de confinement sur le comportement de la roche. La résistance de pic et les déformations correspondantes à la rupture augmentent avec l'augmentation du confinement. Le mode de rupture change avec la variation de la pression de confinement : sous les confinements de 5 et 10 MPa, la roche montre un comportement fragile tandis qu'il est plus ductile sous les confinements de 20 et 30 MPa. L'angle entre le plan de rupture et l'axe de l'échantillon augmente aussi avec l'augmentation de la pression de confinement. Nous utilisons une enveloppe de rupture selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb avec un angle de frottement de 22° et une cohésion de 35 MPa pour la roche étudiée. Les mesures de

vitesse de propagation des ondes P et S nous ont permis également de déterminer les modules élastiques dynamiques. Nous avons observé que le rapport entre les modules statiques et les modules dynamiques varie entre 0,6 et 0,9 pour la roche étudiée.

La seconde campagne expérimentale était consacrée à une caractérisation de la morphologie des surfaces des discontinuités rocheuses avant la réalisation des essais mécaniques. Nous avons scanné douze échantillons de discontinuités naturelles sous un profilomètre laser 3D. Les données de topographie obtenues permettent de déterminer les paramètres statistiques descriptifs de la rugosité des surfaces. Nous avons montré que les paramètres globaux tels que l'étendue, la moyenne arithmétique des hauteurs CLA ou la dispersion des hauteurs RMS (calculé par rapport au plan moyen) peuvent donner des bonnes évaluations de la rugosité des surfaces. La comparaison des paramètres des surfaces inférieure et supérieure d'un même échantillon peut indiquer le degré d'emboîtement des épontes et les dégradations antérieures éventuelles. Pourtant, ce sont les paramètres directionnels qui donnent les indications les plus précises de la rugosité, telles que l'angularité, les colatitudes ou la proportion des pentes d'aspérités. Pour chaque surface des discontinuités, nous avons déterminé les paramètres directionnels selon huit directions différentes. Nous avons observé une anisotropie directionnelle des paramètres de rugosité : la valeur de chaque paramètre varie selon la direction de calcul. Le paramètre Z_4 est le paramètre le plus sensible et le paramètre R_L est le moins sensible au changement de direction. Les directions d'anisotropies principales correspondant aux valeurs maximale et minimale de chaque paramètre ont été déterminées. Nous avons observé que les directions d'anisotropie des paramètres R_L, Z_2, Z_4 et les moyennes de colatitudes positives et négatives sont généralement proches. Le paramètre Z_3 semble indépendant de la direction de calcul et peut montrer des directions d'anisotropie différentes. En se basant sur les paramètres calculés pour les surfaces inférieures et supérieures, nous constatons que les discontinuités utilisées ont une bonne imbrication. Les douze discontinuités ont été regroupées en trois groupes d'échantillons de rugosité similaire selon une direction de cisaillement choisie à partir des paramètres directionnels. Ceci a pour but d'obtenir des discontinuités naturelles de morphologie proche afin de réaliser des essais de cisaillement. La direction de cisaillement choisie pour le groupe le plus lisse est généralement perpendiculaire à la direction d'anisotropie principale, tandis qu'elles sont parallèles pour le groupe le plus rugueux. Nous avons montré que le JRC (*Joint Roughness Coefficient*), calculé à partir de Z_2, peut donner les mêmes indications du degré de rugosité que celles définies par les paramètres statistiques. L'aire de contact entre les surfaces inférieures et supérieures a été déterminée grâce aux données de topographie des surfaces en fonction de la contrainte normale appliquée lors du cisaillement. Nous observons évidemment une influence de la contrainte normale sur l'aire de contact avant essai : plus la contrainte normale est élevée, plus le taux de contact entre les surfaces est grand.

Les douze échantillons de discontinuités naturelles caractérisées précédemment ont été utilisés pour réaliser des essais de cisaillement cycliques à contrainte normale constante (CNC). Nous avons utilisé pour chaque groupe d'échantillons une même

contrainte normale (entre 1,5 et 5 MPa) mais différentes vitesses de cisaillement (entre 5 et 100 μm/s). Nous avons observé un comportement ductile sans pic de contrainte tangentielle avec faibles déformations normales pour les discontinuités les plus lisses. Par contre, les discontinuités plus rugueuses montrent un pic de contrainte tangentielle marqué, suivi d'une phase de radoucissement due à la rupture des aspérités. Le cisaillement des aspérités se manifeste également par la diminution du taux de dilatance vers zéro quand le joint atteint la phase résiduelle. Nous avons montré que les discontinuités de la roche étudiée peuvent atteindre la phase résiduelle après un déplacement d'environ 7 mm.

Nous avons observé l'influence de différents facteurs sur le comportement en cisaillement des discontinuités : l'augmentation de la contrainte normale entre 1,5 et 7 MPa conduit à une augmentation quasi linéaire des résistances au cisaillement et des rigidités normale et tangentielle. Des enveloppes linéaires de Mohr-Coulomb ont été proposées pour les résistances au pic et résiduelle avec les angles de frottement et les cohésions respectivement de 38,3° et 31,5° et de 0,30 et 0,27 MPa. Nous avons trouvé également une influence de la vitesse de cisaillement sur la résistance au pic : plus la vitesse de cisaillement augmente, plus la résistance de cisaillement au pic diminue. Cependant, la vitesse de cisaillement n'a pas d'influence notable sur la résistance de cisaillement résiduelle. Par ailleurs, pour une même contrainte normale et une même rugosité, plus la vitesse de cisaillement augmente, plus la dilatance diminue. Cette influence diminue quand la contrainte normale appliquée diminue. Dans cette étude, nous avons combiné l'influence de la contrainte normale et l'influence de la rugosité sur la dilatance des joints en faisant varier à la fois la contrainte normale et la rugosité des surfaces. Cependant, nous pouvons montrer une influence de la rugosité sur les angles de dilatance au pic et maximal : plus les surfaces sont rugueuses, plus la moyenne des colatitudes est élevée et plus les angles de dilatance sont importants et réciproquement.

En plus des essais CNC, nous avons réalisé une série d'essai de cisaillement à rigidité normale constante (CNS). Les courbes de contraintes et de déplacements des essais CNS montrent des phases quasi similaires par rapport aux essais CNC. Cependant, les contraintes tangentielles et les déplacements normaux au cours du cisaillement des essais CNS sont différents de ceux des essais CNC. Sous une rigidité normale constante, les joints dilatent davantage avant le pic de contrainte tangentielle et puis contractent avec un taux plus élevé à partir du pic de la contrainte normale. Le pic de contrainte tangentielle est généralement atteint avant le pic de contrainte normale. Nous avons observé également que la résistance au cisaillement des essais CNS est plus importante que celle des essais CNC. Pour les rigidités normales variant entre 5 et 10 MPa/mm, plus la rigidité normale augmente, plus les différences de la résistance au pic et des dilatances entre essais CNS et CNC ont tendance à augmenter. Cependant, ces différences diminuent quand la contrainte normale augmente et elles sont beaucoup moins visibles sous la contrainte normale initiale la plus élevée testée (7 MPa). Une enveloppe de rupture selon le critère linéaire de Mohr-Coulomb a été également proposée pour les essais CNS. Pour les essais à contrainte normale initiale

inférieure à 7 MPa, la résistance au pic des essais CNS est plus élevée que celle des essais CNC. Nous avons proposé d'attribuer cet accroissement de la résistance maximale à une mobilisation de la cohésion apparente du joint due à la rigidité normale imposée. La relation entre la contrainte tangentielle et la contrainte normale après le pic de contrainte des essais CNS est linéaire avec un angle de frottement de 32° et une très faible cohésion. Cet angle de frottement est égal à l'angle de frottement résiduel déterminé à partir des essais CNC. Ces observations nous conduisent à la conclusion que la rigidité normale imposée a une influence croissante sur la résistance au cisaillement maximale pour des contraintes normales initiales inférieures à 7 MPa, mais elle n'a pas d'influence visible sur le comportement résiduel des joints.

Après la réalisation des essais de cisaillement CNC, les surfaces des douze discontinuités ont été rescannées afin de déterminer les endommagements dus au cisaillement. Les paramètres globaux et les paramètres d'angularité diminuent après essai signifiant un "nivellement" des surfaces. Nous n'avons pas réussir à proposer une loi mathématique entre ces diminutions et la contrainte normale appliquée. Cependant, nous avons constaté que la diminution des paramètres R_L, Z_2 et les moyennes des colatitudes varient en fonction de la rugosité initiale des échantillons : le groupe le plus lisse montre les variations les plus faibles et le groupe le plus rugueux montre les variations les plus importantes. Les variations des paramètres Z_3 et Z_4 ne montrent pas de tendance significative. Par ailleurs, nous avons observons une influence de la contrainte normale sur le degré d'endommagement des surfaces. Sous une même contrainte normale, les surfaces de rugosité similaire peuvent avoir des endommagements quantitativement identiques, bien que la distribution des zones endommagées puisse être différente. Plus la contrainte normale est faible, plus on observe ce phénomène. Nous avons finalement observé que les zones les plus endommagées correspondent généralement au sommet des aspérités de grand angularité.

Dans la dernière partie de la thèse, nous avons présenté une modélisation en 2D du comportement du massif rocheux, en présence du futur tunnel, en utilisant le code de calcul UDEC. Les caractéristiques mécaniques de la matrice et des discontinuités obtenues précédemment ont été introduites dans des modèles de comportement qui sont utilisables directement dans UDEC. Nous avons utilisé une coupe 2D à travers la section transversale du tunnel, obtenue à partir d'un modèle statistique 3D du massif et avons supposé des conditions aux limites relativement simples. Nous avons toutefois obtenu des résultats, certes modestes, mais qui ce ne sont pas irréalistes : dans tous les cas étudiés, nous n'avons pas observé de rupture macroscopique du massif mais nous trouvons des tendances de développement des déformations du terrain du à l'excavation de la cavité. Les déformations les plus importantes se trouvent au niveau de la voûte et du radier du tunnel. Les contraintes horizontales sont plus développées sur les deux parois verticales, tandis que les contraintes horizontales présentent les valeurs les plus importantes au niveau de la voûte et du radier. Comme attendu, la profondeur du tunnel a une influence croissante sur la grandeur et l'importance des zones de

concentration des déformations et des contraintes. Avec les conditions aux limites choisies, nous avons observé une zone d'influence de la cavité sur le développement des déformations et des contraintes dans un rayon d'environ 10 m autour du tunnel. Nous avons également mis en évidence l'influence du réseau de discontinuités sur le comportement du massif en comparant le comportement du milieu fracturé et du milieu continu, sans discontinuités. La présence des discontinuités au sein du massif peut conduire à des déformations plus importantes qui peuvent atteindre à 100 % d'augmentation. Nous avons observé également l'influence de la densité de discontinuités sur le comportement du massif. Des zones de grande densité de discontinuités autour du tunnel peuvent conduire à des déformations plus importantes et à une zone d'influence (zone de grandes déformations dues à la présence du tunnel) plus large. Plus la profondeur du tunnel est importante, plus l'influence de la densité de discontinuités est prononcée.

Grâce à cette étude, notre connaissance et notre compréhension des phénomènes régissant le comportement des massifs rocheux fracturés ont progressé. Néanmoins, certains points restent à étudier ou à éclaircir.

D'un point de vue expérimental, il serait nécessaire d'approfondir l'étude de l'influence de la rugosité des surfaces de discontinuités naturelles, qui présente généralement une grande variété, sur leur comportement mécanique. L'utilisation des paramètres morphologiques statistiques des surfaces de discontinuités dans le cadre de cette thèse a montré des points forts dans la description de la rugosité. A partir des paramètres directionnels, on peut obtenir de bonnes indications du degré de la rugosité et observer l'anisotropie directionnelle des paramètres. La liaison statistique entre ces paramètres de rugosité déterminés dans le sens de cisaillement et les caractéristiques mécaniques obtenues rester à étudier. Afin de mieux observer l'influence de la rugosité en éliminant celle due aux paramètres d'essai comme observées dans le corps du mémoire, les mêmes paramètres d'essai (contrainte normale, vitesse de cisaillement, etc.) devraient être utilisés pour les discontinuités de rugosités différentes. Il paraît nécessaire également d'établir une loi de comportement des discontinuités qui prend en compte les caractéristiques morphologiques des surfaces. Une des possibilités qui semble particulièrement intéressante serait d'identifier un paramètre statistique représentatif du comportement en cisaillement de discontinuités afin de l'introduire directement dans une loi de comportement. Par exemple, Lopez (2000) a trouvé que c'est le paramètre Z_4 qui décrit le mieux la dépendance entre les caractéristiques morphologiques et mécaniques. Par ailleurs, nous avons observé expérimentalement une relation entre l'angle de dilatance et la moyenne des colatitudes mobilisées. L'établissement d'une loi mathématique pour cette relation est une autre possibilité pour introduire les caractéristiques morphologiques dans des modèles de comportement existants (modèle bilinéaire de Patton par exemple). Une loi de comportement, qui simule le cisaillement sous confinement (à rigidité normale imposée), paraît nécessaire pour la modélisation du comportement du massif sous telles conditions. Cette loi doit prendre en compte

l'influence la rigidité normale imposée sur la résistance de pic et la dilatance comme on l'a observé.

D'un point de vue numérique, les calculs en 2D réalisés avec UDEC ont montré leurs limites. Un problème inhérent au calcul discontinu en 2D est que l'ensemble des mouvements de blocs ne peut être pris en compte du fait même de cette 2D : en effet, seul l'équivalent de glissements plans 3D sont modélisés et non pas les mouvements de blocs de type trièdres. De plus, pour des raisons de simplicité et de temps, le chargement imposé dans UDEC dans nos calculs, est un chargement plan et de répartition uniforme, il ne tient donc pas compte de la répartition réelle non-uniforme des contraintes dans le massif. Pour pallier ce manque, un travail est actuellement en cours au LRPC de Toulouse afin de modéliser l'ensemble du massif de St Béat avec sa topographie précise, en 3D et en supposant un milieu continu, afin d'obtenir des répartitions de contraintes initiales tenant compte de la géométrie particulière du site. Ce travail est réalisé à l'aide de CESAR-LCPC. En choisissant des coupes du massif perpendiculaires à l'axe du tunnel, on pourra alors imposer dans UDEC, des conditions initiales de répartitions des contraintes plus proches de la réalité. Enfin, une des autres voies possibles d'amélioration de la modélisation fine du massif et du creusement du tunnel est de réaliser cette modélisation directement en 3D à l'aide d'un logiciel de calcul discontinu. TriDec peu évidemment le faire, mais son coût élevé le rend prohibitif. Une autre possibilité existe grâce aux développements récemment menés à l'école des Mines d'Alès sur l'adaptation du logiciel LMGC90 au calcul d'instabilité rocheuses (Rafiee et al. 2009). C'est un code de calcul entièrement libre, développé par le laboratoire homonyme de l'université de Montpellier. Il est basé sur la méthode NSCD (Non-Smooth Contact Dynamics) initiée et développée par J.J. Moreau (1988) qui utilise des lois d'interactions non régulières (lois a seuil, sauts de vitesse, etc.) et nécessitent de traiter l'équation de la dynamique de façon implicite. Ce travail est d'ailleurs déjà en cours, depuis avril 2010 grâce au démarrage de la thèse de Hang Tran (inscrite à l'Université de Montpellier, directeur de thèse, Marc Vinches) dont le sujet principal sera la modélisation à l'aide de LMGC90 du tunnel de St Béat, afin de développer des applications du logiciel propres à la mécanique des roches.

Références

AFTES (2003). *Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains*. Tunnels et ouvrages souterrains, Vol. 177-mai/juin 2003, pp. 140-155.

Amadei B. et S. Seab (1990). *Constitutive models of rock joints*. In: Rock Joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

Archambault G., M. Fortin, D.E. Gill, M. Aubertin et B. Ladanyi, (1990). *Experimental investigations for an algorithm simulating the effect of variable normal stiffness on discontinuities shear strength*. In: Rock Joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

Archambault G., S. Gentier, J. Riss et R. Flamand (1997). *The evolution of void space (permeability) in relation with rock joint shear behavior*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34 (3-4), pp. 14.e1-14.e15.

Armand G. (2000). *Contribution à la caractérisation en laboratoire et à la modélisation constitutive du comportement mécanique des joints rocheux*. Thèse de doctorat, Université de Grenoble 1, France.

Armand G., M. Boulon, C. Papadopoulos, M.E. Basanou et I.P. Vardoulakis (1998). *Mechanical behaviour of Dionysos marble smooth joints. I - Experiments*. In: Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienne.

Balmer G. (1952). *A general analytical for Mohr's envelope*. Am. Soc. Test. Mat., Vol. 52, pp. 1260-1271. tiré de Hoek et Brown (1980).

Bandis S.C., A.C. Lumsden, N.R. Barton (1981). *Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 1-21.

Bandis S.C., A.C. Lumsden et N.R. Barton (1983). *Fundamentals of rock joint deformation*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 20 (6), pp. 249-268.

Barton N. (1973). *Review of a new shear strength criterion for rock joints* Engineering Geology, Vol. 7, pp. 287-332.

Barton N., S. Bandis et K. Bakhtar (1985). *Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 22 (3), pp. 121-140.

Barton N.R (1972). *A model study of rock joint deformation*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 9, pp. 579-602.

Barton N.R. et V. Choubey (1977). *The shear strength of rock joints in theory and practice*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 10 (1-2), pp. 1-54.

Barton N.R., R. Lien et J. Lunde (1974). *Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 6 (4), pp. 189-239.

Belem T., F. Homand-Etienne et M. Souley (2000). *Quantitative parameters for rock joint surface roughness*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 33 (4), pp. 217-242.

Bernaix J. (1974). *Propriétés des roches et des massifs rocheux*, Vol. 1A, pp. 39-67. In: Advances in Rock Mechanics , Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver.

Bieniawski Z. T. (1974). *Estimating the strength of rock materials*. Journal of the South African Institute of Mining and Metallurgy, Vol. 74, pp. 312-320.

Bieniawski Z.T. (1967). *Mechanism of brittle fracture of rock. Part I - Theory of the fracture process. Part II - Experimental studies. Part III - Fracture in tension and under long term loading*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 4, pp. 395-430.

Bieniawski Z.T. (1970). *Time dependent bihaviour of fractured rock*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 2, pp. 123-137.

Bieniawski Z.T. (1973). *Engineering classification of jointed rock masses*. Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs, Vol. 15, pp. 335-344. tiré de Hoek (2007).

Bieniawski Z.T., H.G Denkhaus et U.W. Vogler (1969). *Failure of fractured rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 6, pp. 323-341.

Biran O., Y.H. Hatzor et A. Ziv (2009). *Micro-scale roughness effects on the friction coefficient of granite surfaces under varying levels of normal stress*. Meso-Scale Shear Physics in Earthquake and Landslide Mechanics, Ed. Y. Hatzor, J. Sulem, I. Vardoulakis, pp. 145-156.

Blanton T.L. (1981). *Effect of strain rates from 10^{-2} to 10 sec^{-1} in triaxial compression tests on three rocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 47-62.

Blumel M., E.A. Button et M. Potsch (2003). *Stiffness controlled shear behaviour of rock*. In: International Society for Rock Mechanics10th Congress Technology roadmap for Rock Mechanics South African Institute of Mining and Metallurgy.

Brady B.H.G. et E.T. Brown (2004a). *Rock mechanics for underground mining, 3rd edition*, Chapter 3 : Rock mass structure and characterisation, pp. 46-84. Kluwer Academic Publishers

Brady B.H.G. et E.T. Brown (2004b). *Rock mechanics for underground mining, 3rd edition*, Chapter 4 : Rock strength and deformability, pp. 85-141. Kluwer Academic Publishers

Brady B.T. (1969). *The nonlinear mechanical behavior of brittle rock. Part I - Stress strain behavior during region I and II. Part II - Stress strain behavior during regions III and IV*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 6, pp. 211-225, 301-310.

Brown E.T. (1974). *Fracture of rock under uniform biaxial ompression*, Vol. 2A, pp. 111-117. In: Advances in Rock Mechanics , Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colorado.

Chambon G., A. Corfdir, P. Lerat et J. Schmittbuhl, (2002). *Essais d'interface sol/structure utilisant l'appareil de cisaillement simple annulaire*, pp. 259-266. In: Param 2002Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Chang C., M.D. Zoback et A. Khaksar (2006). *Empirical relations between rock strength and physical properties in sedimentary rocks*. Journal of Petroleum Science and Engineering, Vol. 51, pp. 223-237.

Ciccotti M. et F. Mulargia (2004). *Differences between static and dynamic elastic moduli of a typical seismogenic rock*. Geophysics J. Int., Vol. 157, pp. 474-477.

Coulomb C.A. (1976). *Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique, relatifs à l'architecture.* Mémoires de Mathématique et de Physique, Académie Royale des Sciences, Vol. 7, pp. 343-382. tiré de Brady et Brown (2004b).

Crawford A.M. et J.H. Curran (1981). *The influence of shear velocity on the frictional resistance of rock discontinuities*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 18, pp. 505-515.

Crouch S.L. (1970). *Experimental determination of volumetric strains in failed rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 7, pp. 589-603.

Cundall P.A. (1971). *A computer model for simulation progressive, large scale movements in blocky rock systems*. Int. Symp. on Rock Fracture, ISRM, Nancy, France, Vol. 1, paper n°II.8.

Deliormanli A.H., L. Burlini et A.B. Yavuz (2007). *Anisotropic dynamic elastic properties of Triassic Milas marbles from Mugla regin in Turkey.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 44 (2), pp. 279-288.

Edelbro C. (2003). *Rock mass strength - a review. Technical report.*, 177p. University of Technology Luleä.

El Bied A. (2000). *Etude expérimentale et modélisation du comportement des roches granulaires: écrouissage, radoucissement et rupture en mode localisé.* Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Marne la Vallée, France.

Fairhurst C. (1964). *On the validity of the "Brazilian" test for brittle materials.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, pp. 515-546.

Farran J. et R. Perami (1974). *Microfissuration, déformation et compressibilité des roches sous charges triaxiales*, Vol. 2A, pp. 138-143. In: Advances in Rock Mechanics , Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver, Colorado.

Feng Q., N. Fardin, L. Jing et O. Stephansson, (2003). *A new method for in-situ non-contact roughness measurement of large rock fracture surfaces.* Rock Mech. Rock Engng., Vol. 36 (1), pp. 3-25.

Flamand R. (2000). *Validation d'un modèle de comportement mécanique pour les fractures rocheuses en cisaillement.* Thèse de doctorat, Université du Québec, Chicoutimi, Canada

Fortin J., A. Schubnel et Y. Guéguen (2005). *Elastic wave velocities and permeability evolution during compaction of Bleurswiller sandstone.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 42, pp. 873-889.

Fox D.J., D.D. Kana et S.M. Hsiung (1998). *Influence of interface roughness on dynamic shear behavior in jointed rock.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 35 (7), pp. 923-940.

Franklin J.A. (1971). *Triaxial strength of rock material.* Rock Mech. Rock Engng., Vol. 3, pp. 86-98.

Fredrich J.T., B. Evans et T.F. Wong (1989). *Micromechanics of the brittle to plastic transition in Carrara marble.* Journal of Geophysical Research, Vol. 94, pp. 4129-4145.

Fredrich J.T., B. Evans et T.F. Wong (1990). *Effects of grain size on brittle and semibrittle strength: Implications for micromechanical modelling of failure in compression.* Journal of Geophysical Research, Vol. 95 (B7), pp. 10.907-10.920.

Gasc-Barbier M., D. Virely, J. Guittard et V. Merrien-Soukatchoff (2006). *Different approaches to fracturation of marble rock - The case study of the St Beat tunnel (French Pyrenees).* In: Eurock 2006, Liège, Belgique. Balkema, Rotterdam.

Gasc-Barbier M. et J. Guittard (2009). *Comportement en cisaillement d'un joint rocheux naturel.* Revue française de géotechnique, Vol. 128, pp. 5-13.

