

UNIVERSITÉ DE SHERBROOKE
Faculté de génie
Département de génie civil

STABILITÉ DES BARRAGES-POIDS EN BÉTON : CONTRIBUTION DE LA COHÉSION À LA RÉSISTANCE DE L'INTERFACE BÉTON-ROCHER

Mémoire de maîtrise
Spécialité : génie civil

Samuel BAURET

Jury : Patrice RIVARD (directeur)
Gérard BALLIVY
Najib BOUAANANI
Mathieu NUTH (rapporteur)
Marco QUIRION

RÉSUMÉ

Le contexte de ce projet de recherche est celui de la stabilité des barrages-poids et aborde le besoin d'évaluation de la résistance de l'interface béton-rocher. Puisqu'il est techniquement difficile d'évaluer si l'interface est liée ou non, la cohésion réelle et sa contribution à la résistance au cisaillement sont souvent négligées et ce sujet précis est peu abordé dans la littérature. Un lien direct peut être fait entre cette non-considération et des travaux de stabilisation réalisés sur des ouvrages hydrauliques.

Cette étude a comme objectif la caractérisation de la cohésion réelle dans le but de déterminer s'il est sécuritaire d'incorporer sa contribution dans l'évaluation de stabilité des barrages-poids. Pour ce faire, il est nécessaire d'évaluer les comportements en traction et en cisaillement de l'interface et d'analyser comment ils sont affectés par des paramètres importants telle la rugosité de l'interface. Cette caractérisation est faite à l'aide d'un programme expérimental sur 66 répliques d'interfaces béton-rocher en mortier. La rugosité est évaluée à l'aide d'un profilomètre laser et du paramètre Z_2 . Les répliques ont fait l'objet d'essais de traction directe, de traction par pression de fluide et de cisaillement direct. L'influence de la rugosité d'interface et de la résistance à la compression uniaxiale (UCS) des matériaux sur les résistances à la traction et au cisaillement est évaluée grâce à l'analyse des variances (ANOVA). Des essais supplémentaires ont permis d'approfondir la compréhension du mécanisme de rupture en cisaillement.

Les résultats indiquent une résistance à la traction moyenne de l'interface liée de 0,62 MPa et une cohésion (en cisaillement) moyenne de 3,1 MPa. L'ANOVA montre une augmentation significative de la résistance à la traction avec la rugosité et une augmentation significative de la résistance au cisaillement au pic avec la rugosité, l'UCS et la contrainte normale. Il a aussi été observé que le pas d'échantillonnage a un impact important sur la valeur de Z_2 . Les résultats suggèrent qu'une valeur minimale de cohésion de 100 à 200 kPa pourrait être utilisée dans la mesure où il peut être démontré que l'interface est liée. Cette condition pourrait d'ailleurs constituer un sujet de recherche s'inscrivant dans la continuité des travaux réalisés.

Mots-clefs : Glissement, traction, cisaillement, réplique, étude paramétrique, ANOVA

REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à remercier mon directeur, Patrice Rivard, de m'avoir proposé cette thématique de recherche sur les barrages et de m'avoir offert toutes les ressources nécessaires afin de mener à terme ce projet. Je le remercie également au même titre que Marco Quirion pour la direction et le soutien dont j'avais besoin pour orienter ce projet, surtout à ses débuts. Je remercie Danick Charbonneau et Ghislaine Luc pour la grande contribution de leur expertise technique et surtout pour le temps qu'ils ont alloué à ce projet lors de la phase expérimentale. Je remercie Francis B. Lavoie pour son amitié tout au long des neuf dernières années et pour son apport à la méthodologie concernant l'ANOVA. Je remercie Clermont Gravel et Gérard Ballivy pour leur aide à l'interprétation des résultats, possible grâce à leur grande connaissance de la mécanique des roches. Merci à Alice Boisvert-Chapdelaine et Adrien Rullière qui ont activement participé à la phase expérimentale. Le projet a été financé dans le cadre du programme de Subventions de recherche et développement coopérative (RDC) du Conseil de recherches en sciences naturelles et en génie du Canada (CRSNG) avec l'appui d'Hydro-Québec. Je suis aussi très reconnaissant envers Maude Sirois et Guillaume Bauret de m'avoir hébergé, le temps de compléter la rédaction. Finalement, merci à Geneviève Dupuis pour sa lumière qui m'éclaire, même à distance.

TABLE DES MATIÈRES

CHAPITRE 1	Introduction	1
1.1	Contexte global	1
1.2	Problématique	4
1.2.1	Résistance à la traction : un manque de données expérimentales	4
1.2.2	Approche de l'évaluation de la résistance au cisaillement	5
1.3	Définition des objectifs	7
1.3.1	Évaluer la résistance à la traction béton-rocher	7
1.3.2	Étudier la résistance au cisaillement et la cohésion réelle	8
1.4	Plan du document	8
CHAPITRE 2	État de l'art	9
2.1	Résistance à la traction	9
2.1.1	Conventions nord-américaines	9
2.1.2	Force du lien mortier-agrégat dans les bétons	10
2.1.3	Contribution des écrits sur les réparations de surface en béton	10
2.1.4	Essais sur carottages de contacts béton-rocher	11
2.1.5	Essai de traction par pression de fluide	13
2.2	Résistance au cisaillement des interfaces	15
2.2.1	Le critère de rupture linéaire Mohr-Coulomb	17
2.2.2	Le modèle bilinéaire de Patton	19
2.2.3	Le modèle LADAR de Ladanyi et Archambault (1969)	23
2.2.4	Le critère de Barton (1973)	28
2.2.5	Le critère de rupture Hoek-Brown	31
2.2.6	Essais de cisaillement direct réalisés à faible contrainte normale	32
2.3	Étude de la stabilité vis-à-vis le glissement et la rotation	35

2.3.1	Résumé	35
2.3.2	Utilisation du logiciel CADAM 2000	35
2.3.3	Facteurs de sécurité (FSS) et analyse de sensibilité $c - \Phi$	39
2.4	Conclusions sur l'état de l'art	42
CHAPITRE 3 Matériaux, méthodes et hypothèses		43
3.1	Fabrication des spécimens	43
3.1.1	Matériaux	43
3.1.2	Géométrie des spécimens	45
3.1.3	Codification des spécimens	46
3.2	Mesure de la rugosité d'interface	46
3.2.1	Numérisation de la rugosité de surface	47
3.3	Essai de traction directe	49
3.3.1	Préparation des spécimens	49
3.3.2	Mise en traction du spécimen	49
3.4	Essai de traction par pression de fluide	50
3.5	Essai de cisaillement direct	51
3.5.1	Préparation du montage de l'essai	51
3.5.2	Réalisation de l'essai	52
3.6	Méthodologie d'analyse	53
3.6.1	Analyse des variances à deux facteurs (<i>2-Way ANOVA</i>)	53
3.6.2	Corrélation linéaire selon la méthode des moindres carrés	54
3.6.3	Analyses complémentaires	54
3.7	Hypothèses	54
3.7.1	Résistance à la traction	54
3.7.2	Résistance au cisaillement	55

CHAPITRE 4	Résultats et analyse	57
4.1	Rugosité de l'interface béton-rocher.....	57
4.1.1	Analyse des rugosités calculées.....	59
4.2	Essai de traction directe	63
4.2.1	Résultats	63
4.2.2	Analyse de la variance (ANOVA).....	64
4.2.3	Détermination d'une relation de type <i>résistance à la traction – rugosité</i>	67
4.3	Essai de traction par pression de fluide.....	68
4.3.1	Résultats	68
4.3.2	Analyse de la rupture	69
4.3.3	Analyse des résultats	70
4.4	Essai de cisaillement direct.....	71
4.4.1	Résultats – Cisaillement direct en fonction de la contrainte normale	71
4.4.2	Résultats – Cisaillement direct en fonction de la rugosité d'interface	75
4.4.3	Résultats – Cisaillement direct en fonction de l'UCS	76
4.4.4	Analyse – Angles de frottement et cohésion	80
4.4.5	Analyse paramétrique de la cohésion	84
4.4.6	Analyse paramétrique des résistances au cisaillement au pic et résiduelle	88
4.4.7	Analyse d'une vraie carotte de forage béton-rocher en cisaillement.....	90
4.4.8	Analyse de la résistance au cisaillement d'une carotte de mortier intacte	92
CHAPITRE 5	Discussion	97
5.1	Considérations avec la rugosité	97
5.1.1	Effet d'échelle lié à l'intervalle d'échantillonnage.....	97
5.1.2	Effet d'échelle lié à la longueur du profil.....	102
5.1.3	Rapport des aires 3D/2D comme paramètre de rugosité alternatif.....	103

5.2	Lien entre traction directe et cohésion réelle.....	106
5.3	Mécanisme de rupture en cisaillement d'une interface liée	107
5.3.1	Influence de la rugosité sur le mode de rupture	107
5.3.2	Comportement des interfaces liées versus non liées	109
5.3.3	Proposition d'une valeur numérique minimale de cohésion réelle	112
5.3.4	Applicabilité des critères de rupture des discontinuités rocheuses	113
5.4	Sources d'erreurs expérimentales.....	118
5.4.1	Variations indésirables dans la fabrication des spécimens d'essai	118
5.4.2	Erreurs de manipulation lors de la préparation et exécution des essais	119
CHAPITRE 6	Conclusion	121
6.1	Bilan.....	121
6.2	Recommandations	123
6.3	Poursuite des travaux de recherche	123
ANNEXE A	Protocole expérimental détaillé	129
A.1	Fabrication des échantillons	129
A.1.1	Fabrication des géométries d'interface	129
A.1.2	Matériaux des échantillons	131
A.1.3	Géométrie des échantillons	132
A.1.4	Manipulations	133
A.2	Essais de traction directe	134
A.2.1	Description du montage en traction	134
A.2.2	Déroulement de l'essai	135
A.2.3	Préparation des échantillons cylindriques	135

A.3	Essai de traction par pression de fluide	137
A.3.1	Préparation des spécimens	137
A.3.2	Déroulement de l'essai	138
A.4	Essais de cisaillement direct	139
A.4.1	Préparation du montage de l'essai	139
A.4.2	Réalisation de l'essai	141
ANNEXE B	Matrice des essais	143
ANNEXE C	Pièces fabriquées pour presse – traction	145
ANNEXE D	Tableaux des données	147
D.1	Essais de traction directe	147
D.2	Essais de traction par pression de fluide	147
D.3	Essais de cisaillement direct	148
ANNEXE E	Graphiques – Cisaillement direct	149

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1 : Cas d'un barrage instable vis-à-vis le renversement [Schleiss et Pougatsch, 2011]	1
Figure 1.2 : Positions correctes de la résultante pour une stabilité face au renversement	2
Figure 1.3: Schéma mécanique de l'angle de frottement dans le cas d'un plan incliné et dans le cas d'un barrage-poids, où le DCL est réalisé sur la fondation et non sur le barrage.	3
Figure 1.4: Équation Mohr-Coulomb	3
Figure 1.5: Forces agissant sur un barrage-poids en béton	4
Figure 2.1: Mécanismes de résistance à la traction et au cisaillement d'une chape de béton de réparation [Emmons, 1993]	11
Figure 2.2: Essais recommandés pour caractérisation du joint [Lo et al., 1991]	12
Figure 2.3: Éprouvettes immergées dans une solution riche en sulfates [Boyd et Mindess, 2004]	14
Figure 2.4: Appareillage pour l'essai de traction par pression de fluide [Uno et al., 2011]	14
Figure 2.5: Principe de l'essai de cisaillement direct	16
Figure 2.6: Exemple de données générées par l'essai de cisaillement direct	16
Figure 2.7: Enveloppe de rupture Mohr-Coulomb	18
Figure 2.8: Angle de frottement de base obtenu par essais de cisaillement direct [Patton, 1966]	20
Figure 2.9: Angle des aspérités, i , obtenu en variant l'angle du plan de cisaillement [Patton, 1966]	20
Figure 2.10: Modèle de Patton s'appliquant à un joint dentelé de rugosité constante [Patton, 1966]	21
Figure 2.11: Effet de différents angles de rugosité sur l'enveloppe de résistance au cisaillement [Patton, 1966]	22
Figure 2.12: Effet du nombre d'aspérités sur l'enveloppe de résistance au cisaillement [Patton, 1966]	22
Figure 2.13: Montage expérimental de Ladanyi et Archambault (1969)	23
Figure 2.14: Le fondement du critère Ladanyi-Archambault est une enveloppe bilinéaire	24
Figure 2.15 : L'effet du degré d'imbrication (η) sur l'enveloppe de rupture [Ladanyi et Archambault, 1969]	27
Figure 2.16: Profils de rugosité et JRC équivalent [Barton et Choubey, 1978]	29
Figure 2.17: Effet de la préconsolidation sur la résistance au cisaillement [Barton, 1973]	30
Figure 2.18 : Évolution du JRC et du JCS en fonction du facteur d'échelle	31
Figure 2.19: Enveloppes de rupture en cisaillement résiduel [Nicolas, 2014]	33
Figure 2.20: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-Sika non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]	34
Figure 2.21: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-BPR non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]	34
Figure 2.22 : Interface principale du logiciel CADAM [Leclerc et al., 2003]	36
Figure 2.23: Fenêtre définissant les paramètres de l'interface béton-rocher [Leclerc et al., 2003]	37