Gasc-Barbier M., J. Guittard et D. Virely (2006). *Caractérisation expérimentale et in-situ de la matrice et des discontinuités rocheuses : cas du tunnel de St Béat.* Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2006, Lyon.

Geertsma J. (1960). *Velocity-log interpretation, the effect of rock bulk compressibility.* Papier présenté à Society of Petroleum Engineers, AIME, Vol. 1535 G, pp. 14 p. tiré de Lama et Vutukuri (1978a).

Gentier S., J. Riss, G. Archambault, R. Flamand et D. Hopkins, (2000). *Influence of fracture geometry on shear behavior.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 37, pp. 161-174.

Goodman R.E. (1969). *The deformability of joints.* American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication, Vol. 477, pp. 174-196. tiré de Hungr et Coates (1978).

Goodman R.E. (1974). *The mechanical properties of joints*, Vol. 1A, pp. 127-140. In: Proc. 3rd Congr. ISRM, Denver.

Goodman R.E. (1976). *Methods of geological engineering in discontinuous rocks*, 472 p. West Group Publ., New York. tiré de Amadei & Seab (1990).

Goodman R.E. (1989). *Introduction to rock mechanics, 2nd ed.*, Chapter 2 : Classification and index properties of rocks, pp. 19-54. John Wiley & Son

Goodman R.E., R.L. Taylor et T.L. Brekke (1968). *A model for the mechanics of jointed rock.* ASCE Journal of Soil Mechanics & Foundations Div, Vol. 94 (SM3), pp. 637-659.

Grasselli G. (2001). *Shear strength of rock joints based on quantified surface description.* Ph. D. thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Suisse.

Guittard J. et D. Virely (2005). *Rapport synthèse sur le site du tunnel de St Béat*, Partie I-IV. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse.

Guittard J., Souvignet S., Gasc-Barbier M., Virely D. *Reconnaissance mise en oeuvre pour le creusement du tunnel de St Béat (31).* Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse.

Hadley K. (1976). *Comparison of calculated and observed crack densities and seismic velocities in Westerly granite.* Journal of Geophysical Research, Vol. 81 (20), pp. 3484–3494.

Haied A. (1995). *Etude expérimentale de la rupture en mode de déformations localisé dans un grès.* Thèse de doctorat, Université de Lille I, France. Tiré de El Bied 2000.

Hatzor Y.H. et V. Palchik (1997). *The influence of grain size and porosity on crack initiation stress ans critical flaw length in dolomites.* Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34 (5), pp. 805-816.

Hoang T.T.N, M. Gasc-Barbier, J. Sulem, A. Marache et J. Riss, (2010). *Mechanical behavior of natural marble discontinuities*, pp. 215-218. In: Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering- Eurock 2010, Lausanne, Suisse. Balkema.

Hoang T.T.N, M. Gasc-Barbier, A. Marache, J. Riss et J. Sulem, (2010). *Morphological analysis of natural marble discontinuities*, pp. 199-202. In: Rock Mechanics in Civil and Environmental Engineering- Eurock 2010, Lausanne, Suisse. Balkema.

Hobbs D.W. (1966). *A study of the behaviour of a broken rock under triaxial compression, and its application to mine roadways*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 3, pp. 11-43.

Hoek E. (1983). *Strength of jointed rock masses*. Géotechnique, Vol. 23 (3), pp. 187-223.

Hoek E. (2007). *Practical Rock Engineering*, Chapter : The development of rock engineering, pp. 1-23.

Hoek E., C. Carranza et B. Corkum (2002). *Hoek-Brown failure criterion - 2002 edition*, Vol. 1, pp. 267-273. In: Proc. NARMS-TAC Conference, Toronto

Hoek E., D. Wood et S. Shah (1992). *A modified Hoek-Brown failure criterion for jointed rock masses*. In: Proc. of the Inter. ISRM Symp. on Rock Characterization, Eurock '92, Chester, UK.

Hoek E. et E.T. Brown (1988). *The Hoek-Brown failure criterion - a 1988 update*, pp. 31-38. In: Proc.15th Canadian Rock Mech. Symp., Toronto: Civil Engineering Dept., University of Toronto.

Hoek E. et E.T. Brown (1980). *Underground excavations in rock*, Chapter 6 : Strength of rock and rock masses, pp. 131-181. Institution of Mining and Metallurgy, London.

Hoek E., Kaiser P.K. et Bawden W.F. (1995). *Support of underground excavations in hard rock*, Chapter 4 : Rock mass classification, pp. 27-50.

Homand -Etienne F., F. Lefevre, T. Belem et M. Souley, (1999). *Rock joints behavior under cyclic direct shear tests*, pp. 399-406. In: Proc. 37th U.S. Rock Mechanics Symp., Vail, Colorado. Balkema, Rotterdam.

Homand F., E. Morel, J.-P. Henry, P. Cuxac et E. Hammade, (1993). *Characterization of the moduli of elasticity of an anisotropic rock using dynamic and static methods*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 30 (5), pp. 527-535.

Homand F. et P. Duffaut (2000). *Manuel de mécanique des roches. Tome 1 : Fondements*, 280 p. Presse de l'Ecole des Mines, Paris.

Homand F., T. Belem et M. Souley (2001). *Friction and degradation of rock joint surface under shear loads*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 25, pp. 973-999.

Hong T. et C. Marone (2005). *Effects of normal stress perturbations on the frictional properties of simulated faults*. Geochemistry Geophysics Geosystems, Vol. 6 (3).

Hopkins D.L., N.G.W. Cook et L.R. Myer (1990). *Normal joint stiffness as a function of spatial geometry and surface roughness*. In: Rock joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

Houpert R. (1979). *Le comportement à la rupture des roches*, pp. 115-122. In: Proceedings of Fourth Congress of the ISRM, Montreux, Suisse.

Houpert R. et F. Homand-Etienne (1979). *Influence de la température sur le comportement mécanique des roches*, pp. 177-180. In: Proceedings of Fourth Congress of the ISRM, Montreux, Suisse.

Howarth D.F. (1984). *Apparatus to determine static and dynamic elastic moduli* Rock Mech. Rock Engng., Vol. 17, pp. 255-264.

Huang T.H. et Y.S. Doong (1990). *Anisotropic shear strength of rock joints*, pp. 211-217. In: Rock Joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

Huang X., B.C. Haimson, M.E. Plesha et X. Qiu (1993). *An investigation of the mechanics of rock joints - Part I. Laboratory investigation*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 30 (3), pp. 257-269.

Hungr O. et D.F. Coates (1978). *Defomability of joints and its relation to rock foundation settlements*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15 (2), pp. 239-249.

Hutson R.W. et C.H. Dowding (1990). *Joint asperity degradation during cyclic shear*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27 (2), pp. 109-119.

Indraratna B. et A. Haque (2000). *Shear behaviour of rock joints*, 164 p. A.A. Balkema, Rotterdam.

ISRM (1978). *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 319-368.

Itasca (2004). UDEC User's Guide. CD-Rom.

Jaeger J.C. et N.G.W. Cook (1979). *Fundamentals of rock mechanics*, Chapter 4 : Deformation and failure of rock, pp. 80-105. Chapman & Hall, London.

Jafari M.K, F. Pellet, M. Boulon et K. Amini Hosseini, (2004). *Experimental study of mechanical behaviour of rock joints under cyclic loading*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 37 (1), pp. 3-23.

Jing L., E. Nordlund et O. Stephansson (1992). *An experimental study on the anisotropy and stress-dependency of the strength and deformability of rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 29 (6), pp. 535-542.

Jing L. et J.A. Hudson (2004). *Fundamentals of the hydro-mechanical behaviour of rock fractures: Roughness characterization and experimental aspects*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 41, pp. 157-162.

Jing L., O. Stephansson et E. Nordlund (1993). *Study of rock joints under cyclic loading conditions*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 26 (3), pp. 215-232.

Johnston I.W., T.S.K. Lam et A.F. Williams (1987). *Constant normal stiffness direct shear testing for socketed pile design in weak rock*. Géotechnique, Vol. 37 (1), pp. 83-89.

Kana D.D., D.J. Fox et S.M. Hsiung (1996). *Interlock / Friction model for dynamic shear reponse in natural jointed rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 33 (4), pp. 371-386.

Krahn J. et N.R. Morgenstern (1979). *The ultimate frictional resistance of rock discontinuities*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 16, pp. 127-133.

Krauland N., P. Söder et G. Agmalm (1989). *Determination of rock mass strength by rock mass classification - Some experience and questions from Boliden mines*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 26 (1), pp. 115-123.

Kusumi H., K. Nishida et T. Suzuki (1996). *Shear behaviour of joint roughness with two types of asperities*, pp. 127-134. In: Eurock 1996, Torino. Balkema, Rotterdam.

Ladanyi B. et G. Archambault (1969). *Simulation of the shear behaviour of a jointed rock mass*, Vol. 7, pp. 105-125. In: Proceedings of the 11th U.S. Symposium on Rock Mechanics, Berkeley, AIME, New York.

Lama R.D. et V.S. Vutukuri (1978a). *Hanbook on mechanical properties of rocks*, Volume II, Trans Tech Publications,

Lama R.D. et V.S. Vutukuri (1978b). *Handbook on mechanical properties of rocks*, Volume IV, 481 p. Trans Tech Publications,

Lamas L.N. (1996). *An experimental and analytical study of the roughness of granite joints*. In: Eurock 1996, Torino. Balkema, Rotterdam.

Lanaro F., L. Jing et O. Stephansson (1998). *3D-laser measurements and representation of roughness of rock fractures*, pp. 185-189. In: Proc. Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienna. A.A. Balkema, Rotterdam.

Lee H.S., Y.J. Park, T.F. Cho et K.H. You, (2001). *Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 38, pp. 967-980.

Lefêvre F., T. Belem, F. Homand et M. Souley (1998). *Analyse du comportement en cisaillement de joints rocheux de granite*. Récents Progrès en Génie des Procédés. "Quelle métrologie pour le 21ème siècle". Lavoisier No. 60, Vol. 12, pp. 283-288.

Leichnitz W. (1985). *Mechanical properties of rock joints*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 22 (5), pp. 313-321.

Lin W. et F.E. Heuze (1987). *Comparison of in situ dynamic moduli and laboratory moduli of Mesaverde rocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 24 (4), pp. 257-263.

Lopez P. (2000). *Comportement mécanique d'une fracture en cisaillement : analyse par plan d'expériences des données mécaniques et morpholgiques connues sur une fracture*. Thèse de doctorat, Université Bordeaux 1, France.

Maerz N.H., J.A. Franklin et C.P. Bennett (1990). *Joint roughness measurement using shadow profilometry*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 27 (5), pp. 329-343.

Marache A. (2002). *Comportement mécanique d'une fracture rocheuse sous contraintes normale et tangentielle*. Thèse de doctorat, Ecole Centrale Paris, France.

Marache A., J. Riss, T.T.N. Hoang, M. Gasc-Barbier et M. Loubaud, (2010). *Apport de la statistique multidimensionnelle à la classification de joints rocheux*. Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur JNGG 2010, Grenoble.

Marache A., J. Riss et S. Gentier (2008). *Experimental and modelled mechanical behaviour of a rock fracture under normal stress*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 41, pp. 869-892.

Misra A. (2002). *Effect of asperity damage on shear behavior of single fracture*. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 69, pp. 1997-2014.

Mockovciakova A. et B. Pandula (2003). *Study of the relation between the static and dynamic moduli of rocks*. Metallurgy, Vol. 42 (1), pp. 37-39.

Mogi K. (1974). *Flow and fracture of rocks under general triaxial compression*. In: ISRM 1974, Montreux, Suisse.

Moreau J.J. (1988). *Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics*, pp. 1-82. In: Non Smooth Mechanics and Applications, CISM Courses and Lectures, Moreau et Panagiotopoulos (eds). Springer-Verlag, Wien, New York.

Ohnishi Y et P.G.R Dharmaratne (1990). *Shear behaviour of physical models of rock joints under constant normal stiffness conditions*. In: Rock Joints, Loen, Norway. Balkema, Rotterdam.

Olsson W.A. (1974). *Grain size dependence of yield stress in marble*. Journal of Geophysical Research, Vol. 79 (32), pp. 4859-4862.

Panet M. (1976). *La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil*, 226 p. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Paterson M.S. et T.F. Wong (2005a). *Experimental rock deformation - The brittle field*, Chapter 3 : Experimental studies on the brittle facture stress, pp. 17-44. Springer Berlin Heidelberg, New York.

Paterson M.S. et T.F. Wong (2005b). *Experimental rock deformation - The brittle field*, Chapter 5 : Evolution of physical properties during brittle failure, pp. 59-114. Springer Berlin Heidelberg, New York.

Patton F. D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock*, Vol. 1, pp. 509-513. In: Proceedings 1st Congress of International Society of Rock Mechanics, Lisbon.

Paulding B.W. (1965). *Crack growth during brittle fracture in compression*. Ph. D. thesis, Institute of Technology, Massachusetts. tiré de Brady (1969).

Pellegrino A. (1995). *Comportement fragile des roches, dégradation des propriétés élastiques et anisotropie induite par les contraintes*. Thèse de doctorat, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, France.

Plesha M.E. (1987). *Constitutive models for rock discontinuities with dilatancy and surface degradation*. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 11, pp. 345-362.

Rafiee A., M. Vinches et C. Bohatier (2009). *Comportement mécanique d'un massif rocheux fracturé considéré comme une collection d'éléments discrets : apports de la méthode Non-Smooth Contact Dynamics*. Revue française de géotechnique, Vol. 128, pp. 27-33.

Ramana Y.V. (1969). *Elastic behaviour of some Indian rocks under confining pressure* Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 6, pp. 191-201.

Ramana Y.V. et B. Venkatanarayana (1973). *Laboratory studies on Kolar rocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 10, pp. 465-489.

Ramez M.R.H. (1967). *Fractures and the strength of a sandstone under triaxial compression*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 4, pp. 257-268.

Riss J., S. Gentier, R. Flamand et G. Archambault, (1998). *Description of a fracture morphology in regard of its behaviour during shearing*, pp. 205-210. In: 3rd Mechanics of Jointed and Faulted Rock, Vienne. Balkema, Rotterdam.

Rowe P.W., L. Barden et I.K. Lee (1964). *Energy components during the triaxial cell and direct shear test*. Géotchnique, Vol. 14, pp. 242-261.

Rummel F. (1974). *Changes in the P-wave velocity with increasing inelastic deformation in rock specimens under compression*, Vol. 2A, pp. 517-523. In: Advances in Rock Mechanics , Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mech., Denver.

Sangha C.M. et R.K. Dhir (1975). *Strength and deformation of rock subject to multiaxial compressive stresses*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 12, pp. 277-282.

Santarelli F.J. et E.T. Brown (1989). *Failure of three sedimantary rocks in triaxial and hollow cylinder compression tests*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 26 (5), pp. 401-413.

Saroglou H. et G. Tsiambaos (2008). *A modified Hoek-Brown failure criterion fro anisotropic intact rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 45, pp. 223-234.

Sarout J. (2006). *Propriétés physiques et anisotropie des roches argileuses : Modélisation micromécanique et expériences triaxiales*. Thèse de doctorat, Université Paris XI Orsay, France.

Schneider H.J. (1976). *Rock friction - A laboratory investigation*, Vol. 2A, pp. 311-315. In: Proc. 3rd Congr. Int. Soc. Rock Mechanics, Denver, Colorado.

Scholz C. (1970). *The role of microfracturing in rock deformation*, Vol. 1 pp. 2-8. In: International Society of Rock Mechanics congress, Belgrade, Yugoslavia. Tiré de Houpert 1979.

Scholz C.H. et J.T. Engelder (1976). *The role of asperity indentation and ploughing in rock friction - I.Asperity creep and stick-slip*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 13, pp. 149-154.

Schrodt J.K. et J.T. Holder (1983). *Temperature and strain rate effects on micromechanical behavior in triaxially compressed marbles*, pp. 449-468. In: Proc. of the 24th U.S. Symp. on Rock Mech. (USRMS), College Station, Texas.

Simmons G. et W.F. Brace (1965). *Comparison of static and dynamic measurements of compressibility of rocks*. Journal of Geophysical Research, Vol. 70 (22), pp. 5649-5656.

Singh B. et R.K. Goel (1999). *Rock mass classification: a pratical approach in civil engineering*, Chapter 6 : Rock mass rating (RMR). Chapter 8 : Rock mass quality (Q) - system, pp. 34-46, 62-91. Elsevier, Oxford.

Singh S.K. (1988). *Relationship among fatigue strength, mean grain size and compressive strength of a rock*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 21, pp. 271-276.

Skinas C.A., S.C. Bandis et C.A. Demiris (1990). *Experimental investigations and modelling of rock joint behaviour under constant stiffness*. In: Rock Joints, Loen, Norway Balkema, Rotterdam.

Slob S., R. Hack et A.K. Turner (2002). *An approach to automate discontinuity measurements of rock faces using laser scanning techniques*, 87-94. In: ISRM International Symposium on Rock Engineering for Mountainous Regions-Eurock 2002, Funchal, Portugal.

Souley M. et F. Homand (1996). *Stability of rock masses evaluated by UDEC with an extended Saeb-Amadei Constitutive Law*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 33, pp. 233-244.

Stavropoulou M. (2006). *Modeling of small-diameter rotary drilling tests on marbles*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 43, pp. 1034-1051.

Sulem J. et H. Ouffroukh (2006). *Shear banding in drained and undrained triaxial tests on a saturated sandstone: Porosity and permeability evolution*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 43, pp. 292–310.

Sulem J., I. Vardoulakis, E. Papamichos, A. Oulahna et J. Tronvoll, (1999). *Elasto-plastic modelling of Red Wildmoor sandstone*. Mech. Cohes-Frict. Mater., Vol. 4, pp. 215-245.

Sun Z., C. Gerrard et O. Stephansson (1985). *Rock joint compliance tests for compression and shear loads*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 22 (4), pp. 197-213.

Swan S. (1983). *Determination of stiffness and other joint properties from roughness measurements*. Rock Mech. Rock Engng., Vol. 16, pp. 19-38.

Tesfamariam E.K. (2007). *Comparing discontinuity surface roughness derived from 3D terrestrial laser scan data with traditional field-based methods*. Master thesis, International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation, Enschede, The Netherlands.

Thomas T.R. (1999). *Rough Surface*, Chapter 1 : Stylus Instruments, pp. . Imperial College Press, London.

Tocher D. (1957). *Anisotropy in rocks under simple compression*. Trans. Am. Geophys. Union, Vol. 38, pp. 89-94. tiré de Lama et Vutukuri (1978a).

Tse R. et D.M. Cruden (1979). *Estimating joint roughness coefficients*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 16, pp. 303-307.

Van Heerden W.L. (1987). *General relation between static and dynamic moduli of rocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 24 (6), pp. 381-385.

Van Sint Jan M.L. (1990). *Shear tests of model rock joints under stiff normal loading*. In: Rock Joints, Loen, Norway Balkema, Rotterdam.

Von Karman TH. (1911). *Strength tests with triaxial compression*. Z. Ver. dt. Ing., Vol. 55, pp. 1749-1757. tiré de Panet (1976).

Vutukuri V.S. et R.D. Lama (1974). *Handbook on mechanical properties of rocks*, Volume I, Trans Tech Publications,

Walsh J.B. (1965). *The effect of cracks on the uniaxial elastic compression of rocks*. Journal of Geophysical Research, Vol. 70 (2), pp. 399-411. tiré de Brady (1969).

Wawersik W.R. et C. Fairhurst (1970). *A study of brittle rock fracture in laboratory compression experiments*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 7, pp. 561-575.

Weissbach G. (1978). *A new method for the determination of the roughness of rock joints in the laboratory*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 15, pp. 131-133.

Welideniya H.S. (2005). *Laboratory evaluation and modelling of shear strength of infilled joints under constant normal stiffness (CNS) conditions*. Ph. D. thesis, University of Wollongong, Autralia.

Winkler K.W. et T.J. Plona (1982). *Technique for measuring ultrasonic velocity and attenuation spectra in rocks under pressure*. Journal of Geophysical Research, Vol. 87 (B13), pp. 10776-10780.

Wong R.H.C, K.T. Chau et P. Wang (1996). *Microcracking and grain size effect in Yuen Long marbles*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 33 (5), pp. 479-485.

Wyllie M.R.J., A.R. Gregory et L.W. Gardner (1956). *Elastic wave velocities in heterogeneous and porous media*. Geophysics, Vol. 21, pp. 41-70. tiré de Lama et Vutukuri (1978a).

Wyllie M.R.J., A.R. Gregory et L.W. Gardner (1958). *An experimental investigation of factors affecting elastic wave velocities in porous media*. Geophysics, Vol. 23, pp. 459-493. tiré de Lama et Vutukuri (1978a).

Yang S.Q., Y.Z. Jiang, W.Y. Xu et X.Q. Chen, (2008). *Experimental investigation on strength and failure behavior of pre-cracked marble under conventional triaxial compression*. International Journal of Solids and Structures, Vol. 45, pp. 4796-4819.

Yang Z.Y. et S.C. Lo (1997). *An index for describing the anisotropy of joint surfaces*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 34 (6), pp. 1031-1044.

Yasar E. et Y. Erdogan (2004). *Correlating sound velocity with the density, compressive strength and Young's modulus of carbonate rocks*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 41, pp. 871-875.

Yoshinaka R. et T. Yamabe (1986). *Joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 23 (1), pp. 19-28.

Yu G., K. Vozoff et D.W. Durney (1991a). *Effects of confining pressure and water saturation on ultrasonic compressional wave velocities in coals*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 28 (6), pp. 515-522.

Yu X. et B. Vayssade (1991). *Joint profiles and their roughness parameters*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr., Vol. 28, pp. 333-336.

Annexes

Annexe A

Critère de rupture de Hoek-Brown

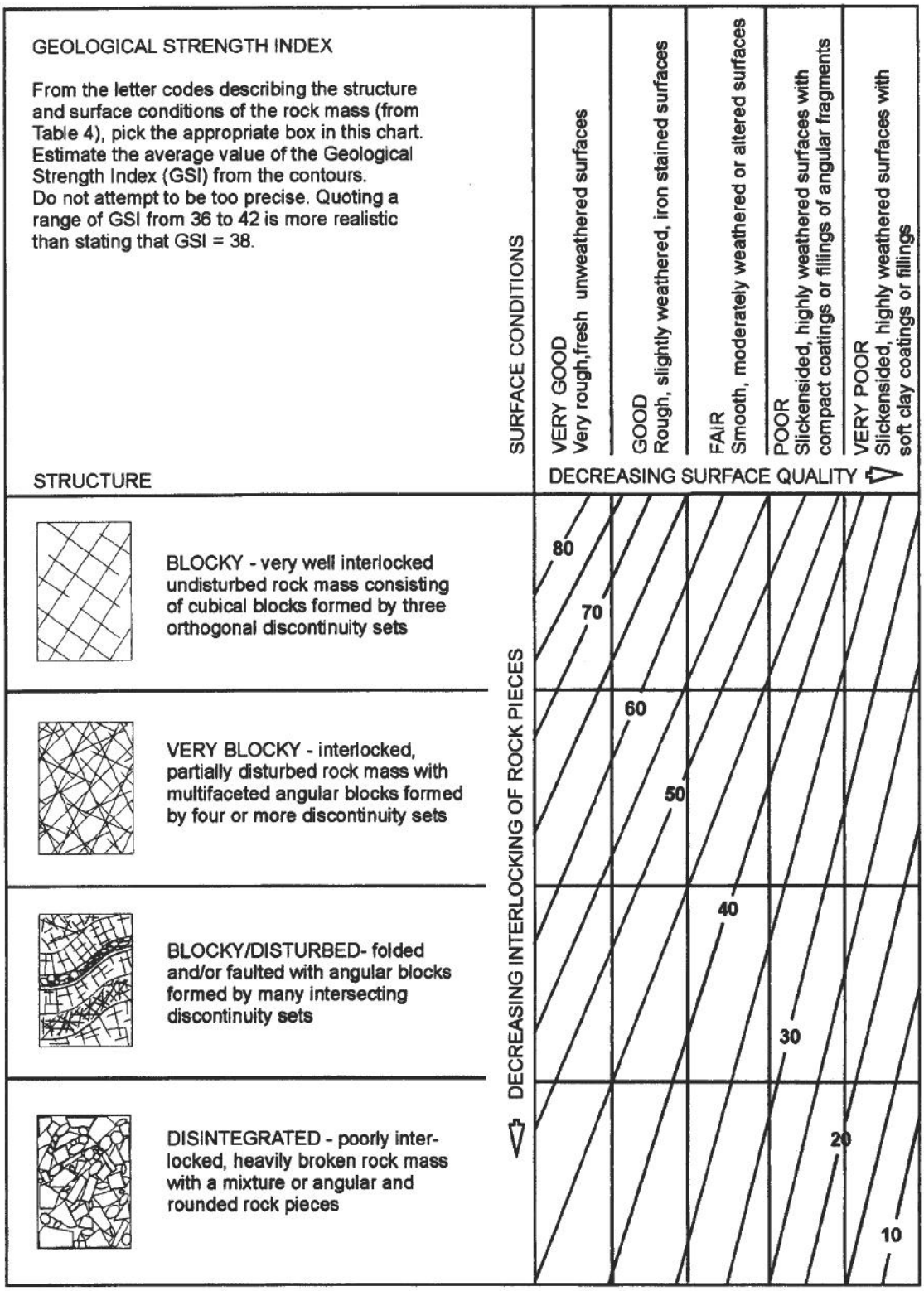
Tableau A.1 - Valeurs du constant m_i pour les roches intactes selon le type de roche (Hoek et al. 1992).

Grain size	Sedimentary			Metamorphic		Igneous		
	Carbonate	Detrital	Chemical	Carbonate	Silicate	Felsic	Mafic	Mafic
Coarse	Dolomite 10.1	Conglomerate (20)		Marble 9.3	Gneiss 29.2	Granite 32.7	Gabbro 25.8	Norite 21.7
Medium	Chalk 7.2	Sandstone 18.8	Chert 19.3		Amphibolite 31.2		Dolerite 15.2	
Fine	Limestone 8.4	Siltstone 9.6	Gypstone 15.5		Quartzite 23.7	Rhyolite (20)	Andesite 18.9	Basalt (17)
Very fine		Claystone 3.4	Anhydrite 13.2		Slate 11.4			

Values shown were derived from statistical analysis of triaxial test data for each rock type.

Values in parenthesis have been estimated.

Tableau A.2 - Estimation de l'indice GSI (Hoek et Brown 1997).



Annexe B

Caractérisation de la morphologie des discontinuités

B.1 Caractérisation avant essai

Tableau B.1 - Paramètres statistiques directionnels avant essai selon huit directions différentes de l'éponte inférieure (Inf.) et supérieure (Sup.) des échantillons de discontinuités.

Échantillon	Éponte	Paramètres	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	150°
01	Inf.	R_L	1,015	1,013	1,013	1,012	1,015	1,012	1,012	1,013
		Z_2	0,180	0,165	0,162	0,159	0,177	0,158	0,161	0,164
		Z_3	0,296	0,230	0,255	0,262	0,367	0,218	0,205	0,194
		Z_4	0,461	0,413	0,346	0,256	0,029	-0,223	-0,347	-0,435
		θ^+ (degré)	8,3	8,0	7,8	7,5	7,2	5,7	5,4	5,2
		θ^- (degré)	-5,1	-5,0	-5,4	-5,8	-7,2	-7,3	-7,5	-7,7
	Sup.	R_L	1,012	1,012	1,012	1,012	1,011	1,010	1,010	1,011
		Z_2	0,154	0,158	0,157	0,153	0,146	0,143	0,145	0,147
		Z_3	0,187	0,219	0,230	0,237	0,232	0,212	0,200	0,190
		Z_4	0,511	0,409	0,337	0,242	0,026	-0,238	-0,368	-0,458
		θ^+ (degré)	7,7	7,9	7,7	7,4	6,3	5,3	5,0	4,8
		θ^- (degré)	-4,7	-5,1	-5,5	-5,9	-6,7	-7,1	-7,2	-7,4
02	Inf.	R_L	1,009	1,010	1,012	1,013	1,015	1,014	1,013	1,011
		Z_2	0,134	0,143	0,155	0,166	0,178	0,171	0,161	0,150
		Z_3	0,202	0,208	0,219	0,230	0,241	0,235	0,238	0,222
		Z_4	-0,054	-0,131	-0,164	-0,186	-0,206	-0,189	-0,158	-0,093
		θ^+ (degré)	5,9	6,3	6,8	7,2	7,5	6,9	6,2	5,4
		θ^- (degré)	-4,6	-5,3	-5,9	-6,4	-7,0	-6,8	-6,5	-6,2

Échantillon	Éponte	Paramètres	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	150°
02	Sup.	R_L	1,009	1,010	1,012	1,014	1,015	1,014	1,013	1,011
		Z_2	0,134	0,145	0,156	0,167	0,179	0,172	0,162	0,150
		Z_3	0,197	0,209	0,226	0,226	0,237	0,233	0,225	0,212
		Z_4	-0,035	-0,140	-0,174	-0,205	-0,229	-0,214	-0,180	-0,120
		θ^+ (degré)	5,7	6,3	6,8	7,3	7,7	7,1	6,4	5,6
		θ^- (degré)	-4,7	-5,4	-6,0	-6,4	-7,0	-6,8	-6,4	-6,1
03	Inf.	R_L	1,036	1,041	1,044	1,045	1,042	1,036	1,034	1,033
		Z_2	0,278	0,298	0,307	0,310	0,298	0,275	0,268	0,266
		Z_3	0,419	0,396	0,407	0,413	0,400	0,385	0,396	0,414
		Z_4	-0,191	-0,320	-0,363	-0,372	-0,327	-0,201	-0,101	-0,002
		θ^+ (degré)	9,8	9,4	9,7	9,9	10,3	10,6	10,9	11,4
		θ^- (degré)	-12,7	-13,9	-14,2	-14,4	-14,0	-12,5	-11,7	-10,9
	Sup.	R_L	1,037	1,043	1,045	1,045	1,042	1,036	1,034	1,034
		Z_2	0,282	0,303	0,311	0,312	0,299	0,278	0,271	0,269
		Z_3	0,413	0,424	0,423	0,416	0,394	0,398	0,401	0,415
		Z_4	-0,197	-0,314	-0,352	-0,362	-0,323	-0,193	-0,104	0,003
		θ^+ (degré)	10,1	10,3	10,7	11,0	11,4	11,3	11,4	11,6
		θ^- (degré)	-12,6	-13,9	-14,1	-14,3	-13,7	-12,2	-11,4	-10,7
04	Inf.	R_L	1,014	1,012	1,012	1,011	1,012	1,012	1,012	1,012
		Z_2	0,169	0,155	0,153	0,153	0,156	0,158	0,159	0,160
		Z_3	0,266	0,215	0,220	0,228	0,245	0,243	0,244	0,237
		Z_4	0,062	0,068	0,079	0,088	0,088	0,044	0,011	-0,024
		θ^+ (degré)	7,3	7,1	7,0	6,9	6,9	6,8	6,8	6,8
		θ^- (degré)	-7,0	-6,3	-6,2	-6,3	-6,7	-6,8	-6,8	-6,8
	Sup.	R_L	1,012	1,012	1,012	1,012	1,012	1,012	1,012	1,012
		Z_2	0,159	0,158	0,158	0,158	0,158	0,159	0,159	0,159
		Z_3	0,245	0,233	0,243	0,239	0,253	0,255	0,249	0,243
		Z_4	0,077	0,086	0,097	0,102	0,098	0,041	0,009	-0,022
		θ^+ (degré)	7,3	7,5	7,5	7,4	7,1	7,0	6,8	6,6
		θ^- (degré)	-6,4	-6,2	-6,2	-6,3	-6,8	-7,0	-7,1	-7,1
05	Inf.	R_L	1,006	1,009	1,011	1,013	1,016	1,013	1,011	1,009
		Z_2	0,113	0,133	0,150	0,165	0,178	0,164	0,150	0,133
		Z_3	0,166	0,180	0,194	0,211	0,218	0,210	0,200	0,188
		Z_4	0,004	-0,390	-0,499	-0,565	-0,611	-0,562	-0,497	-0,387
		θ^+ (degré)	4,7	4,2	4,1	4,2	4,3	4,2	4,2	4,2
		θ^- (degré)	-4,8	-6,4	-7,4	-8,2	-8,9	-8,2	-7,4	-6,4
	Sup.	R_L	1,006	1,009	1,011	1,013	1,015	1,012	1,010	1,008
		Z_2	0,112	0,135	0,151	0,164	0,174	0,158	0,143	0,127
		Z_3	0,162	0,171	0,187	0,191	0,198	0,199	0,181	0,173
		Z_4	-0,031	-0,378	-0,476	-0,535	-0,573	-0,527	-0,459	-0,345
		θ^+ (degré)	4,6	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2	4,2
		θ^- (degré)	-4,8	-6,5	-7,3	-8,0	-8,6	-7,8	-7,0	-6,1

Échantillon	Éponte	Paramètres	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	150°
06	Inf.	R_L	1,040	1,032	1,030	1,031	1,036	1,045	1,047	1,047
		Z_2	0,306	0,276	0,274	0,275	0,285	0,322	0,326	0,330
		Z_3	0,400	0,402	0,475	0,378	0,362	0,384	0,400	0,410
		Z_4	-0,287	-0,042	0,099	0,219	0,420	0,488	0,471	0,432
		θ^+ (degré)	9,5	9,9	10,4	11,2	12,9	14,1	14,4	14,2
		θ^- (degré)	-13,0	-11,2	-10,4	-9,6	-9,3	-9,6	-9,6	-9,5
	Sup.	R_L	1,037	1,030	1,028	1,027	1,032	1,039	1,041	1,042
		Z_2	0,284	0,254	0,244	0,241	0,261	0,291	0,300	0,302
		Z_3	0,354	0,353	0,343	0,327	0,323	0,367	0,376	0,374
		Z_4	-0,299	-0,072	0,062	0,193	0,400	0,474	0,468	0,428
		θ^+ (degré)	9,3	9,6	9,9	10,5	12,0	13,3	13,6	13,6
		θ^- (degré)	-12,6	-11,0	-10,3	-9,7	-9,6	-9,8	-9,7	-9,4
07	Inf.	R_L	1,016	1,019	1,021	1,022	1,021	1,017	1,016	1,015
		Z_2	0,179	0,199	0,207	0,212	0,207	0,189	0,180	0,174
		Z_3	0,222	0,258	0,278	0,281	0,281	0,272	0,255	0,248
		Z_4	0,341	0,242	0,180	0,124	-0,003	-0,131	-0,194	-0,269
		θ^+ (degré)	8,5	9,6	10,0	10,1	9,4	7,8	6,8	6,1
		θ^- (degré)	-6,0	-6,5	-7,0	-7,6	-8,2	-8,4	-8,3	-8,1
	Sup.	R_L	1,018	1,018	1,019	1,020	1,022	1,017	1,016	1,015
		Z_2	0,194	0,192	0,198	0,201	0,216	0,187	0,181	0,178
		Z_3	0,306	0,255	0,271	0,277	0,380	0,269	0,256	0,247
		Z_4	0,348	0,262	0,189	0,119	-0,024	-0,183	-0,250	-0,319
		θ^+ (degré)	9,1	9,3	9,5	9,5	9,4	7,3	6,5	5,9
		θ^- (degré)	-6,5	-6,6	-7,2	-7,7	-9,0	-8,5	-8,4	-8,4
08	Inf.	R_L	1,019	1,021	1,019	1,016	1,012	1,010	1,011	1,014
		Z_2	0,201	0,207	0,198	0,184	0,155	0,142	0,154	0,172
		Z_3	0,223	0,258	0,246	0,232	0,235	0,199	0,203	0,212
		Z_4	-0,136	-0,089	-0,066	-0,027	0,066	0,176	0,186	0,176
		θ^+ (degré)	7,6	8,1	8,0	7,6	6,8	6,4	7,1	8,0
		θ^- (degré)	-9,5	-9,6	-9,1	-8,3	-6,4	-5,3	-5,5	-6,1
	Sup.	R_L	1,032	1,032	1,029	1,025	1,017	1,017	1,020	1,024
		Z_2	0,270	0,281	0,271	0,252	0,207	0,197	0,209	0,229
		Z_3	0,291	0,298	0,281	0,258	0,234	0,239	0,259	0,273
		Z_4	-0,217	-0,174	-0,142	-0,086	0,072	0,219	0,239	0,230
		θ^+ (degré)	7,9	8,2	7,9	7,3	6,6	7,7	8,8	10,1
		θ^- (degré)	-11,7	-11,4	-10,5	-9,3	-6,8	-6,0	-6,2	-6,6
09	Inf.	R_L	1,032	1,026	1,024	1,025	1,029	1,035	1,037	1,037
		Z_2	0,260	0,234	0,226	0,227	0,248	0,274	0,280	0,279
		Z_3	0,364	0,364	0,361	0,355	0,343	0,364	0,368	0,367
		Z_4	0,086	-0,021	-0,073	-0,121	-0,150	-0,151	-0,150	-0,138
		θ^+ (degré)	12,2	10,7	10,0	9,4	8,9	9,3	9,7	9,9
		θ^- (degré)	-9,7	-9,4	-9,6	-10,0	-11,5	-12,9	-13,1	-13,2

Échantillon	Éponte	Paramètres	0°	30°	45°	60°	90°	120°	135°	150°
09	Sup.	R_L	1,031	1,026	1,025	1,025	1,028	1,034	1,035	1,035
		Z_2	0,255	0,233	0,227	0,227	0,244	0,267	0,273	0,272
		Z_3	0,352	0,351	0,349	0,339	0,323	0,354	0,366	0,378
		Z_4	0,052	-0,054	-0,107	-0,150	-0,166	-0,155	-0,143	-0,125
		θ^+ (degré)	12,1	10,8	10,2	9,7	9,0	9,4	9,7	9,9
		θ^- (degré)	-9,8	-9,6	-9,7	-10,0	-11,3	-12,6	-12,8	-12,8
10	Inf.	R_L	1,024	1,032	1,038	1,044	1,049	1,043	1,037	1,031
		Z_2	0,226	0,261	0,285	0,306	0,325	0,302	0,280	0,256
		Z_3	0,307	0,375	0,397	0,409	0,413	0,403	0,392	0,375
		Z_4	0,043	0,338	0,445	0,514	0,564	0,499	0,412	0,284
		θ^+ (degré)	10,0	12,5	13,7	14,6	15,5	14,5	13,6	12,4
		θ^- (degré)	-9,9	-8,2	-7,7	-7,3	-7,5	-8,0	-8,2	-8,5
	Sup.	R_L	1,026	1,033	1,039	1,044	1,049	1,043	1,037	1,032
		Z_2	0,236	0,266	0,289	0,308	0,324	0,303	0,282	0,259
		Z_3	0,349	0,387	0,406	0,421	0,408	0,405	0,404	0,385
		Z_4	0,062	0,350	0,453	0,516	0,557	0,478	0,383	0,258
		θ^+ (degré)	10,5	12,8	13,9	14,8	15,5	14,5	13,6	12,4
		θ^- (degré)	-9,9	-8,1	-7,6	-7,3	-7,6	-8,3	-8,5	-8,9
11	Inf.	R_L	1,016	1,017	1,018	1,020	1,022	1,022	1,021	1,019
		Z_2	0,180	0,184	0,193	0,202	0,215	0,214	0,207	0,197
		Z_3	0,255	0,271	0,283	0,289	0,283	0,286	0,282	0,282
		Z_4	0,104	-0,054	-0,149	-0,233	-0,318	-0,310	-0,272	-0,221
		θ^+ (degré)	8,5	7,5	7,4	7,3	7,2	6,6	6,3	6,2
		θ^- (degré)	-7,0	-8,4	-9,0	-9,6	-10,5	-10,5	-10,2	-9,8
	Sup.	R_L	1,016	1,016	1,017	1,020	1,023	1,024	1,022	1,020
		Z_2	0,182	0,181	0,190	0,201	0,221	0,223	0,215	0,204
		Z_3	0,258	0,268	0,270	0,268	0,275	0,281	0,279	0,272
		Z_4	0,104	-0,062	-0,156	-0,241	-0,331	-0,331	-0,300	-0,249
		θ^+ (degré)	8,4	7,4	7,2	7,4	7,7	7,4	7,1	6,9
		θ^- (degré)	-7,2	-8,4	-9,0	-9,5	-10,5	-10,5	-10,1	-9,6
12	Inf.	R_L	1,030	1,037	1,041	1,044	1,045	1,036	1,033	1,030
		Z_2	0,251	0,279	0,295	0,305	0,309	0,278	0,263	0,250
		Z_3	0,415	0,413	0,416	0,415	0,445	0,413	0,429	0,430
		Z_4	-0,146	-0,386	-0,459	-0,507	-0,504	-0,405	-0,297	-0,170
		θ^+ (degré)	9,7	8,7	8,4	8,3	8,2	8,5	9,0	9,6
		θ^- (degré)	-11,3	-13,3	-14,1	-14,6	-14,7	-13,2	-12,3	-11,2
	Sup.	R_L	1,031	1,039	1,043	1,045	1,045	1,038	1,034	1,031
		Z_2	0,256	0,287	0,302	0,310	0,308	0,285	0,269	0,257
		Z_3	0,427	0,437	0,426	0,414	0,401	0,418	0,427	0,439
		Z_4	-0,159	-0,386	-0,454	-0,495	-0,498	-0,386	-0,280	-0,147
		θ^+ (degré)	10,1	9,4	9,1	8,9	8,6	8,8	9,1	9,6
		θ^- (degré)	-11,3	-13,4	-14,2	-14,8	-14,7	-13,4	-12,5	-11,5

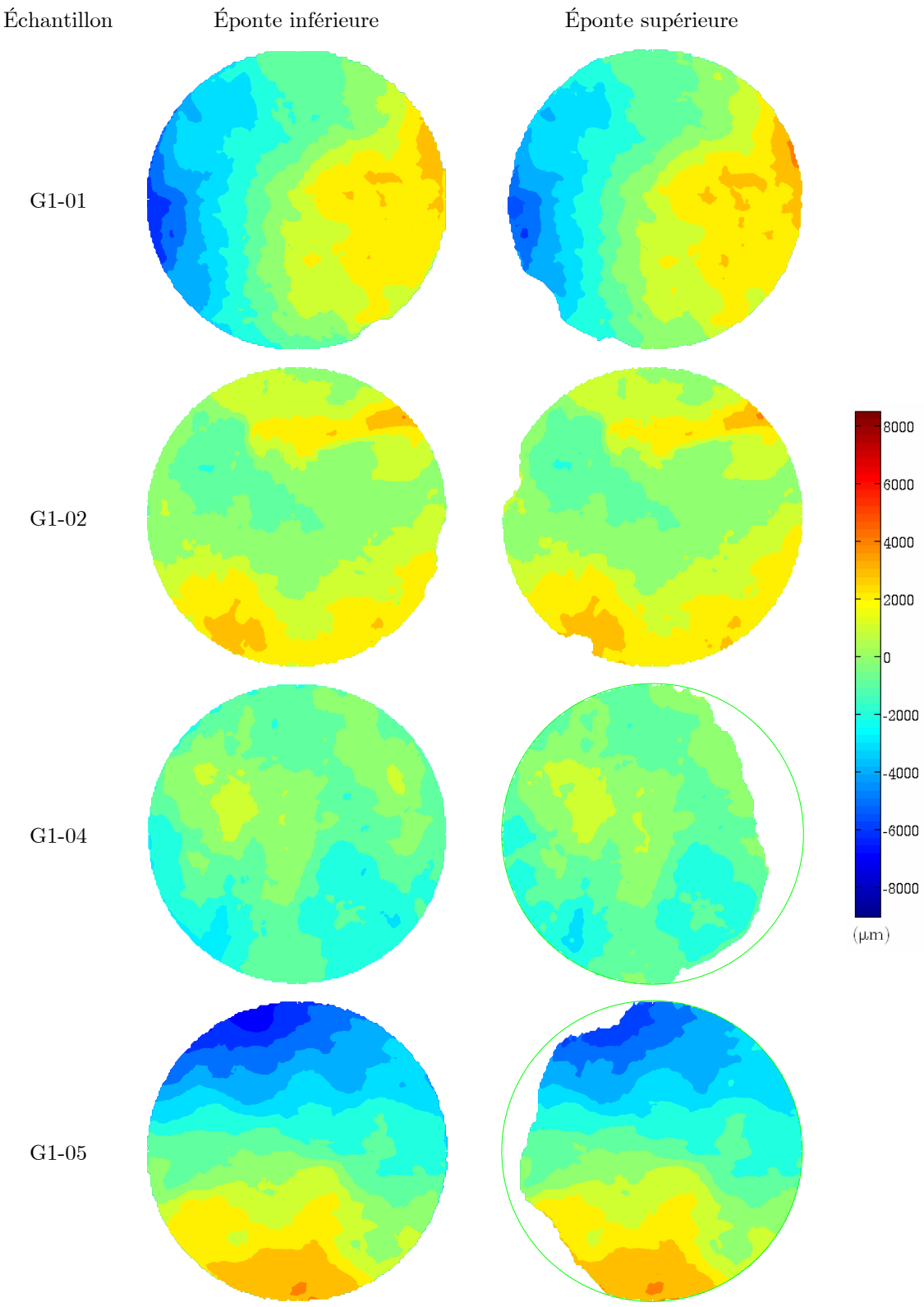


Figure B.1 - Représentation des surfaces avant essai des échantillons du groupe G1 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