Figure 2.24: Deux méthodes distinctes pour la prise en charge de la résistance au cisaillement à faible contrainte normale selon CADAM 2000 [Leclerc et al., 2001]	38
Figure 2.25: Effet de la fissuration sur les pressions de soulèvement et la distribution des contraintes [Leclerc et al., 2001]	39
Figure 2.26: Évolution du facteur de sécurité au glissement béton-rocher pour un barrage en fonction de la cohésion apparente et de l'angle de frottement [Rullière, 2015]	42
Figure 3.1 : Schéma illustrant la méthodologie des phases expérimentale et d'analyse	43
Figure 3.2: Résistance à la compression uniaxiale des mortiers-bétons et mortiers-roches	44
Figure 3.3: Moule en plastique ABS avec plaque métallique, portion « roche » de l'éprouvette durcie avec leurs plaques métalliques respectives et spécimens composites terminés	45
Figure 3.4 : Profils des plaques dentelées	46
Figure 3.5: Profils potentiels pour calculer le JRC de la surface	47
Figure 3.6: Profilomètre 3D utilisé pour numériser les surfaces de « roche »	48
Figure 3.7: JRC moyen pour une direction donnée	49
Figure 3.8: Des plaques métalliques sont collées aux spécimens qui sont par la suite sollicités en traction jusqu'à la rupture de l'interface béton-rocher	50
Figure 3.9: a) Appareil de pression de fluide, vue en coupe, état des contraintes et mode de rupture [Uno et al., 2011]	51
Figure 3.10: Schéma du montage en cisaillement, tiré de la norme ASTM D5607-08	52
Figure 4.1: Rugosité selon les différents types d'interface et pourcentages des profils retenus	57
Figure 4.2: Rugosité selon le type d'interface, mesuré à l'aide du JRC et par le paramètre Z2	59
Figure 4.3: Éclat translucide de la pastille de silicone	60
Figure 4.4: Numérisation d'une surface de granite [Rousseau, 2010]	60
Figure 4.5: Numérisation des interfaces côté roche avant (à gauche) et après (à droite) l'essai	61
Figure 4.6: Apparence des interfaces D1, D2 et D3 rompues en traction	62
Figure 4.7: Résistance à la traction selon le type d'interface et la résistance du mortier-béton	63
Figure 4.8: Essai de traction directe sur un spécimen d'interface de de type D1 et de type D2	64
Figure 4.9: Effet de la rugosité de l'interface et de la résistance du mortier-béton sur la résistance à la traction directe (f_{ct})	65
Figure 4.10: Résistance à la traction des interfaces après élimination de la plus faible des deux répliques	66
Figure 4.11: Relation résistance à la traction – rugosité après élimination de la plus faible réplique	66
Figure 4.12: Relations linéaires observées pour la fonction résistance à la traction – rugosité	68
Figure 4.13 : Courbe d'essai de traction par pression de fluide sur un cylindre intact de mortier-béton	68
Figure 4.14: Résistance à la traction par pression de fluide	69
Figure 4.15: Plans de rupture à l'interface béton-rocher et dans le matériau intact	69

Figure 4.16: Courbes des essais de cisaillement direct Interface R UCS = 20 MPa	72
Figure 4.17: Photos après essais de cisaillement direct Interface R UCS = 20 MPa	73
Figure 4.18: Courbes des essais de cisaillement direct Interface D1 UCS = 35 MPa	74
Figure 4.19 : Photos après essais de cisaillement direct Interface D1 UCS = 35 MPa	74
Figure 4.20: Courbes des essais de cisaillement direct Contrainte normale = 1,1 MPa UCS = 35 MPa	75
Figure 4.21: Photos après essais de cisaillement direct Contrainte normale = 1,1 MPa UCS = 35 MPa	76
Figure 4.22 : Courbes des essais de cisaillement direct Interface D2 Contrainte normale = 1,1 MPa	77
Figure 4.23: Courbes des essais de cisaillement direct Interface L Contrainte normale = 0,8 MPa	77
Figure 4.24: Courbes des essais de cisaillement direct Interface R Contrainte normale = 0,5 MPa	78
Figure 4.25: Interface R – Toutes contraintes et toutes résistances du mortier-béton	79
Figure 4.26: Interface D2 – Toutes contraintes et toutes résistances du mortier-béton	80
Figure 4.27: Enveloppe de cisaillement au pic selon l'interface (UCS = 20 MPa)	81
Figure 4.28: Enveloppe de cisaillement au pic selon l'interface (UCS = 35 MPa)	81
Figure 4.29: Enveloppe de cisaillement résiduel selon l'interface (UCS = 20 MPa)	82
Figure 4.30: Enveloppe de cisaillement résiduel selon l'interface (UCS = 35 MPa)	82
Figure 4.31: Cohésion en fonction de la rugosité de l'interface et de l'UCS du mortier-béton	85
Figure 4.32 : Effet de l'angle de rugosité et du nombre d'aspérités sur l'enveloppe de résistance au cisaillement selon Patton (1966)	86
Figure 4.33: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-Sika non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]	87
Figure 4.34: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-BPR non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]	87
Figure 4.35 : Résistance au cisaillement au pic en fonction de la rugosité de l'interface	89
Figure 4.36 : Résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la rugosité de l'interface	89
Figure 4.37: Courbes des essais de cisaillement direct sur carotte béton-rocher	90
Figure 4.38: Photos avant et après essais de cisaillement direct sur une carotte d'une interface béton-rocher	91
Figure 4.39: Essais de cisaillement direct sur deux carottes de mortier-roche intactes	93
Figure 4.40: Photos après essais de cisaillement direct sur « roche » intacte	93
Figure 4.41: Cercles de Mohr associés à la rupture en cisaillement des échantillons intacts	94
Figure 4.42: Maillage et champ de contraintes de cisaillement provenant d'une analyse par éléments finis d'un échantillon soumis à l'essai de cisaillement direct [Kutter, 1971]	95
Figure 5.1 : Représentation schématique du calcul du paramètre Z2 montrant la pente d'un intervalle	97
Figure 5.2: Schématisation de la discrétisation d'un profil selon plusieurs intervalles	98
Figure 5.3 : Impact de l'intervalle de calcul des pentes sur la rugosité classifiée selon le paramètre Z2	98
Figure 5.4 : Impact de l'intervalle de calcul des pentes sur la rugosité classifiée selon le JRC	99

<i>Figure 5.5 : Profil réel «effectif» de l'interface D1 en fonction de l'intervalle de calcul</i>	100
<i>Figure 5.6 : Tangente inverse du Z2 selon l'intervalle de calcul comparé à l'angle mesuré des aspérités</i>	101
<i>Figure 5.7: Relation entre le Z2 et le JRC [Tse et Cruden, 1979]</i>	101
<i>Figure 5.8: Surfaces d'échantillonnage variées afin d'étudier l'effet d'échelle sur la rugosité [Tatone et Grasselli, 2013]</i>	103
<i>Figure 5.9: Rugosité selon le rapport des surfaces 3D et 2D et selon le paramètre Z2</i>	104
<i>Figure 5.10: Résistances en traction directe ajustées (et non ajustées) pour l'aire 3D de l'interface</i>	105
<i>Figure 5.11: Histogramme des classes pour les 20 essais de traction directe et la courbe PDF</i>	106
<i>Figure 5.12: Cohésion réelle et résistance à la traction directe</i>	107
<i>Figure 5.13 : Déplacement du plan de faiblesse de l'interface vers le plan de cisaillement maximum</i>	108
<i>Figure 5.14: Ensemble des résistances au cisaillement au pic obtenues</i>	110
<i>Figure 5.15 : Différences de comportement en cisaillement entre interfaces lisses liées et non liées</i>	111
<i>Figure 5.16 : Différences de comportement en cisaillement entre interfaces rugueuses liées et non liées</i>	111
<i>Figure 5.17: Histogramme des classes des 9 valeurs de cohésion réelle avec la courbe PDF</i>	113
<i>Figure 5.18: Application du critère bilinéaire de Patton à l'interface béton-rocher liée</i>	114
<i>Figure 5.19: Application du critère bilinéaire de Patton modifié à l'interface béton-rocher liée</i>	115
<i>Figure 5.20: Application du critère de Barton original et adapté à l'interface béton-rocher liée</i>	116
<i>Figure A.1 : Moules d'acier servant à créer trois des cinq géométries d'interfaces différentes</i>	129
<i>Figure A.2 : Fabrication d'un négatif et surface rugueuse de la pastille de silicone durcie</i>	130
<i>Figure A.3 : Surface lisse obtenue en utilisant le côté lisse du silicone</i>	130
<i>Figure A.4 : Moules en plastique ABS utilisés pour couler les échantillons composites</i>	133
<i>Figure A.5 : Presse pour les essais de traction directe montrant un échantillon sous les mâchoires</i>	134
<i>Figure A.6 : Préparation des échantillons durcis pour l'essai de traction directe</i>	136
<i>Figure A.7 : Préparation des spécimens pour l'essai de traction par pression de fluide</i>	147
<i>Figure A.8 : Appareillage utilisé pour l'essai de traction par pression de fluide</i>	138
<i>Figure A.9 : Traction par pression de fluide - taux de chargement ciblé et réel</i>	139
<i>Figure A.10 : Préparation d'un boîtier de cisaillement</i>	140

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 1.1: Valeurs associées aux paramètres de cisaillement sans essais disponibles [Hydro-Québec Production, 2003]</i>	6
<i>Tableau 2.1: Facteurs de sécurité contre le glissement à utiliser en fonction de la disponibilité de données et l'utilisation de la cohésion [Association canadienne des barrages, 2007]</i>	40
<i>Tableau 2.2: Combinaisons des paramètres $c - \Phi$ pour une étude de sensibilité vis-à-vis le SSF [Rullière, 2015]</i>	41
<i>Tableau 3.1: Proportions des mélanges de mortier conférant les résistances à la compression désirées</i>	44
<i>Tableau 3.2: Module d'élasticité et coefficient de Poisson dynamiques</i>	45
<i>Tableau 3.3: Types d'interface basés sur la rugosité et leurs diminutifs</i>	46
<i>Tableau 4.1: Rugosité calculée des interfaces en utilisant 80 % des profils</i>	58
<i>Tableau 4.2: ANOVA à 2 facteurs avec deux observations – Résistance à la traction</i>	65
<i>Tableau 4.3 : ANOVA à 2 facteurs avec une seule observation – Résistance à la traction</i>	67
<i>Tableau 4.4: Angles de frottement et cohésion (réelle en cisaillement)</i>	83
<i>Tableau 4.5: Angles de frottement et cohésions, tout UCS confondu</i>	83
<i>Tableau 4.6: Écart entre les angles de frottement au pic et résiduel selon l'interface</i>	83
<i>Tableau 4.7 : ANOVA à 2 facteurs avec une seule observation – Cohésion en cisaillement</i>	85
<i>Tableau 4.8: ANOVA à 3 facteurs avec une seule observation – Résistance au cisaillement au pic</i>	88
<i>Tableau 4.9: ANOVA à 3 facteurs avec une seule observation – Résistance au cisaillement résiduelle</i>	88
<i>Tableau 5.1 : Variation de la rugosité entre un intervalle de calcul de 0,5 mm et de 8 mm</i>	99
<i>Tableau 5.2: Aires tridimensionnelles et projetées des interfaces</i>	104
<i>Tableau A.1: Caractéristiques des mélanges de béton utilisées</i>	132
<i>Tableau A.2: Module d'élasticité et coefficient de Poisson dynamiques</i>	132

CHAPITRE 1 Introduction

1.1 Contexte global

Les barrages sont parmi les ouvrages les plus imposants en génie civil. Leur fonction de retenue d'eau leur confère un statut particulier exigeant un niveau de confiance très élevé par rapport à l'intégrité structurelle et la stabilité. Afin de dimensionner les équipements d'évacuation de crue, les débits associés à une récurrence de 1 000 ou 10 000 ans sont considérés [gouvernement du Québec, 2002]. On parle alors de *crue maximale probable*. Un des éléments essentiels à l'intégrité de l'ouvrage est sa stabilité en fonction du chargement imposé. Ce projet porte spécifiquement sur les barrages-poids en béton sur fondation rocheuse sollicités de façon statique et exclue l'étude des comportements dynamiques attribuables aux séismes. Deux conditions de stabilité existent : celle par rapport au renversement et celle par rapport au glissement.

Dans la première condition, les forces horizontales exercées par l'eau et la glace sur la face amont du barrage peuvent créer un moment de renversement par rapport au pied aval du barrage. Cela se produit lorsque la résultante des forces mobilisées sur la fondation quitte cette dernière tel que montré à la Figure 1.1. Elle peut induire des forces de traction entre le barrage et son assise, à l'amont. Normalement, une conception assurant la stabilité face au renversement prévoit une résultante interceptant l'interface béton-rocher, comme le montre la Figure 1.2.

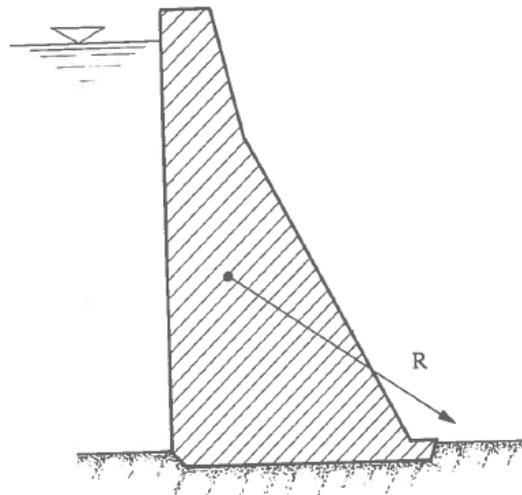


Figure 1.1 : Cas d'un barrage instable vis-à-vis le renversement [Schleiss et Pougatsch, 2011]

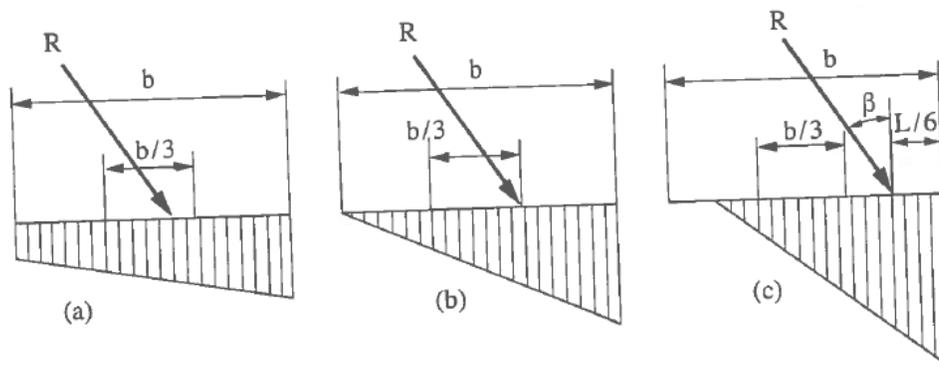


Figure 1.2 : Positions correctes de la résultante pour une stabilité face au renversement [Schleiss et Pougatsch, 2011]

Cependant, même la troisième position (c), indique qu'il y a présence d'une certaine force de traction à l'interface béton-rocher du côté amont. Lors de la construction du barrage, le premier béton coulé sur la fondation rocheuse crée une cohésion réelle (adhérence) à cette interface, qui est parfois informellement appelée «contact roc-béton» au Québec. Cette cohésion résiste à l'effort de traction mentionné. Lorsqu'elle est rompue, il est possible que l'interface s'ouvre et qu'elle s'expose aux sous-pressions hydrauliques (*uplift pressure*). On parle alors de fissure ouverte. Or, les résistances en traction du béton et du rocher (ou de leur interface) sont rarement étudiées puisque ces matériaux ne sont pas habituellement utilisés pour reprendre des forces en traction. Pourtant, des situations comme celle décrite précédemment peuvent se produire. Il importe donc d'avoir une bonne connaissance de la résistance à la traction de l'interface pour savoir dans quelle proportion cette dernière peut contribuer à la résistance au renversement.