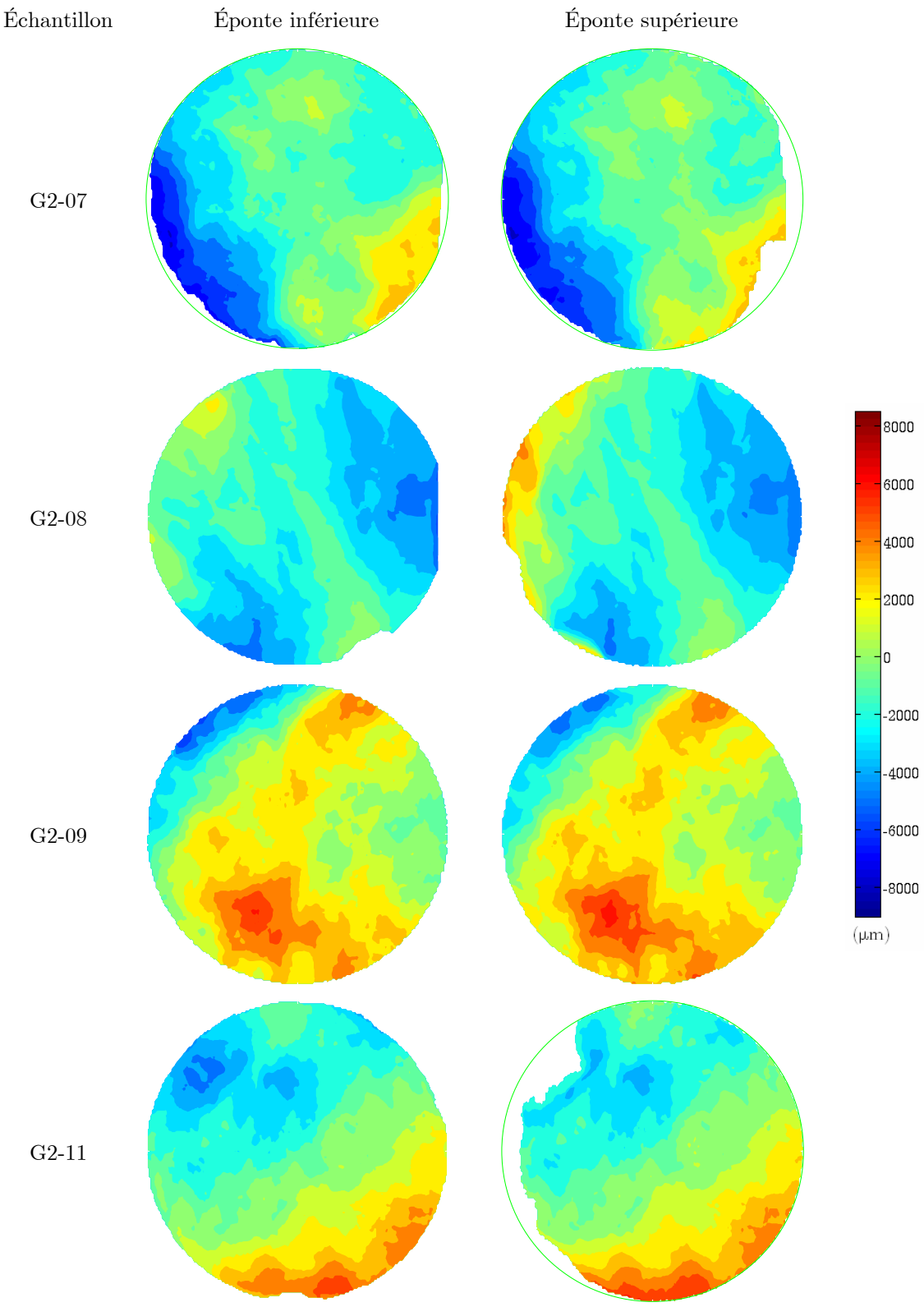


Figure B.2 - Représentation des surfaces avant essai des échantillons du groupe G2 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

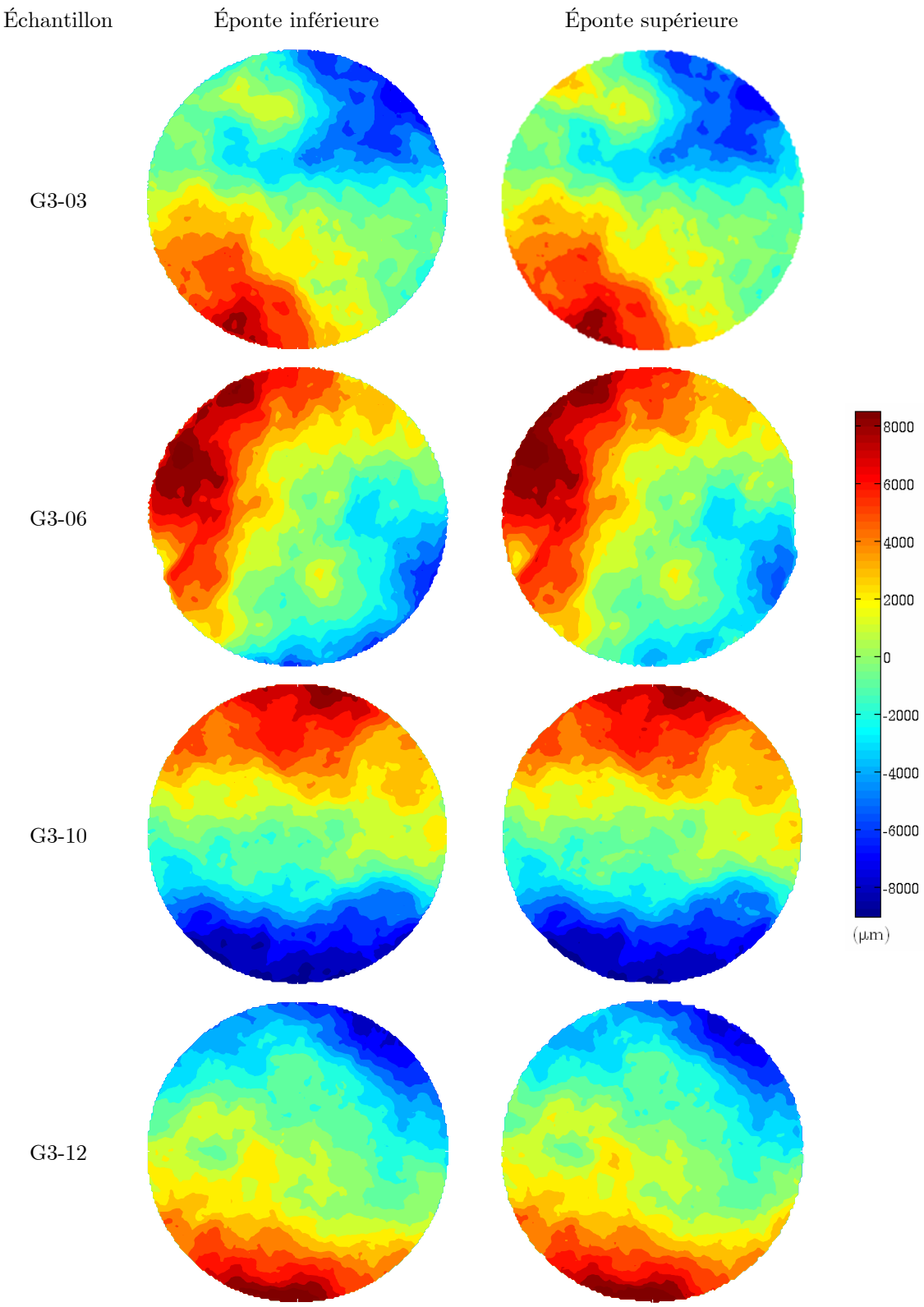


Figure B.3 - Représentation des surfaces avant essai des échantillons du groupe G3 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

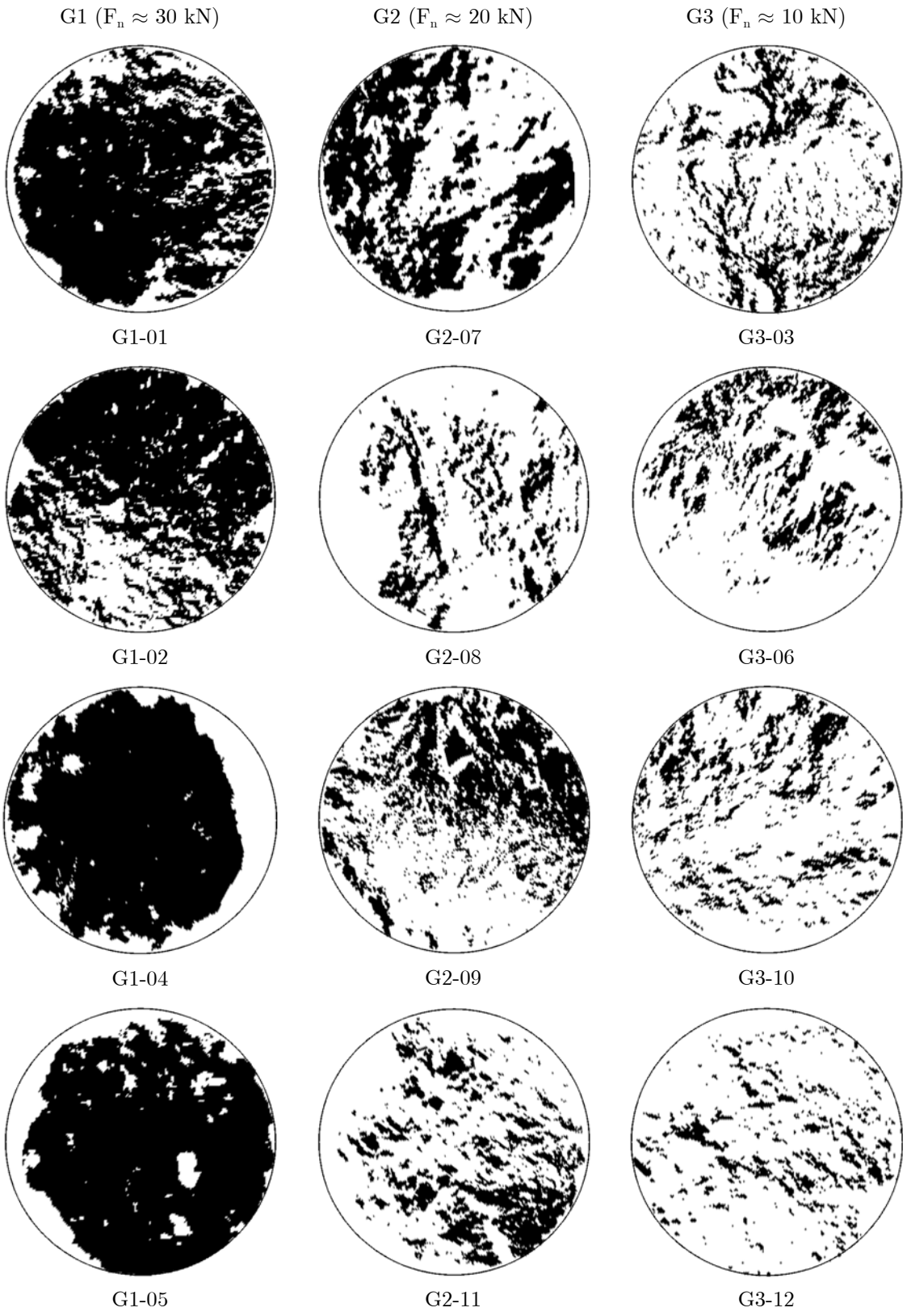


Figure B.4 - Représentation de l'aire de contact (en noir) entre deux épontes des échantillons de trois groupes en fonction de la force normale F_n lors du cisaillement.

B.2 Caractérisation après essai

Tableau B.2 - Paramètres directionnels calculés selon la direction de cisaillement choisie, avant* et après essai de cisaillement sur la même surface finale pour les douze discontinuités.

Groupe	Échantillon	Direction	Paramètres directionnels	Éponte inférieure		Éponte supérieure	
				Avant*	Après	Avant*	Après
G1	01	270°	R_L	1,013	1,014	1,010	1,009
			Z_2	0,171	0,162	0,146	0,125
			Z_3	0,342	0,321	0,231	0,207
			Z_4	0,017	0,072	0,026	0,031
			θ^+ (degré)	7,7	7,7	6,9	6,2
			θ^- (degré)	-7,1	-6,5	-6,1	-5,3
	02	180°	R_L	1,009	1,006	1,008	1,007
			Z_2	0,137	0,112	0,128	0,116
			Z_3	0,210	0,172	0,203	0,196
			Z_4	0,127	0,123	-0,023	-0,036
			θ^+ (degré)	4,5	4,3	4,5	4,4
			θ^- (degré)	-6,2	-5,1	-5,5	-5,1
	04	240°	R_L	1,011	1,011	1,012	1,010
			Z_2	0,150	0,150	0,157	0,146
			Z_3	0,225	0,223	0,241	0,242
			Z_4	-0,071	-0,122	-0,070	-0,187
			θ^+ (degré)	6,4	6,0	6,4	5,7
			θ^- (degré)	-6,9	-6,7	-7,2	-6,4
	05	180°	R_L	1,006	1,006	1,006	1,006
			Z_2	0,107	0,109	0,112	0,109
			Z_3	0,166	0,166	0,162	0,191
			Z_4	0,013	-0,015	-0,054	-0,134
			θ^+ (degré)	4,7	4,8	4,5	4,5
			θ^- (degré)	-4,7	-4,7	-4,7	-5,0
G2	07	225°	R_L	1,013	1,010	1,019	1,018
			Z_2	0,164	0,144	0,199	0,193
			Z_3	0,260	0,229	0,266	0,254
			Z_4	0,070	0,033	-0,268	-0,346
			θ^+ (degré)	7,2	6,4	7,0	6,1
			θ^- (degré)	-7,2	-6,4	-9,8	-9,2
	08	330°	R_L	1,013	1,012	1,022	1,020
			Z_2	0,164	0,155	0,216	0,206
			Z_3	0,203	0,206	0,247	0,235
			Z_4	-0,271	-0,288	-0,219	-0,221
			θ^+ (degré)	5,7	4,8	6,5	6,0
			θ^- (degré)	-8,1	-7,7	-9,7	-9,4

Groupe	Échantillon	Direction	Paramètres directionnels	Éponte inférieure		Éponte supérieure	
				Avant*	Après	Avant*	Après
G2	09	60°	R_L	1,022	1,018	1,022	1,020
			Z_2	0,215	0,193	0,215	0,202
			Z_3	0,334	0,311	0,331	0,344
			Z_4	-0,202	-0,125	-0,159	-0,162
			θ^+ (degré)	8,3	7,1	9,0	7,6
			θ^- (degré)	-10,2	-8,6	-10,0	-9,1
	11	60°	R_L	1,017	1,015	1,019	1,017
			Z_2	0,187	0,174	0,196	0,187
			Z_3	0,278	0,294	0,268	0,283
			Z_4	-0,218	-0,295	-0,230	-0,244
			θ^+ (degré)	7,1	6,2	7,2	6,5
			θ^- (degré)	-9,0	-8,0	-9,3	-8,5
G3	03	60°	R_L	1,043	1,037	1,045	1,040
			Z_2	0,285	0,267	0,312	0,290
			Z_3	0,385	0,386	0,415	0,405
			Z_4	-0,373	-0,413	-0,364	-0,384
			θ^+ (degré)	9,5	7,8	11,0	10,3
			θ^- (degré)	-14,3	-13,8	-14,3	-13,5
	06	300°	R_L	1,041	1,032	1,040	1,033
			Z_2	0,295	0,257	0,294	0,256
			Z_3	0,375	0,335	0,367	0,351
			Z_4	-0,492	-0,474	-0,507	-0,482
			θ^+ (degré)	8,1	6,6	9,5	8,0
			θ^- (degré)	-14,3	-12,7	-13,5	-12,7
	10	300°	R_L	1,043	1,040	1,039	1,034
			Z_2	0,303	0,288	0,286	0,268
			Z_3	0,397	0,401	0,398	0,394
			Z_4	-0,498	-0,523	-0,455	-0,438
			θ^+ (degré)	8,0	7,1	8,2	7,7
			θ^- (degré)	-14,7	-14,2	-14,0	-12,9
	12	45°	R_L	1,039	1,036	1,040	1,035
			Z_2	0,288	0,277	0,291	0,274
			Z_3	0,413	0,404	0,435	0,417
			Z_4	-0,445	-0,454	-0,416	-0,416
			θ^+ (degré)	8,5	7,2	9,2	8,0
			θ^- (degré)	-13,9	-13,5	-13,6	-12,9

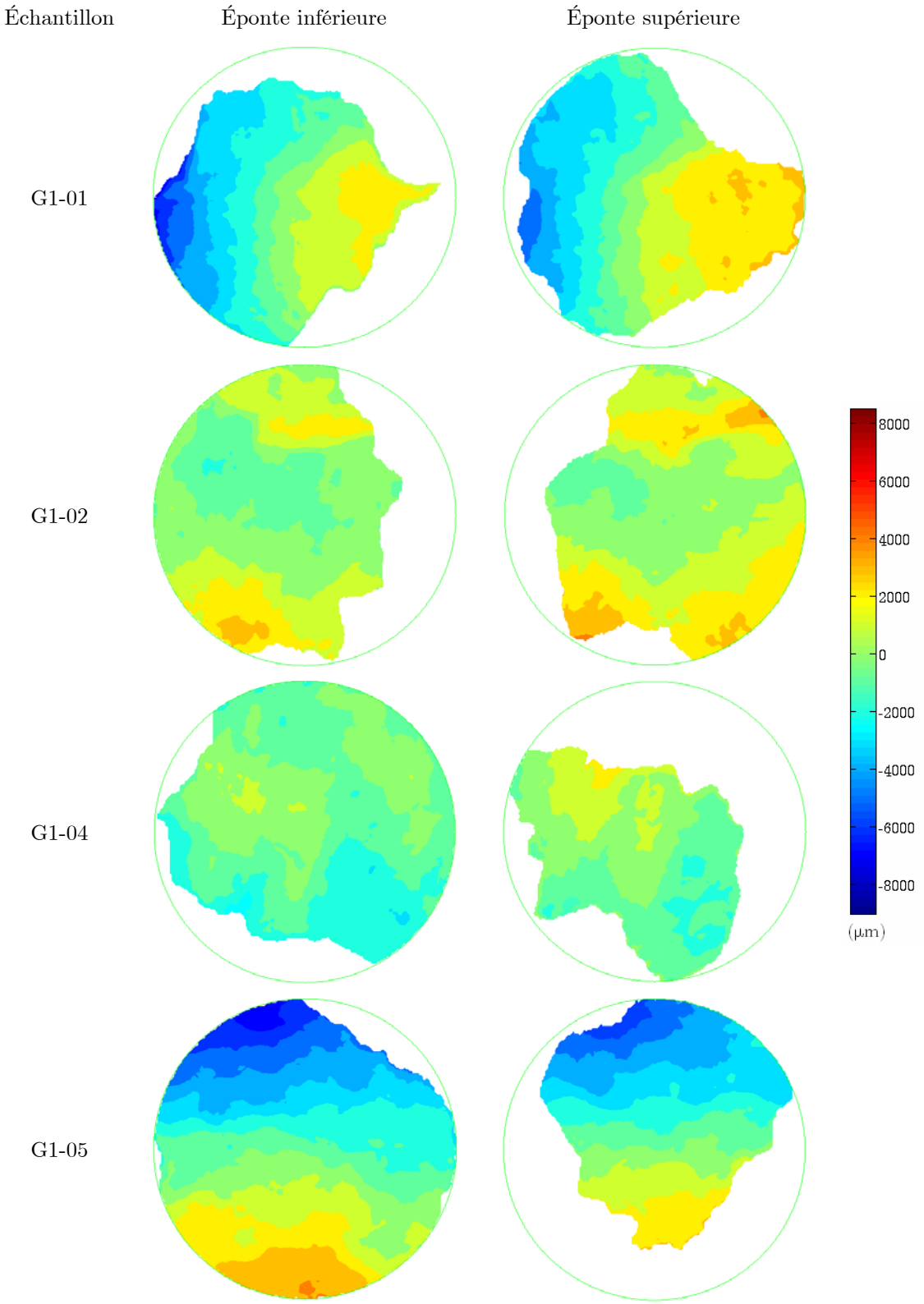


Figure B.5 - Représentation des surfaces après essai des échantillons du groupe G1 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

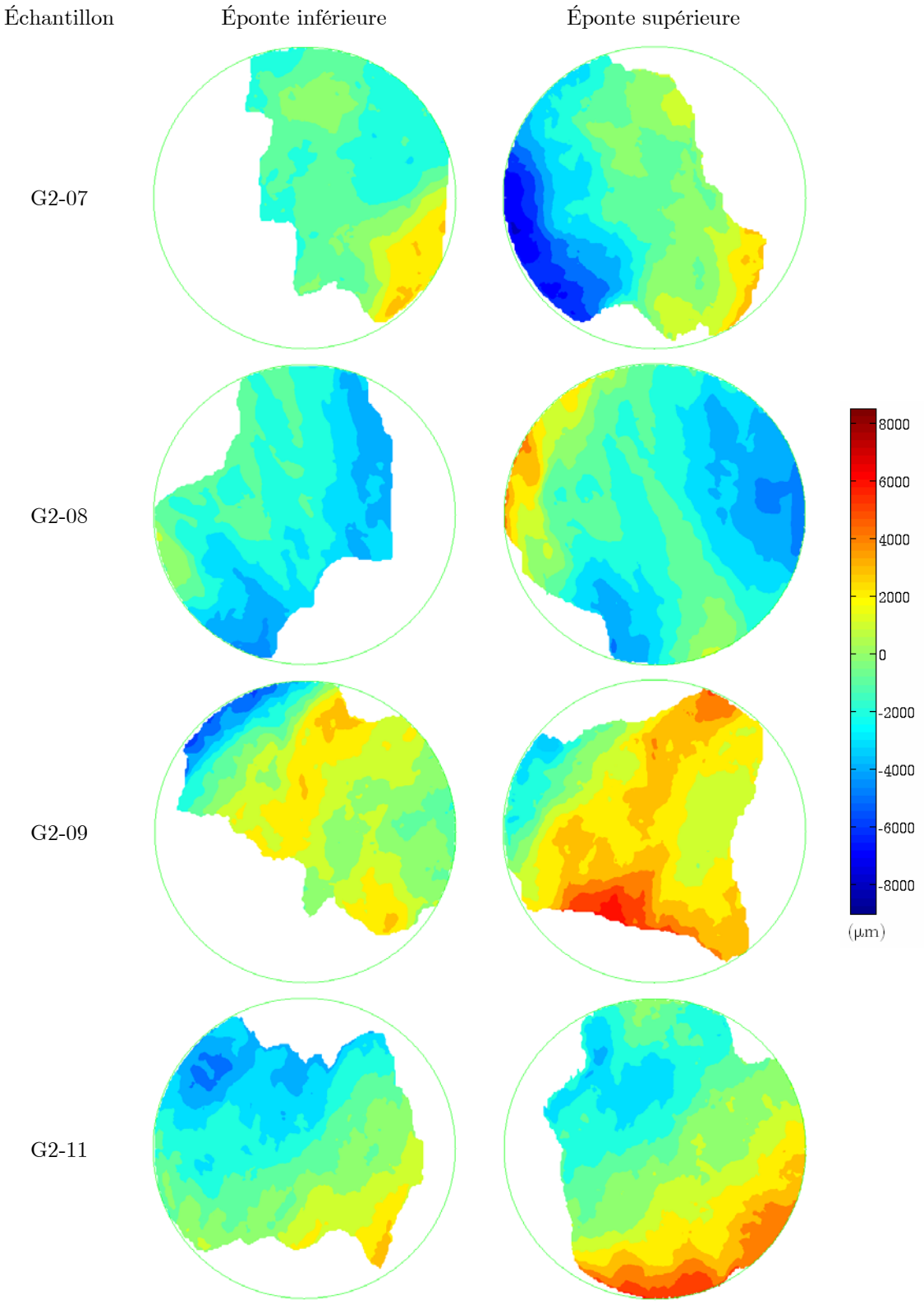


Figure B.6 - Représentation des surfaces après essai des échantillons du groupe G2 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

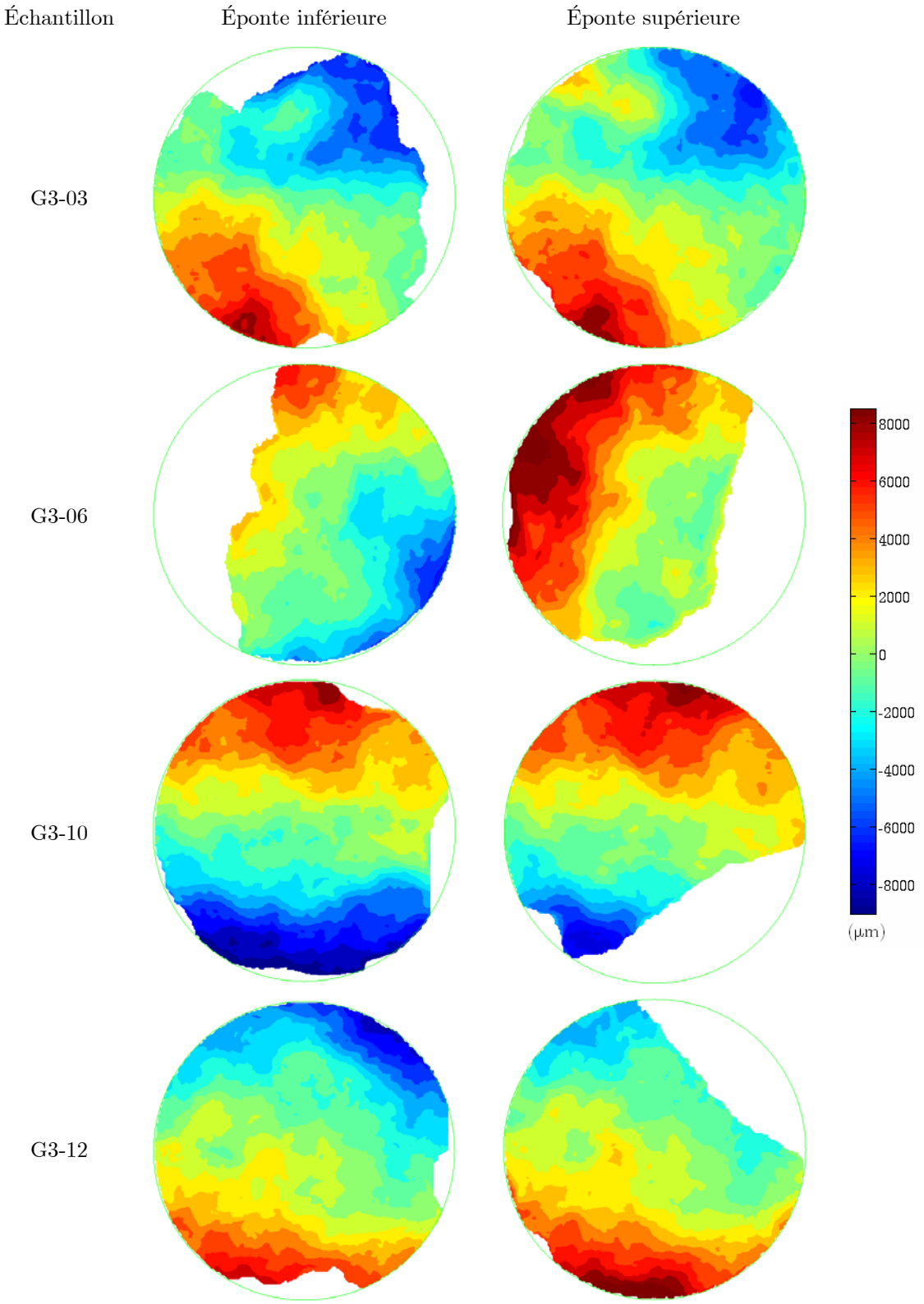


Figure B.7 - Représentation des surfaces après essai des échantillons du groupe G3 par l'échelle de couleur des hauteurs (les deux épontes sont vues du haut, en position superposée).