Pour la deuxième condition (le glissement), ces mêmes forces horizontales doivent être entièrement reprises en frottement le long de l'interface béton-rocher du barrage. Si cette résistance est dépassée, le barrage devient instable et peut se déplacer. Définissons d'abord quelques concepts mécaniques. D'abord, l'**angle de frottement** correspond à l'angle d'un plan incliné sur lequel un corps au repos est à la limite de glisser le long d'une de ses faces. La Figure 1.3 (a) illustre cette situation. L'angle de frottement est indépendant de la masse ou des dimensions du bloc, pourvu qu'il n'y ait pas de renversement. La valeur $\tan\phi$ correspond donc au coefficient de frottement statique (μ_s) utilisé en mécanique classique.

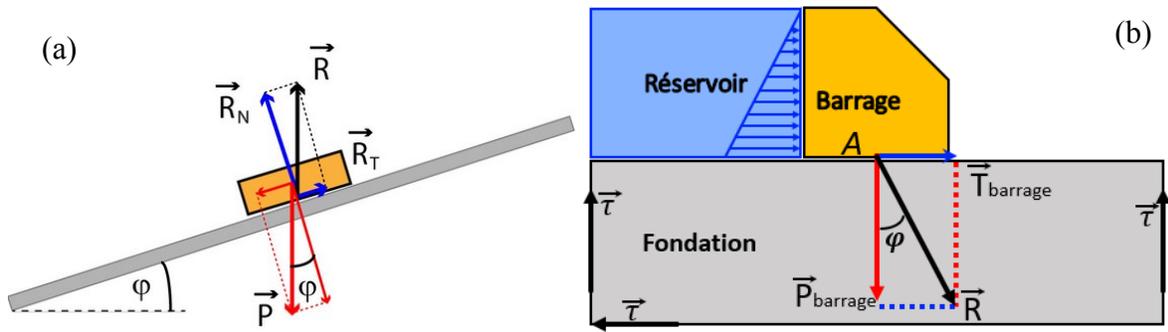


Figure 1.3: Schéma mécanique de l'angle de frottement dans le cas d'un plan incliné (a) et dans le cas d'un barrage-poids (b), où le DCL est réalisé sur la fondation et non sur le barrage.

Ce schéma simple peut facilement être adapté au cas d'un barrage-poids (Figure 1.3 b). L'angle de frottement, plutôt que de représenter l'inclinaison du plan, est alors dépendant du rapport entre la force tangente \mathbf{T} mobilisée par le barrage à l'interface et le poids du barrage \mathbf{P} . En divisant ces deux forces par l'aire de contact A , les contraintes de cisaillement τ et normale σ sont obtenues. La résistance au glissement d'un barrage à son interface béton-rocher est souvent considérée comme une relation linéaire de forme $f(x) = ax + b$. La variable indépendante est la contrainte normale et la variable dépendante est la résistance au cisaillement mobilisée. Les paramètres a et b sont respectivement la tangente de l'angle de frottement ($\tan \varphi$) et la cohésion (c). Cette relation représentée à l'Équation 1.1 et à la Figure 1.4 est appelée l'équation Mohr-Coulomb (M-C).

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \quad (1.1)$$

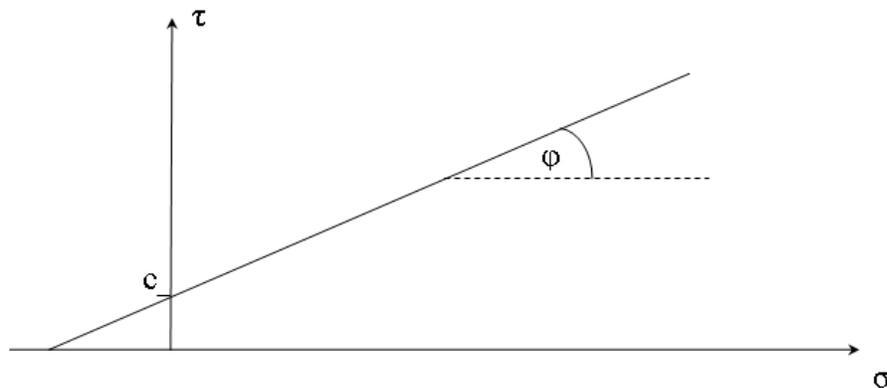


Figure 1.4: Équation Mohr-Coulomb

La relation M-C propose donc qu'à contrainte normale nulle, il y ait tout de même une résistance au cisaillement non nulle, une certaine «cohésion». Celle-ci est présente, que l'interface soit liée de façon physico-chimique ou non. Bien qu'étant celui le plus utilisé, d'autres modèles

empruntés à la mécanique des roches existent pour prédire la résistance au cisaillement de l'interface et seront présentés à la section 2.2. La plupart de ceux-ci questionnent la validité d'une intercepte non nulle de l'ordonnée. Ces autres modèles sont toutefois plutôt utilisés dans le domaine des mines et des tunnels où les contraintes normales sont généralement supérieures à celles pouvant être trouvées à l'interface béton-rocher d'un barrage à forte contenance. La Figure 1.5 schématise les forces qui agissent sur un barrage. Les forces sismiques, qui ne sont pas abordées dans ce projet, y figurent et doivent évidemment être considérées lors de la conception. Le schéma en bas à droite de la figure montre comment les forces à l'interface béton-rocher sont simulées en laboratoire par l'essai de cisaillement direct.

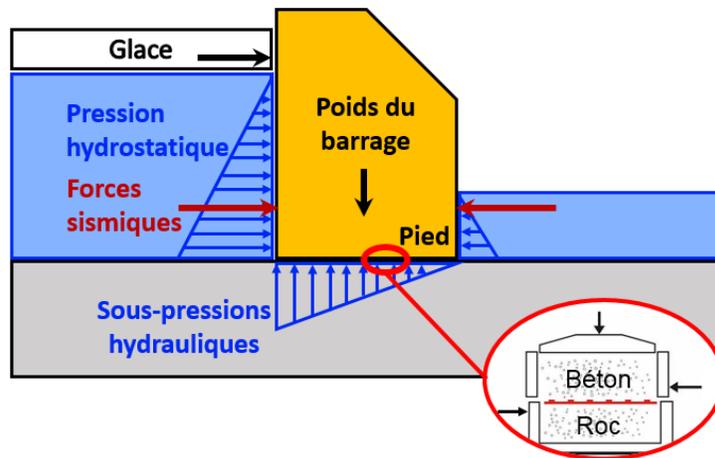


Figure 1.5: Forces agissant sur un barrage-poids en béton

1.2 Problématique

1.2.1 Résistance à la traction : un manque de données expérimentales

Il a été expliqué comment des forces de traction peuvent être exercées sur l'interface béton-rocher de la fondation, à l'amont. L'adhérence entre les deux matériaux peut être rompue par endroits durant la vie de l'ouvrage, de sorte que seules certaines zones peuvent réellement reprendre des efforts de traction [EPRI, 1992]. De plus, les zones rompues sont possiblement «ouvertes» et exposées à la pression interstitielle, réduisant du coup l'effort normal et la résistance au cisaillement. Comme il est souligné à la section précédente ainsi qu'au Chapitre 2, les propriétés en traction de matériaux sollicités seulement en compression sont moins étudiées. En conséquence, les exploitants d'ouvrages hydrauliques basent la résistance à la traction du béton sur un pourcentage d'une résistance à la compression uniaxiale [Hydro-

Québec Production, 2003]. La résistance à la traction d'un joint de reprise de bétonnage est exprimée de la même façon, avec un pourcentage plus faible. Quant à l'interface béton-rocher, la valeur par défaut est zéro, à moins qu'une valeur non nulle puisse être justifiée par des essais sur échantillons représentatifs ou par des cas semblables rapportés dans la littérature. Des prélèvements in situ peuvent être difficiles et coûteux à réaliser et souvent, le lien cohésif (en traction) entre les deux faces est rompu lors du forage (surtout si le carottier n'est pas à triple parois). Les valeurs de résistance à la traction tenant compte de paramètres tels que la rugosité et la résistance des matériaux respectifs sont donc quasi absentes de la littérature.

1.2.2 Approche de l'évaluation de la résistance au cisaillement

Une part de la problématique entourant l'évaluation de la stabilité des ouvrages hydrauliques provient vraisemblablement de la difficulté associée à l'obtention des paramètres de résistance au cisaillement béton-rocher que sont les cohésions réelles et apparentes. Le Tableau 1.1 est tiré du document d'Hydro-Québec intitulé *Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton* et précise les valeurs que doivent prendre les paramètres mentionnés en absence de résultats d'essais en laboratoire ou in situ. On y remarque premièrement l'absence d'une division de la catégorie *Contact béton-rocher et fondation* selon sa qualité liée ou non liée, alors que le joint de reprise fait cette distinction.

**Tableau 1.1: Valeurs associées aux paramètres de cisaillement sans essais disponibles
[Hydro-Québec Production, 2003]**

Localisation du plan de glissement	Résistance en traction	Cohésion réelle	Cohésion apparente	Angle de frottement de pointe	Angle de frottement résiduel
Béton de masse	$0,1 f'_c$	$0,17 \sqrt{f'_c}$	0	55^0	45^0
Joint de reprise lié	$0,05 f'_c$	$0,085 \sqrt{f'_c}$	0	55^0	45^0
Joint de reprise non-lié	0	0	0	non-applicable	45^0
Contact béton-rocher et fondation	0 ou autre valeur avec justifications selon la littérature ou selon avis d'un spécialiste				

Cela est révélateur de la plus grande variabilité des contacts roc-béton. Les paramètres doivent être déterminés au cas par cas et non à l'aide de formules simples basées sur f'_c . Comme le montre une analyse de sensibilité à la section 2.3.3, cela transmet beaucoup d'importance à la valeur estimée de la cohésion. En absence d'essais représentatifs ou autre justification, celle-ci doit cependant être considérée nulle. Cette hypothèse conservatrice a mené à des travaux de renforcements par le passé et continuera d'en engendrer dans le futur, à moins qu'une démonstration puisse être faite qu'une valeur de cohésion fiable existe. Trouver une méthode permettant de vérifier les étendues relatives des zones liées et non liées de la fondation permettrait peut-être l'utilisation d'une cohésion «locale». Deuxièmement, pour le joint de reprise de bétonnage, on remarque l'absence de cohésion apparente au joint non lié, mais un certain pourcentage de f'_c à la cohésion réelle pour le joint lié. Cela est juste parce que d'une part ce joint non lié est lisse et ne possède pas d'aspérités pour mobiliser une cohésion apparente. En contrepartie, le joint lié ne nécessite ni une contrainte normale ni une rugosité afin de mobiliser sa cohésion réelle. L'état des choses diffère lorsqu'il s'agit de l'interface béton-rocher. Même si la norme n'élimine pas la possibilité de considérer des valeurs de cohésions non nulles, il est difficile de proposer d'autres valeurs en fonction des données obtenues sur le terrain, pour les raisons décrites à la sous-section précédente. Il n'en demeure pas moins qu'il pourrait être trop conservateur de négliger la contribution de la qualité rugueuse du contact béton-rocher aux cohésions réelles et apparentes. Ainsi, malgré l'absence de données in situ, s'il est reconnu que la surface de fondation est liée et rugueuse, il serait pertinent de vérifier si l'emploi d'une valeur minimale de cohésion apparente (ou réelle) est sécuritaire. Encore faudrait-il s'entendre sur une définition scientifique de «liée» et sur un seuil minimal de «rugosité».

1.3 Définition des objectifs

L'état de l'art qui suit au Chapitre 2 permet de centrer l'objet de recherche sur l'étude de stabilité des barrages-poids en béton et plus spécifiquement, sur les efforts de traction et de cisaillement à l'interface béton-rocher. Plusieurs chercheurs tels Patton (1966) et Ladanyi et Archambault (1969) ont étudié le comportement de répliques non liées, mais il semble y avoir un besoin d'améliorer la connaissance ou la confiance au niveau de l'estimation des paramètres régissant le comportement mécanique de l'interface liée. Les études expérimentales menées au laboratoire de l'Université de Sherbrooke par Nicolas (2014) et Rullière (2015) ont permis d'éclaircir ce sujet spécifiquement sur le cas des joints mortier-mortier non liés. Or, il est probable qu'une portion significative de l'interface béton-rocher des barrages est en réalité liée de façon mécano-chimique. Ainsi, il a été décidé d'étudier la résistance de cette liaison en traction et en cisaillement, en fonction de certains paramètres mécaniques pouvant être contrôlés à l'interface. Le principal bénéfice lié à cette étude est donc une appréciation accrue de la contribution du lien cohésif béton-rocher à la résistance de cette interface. Cette contribution est évaluée au niveau de la résistance à la traction (*tensile bond strength*) et au niveau de la cohésion (réelle) en cisaillement. À cet égard, les deux paragraphes suivants décrivent les objectifs précis ainsi que l'esquisse des méthodologies.