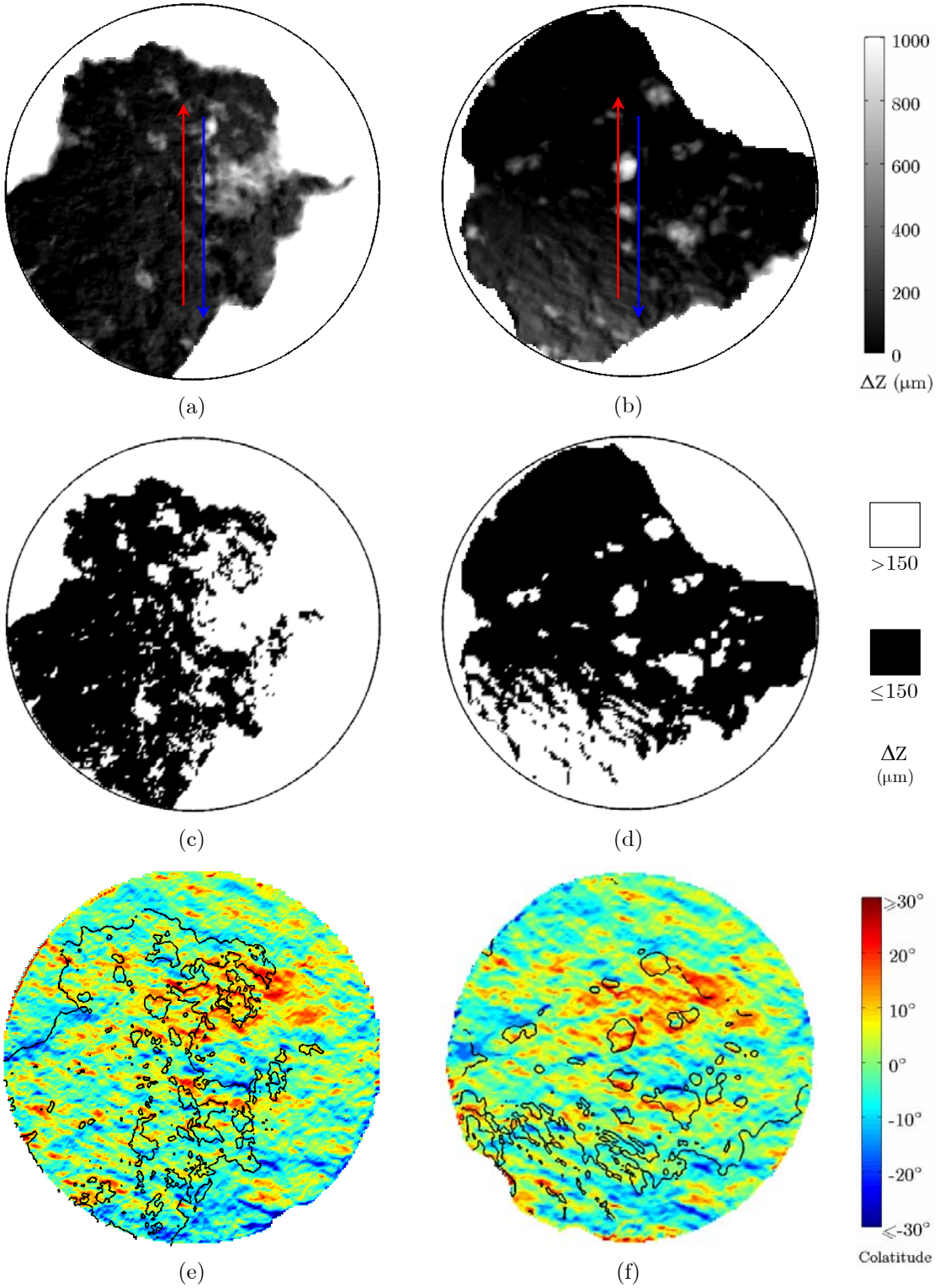


Figure B.8 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 01. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

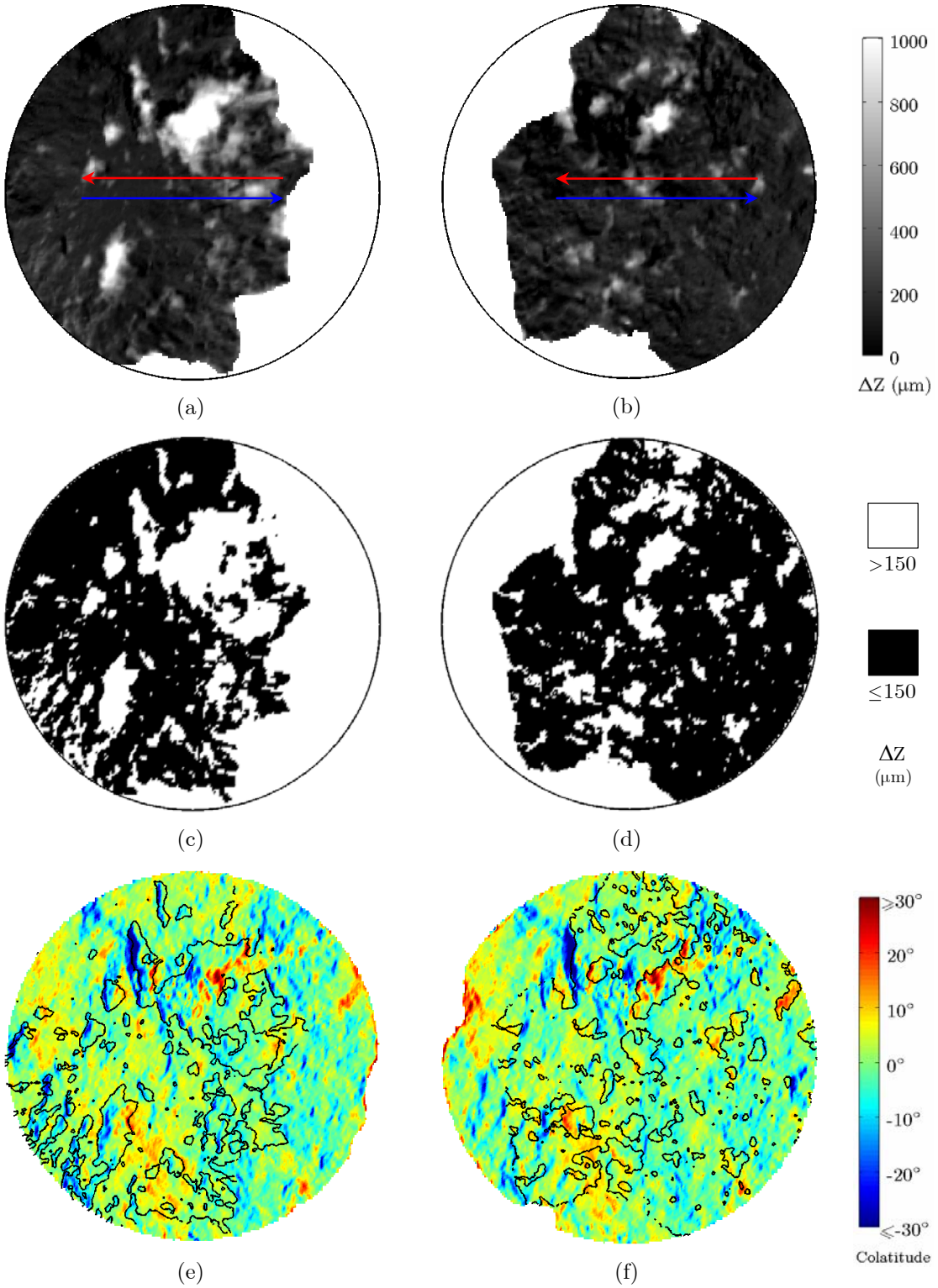


Figure B.9 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 02. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

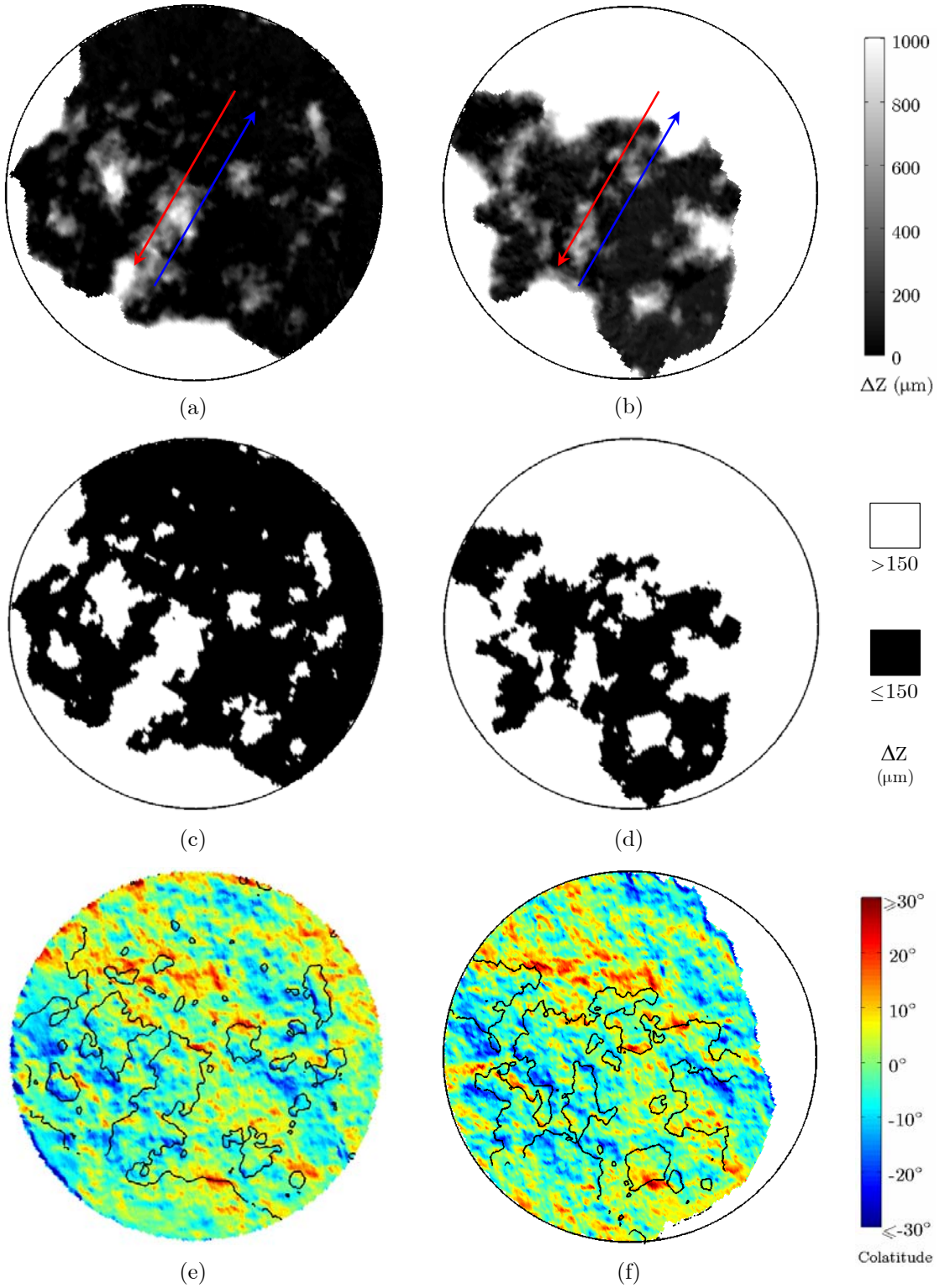


Figure B.10 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 04. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

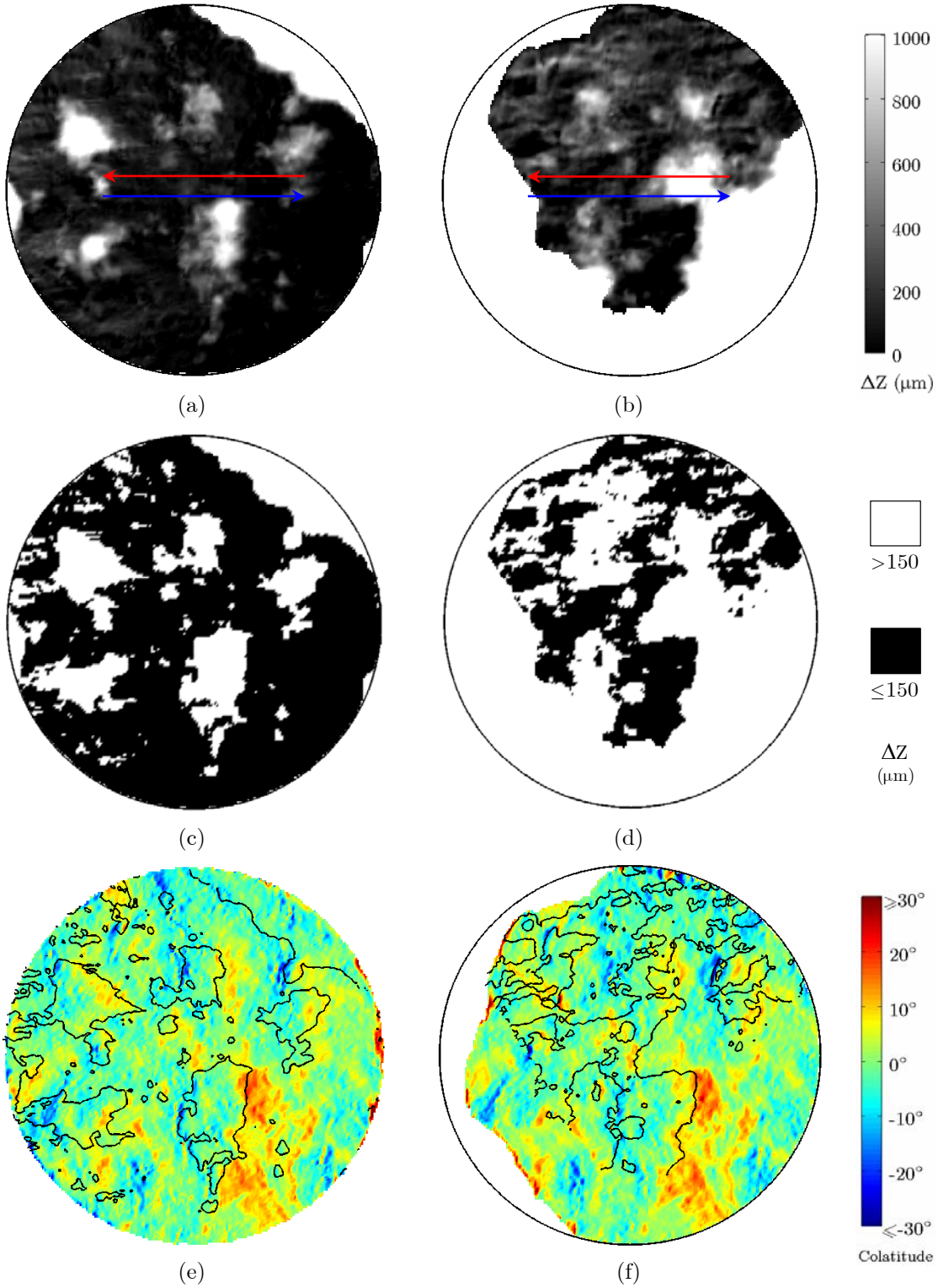


Figure B.11 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 05. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

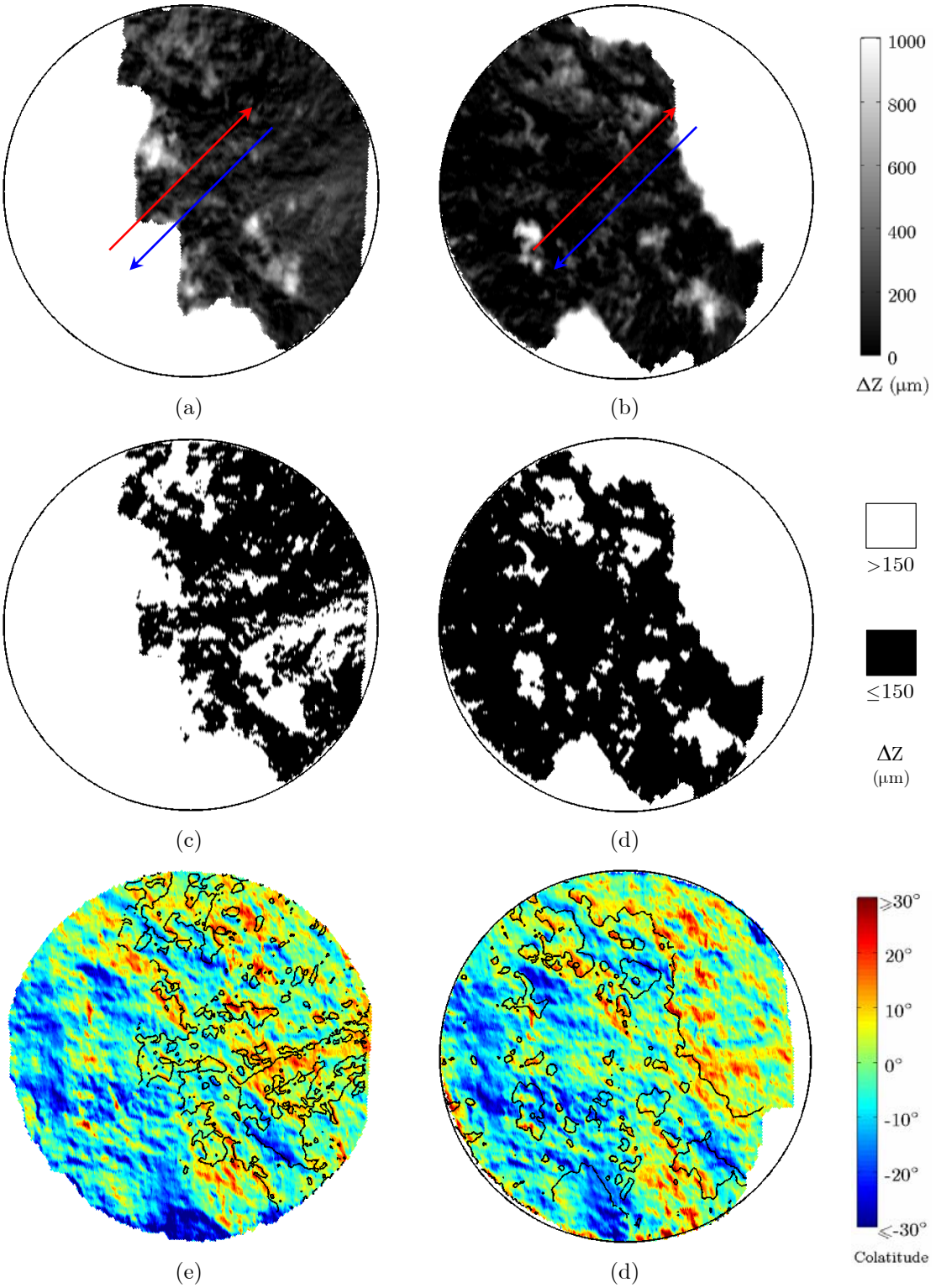


Figure B.12 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 07. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

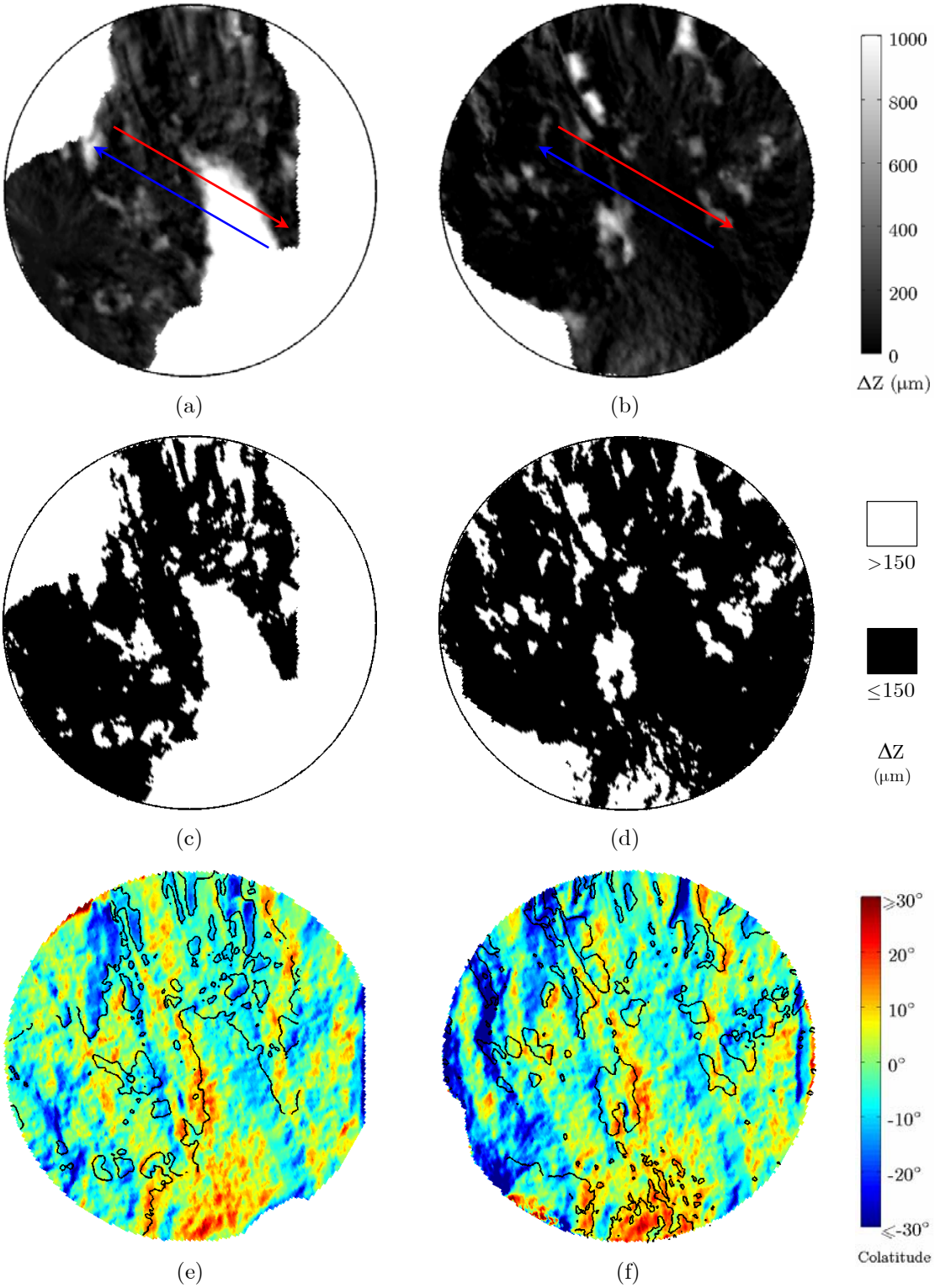


Figure B.13 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 08. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