1.3.1 Évaluer la résistance à la traction béton-rocher

Étant donné que la matière résumée au Chapitre 2 fait état de la difficulté d'obtenir des données fiables de résistance à la traction béton-rocher à partir de carottages [Lo *et al.*, 1991; EPRI, 1992], il semblerait pertinent de pouvoir mieux caractériser la résistance à la traction de l'interface béton-rocher liée, à la fois d'un point de vue quantitatif et qualitatif. Ce projet de maîtrise vise donc d'une part à étudier comment certains paramètres affectent la résistance à la traction (*tensile bond strength*, en anglais). Les deux paramètres choisis sont la rugosité de l'interface et la résistance à la compression (UCS) du béton composant le matériau de barrage. Bien que la résistance à la compression du roc soit probablement un paramètre important, celle-ci est maintenue constante et sa variation n'est pas étudiée. Montrer l'existence de résistances minimales à la traction pourrait contribuer à changer les pratiques conservatrices actuelles. Afin de contourner la problématique (et les coûts) de la récupération de carottes intactes sur le terrain sans les casser, l'étude s'oriente vers une campagne en laboratoire comportant des répliques

d'interface. Cela permet par ailleurs de contrôler la morphologie et de porter des conclusions sur le comportement d'éprouvettes idéalisées.

1.3.2 Étudier la résistance au cisaillement et la cohésion réelle

Les résistances à la traction et au cisaillement sont analysées ensemble lors des études de stabilité. Une perte du lien cohésif du joint béton-rocher dans la portion amont du barrage implique un transfert des contraintes de cisaillement vers la portion aval, liée, du barrage. Il s'agit ici de caractériser la résistance au cisaillement dans cette condition. Ainsi, les résistances au cisaillement et les angles de frottement au pic et résiduels, ainsi que la cohésion réelle pourront être évalués en fonction des deux paramètres mentionnés à la sous-section précédente. L'utilisation des mêmes répliques en traction et en cisaillement favorisera la comparaison de leur comportement face aux deux modes de sollicitation. Cette étude pourrait démontrer qu'une cohésion réelle (ou apparente) en cisaillement peut être utilisée de façon sécuritaire. Ce banc d'essai permettra aussi de vérifier si le critère Mohr-Coulomb est représentatif du comportement à basse contrainte normale. Une comparaison des principaux critères de rupture utilisés (dont celui de Mohr-Coulomb) sera faite afin de déterminer lesquels d'entre eux sont davantage applicables aux interfaces béton-rocher à basse contrainte normale.

1.4 Plan du document

Les parties essentielles de ce mémoire de maîtrise sont structurées en chapitres (1^{er} niveau) comportant des sections (2^e niveau) et sous-sections (3^e niveau). Ainsi, à la suite du présent chapitre se trouvent l'état de l'art (Chapitre 2), les matériaux, les méthodes et les hypothèses (Chapitre 3), les résultats et l'analyse (Chapitre 4), la discussion (Chapitre 5) et la conclusion (Chapitre 6). Les annexes comprennent le protocole expérimental détaillé (Annexe A), la matrice d'essai (Annexe B), les dessins techniques des pièces métalliques fabriquées (Annexe C), les tableaux des données d'essais brutes (Annexe D) et les graphiques des essais de cisaillement direct (Annexe E).

CHAPITRE 2 État de l'art

Ce chapitre couvre d'abord les conventions, normes et recherches faisant intervenir la résistance à la traction dans le béton et au niveau des contacts béton-béton et béton-rocher. La principale composante de la revue de littérature traite de la résistance au cisaillement. Il s'agit surtout de la synthèse des principaux critères de rupture utilisés pour prédire la résistance au cisaillement des massifs rocheux et de leur applicabilité au sujet de ce projet de maîtrise. Certains de ceux-ci ont été développés dans un contexte minier plutôt que civil. D'autres écrits traitent spécifiquement de la résistance au cisaillement des barrages. Une révision de la manière d'effectuer une étude de stabilité au Canada, exemple à l'appui, termine la section.

2.1 Résistance à la traction

2.1.1 Conventions nord-américaines

Il a été mentionné que le béton non armé n'est jamais conçu pour être sollicité en traction. En fait, dans les codes nord-américains, sa capacité à reprendre des charges de traction structurales est négligée [Paultre, 2011]. Cela, combiné au manque d'appareillage spécifique nécessaire à l'essai de traction directe fait en sorte qu'on a plutôt recours aux essais indirects, soient l'essai de fendage latéral et l'essai de module de rupture, auxquels on ajoute un coefficient de conversion. Il y a une corrélation entre la résistance à la traction directe (f_{ct}) et la résistance à la compression uniaxiale (f'_c). Pour un béton normal, elle prend la forme suivante [Paultre, 2011].

$$f_{ct} = 0,33\sqrt{f'_c} \quad (2.1)$$

Hydro-Québec utilise pour ses calculs de stabilité de barrage des valeurs estimées de $0,1f'_c$, considérant des bétons de masse [Hydro-Québec Production, 2003]. La moitié de cette valeur, $0,05f'_c$, est utilisée pour estimer la résistance à la traction des joints de reprise de bétonnage.

Pour ce qui est des joints de reprise de bétonnage, les «joints froids», l'Association Canadienne du Ciment spécifie seulement que l'adhérence entre les deux coulées doit être supérieure à 1,0 MPa [Kosmatka *et al.*, 2011], sans égard aux sollicitations auxquelles ils sont soumis.

2.1.2 Force du lien mortier-agrégat dans les bétons

Puisqu'il est largement reconnu que le point faible dans le béton normal est l'adhérence entre les granulats et la pâte, les propriétés mécaniques du béton sont grandement influencées par cette interface. Gu *et al.* (2013) ont trouvé que l'adhérence en traction de l'interface agrégat-mortier correspond à la moitié de la résistance à la traction du mortier tandis que la résistance au cisaillement de la même interface se rapproche à la résistance au cisaillement interne du mortier. Cette adhérence diminue au fur et à mesure que le rapport eau/ciment augmente. Selon le même article, il a été trouvé que la résistance au cisaillement de l'interface était croissante avec la contrainte normale jusqu'à environ 60 % de la résistance à la compression uniaxiale du mortier. Au-delà de cette contrainte normale, la tendance s'inverse et la résistance au cisaillement devient plus faible. La force du lien d'adhérence a été évaluée avec le *Limpet Pull-Off*. Les valeurs de résistance à la traction du mortier variaient entre 4 et 6 MPa et celles de l'interface variaient entre 2 et 3 MPa. Ces valeurs fournissent un ordre de grandeur auquel s'attendre lors des essais de traction directe qui seront réalisés au cours de la phase expérimentale du projet.

2.1.3 Contribution des écrits sur les réparations de surface en béton

Le domaine de la réparation du béton peut également offrir des informations importantes à ce projet de recherche. En effet, à mesure que les infrastructures vieillissent, il est d'un intérêt croissant d'optimiser les interventions afin de prolonger la vie utile des ouvrages. Plusieurs pathologies du béton existent, dont les principales aux Québec sont la corrosion des aciers d'armature et l'écaillage lié au gel-dégel. Dans les deux cas, les interventions impliquent normalement un enlèvement complet du béton dégradé, suivi par la pose d'un béton de réparation en surélévation. La qualité de l'adhérence entre ce béton de réparation et le béton du substratum est essentielle au succès de l'intervention. Ainsi, certains ouvrages y accordent une place importante, comme *Concrete Repair and Maintenance Illustrated* [Emmons, 1993]. Celui-ci énumère les différents essais permettant de quantifier l'adhérence d'un béton de réparation, parmi lesquels se retrouvent l'essai de traction directe et l'essai de cisaillement direct. Alors que la macrorugosité a un rôle important en résistance au cisaillement, la part la plus importante de l'adhérence en traction directe provient de la microrugosité de surface, qui est associée à la porosité du béton de substrat. C'est elle, avec les forces électrostatiques de Van der Waals, qui résiste à l'effort de traction. Ces phénomènes sont illustrés à la Figure 2.1.

L'étude citée par Emmons et réalisée par le Brookhaven National Laboratory compile des résistances en traction directe moyennes de 1,3 MPa.

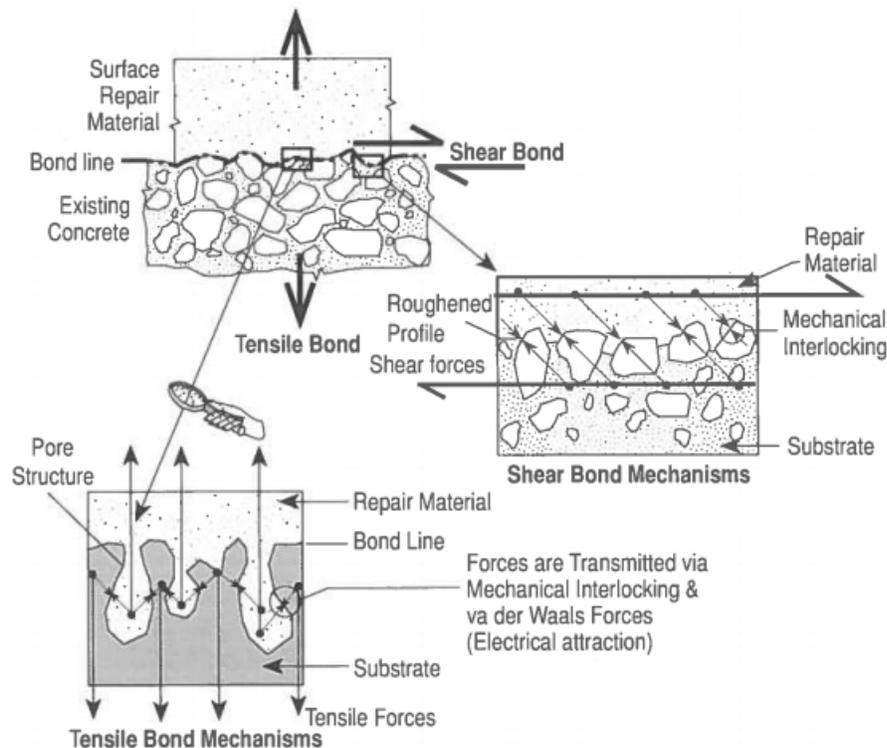


Figure 2.1: Mécanismes de résistance à la traction et au cisaillement d'une chape de béton de réparation [Emmons, 1993]

2.1.4 Essais sur carottages de contacts béton-rocher

Lo *et al.* (1991) ont réalisé des essais de traction directe sur des carottages d'interfaces béton-rocher provenant du barrage Saunders, sur le fleuve Saint-Laurent à la frontière canado-américaine. Le but de ces essais était de quantifier la résistance à la traction d'un joint lié et de délimiter l'extrémité négative de l'enveloppe de rupture en cisaillement de cette interface. Une presse de type MTS est utilisée et un mastic de finition pour automobile est utilisé afin de coller les extrémités des carottes aux plateaux d'essai. La valeur moyenne obtenue lors de ces essais, réalisés sur des échantillons d'environ 60 mm de diamètre est de 1,27 MPa. Les autres essais réalisés caractérisant l'enveloppe de rupture en cisaillement sont l'essai triaxial et le *triaxial extension test*, dont la traduction française pourrait être *essai de traction triaxiale*. Cette gamme d'essais limite grandement le besoin d'extrapolation des données. L'enveloppe ainsi délimitée est montrée à la Figure 2.2. Cet article suggère qu'il est relativement facile, en suivant certaines

précautions, de quantifier la résistance à la traction d'une interface béton-rocher obtenue par carottage. Les principales difficultés de manipulations sont au niveau du surfaçage et de l'installation de l'échantillon sur la presse.

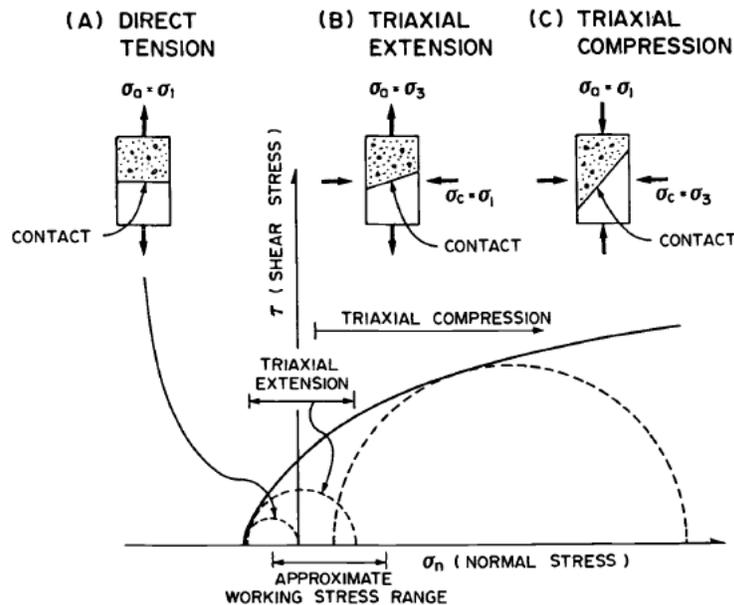


Figure 2.2: Essais recommandés pour caractérisation du joint [Lo *et al.*, 1991]

Énergie de France (EDF) est aussi préoccupée par la valeur que peut prendre la cohésion réelle des interfaces béton-rocher de ses barrages. Deveze et Coubard (2015) ont voulu générer une base de données de résistance à la traction et, à l'instar de Lo, ils ont effectué des carottages sur interfaces, mais en laboratoire. Ils ont d'abord coulé deux bétons différents sur des surfaces de gneiss rugueuses. La différence des bétons réside dans la taille des granulats. De plus, voulant vérifier l'influence d'un joint sale, la surface rocheuse de certains spécimens avait préalablement été salie. Le carottage de l'interface a ensuite été effectué avec un carottier à double cloche. Finalement, les interfaces ont été testées en traction directe jusqu'à la rupture et l'état de l'interface rompue est observé. En moyenne, les interfaces propres ont vu une plus grande résistance à la traction que les interfaces sales. Avec le microbéton (granulats inférieurs à 5 mm), cette résistance était de 0,74 MPa et avec le béton à granulats de 20 mm, 0,70 MPa. Malgré 10 et 9 essais reproductibles, les coefficients de variation demeurent très élevés (respectivement 32 % et 29 %). En plus de contribuer à une banque de données, cet article témoigne également de l'intérêt et de l'avancement des connaissances françaises pour la cohésion béton-rocher.

Finalelement, l'EPRI (*Electric Production Research Institute*), aux États-Unis, a aussi mené ses investigations au niveau de la fondation et du lien béton-rocher des barrages-poids dans le but d'en comparer la résistance par rapport à la poussée hydrostatique (*uplift pressure*) [EPRI, 1990]. Entre autres, 19 contacts béton-rocher ont été forés avec succès et la résistance à la traction directe fut évaluée. Les caractéristiques de forages différentes entre la roche et le béton limitent le nombre de forages où une carotte intacte peut être prélevée. Comme il a déjà été mentionné, l'interface est souvent rompue lors du forage. Les valeurs répertoriées sont comprises entre 0,31 et 1,27 MPa et ont comme moyenne 0,79 MPa. L'EPRI conclut tout de même qu'il est acceptable d'utiliser ces valeurs pour évaluer une résistance à la traction moyenne locale.

2.1.5 Essai de traction par pression de fluide

Boyd et Mindess (2004) ont déterminé comment la résistance mécanique d'un béton exposé aux sulfates est altérée en fonction du rapport eau/ciment et du type de ciment. La sulfatation induit des contraintes de traction près de la surface du béton. Les cristaux de surface s'attaquent aussi chimiquement à la pâte cimentaire et réduisent les propriétés mécaniques du béton en créant des microfissures. Quantifier l'état de cette dégradation passe souvent par des essais de compression uniaxiale sur des carottages, mais ceux-ci tendent plutôt à refermer les fissures. Des essais de traction peuvent donner une meilleure évaluation de la dégradation. En plus de montrer que le rapport eau/ciment est beaucoup plus important pour la résistance aux sulfates que le type de ciment (10 vs 50, anciennes appellations), l'article explique qu'il est plus pertinent de tester des éprouvettes en traction qu'en compression, surtout parce que les fissures sont perpendiculaires au sens d'application de la charge. Les essais de traction permettent aussi de localiser l'endommagement dans l'éprouvette. Sachant que les éprouvettes étaient à demi immergées dans une solution riche en sulfates (Figure 2.3), localiser l'endommagement par rapport à la ligne d'eau était possible et cela faisait partie des objectifs de recherche.

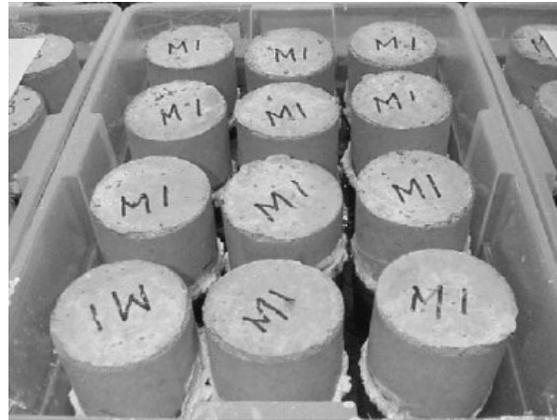


Figure 2.3: Éprouvettes immergées dans une solution riche en sulfates [Boyd et Mindess, 2004]

L'intérêt de cet article pour le projet de maîtrise en cours est évidemment pour l'essai de traction par pression de fluide, dont le montage est illustré à la Figure 2.4. Uno *et al.* (2011) ont étudié le comportement mécanique d'éprouvettes soumises à cet appareil, mis au point par le *Building Research Establishment* au Royaume-Uni. Ses avantages par rapport aux essais de traction indirecte (fendage latéral et brésilien) sont notamment une évaluation plus précise de la résistance à la traction et la possibilité de localiser le plan de faiblesse de l'éprouvette. Son avantage principal par rapport à l'essai de traction directe est l'élimination des manipulations laborieuses associées au surfaçage les deux extrémités de l'éprouvette et leur adhésion aux plateaux d'essai. La variabilité associée à ses deux étapes est ainsi éliminée.



Figure 2.4: Appareillage pour l'essai de traction par pression de fluide [Uno *et al.*, 2011]

Ces caractéristiques sont idéales pour ce projet puisque c'est la rupture à l'interface béton-rocher qui est recherchée. Les éprouvettes pouvant également être fragiles, l'évitement de manipulations associées à l'essai de traction directe réduit le risque de briser ou d'affaiblir un échantillon. La Faculté de génie de l'Université de Sherbrooke ne possède pas cet appareil, mais il est possible d'effectuer un certain nombre d'essais au *Civil Engineering Department and Applied Mechanics* de l'Université McGill, qui le possède.

2.2 Résistance au cisaillement des interfaces

Ce projet de maîtrise en génie civil touche principalement la mécanique des roches. Ce domaine, qui emprunte également à la géologie, se distingue des autres disciplines du génie civil de par l'hétérogénéité des matériaux et la difficulté relative de les caractériser, puisqu'ils ne sont pas fabriqués par l'homme en milieu contrôlé. Il en résulte une science plus «expérimentale» que pour la discipline de la structure, par exemple, plutôt fondée sur les concepts physiques théoriques, vis-à-vis des matériaux fabriqués en industrie dont les propriétés sont extrêmement contrôlées. Une des propriétés les plus souvent recherchées dans les massifs rocheux est la résistance au cisaillement des interfaces roc-roc. Cette résistance est le plus souvent estimée par l'**essai de cisaillement direct**. L'essai peut caractériser la résistance au cisaillement du matériau intact ou encore celle d'une discontinuité, tel que dans ce projet. Lors de cet essai, une force normale (N) est appliquée sur l'échantillon alors qu'une force perpendiculaire (S) est appliquée sur le côté de façon à engendrer un déplacement contrôlé et constant de la partie supérieure de l'échantillon. La partie inférieure est retenue et immobile. La force normale peut être maintenue constante afin de simuler un bloc d'un certain poids, comme un barrage. Ainsi, la partie supérieure a le potentiel de se déplacer dans le sens vertical si l'interface est rugueuse. On parle alors de dilatance. Dans le contexte des mines et des excavations souterraines, les pressions de confinement rendent la dilatance impossible. La contrainte normale peut donc aussi être modulée afin de permettre le déroulement de l'essai sous rigidité constante. La Figure 2.5

illustre cette configuration. Une contrainte de cisaillement croissante est donc créée à l'intérieur de l'échantillon tel que le montre la Figure 2.6.

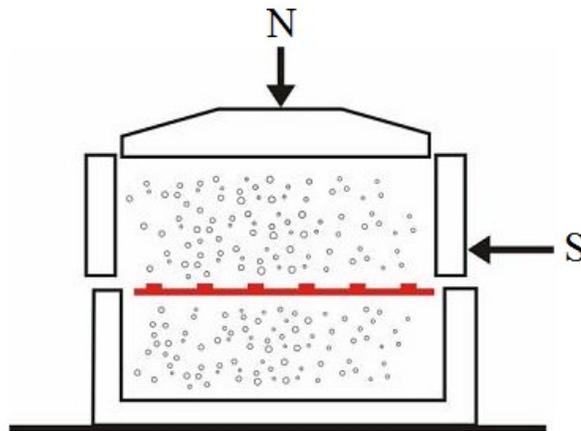


Figure 2.5: Principe de l'essai de cisaillement direct

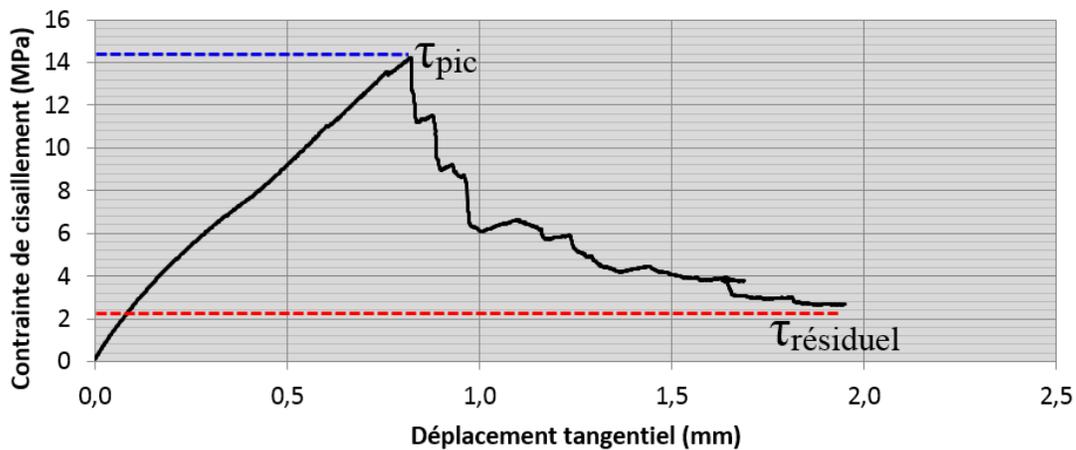


Figure 2.6: Exemple de données générées par l'essai de cisaillement direct

Au début du déplacement, l'interface emmagasine l'énergie élastique. Un frottement statique est mobilisé. À un certain niveau de contrainte, la résistance au frottement est atteinte et il y a rupture de l'adhésion à l'interface. C'est la résistance au cisaillement «au pic», identifiée avec une ligne bleue sur la Figure 2.6. En poursuivant le déplacement, la résistance au cisaillement chute en raison de la rupture et du «polissage» des aspérités et tend vers une asymptote appelée résistance au cisaillement résiduelle, identifiée par une ligne pointillée rouge. Normalement, l'essai est effectué trois ou quatre fois, en augmentant la contrainte normale après chacun d'entre eux, sur des échantillons différents, mais semblables. Cela permet d'estimer l'angle de frottement (φ) du joint. À contraintes normales et rugosités faibles (voire nulles), plusieurs

essais peuvent être réalisés sur le même échantillon. Il s'agit alors de l'angle de frottement de base (φ_b). Cela est montré graphiquement à la Figure 2.7.

Cependant, le comportement de la résistance en cisaillement d'une interface (ou d'un «joint») est souvent plus complexe qu'une fonction linéaire de la contrainte normale. Plusieurs modèles ont été développés pour traduire ce comportement et certains sont d'usage courant. Les principaux sont présentés ci-dessous en ordre chronologique de leur parution. Leur applicabilité à l'interface béton-rocher n'est pas assurée, puisqu'il s'agit pour la plupart d'entre eux de modèles développés pour les massifs fissurés et les excavations profondes où il y a confinement. Néanmoins, puisque les paramètres suivants sont utilisés dans presque tous les modèles, ils sont expliqués ici afin d'alléger le texte ultérieurement.

- τ est le cisaillement, ou la résistance au cisaillement de la discontinuité;
- σ où σ_n est la contrainte normale appliquée, pour l'essai de cisaillement direct;
- σ_1 est la contrainte principale majeure appliquée, dans le cas de l'essai triaxial;
- σ_3 est la contrainte principale mineure appliquée, dans le cas de l'essai triaxial.
- c, c_0 ou s_0 est l'intercepte de l'axe vertical du graphique τ - σ , la cohésion apparente ou réelle

Il est toujours question de contraintes **effectives**. Certains auteurs l'explicitent en utilisant un «'» suivant la lettre grecque sigma (σ').

2.2.1 Le critère de rupture linéaire Mohr-Coulomb

Le critère de rupture Mohr-Coulomb (parfois appelé seulement «Coulomb», ou M-C) est le critère de rupture le plus ancien et le plus utilisé en raison de sa simplicité à la fois conceptuelle et pratique (Figure 2.7). Il est associé à l'essai de cisaillement direct puisque c'est Coulomb lui-même qui inventa cet essai, il y a plus de 200 ans [Holtz et Kovacks, 1991]. Il a été emprunté de la mécanique des sols pour être couramment appliqué à la mécanique des roches, tant pour la roche intacte que pour les discontinuités et les interfaces roc-béton. Les deux paramètres qui le définissent sont l'angle de frottement (φ) et la cohésion (c). L'équation de l'enveloppe ci-dessous a déjà été présentée à l'Équation 1.1:

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

présentée à (1.1)

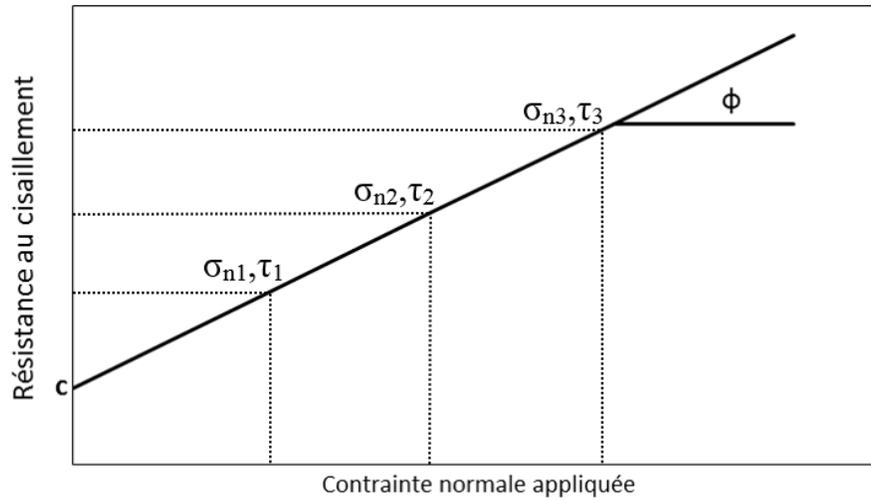


Figure 2.7: Enveloppe de rupture Mohr-Coulomb

L'enveloppe M-C d'une discontinuité est constituée des couples (σ_n, τ_{pic}) obtenus à chaque essai de cisaillement direct (Figure 2.5). Une droite de tendance est alors tracée au travers de ces couples. La cohésion est obtenue en interceptant l'axe vertical avec cette droite. Une deuxième droite peut aussi être tracée au travers des couples $(\sigma_n, \tau_{résiduel})$. La cohésion pour cette droite tend vers zéro car en absence d'une force normale, il n'y a plus d'aspérités pour s'opposer à une force tangentielle.