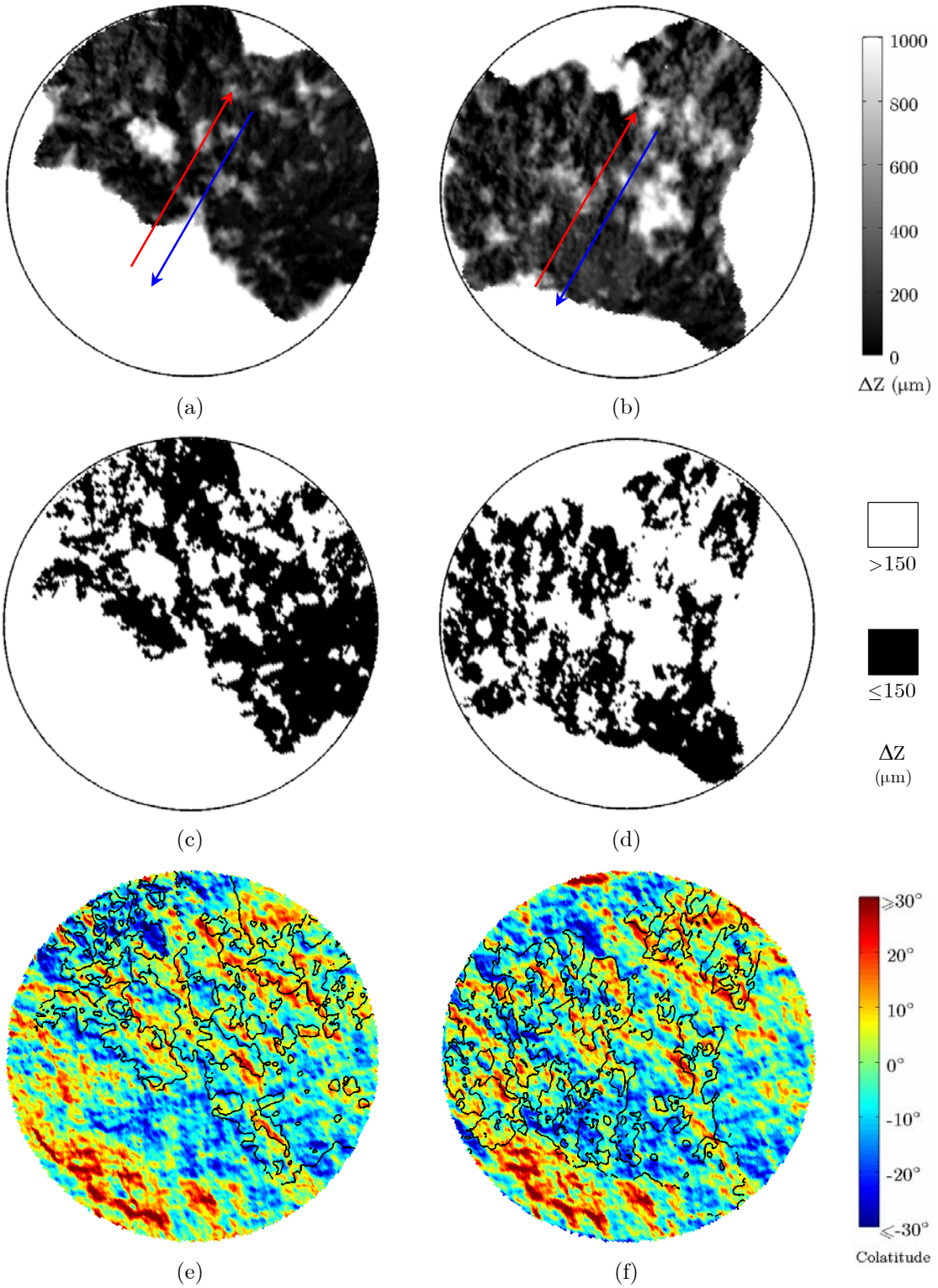


Figure B.14 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 09. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

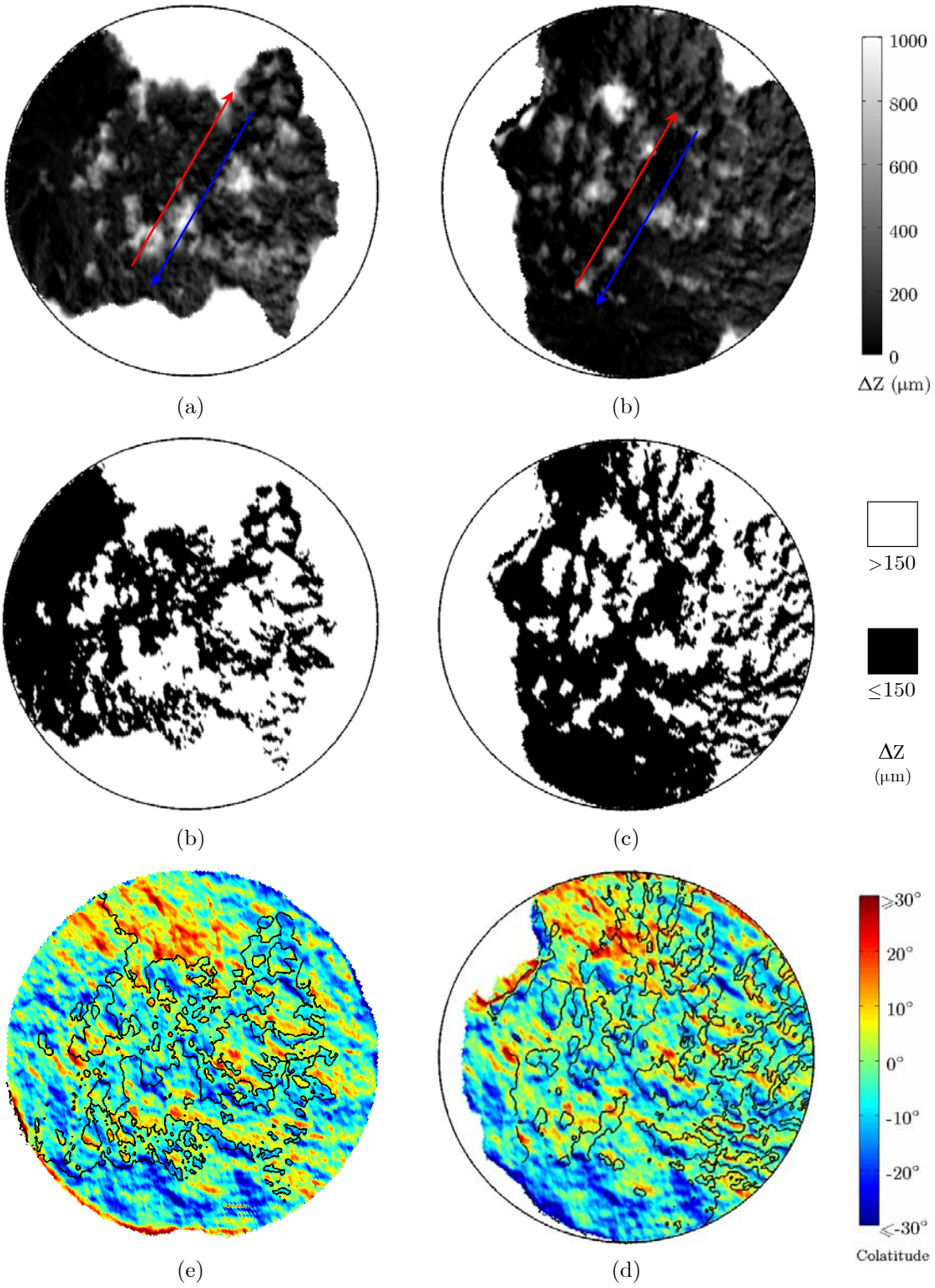


Figure B.15 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 11. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 μm après essai.

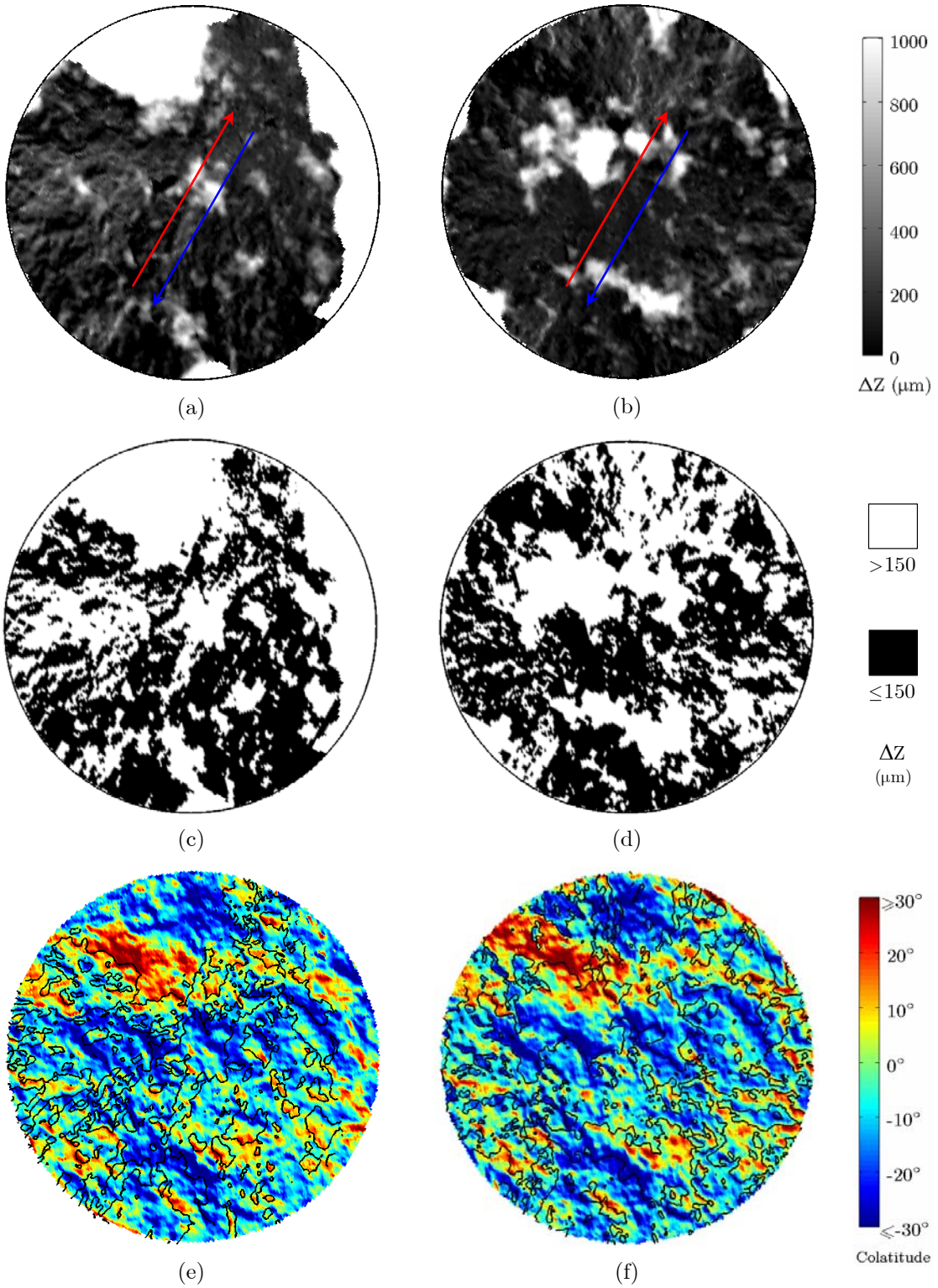


Figure B.16 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 03. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

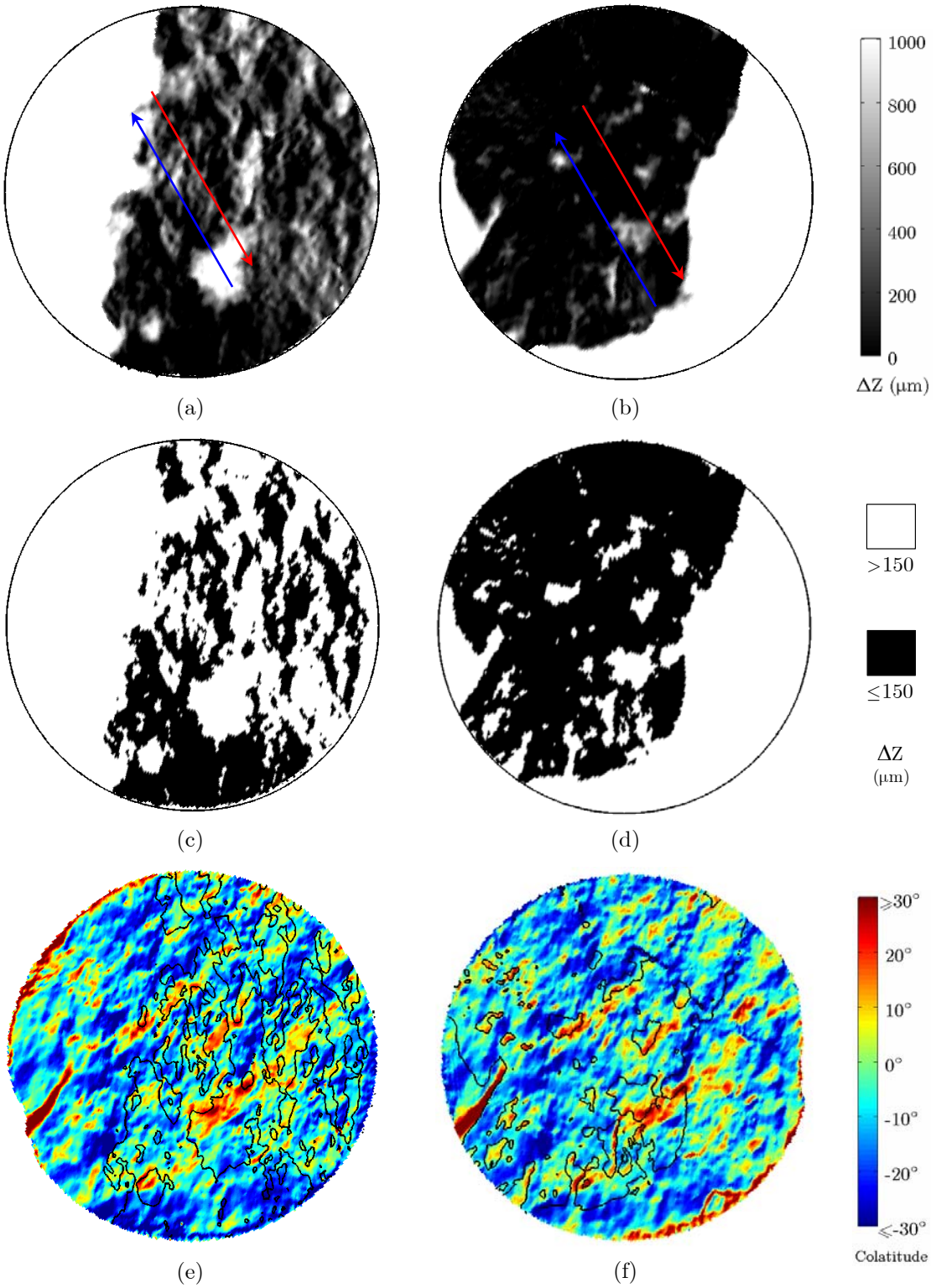


Figure B.17 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 06. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

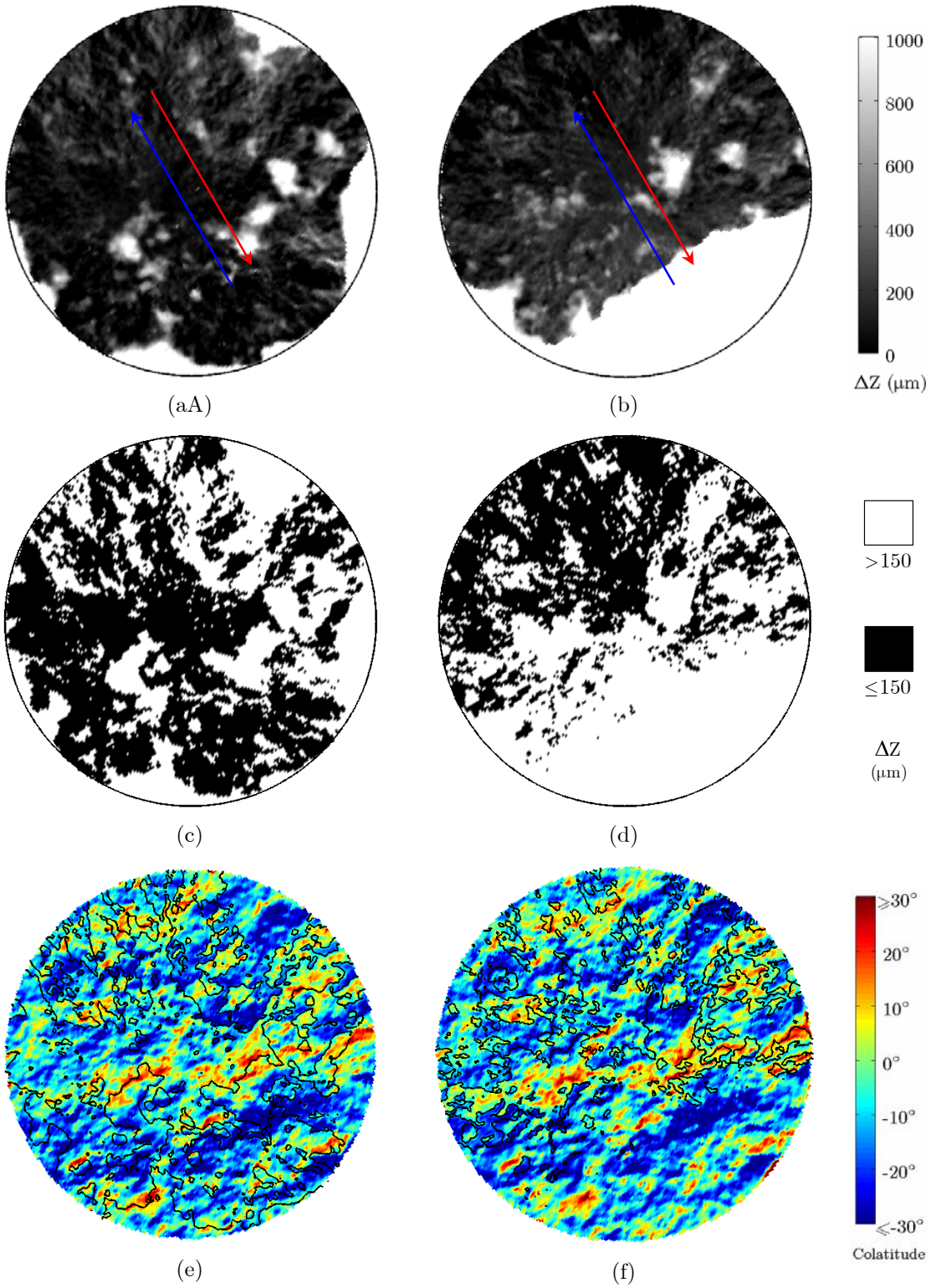


Figure B.18 - Zones endommagées des surfaces inférieure (à gauche) et supérieure (à droite) de l'échantillon 10. Représentation de la différence de hauteur entre les surfaces avant et après essai par l'échelle de gris (a,b) ou en noir/blanc (c,d). (e,f)- Comparaison entre les colatitudes calculées suivant le sens de cisaillement aller (flèches rouges) avant essai et les courbes de niveau des zones ayant une différence de hauteur supérieure à 150 µm après essai.

Annexe C

Application au calcul du massif rocheux

C.1 Simulation des essais de cisaillement CNC

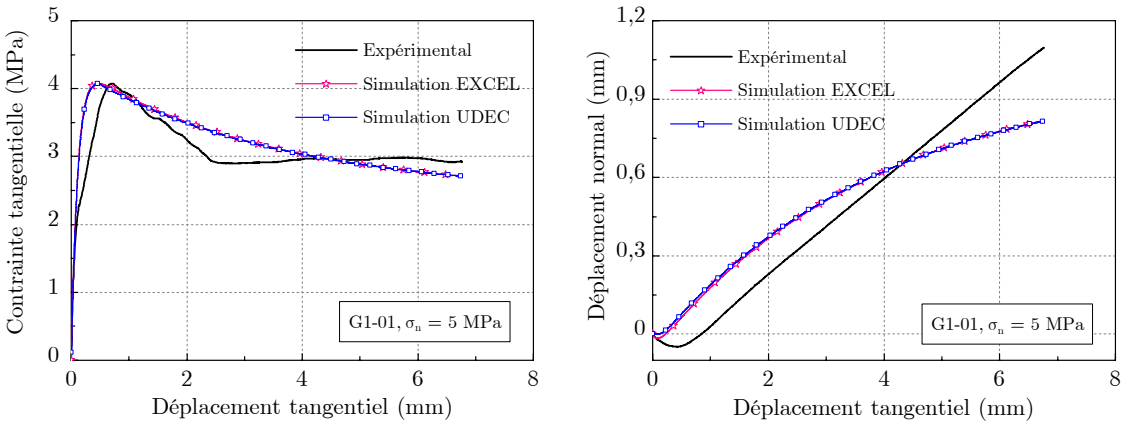


Figure C.1 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G1-01 (5 MPa).

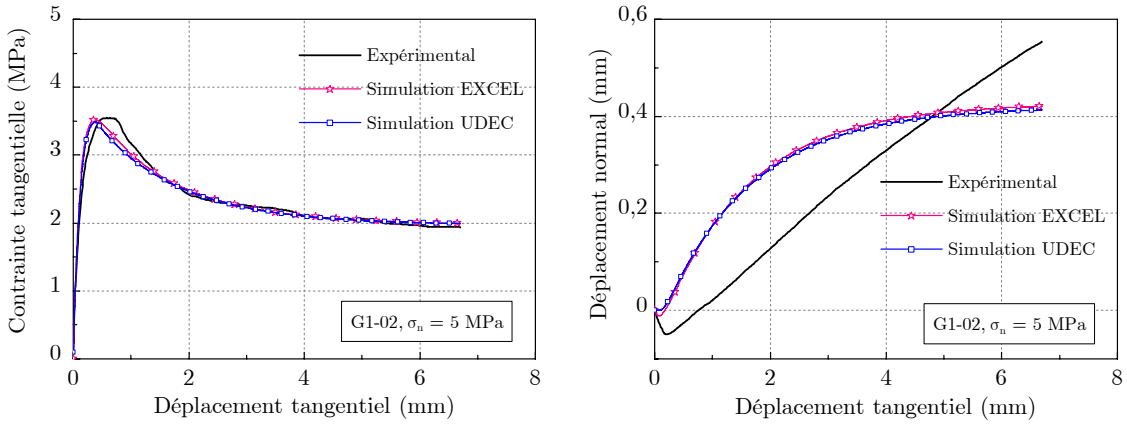


Figure C.2 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G1-02 (5 MPa).

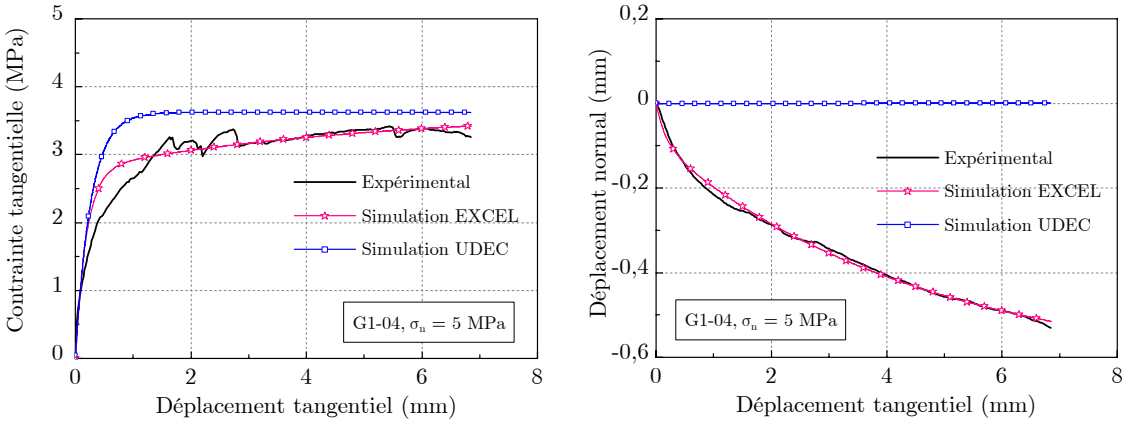


Figure C.3 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G1-04 (5 MPa).

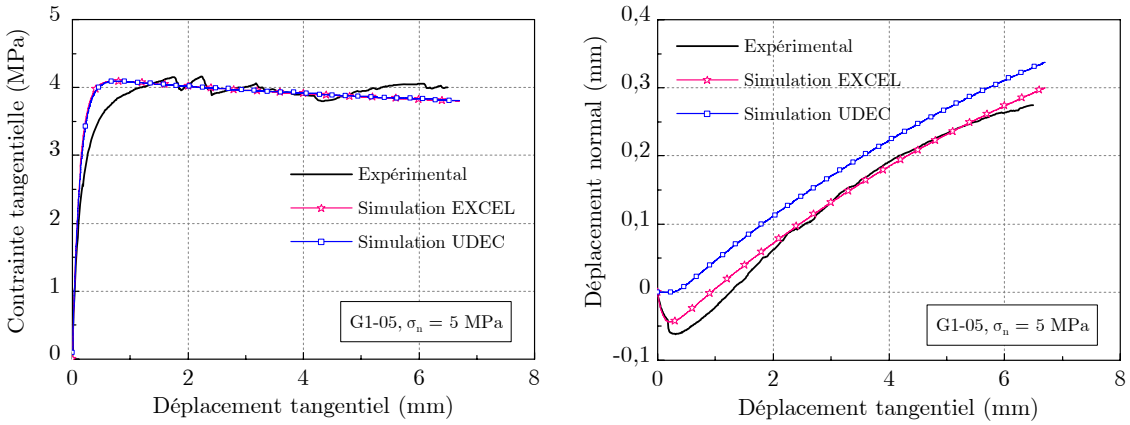


Figure C.4 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G1-05 (5 MPa).

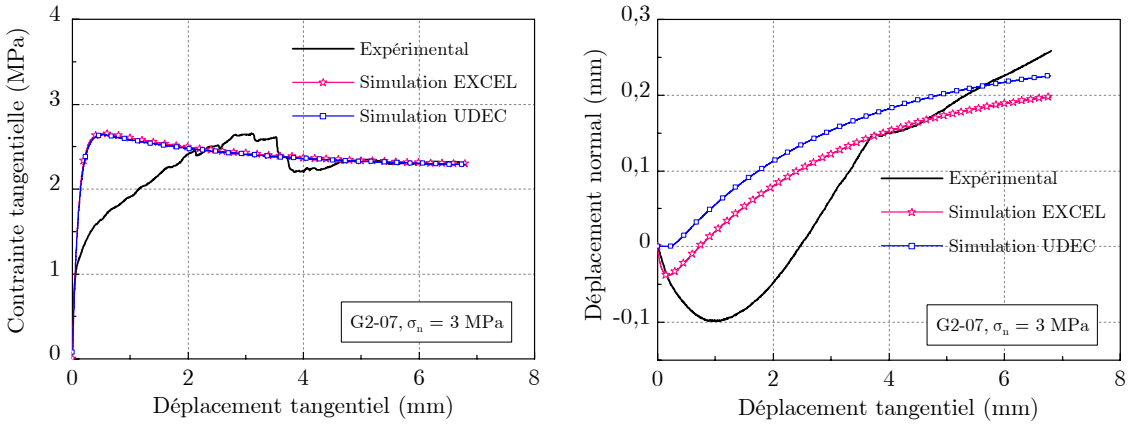


Figure C.5 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G2-07 (3 MPa).

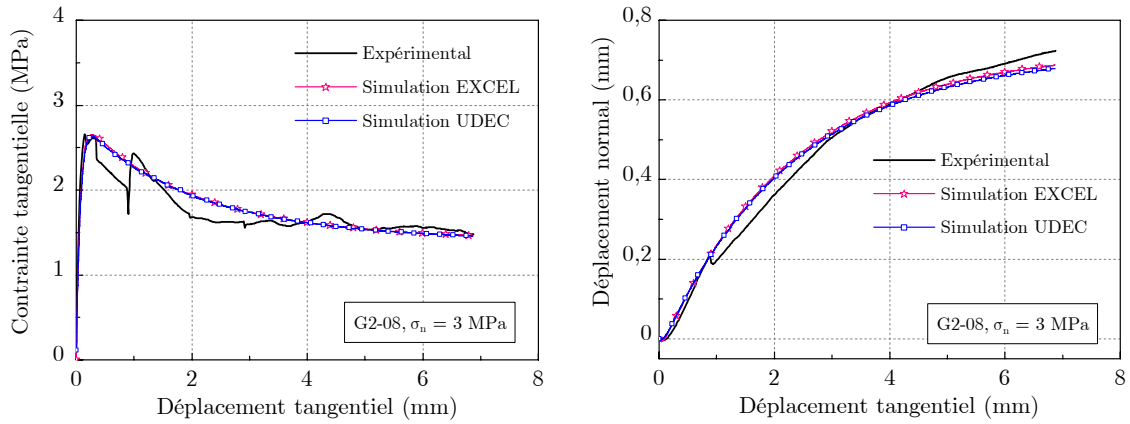


Figure C.6 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G2-08 (3 MPa).

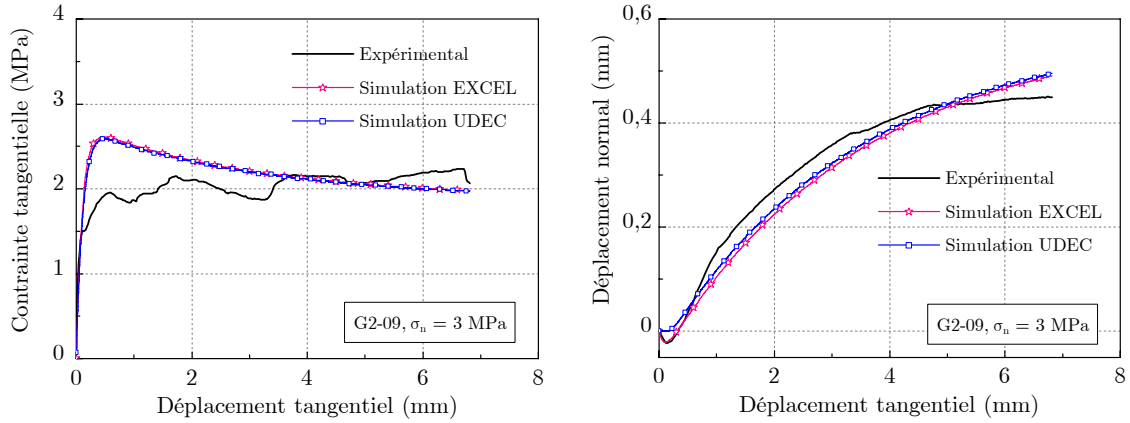


Figure C.7 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G2-09 (3 MPa).

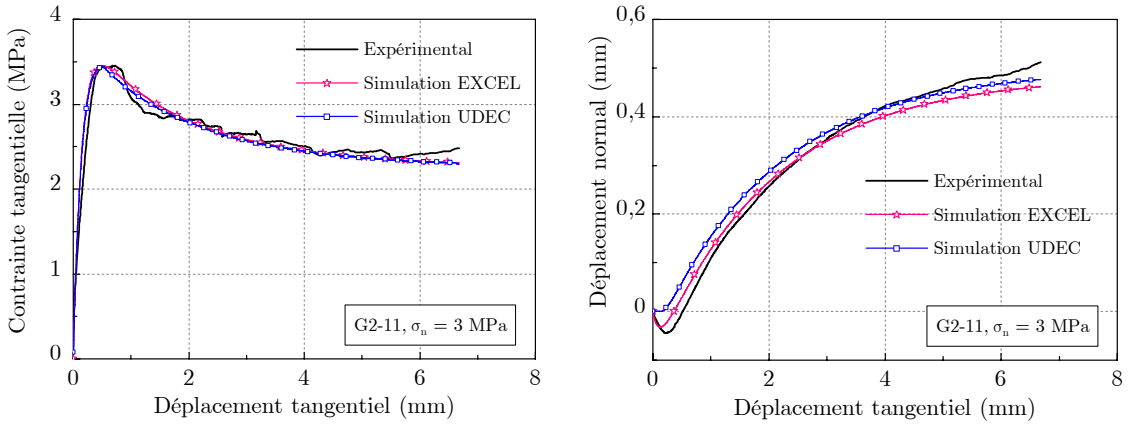


Figure C.8 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G2-11 (3 MPa).

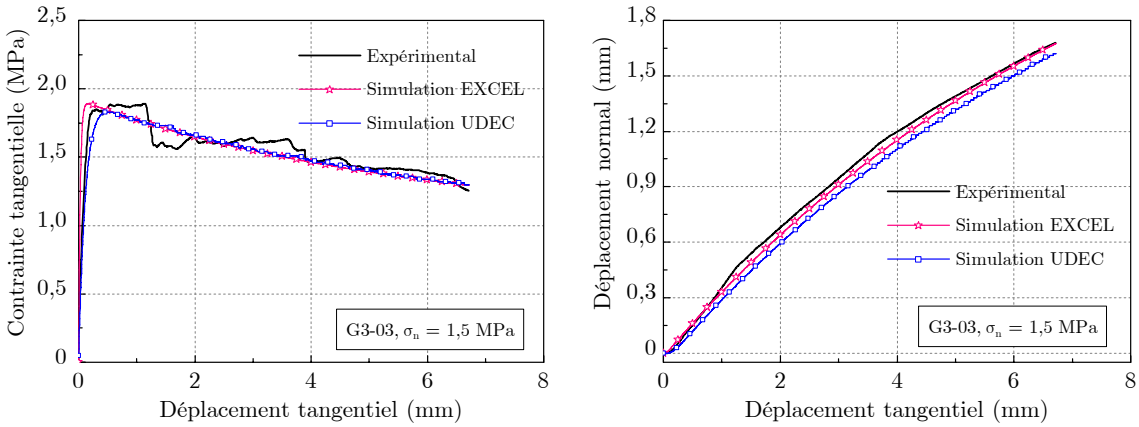


Figure C.9 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G3-03 (1,5 MPa).

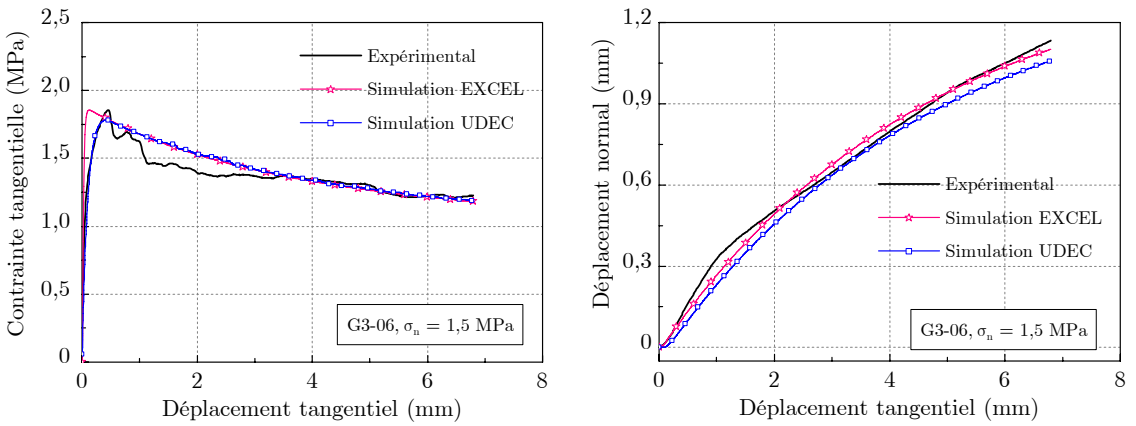


Figure C.10 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G3-06 (1,5 MPa).

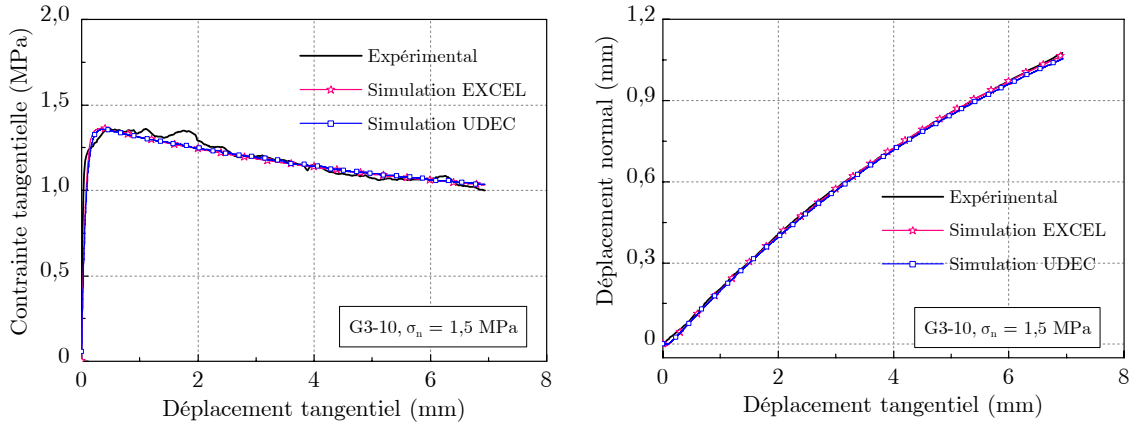


Figure C.11 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G3-10 (1,5 MPa).

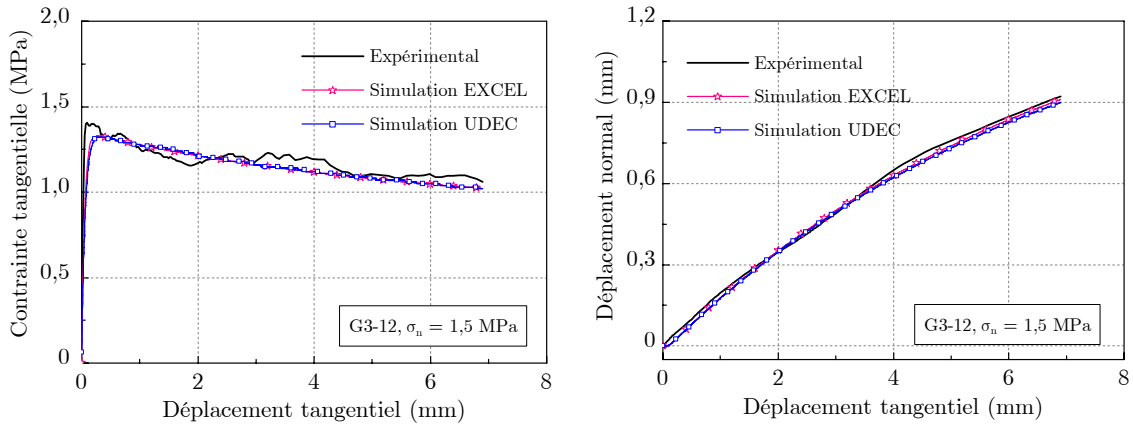


Figure C.12 - Courbes de contrainte tangentielle et de dilatance obtenues par essai expérimental et par simulations sous excel et UDEC de l'essai G3-12 (1,5 MPa).

C.2 Comportement des joints autour du tunnel

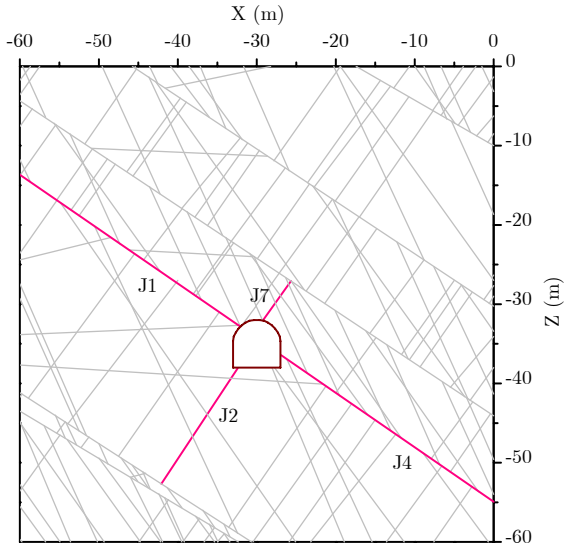


Figure C.13 - Position relative des joints étudiés correspondant à la première position du tunnel.

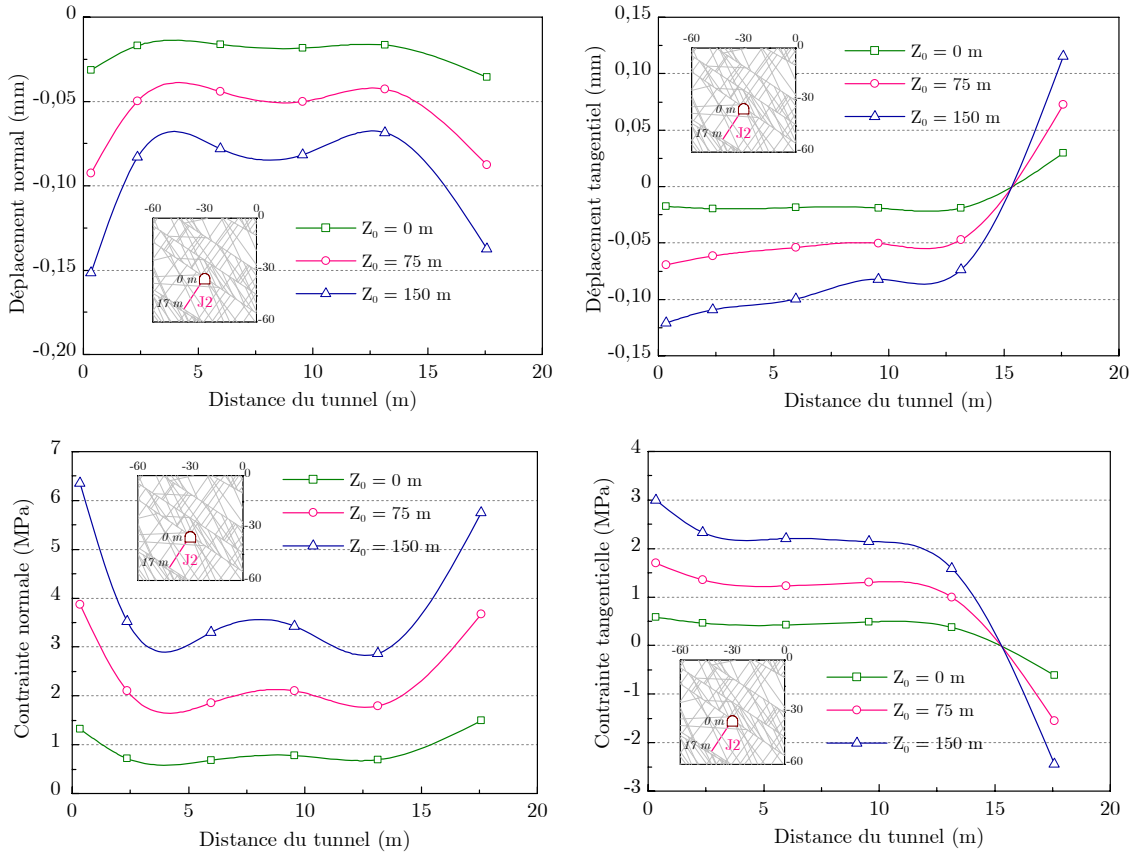


Figure C.14 - Déplacements et contraintes normaux et tangentiels déterminés le long du joint J2.

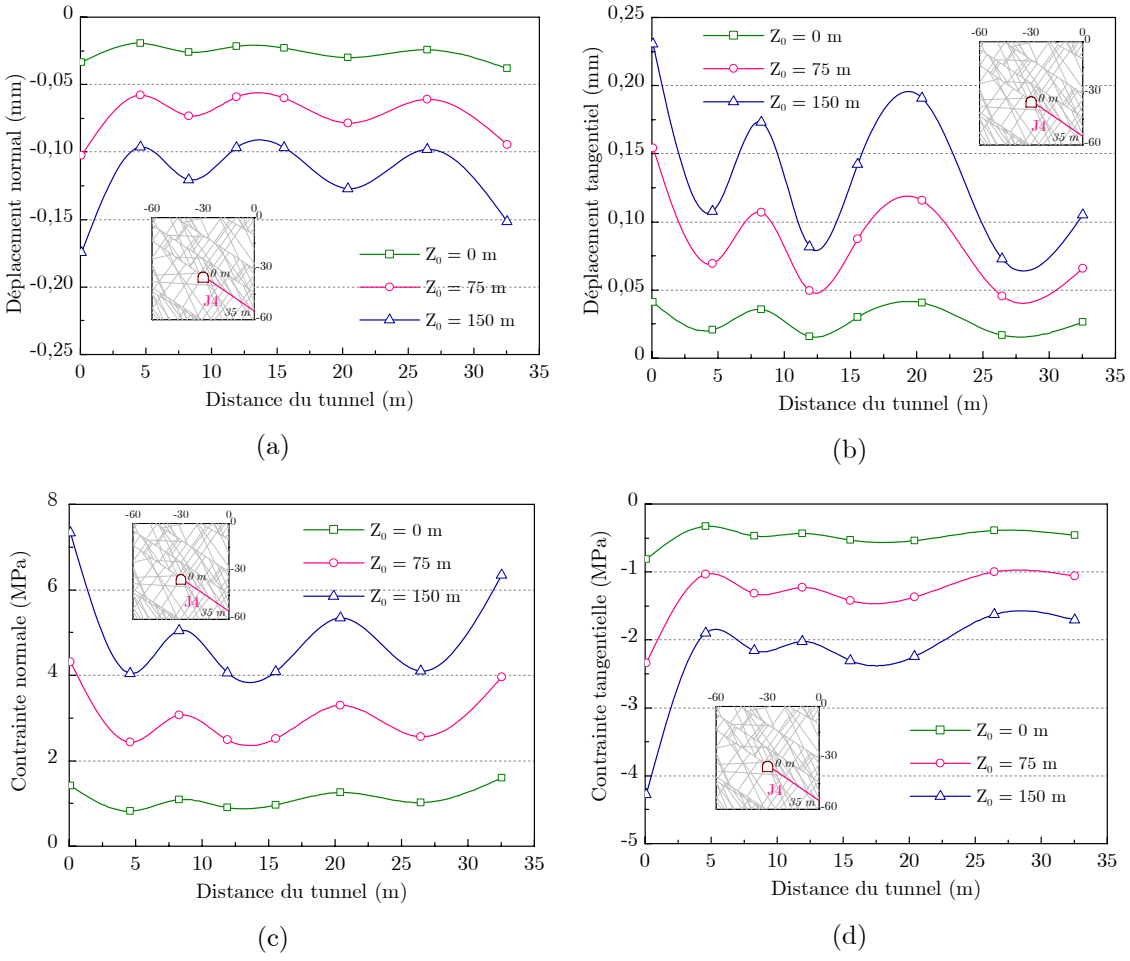


Figure C.15 - Déplacements et contraintes normaux et tangentiels déterminés le long du joint J4.