Puisque la littérature suggère que l'enveloppe de rupture d'une discontinuité rocheuse a une forme curvilinéaire [Barton, 2013; Ladanyi et Archambault, 1969], le critère M-C ne serait applicable que sur une plage restreinte de contraintes normales. Ainsi, la fiabilité de la valeur de cohésion est mise en doute. En effet, la valeur «c» obtenue à l'ordonnée à l'origine peut être obtenue par extrapolation, même si aucun essai n'est réalisé à une contrainte normale proche de zéro. Cela dissimule une approche d'évaluation de la cohésion qui peut être non sécuritaire, ou encore, trop conservatrice. Cela crée d'ailleurs une certaine confusion dans le milieu de la pratique. La cohésion dans le critère M-C original appliqué aux sols argileux est une cohésion réelle, due aux forces électrostatiques de Van der Waals entre des feuillets de silice, d'alumine ou autre [Holtz et Kovacks, 1991]. Ces forces ne sont pas présentes dans le cas d'un joint béton-rocher non lié, ou à tout le moins négligeable. C'est pour cela que l'intercepte de l'ordonnée est

parfois appelée «cohésion apparente». Pour que le critère M-C soit valable pour l'évaluation de la cohésion en cisaillement d'un joint béton-rocher, il semble évident que des essais devraient être réalisés à très faible contrainte normale. Les essais réalisés sur des joints lisses (polies ou par trait de scie) mesurent l'angle de frottement de base φ_b et ne présentent généralement pas de cohésion tandis que les essais sur joints rugueux montrent l'effet combiné du frottement de base et de la rugosité de la surface due aux aspérités, noté « i ». Mentionnons cependant qu'Hydro-Québec considère une cohésion réelle pour un joint béton-béton lié (joint de reprise de bétonnage) de $0,085\sqrt{f'_c}$, correspondant à la moitié de la résistance au cisaillement du béton de masse intact ($0,17\sqrt{f'_c}$) [Hydro-Québec Production, 2003].

2.2.2 Le modèle bilinéaire de Patton

Patton (1966) a voulu caractériser la résistance au cisaillement d'un joint lisse afin d'obtenir des valeurs standards en laboratoire pour comparaison avec des données terrain. Pour ce faire, un total de 330 échantillons en plâtre a été testé. Il utilise la notation « φ_u » plutôt que « φ_b » pour référer à l'angle de frottement d'un joint lisse, mais il s'agit du même paramètre. Les essais de cisaillement direct visant la détermination de ce paramètre sont peu communs à cette époque. Pourtant, la connaissance de φ_b est utile afin de bien analyser les résultats d'essais triaxiaux. Cet angle de frottement de base dépend de la minéralogie, de l'humidité et de la rugosité de la surface. En ce qui concerne cette dernière, trois variantes du joint standard ont été testées. Les autres paramètres considérés dans l'étude (en plus de ceux mentionnés précédemment) sont la contrainte et le déplacement. Le modèle de Patton propose que l'enveloppe de rupture d'une série d'essais de cisaillement direct sur joint lisse, où les forces normale et tangentielle sont respectivement perpendiculaire et parallèle au plan de cisaillement, génère l'angle de frottement de base φ_b (ou φ_u) (Figure 2.8).

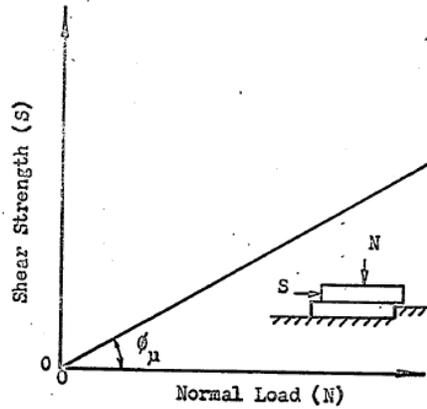


Figure 2.8: Angle de frottement de base obtenu par essais de cisaillement direct [Patton, 1966]

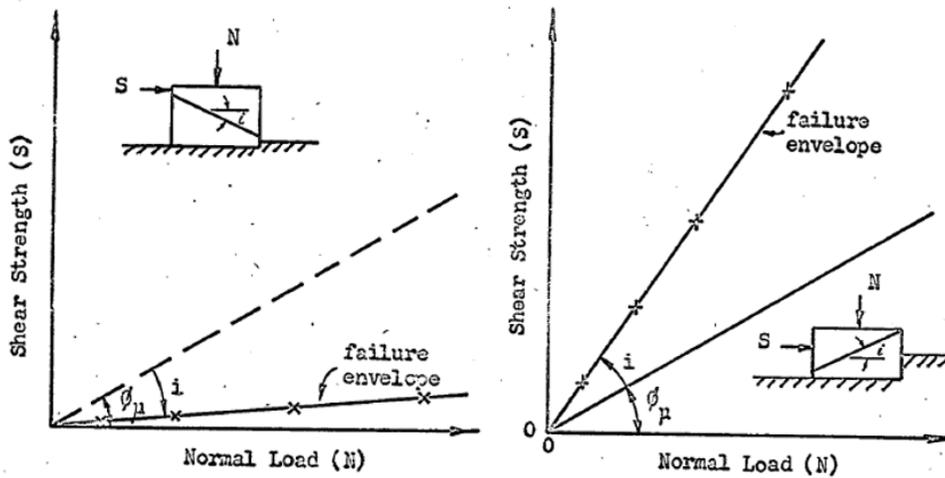


Figure 2.9: Angle des aspérités, i , obtenu en variant l'angle du plan de cisaillement [Patton, 1966]

Lorsque le plan de la discontinuité (et donc du cisaillement) n'est plus dans un repère orthogonal, l'enveloppe de rupture est soit haussée, soit abaissée (Figure 2.9). Le cisaillement est devenu respectivement plus «difficile» ou plus «facile». Un angle de rugosité, i (positif ou négatif), peut alors être ajouté à l'angle de frottement de base.

$$S = N \tan(\varphi_u + i) \quad (2.2)$$

i peut alors être déduit algébriquement :

$$i = \text{Arctan}\left(\frac{S}{N}\right) - \varphi_u \quad (2.3)$$

où S est la force de cisaillement externe horizontale appliquée au montage et N , la force normale verticale appliquée. Cette théorie s'applique aussi aux échantillons à interface dentelée régulièrement et ayant une rugosité constante, comme montrés à la Figure 2.10.

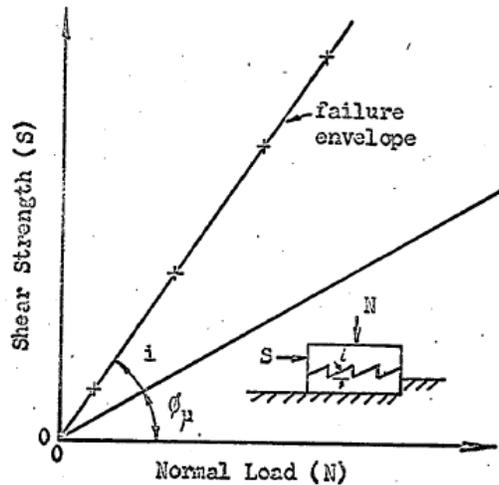


Figure 2.10: Modèle de Patton s'appliquant à un joint dentelé de rugosité constante [Patton, 1966]

Le déplacement vertical (ou normal) qui vient du glissement sur les aspérités se nomme *dilatance*. Évidemment, cette théorie s'applique pourvu que les aspérités de rugosité i ne soient pas cassées lors de l'essai. Au-delà d'une certaine contrainte normale, l'angle $\varphi_u + i$ tend à revenir à φ_u , voire plus faible encore, puisque les aspérités cisailées (cassées) créent des «billes de roulement» entre les deux blocs. On parle alors de l'angle de frottement résiduel φ_r . Souvent, φ_u et φ_r sont identiques. L'enveloppe de rupture à ce moment prend une nouvelle équation :

$$S = S_0 + N \tan \varphi_r \quad (2.4)$$

où S_0 est l'ordonnée à l'origine de l'équation, mais ne correspond pas à S à charge normale nulle. C'est le prolongement artificiel de l'enveloppe de rupture résiduelle. Pour qu'il y ait une «vraie» cohésion, il faudrait que la somme $\varphi_u + i$ de la première enveloppe soit supérieure à 90° .

La charge normale à partir de laquelle une transition vers φ_r est établie augmente au fur et à mesure que la surface de la base des aspérités à cisailier augmente également. La transition vers φ_r se fait donc d'abord pour un i de $41,0^\circ$, puis pour un i de 35° et finalement pour le i de 25° , les trois rugosités analysées par Patton (Figure 2.11).

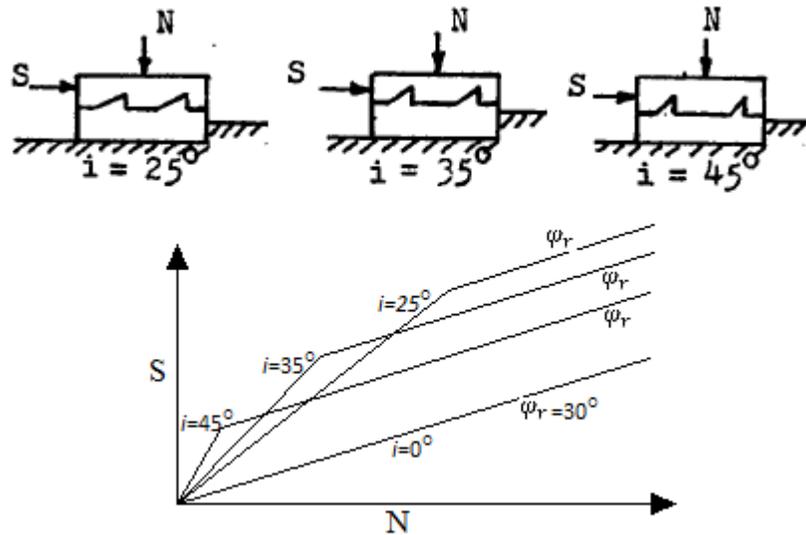


Figure 2.11: Effet de différents angles de rugosité sur l'enveloppe de résistance au cisaillement [Patton, 1966]

Un autre effet étudié par Patton est celui du nombre d'aspérités par échantillon. Il a trouvé que de faire doubler le nombre d'aspérités (de deux à quatre) faisait doubler le gain de résistance de l'enveloppe par rapport au résiduel, comme il est montré à la Figure 2.12. L'angle de frottement avant le cisaillement des aspérités est inchangé. Faire varier les propriétés mécaniques du plâtre plutôt que le nombre d'aspérités a le même effet sur les courbes.

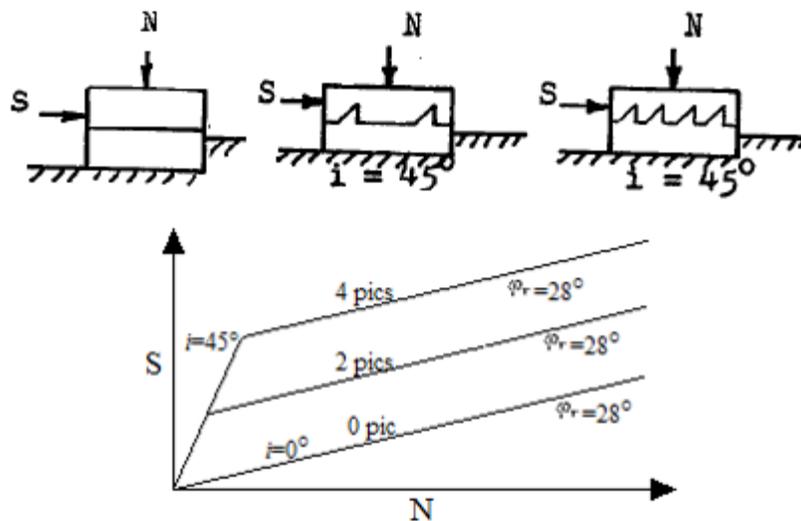


Figure 2.12: Effet du nombre d'aspérités sur l'enveloppe de résistance au cisaillement [Patton, 1966]

Par rapport au critère Mohr-Coulomb, le modèle de Patton représente un bond vers l'avant significatif au niveau des connaissances dans le domaine, en affirmant qu'à contrainte normale

nulle, il n'y a aucune résistance au cisaillement. Selon les expériences de Patton, ce comportement a seulement été aperçu à des contraintes normales très faibles, soit de 13 à 530 kPa, avec la majorité des essais entre 67 et 200 kPa.

2.2.3 Le modèle LADAR de Ladanyi et Archambault (1969)

Ladanyi et Archambault (1969), de l'École Polytechnique de Montréal, ont présenté un modèle général du comportement en cisaillement d'un massif rocheux. Le montage était composé de briquettes en béton standard à section carrée agencées telles que montrées à la Figure 2.13.