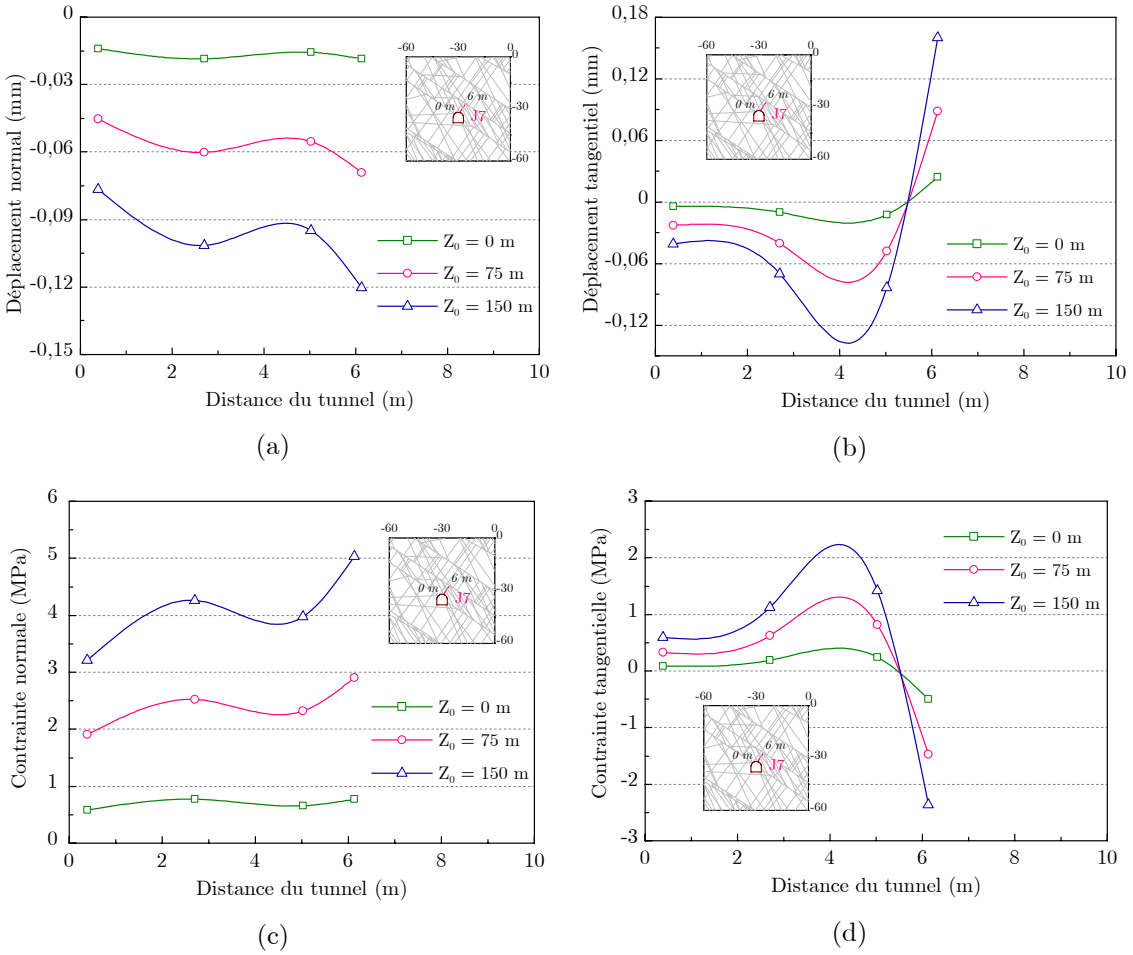
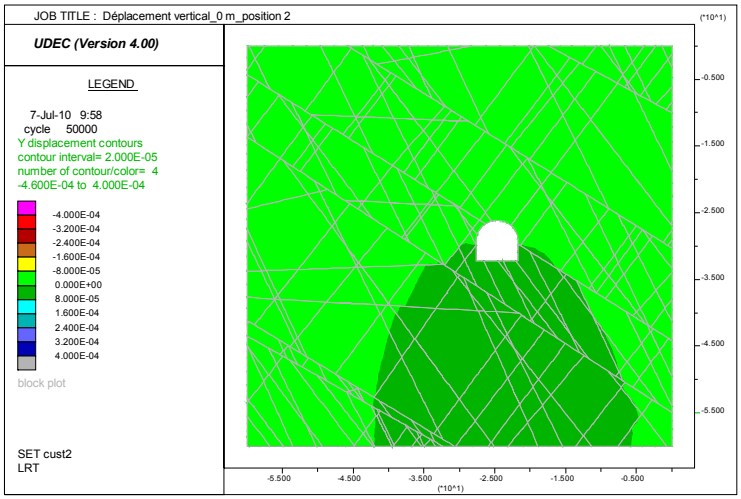
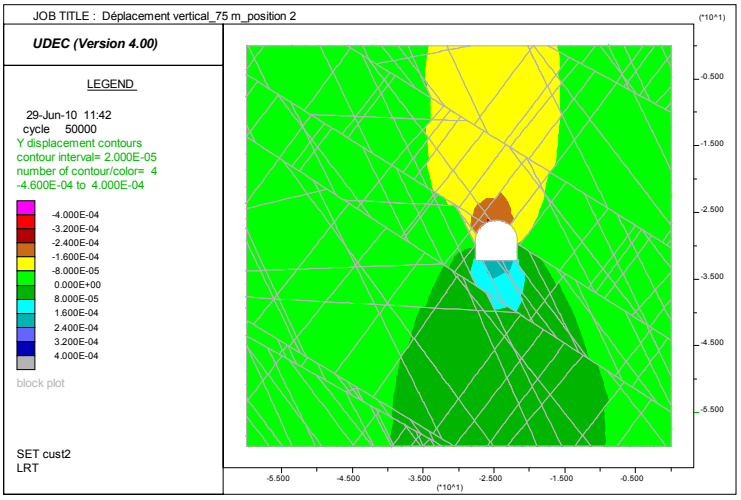


Figure C.16 - Déplacements et contraintes normaux et tangentiels déterminés le long du joint J7.

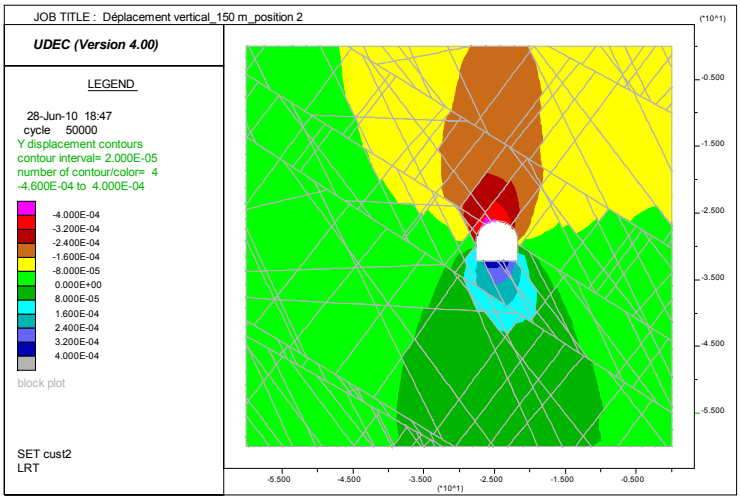
C.3 Cas du changement de la position relative du tunnel



(a)

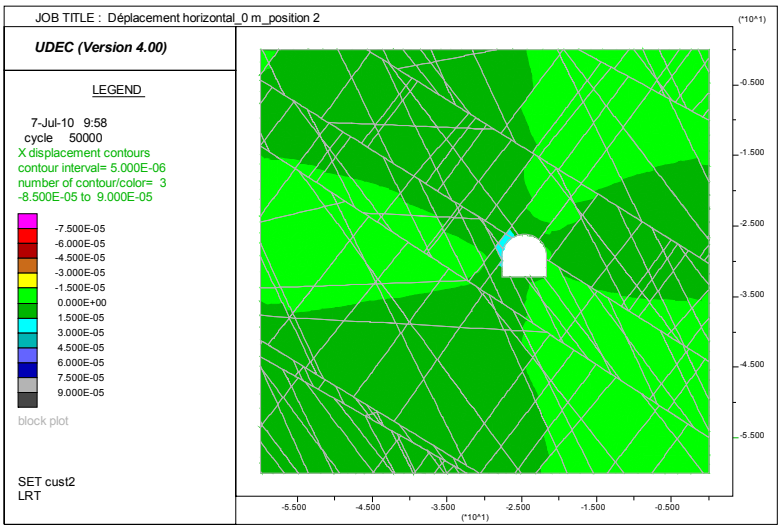


(b)

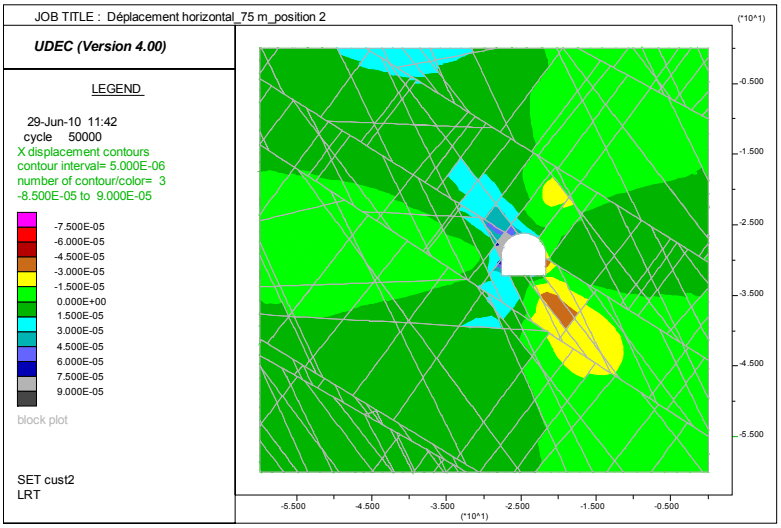


(c)

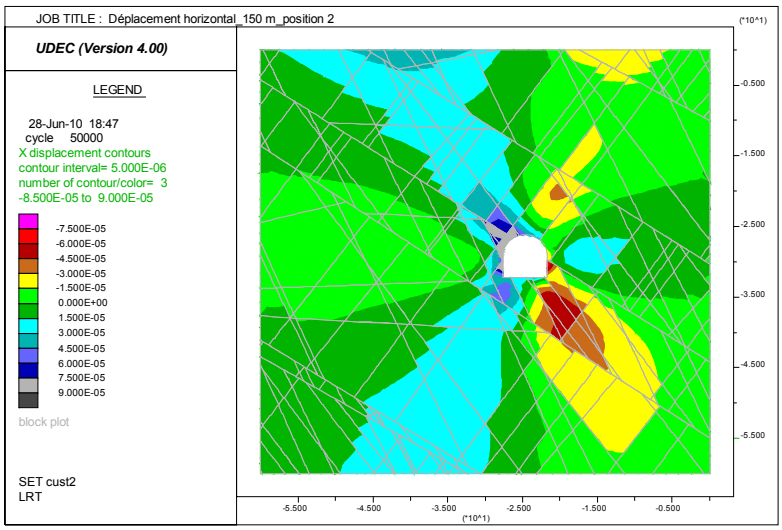
Figure C.17 - Déplacement vertical du massif lors du creusement du tunnel à la position 2 (unité en mètre) avec une couverture supplémentaire (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.



(a)

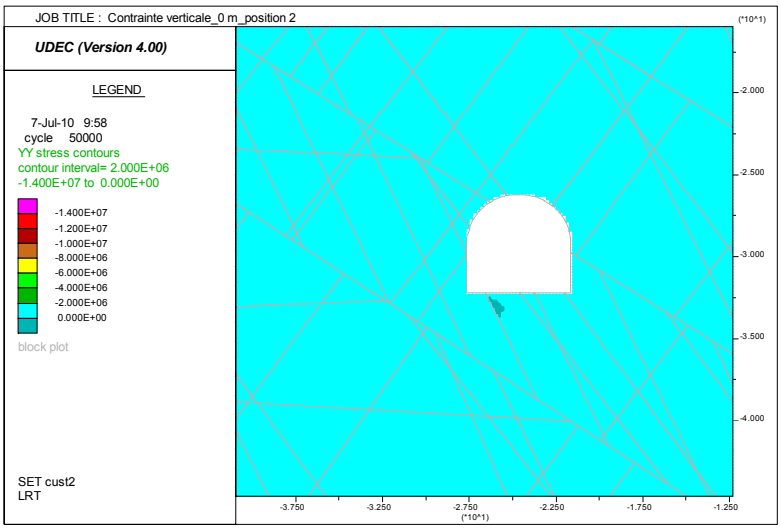


(b)

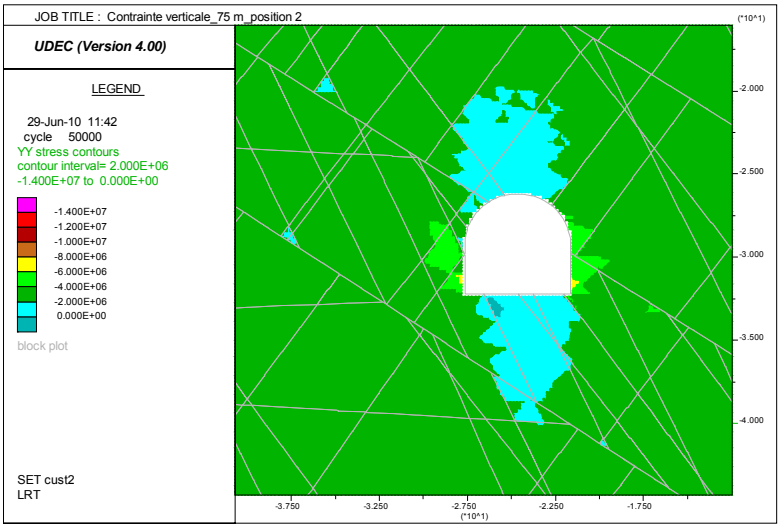


(c)

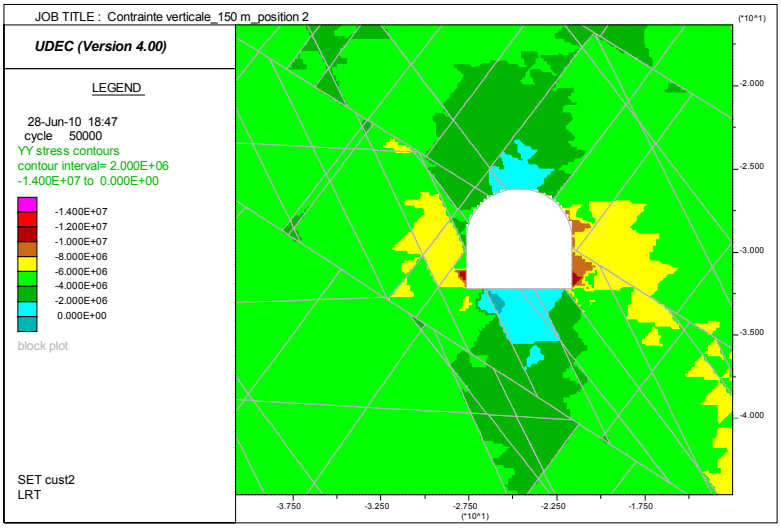
Figure C.18 - Déplacement horizontal du massif lors du creusement du tunnel à la position 2 (unité en mètre) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.



(a)

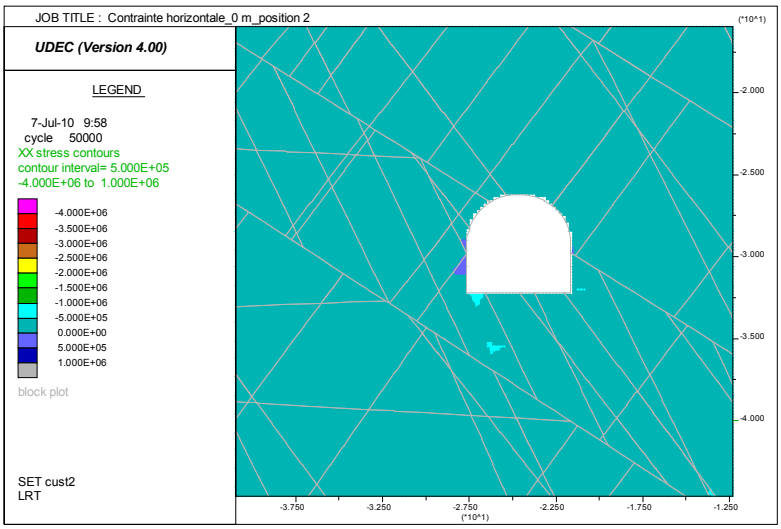


(b)

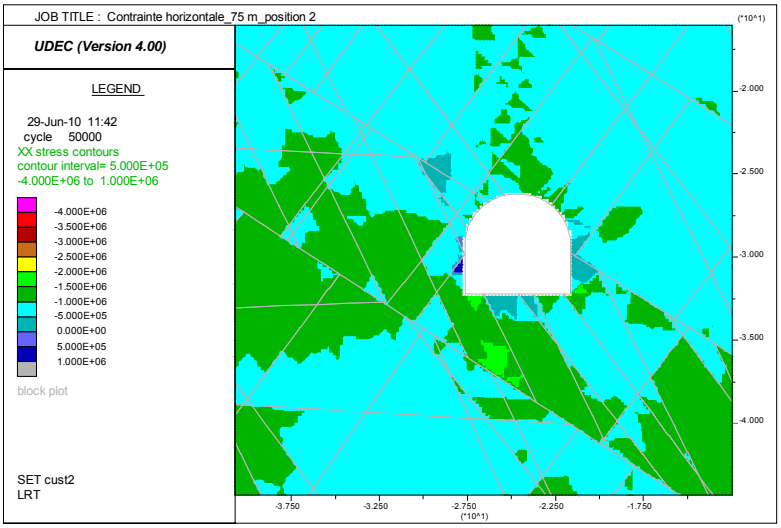


(c)

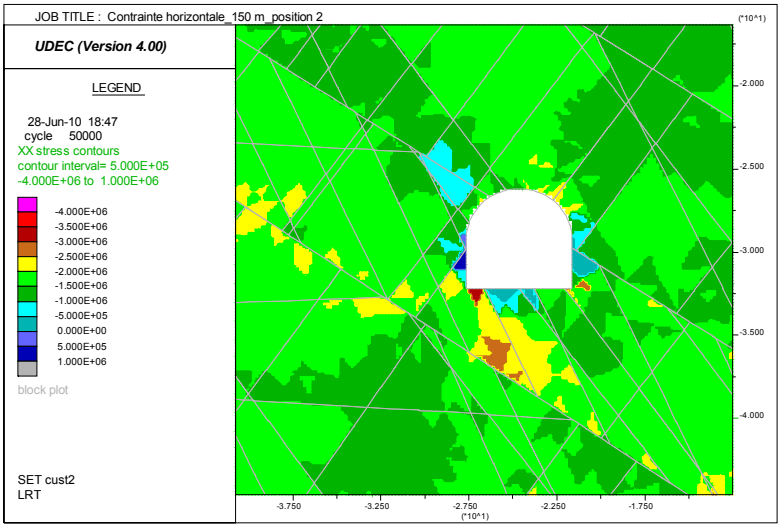
Figure C.19 - Contrainte verticale autour du tunnel à la position 2 (unité en Pascal) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.



(a)



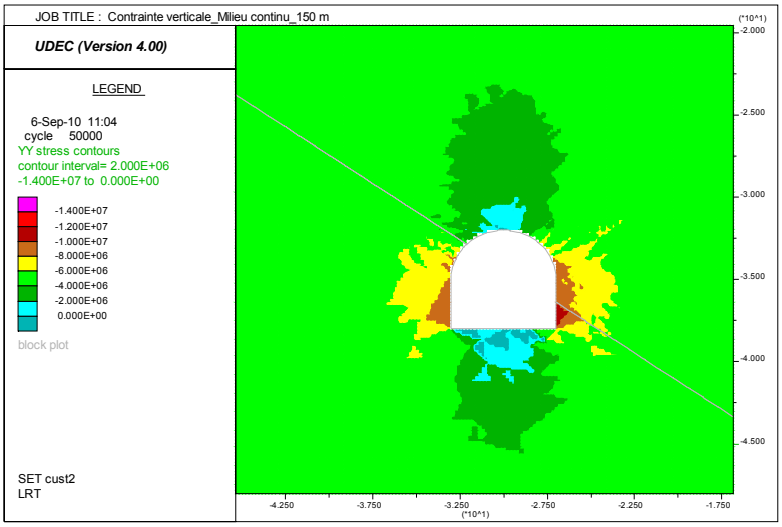
(b)



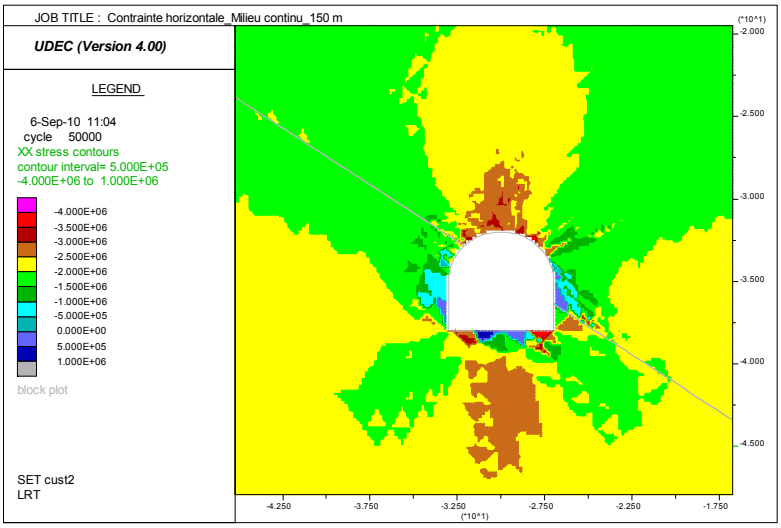
(c)

Figure C.20 - Contrainte horizontale autour du tunnel à la position 2 (unité en Pascal) avec une couverture supplémentaire de (a)- 0 m ; (b)- 75 m ; (c)- 150 m.

C.4 Calcul en milieu continu



(a)



(b)

Figure C.21 - Contraintes verticales (a) et horizontales (b) autour du tunnel dans le cas du milieu continu avec une couverture supplémentaire de 150 m.