Figure 2.13: Montage expérimental de Ladanyi et Archambault (1969)

Ce modèle est relié à des paramètres de base et tient compte des effets d'une déformation antécédente. Malgré qu'ils se basent largement sur le modèle bilinéaire de Patton, ils le critiquent, car bien que tenant compte des deux phénomènes (dilatance sans cisaillement des aspérités et puis cisaillement des aspérités sans dilatance), il ne tient pas compte du caractère simultané de ces deux modes de cisaillement. Patton savait pourtant que les deux modes de rupture se produisaient simultanément. Le modèle accepte qu'initialement l'enveloppe soit définie par l'angle de frottement de base et par l'angle de rugosité.

$$\tau = \sigma_n \tan(\varphi_\mu + i) \quad (2.5)$$

Une fois les aspérités cisailées (point A sur la Figure 2.14), l'enveloppe prend une nouvelle pente qui s'approche de l'angle de frottement résiduel.

$$\tau = s_0 + \sigma_n \tan \varphi_0 \quad \text{et} \quad \varphi_0 \sim \varphi_r \quad (2.6)$$

Ce principe de base s'apparente jusqu'à maintenant au modèle bilinéaire de Patton.

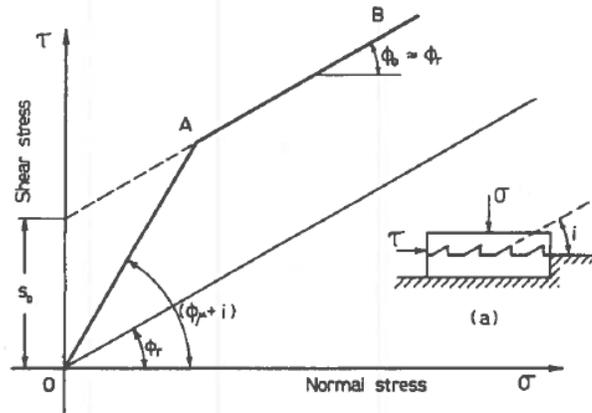


Figure 2.14: Le fondement du critère Ladanyi-Archambault est une enveloppe bilinéaire

Si toutes les aspérités avaient une géométrie identique (comme dans le modèle de Patton), elles casseraient en théorie en même temps. Or, sur un joint naturel, ce n'est pas le cas. Les aspérités sont de tailles et d'angles différents, entraînant des contraintes de cisaillement non uniformes. Il y a donc des «dents» cassées avant le pic de cisaillement. L'enveloppe observée est donc plus faible que ce que prévoyait Patton. D'autre part, les paramètres i et s_0 sont difficiles à estimer. Le modèle prévoit l'utilisation des énergies (travail = force x déplacement) pour surpasser cette difficulté. L'équation générale du modèle est donnée de la façon suivante :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 \quad (2.7)$$

$$S_1 = N \frac{dy}{dx} = Nv \quad (2.8)$$

où S est l'effort de cisaillement auquel l'interface peut résister, N est la force normale appliquée contre la surface, dx et dy sont respectivement les déplacements parallèles et perpendiculaires à la direction de cisaillement et v , le taux de dilatance ($\tan i$ si la surface est à dents régulières) à la rupture, qui peut être négatif.

$$S_2 = Sv \tan \varphi_f \quad (2.9)$$

où φ_f est l'angle de frottement moyen d'une surface irrégulière. Même s'il n'y a aucune aspérité et aucune dilatance, il demeure que :

$$S_3 = N \tan \varphi_\mu \quad (2.10)$$

Pour tenir compte de l'enveloppe externe maximale de résistance au cisaillement, les paramètres classiques de Mohr-Coulomb sont utilisés :

$$S_4 = s_0 + N \tan \varphi_0 \quad (2.11)$$

où s_0 est l'intercepte de l'axe vertical de l'enveloppe de rupture linéaire et φ_0 , l'angle de frottement à plus haute contrainte normale. Les paramètres S_1 à S_3 s'appliquent à la surface de glissement tandis que S_4 s'applique à la surface cisailée, A_s . Le pourcentage que représente la surface cisailée (A_s/A) est noté a_s (s pour *shear*). Il en résulte l'équation suivante :

$$S = (S_1 + S_2 + S_3)(1 - a_s) + S_4 a_s \quad (2.12)$$

Avec l'augmentation de la contrainte normale, le paramètre a_s tend vers 1, réduisant l'importance de S_1 à S_3 et augmentant celle de S_4 . Avec les paramètres S_1 à S_4 explicités, l'équation devient :

$$S = (Nv + Svtan\varphi_f + Ntan\varphi_\mu)(1 - a_s) + (s_0 + Ntan\varphi_0)a_s \quad (2.13)$$

En divisant par la surface totale, on obtient la contrainte :

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(v + \tan\varphi_\mu) + a_s(\sigma_n \tan\varphi_0 + s_0)}{1 - (1 - a_s)v \tan\varphi_f} \quad (2.14)$$

Plutôt que de tenter de déterminer les deux paramètres de Mohr-Coulomb s_0 et φ_0 décrivant une enveloppe linéaire, il a été jugé plus convenable d'en utiliser une qui est parabolique et qui simule mieux le comportement de la roche. Il s'agit du critère de rupture de Fairhurst :

$$\tau = C_0 \frac{m-1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma_n}{C_0}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.15)$$

où:

$$n = \frac{C_0}{-T_0} \text{ et } m = (n + 1)^{\frac{1}{2}} \quad (2.16)$$

Intégrés à l'équation initiale, celle-ci devient :

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(v + \tan\varphi_\mu) + a_s C_0 \frac{m-1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma_n}{C_0}\right)^{\frac{1}{2}}}{1 - (1 - a_s)v \tan\varphi_f} \quad (2.17)$$

Le pourcentage cisailé de la surface totale (a_s) tend vers zéro à une faible contrainte normale et vers 1 à forte contrainte. Le taux de variation de ce paramètre ainsi que la dilatance v est déterminée largement de façon expérimentale. Pour simplifier, a_s peut varier de façon linéaire et v peut être obtenu directement du graphique d'essai de cisaillement direct. Dans les expérimentations, a_s a atteint l'unité à 18 MPa et v a atteint zéro à 10 MPa. Alternativement, la méthode utilisée par l'auteur est la suivante :

$$a_s = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_1} \quad (2.18)$$

$$v = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\sigma_T}\right)^{k_2} \tan i \quad (2.19)$$

où σ_T est la pression de transition de la roche. Les exposants k_1 et k_2 ont été trouvés empiriquement et ont des valeurs respectives de 1,5 et 4. La pression de transition caractérise le point de changement entre le comportement fragile et ductile d'une roche.

Finalement, le critère de Ladanyi et Archambault considère un dernier phénomène, soit le degré d'imbrication initial, si l'interface n'est pas considérée totalement imbriquée. La résistance est réduite, à cause de la surface de contact moindre, A_T . Celle-ci se calcule par sommation des ΔA_T , en soustrayant à A la surface projetée de l'aspérité qui n'est pas en cisaillement. Les diverses enveloppes générées selon le degré d'imbrication sont montrées à la Figure 2.15.

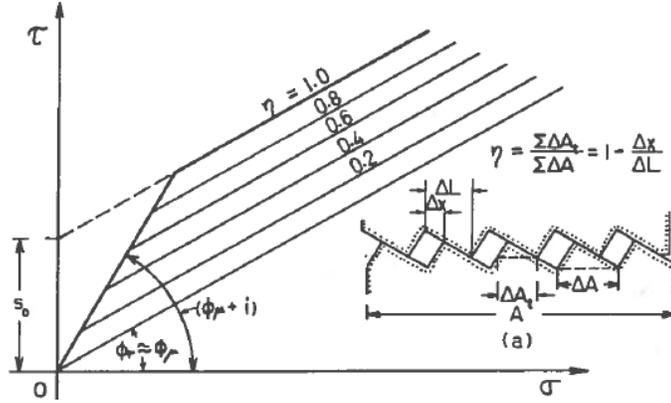


Figure 2.15 : L'effet du degré d'imbrication (η) sur l'enveloppe de rupture [Ladanyi et Archambault, 1969]

$$\text{où: } A_T = \sum \Delta A_T = A \left(1 - \frac{\Delta x}{\Delta L} \right) = \eta A \quad (2.20)$$

où η est le degré d'imbrication. L'aire de contact réduite entraîne une hausse des contraintes normale et de cisaillement réel qui se définissent comme suit :

$$\sigma_{nT} = \frac{\sigma_n}{\eta} \quad \text{et} \quad \tau_T = \frac{\tau}{\eta} \quad (2.21)$$

Évidemment, l'évaluation du paramètre η représente un défi pour une interface naturelle irrégulière partiellement imbriquée. Les paramètres a_s et v sont également affectés :

$$a_s' = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_n}{\eta \sigma_T} \right)^{k_1} \quad (2.22)$$

$$v' = \left(1 - \frac{\sigma_n}{\eta \sigma_T} \right)^{k_2} \tan i \quad (2.23)$$

Ils sont intégrés à l'équation originale :

$$\tau = \frac{S}{A} = \frac{\sigma_n (1 - a_s') (v' + \tan \varphi_\mu) + a_s' \eta C_0 \frac{m-1}{n} \left(1 + n \frac{\sigma_n}{\eta C_0} \right)^{\frac{1}{2}}}{1 - (1 - a_s') v' \tan \varphi_f} \quad (2.24)$$

La contribution à l'ingénierie de ce modèle est une évaluation beaucoup plus exhaustive de la résistance au cisaillement d'un massif rocheux discontinu. Il est notamment un des seuls à intégrer le principe de la dilatance. Cependant, malgré qu'il s'agisse de paramètres de base, leur

obtention peut tout de même être difficile. Une limitation de ce modèle par rapport au présent projet de maîtrise est le fait qu'un seul matériau est utilisé ici alors qu'une interface béton-rocher est composée de deux matériaux n'ayant pas les mêmes propriétés mécaniques.

2.2.4 Le critère de Barton (1973)

Barton (1973) proposa un critère de rupture empirique pour évaluer la résistance au cisaillement d'une discontinuité dans le roc, dont la formule est montrée ci-dessous :

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \right] \quad (2.25)$$

où le JRC (*Joint Roughness Coefficient*) caractérise la rugosité du joint (valeurs entre 0 et 20) et le JCS (*Joint Wall Compression Strength*) est la résistance à la compression uniaxiale à proximité du joint. Notons qu'en mécanique des roches, l'abréviation la plus couramment utilisée pour la résistance à la compression uniaxiale est l'acronyme UCS, pour *unconfined compressive strength*. Cette abréviation sera largement utilisée dans ce document.

Initialement, l'angle de frottement utilisé était l'angle de frottement de base φ_b . Cependant, à partir de 1977, Barton milita plutôt pour l'utilisation de l'angle de frottement altéré, φ_r (à ne pas confondre avec l'angle de frottement résiduel, aussi noté φ_r), pour tenir compte de l'altération des joints. L'usage de φ_b demeure approprié si le joint est non altéré [Barton, 2013]. Le modèle est en opposition avec le critère Mohr-Coulomb sur le sujet de la cohésion. Barton n'en prévoit aucune pour un joint non lié.

D'autre part, il peut être difficile d'obtenir les valeurs de JRC et de JCS. Deux façons sont décrites par Barton (1973). La première consiste à consulter un tableau de profils de rugosité générés par Barton et Choubey (1978), montrés à la Figure 2.16 et de choisir celui correspondant le mieux au profil de surface dont on cherche le JRC. À noter l'échelle qui est de 10 cm. La deuxième prévoit l'utilisation d'une équation employant l'angle de frottement de base et la résistance à la compression uniaxiale de la roche, σ_c (ou UCS). Les paramètres qui y figurent ont tous été décrits aux sections précédentes.

$$JRC = \frac{\text{Arctan}(\tau/\sigma) - \varphi_b}{\log_{10}(\sigma_c/\sigma)} \quad (2.26)$$

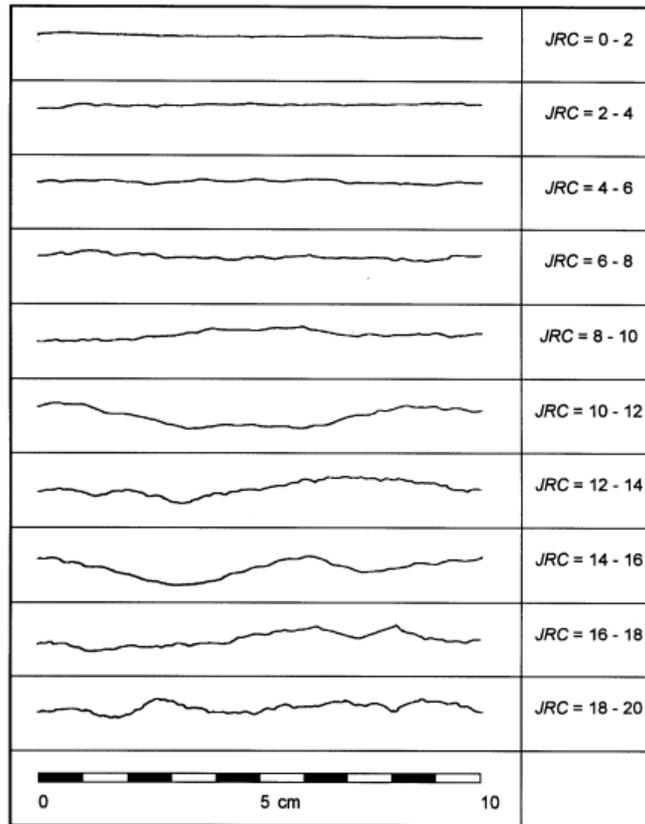


Figure 2.16: Profils de rugosité et JRC équivalent [Barton et Choubey, 1978]

σ et τ ici sont les valeurs moyennes obtenues lorsque la résistance de cisaillement au pic est atteinte. Il faut donc *avoir fait* l'essai de cisaillement de la discontinuité au moins une fois pour en estimer le JRC. De plus, il faut fournir un angle de frottement de base (interface lisse), qui doit avoir été déterminé soit expérimentalement, soit par recherche d'un cas semblable. Cette méthode semble donc moins pratique. Si le joint semble altéré (*weathered* en anglais), il convient d'abaisser σ_c à $\sigma_c/4$.

Pour ce qui est du JCS, le degré d'altération du joint est justement ce qui empêche l'utilisation systématique de σ_c . Les roches de bonne qualité, imperméables, vont développer une résistance à la compression (UCS) plus faible seulement au niveau du joint alors que celles plus perméables vont être affaiblies jusqu'au centre des blocs. S'il n'y a aucune altération, l'UCS ou la résistance au poinçonnement peuvent être utilisées comme JCS. Le marteau de Schmidt peut aussi être utilisé [Singh *et al.*, 2001]. Barton souligne aussi l'impact de la préconsolidation (σ_p), c'est-à-

dire la contrainte normale appliquée avant l'essai de cisaillement afin d'imbriquer les deux surfaces. Les rapports σ_p/σ_{essai} de 8, de 4 et de 1 ont été utilisés. L'angle de frottement peut être augmenté de 5 à 10 degrés, mais puisque Barton considère la cohésion nulle, l'effet sur cette dernière n'est pas commenté, mais semble être négligeable en visualisant les résultats graphiques des essais à la Figure 2.17. Le rapport σ_p/σ_{essai} approprié selon Barton serait de 1 pour les fondations de barrages.

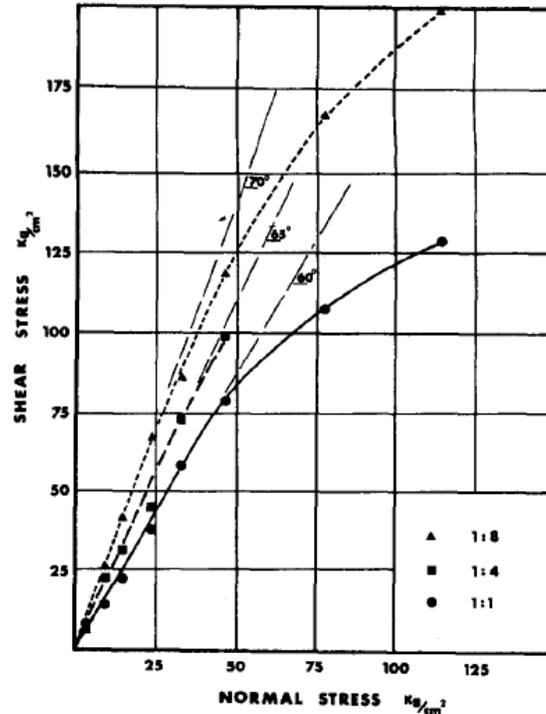


Figure 2.17: Effet de la préconsolidation sur la résistance au cisaillement [Barton, 1973]

L'effet d'échelle est aussi abordé et à l'instar de l'UCS d'une roche, l'augmentation de la taille de l'échantillon a tendance à réduire la résistance au cisaillement, par le fait que le JRC perd de l'importance. Ceci serait essentiellement dû à une rigidité accrue associée avec une augmentation de la taille des blocs. La taille des aspérités (ou leur amplitude) doit rester la même. La relation suivante a été développée [Barton et Bandis, 1982]

$$JRC_n = JRC_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,02 JRC_0} \quad (2.27)$$

$$JCS_n = JCS_0 \left[\frac{L_n}{L_0} \right]^{-0,03 JRC_0} \quad (2.28)$$

où les indices l et n désignent respectivement les mesures en laboratoire et sur le terrain. Rappelons que les mesures en laboratoire sont effectuées sur des répliques de 10 cm de long. La Figure 2.18 met en graphique les deux relations décrites pour six facteurs d'échelle (F. É.) différents.

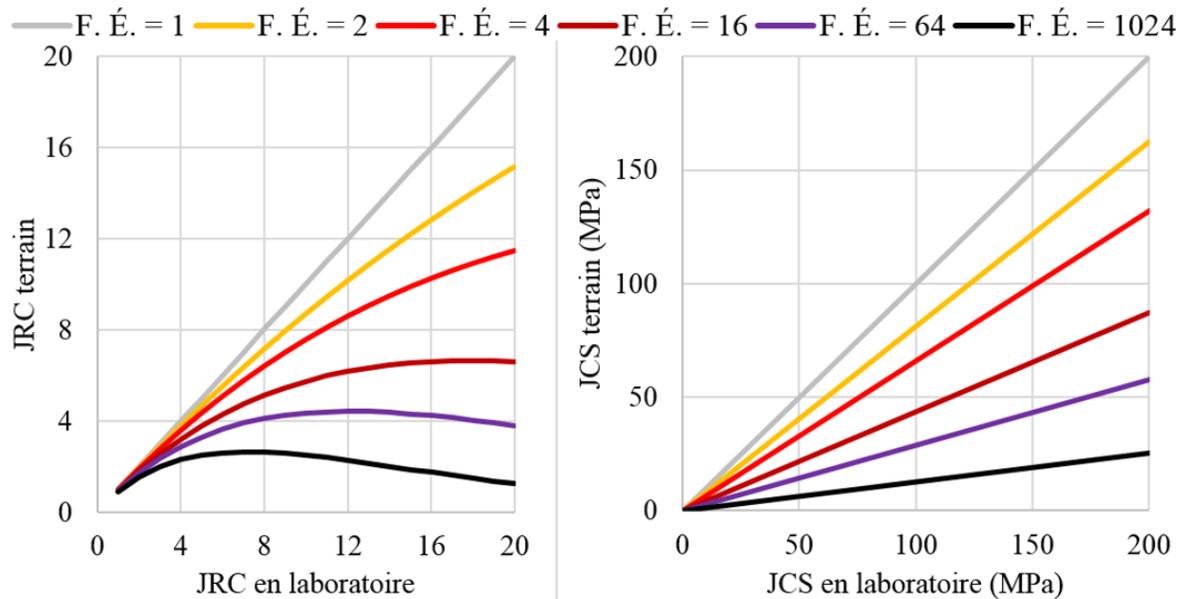


Figure 2.18 : Évolution du JRC et du JCS en fonction du facteur d'échelle

2.2.5 Le critère de rupture Hoek-Brown

Ce modèle est conçu pour déterminer la résistance au cisaillement des massifs rocheux. Il est donc surtout utilisé dans le contexte des excavations souterraines profondes et les mines. Puisque la géométrie d'un massif avec un réseau de discontinuités est compliquée, Hoek (1983) a cherché des tendances de comportement communes à toutes les combinaisons de grosseur et formes de blocs. Le but étant de développer des formules simples, seules l'UCS de la roche et la contrainte normale appliquée sont considérées comme variables physiques. Les autres paramètres sont des constantes. L'équation qu'il a développée, aidé de J. Bray, permet d'obtenir une enveloppe de Mohr curvilinéaire :

$$\tau = (\cot\varphi_i' - \cos\varphi_i') \frac{m\sigma_c}{8} \quad (2.29)$$

où : σ_c est la résistance à la compression uniaxiale (UCS);

m est une constante adimensionnelle reflétant la fragilité ou ductilité de la roche;
 φ_i' est l'angle de frottement instantané (l'inclinaison de la tangente de l'enveloppe au point σ_n, τ), défini par :

$$\varphi_i' = \text{Arctan} \left(\left(4h \cos^2 \left(30 + \frac{1}{3} \text{Arcsin}(h^{-3/2}) \right) - 1 \right)^{-1/2} \right) \quad (2.30)$$

où :

$$h = 1 + \frac{16(m\sigma_n' + s\sigma_c)}{3m^2\sigma_c} \quad (2.31)$$

s est une constante adimensionnelle reflétant le niveau de fissuration du massif.

Les valeurs de m varient de 0,001 pour les roches ductiles, comme les grès, à 25 pour les roches fragiles, comme les granites. Les valeurs de s varient entre zéro, pour un massif fortement fissuré, à 1, pour les massifs intacts. Des formules existent pour lier m et s au RMR (*Rock Mass Rating*) [Hoek, 1990]. Pour ce qui est de l'application de ce critère pour une discontinuité, des essais montrent que le critère est aussi fiable que celui de Barton vu précédemment. Par contre, puisque ce critère a été développé à partir d'essais triaxiaux, il n'est peut-être pas applicable pour l'interface roc-béton, où le confinement est difficile à évaluer.

2.2.6 Essais de cisaillement direct réalisés à faible contrainte normale

Stagiaire en recherche au Groupe de recherche en auscultation et instrumentation à l'Université de Sherbrooke, Nicolas (2014) a réalisé des essais de cisaillement directs sur des joints faits à partir de répliques de granite. Ces répliques de 140x140 mm étaient soumises à des contraintes normales qui étaient augmentées après chaque essai afin de caractériser l'angle de frottement au pic et la cohésion apparente, ainsi que l'angle de frottement résiduel selon le critère linéaire Mohr-Coulomb. La plage de contrainte normale testée et à partir de laquelle l'enveloppe de rupture est linéarisée est comprise entre 100 et 700 kPa inclusivement. Un profilomètre laser a été utilisé afin de mesurer la rugosité du joint. Les paramètres statistiques $Z2$ et $Z3$ générés avec ce profilomètre peuvent par la suite être convertis en JRC, selon le critère de Barton. Le JRC moyen était de 8 sur l'échelle de rugosité progressive de 1 à 20. Ainsi, l'angle de frottement au pic était de 57° et l'intercepte de l'ordonnée (la cohésion apparente) de 77 kPa. L'angle de

frottement résiduel était de $37,6^\circ$ et possédait une cohésion apparente de 34,5 kPa. L'angle de frottement de base φ_b a été obtenu en se servant de joints lisses à différentes contraintes normales. L'enveloppe de rupture résultante a un angle de $32,2^\circ$ et est beaucoup plus linéaire dans la plage de contraintes normales testées que pour le joint rugueux. Son ordonnée à l'origine est de plus très près de zéro. Les enveloppes de cisaillement résiduel des répliques rugueuses et lisses sont présentées à la Figure 2.19. À faible contrainte normale (100 kPa), il n'y a pas évidence marquée d'enveloppe de rupture non linéaire et le phénomène de cohésion apparente nécessite une expérimentation plus poussée, faisant intervenir des contraintes normales plus faibles ainsi que d'autres valeurs de JRC.

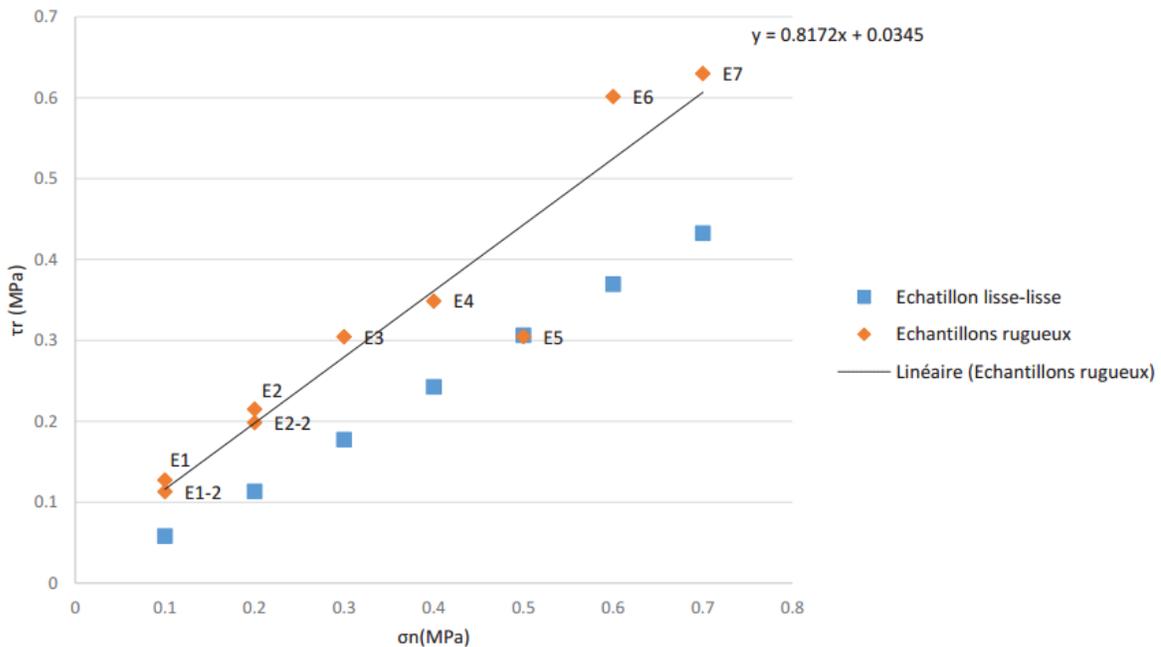


Figure 2.19: Enveloppes de rupture en cisaillement résiduel [Nicolas, 2014]

Rullière (2015), également stagiaire en recherche au sein du même groupe à l'Université de Sherbrooke, a partiellement pallié ce manque en étudiant ce phénomène sous un autre angle. Une gamme de différentes rugosités naturelles a été utilisée (JRC de 8 à 20) et une plage de contrainte normale de 0,2 à 0,6 MPa fut retenue. L'étude a été menée sur des échantillons composites mortier-mortier et mortier-BPR (béton à poudre réactive) afin de vérifier l'impact de la résistance des matériaux (UCS). Comme ce fut le cas pour Nicolas, les deux épontes de l'éprouvette sont non liées. Les résultats ont montré une résistance au cisaillement au pic accrue avec un gain de rugosité et de résistance d'un des deux matériaux (Figure 2.20 et Figure 2.21). L'angle de frottement au pic paraît également affecté à la hausse par un gain de rugosité. Une

cohésion apparente existe, mais elle est trop variable pour être précisément évaluée et exprimée en fonction de la rugosité ou de l'UCS. À noter qu'une contrainte normale de 0,2 à 0,6 MPa correspond à la contrainte exercée par un barrage d'une hauteur de seulement 8,5 à 25,5 m.

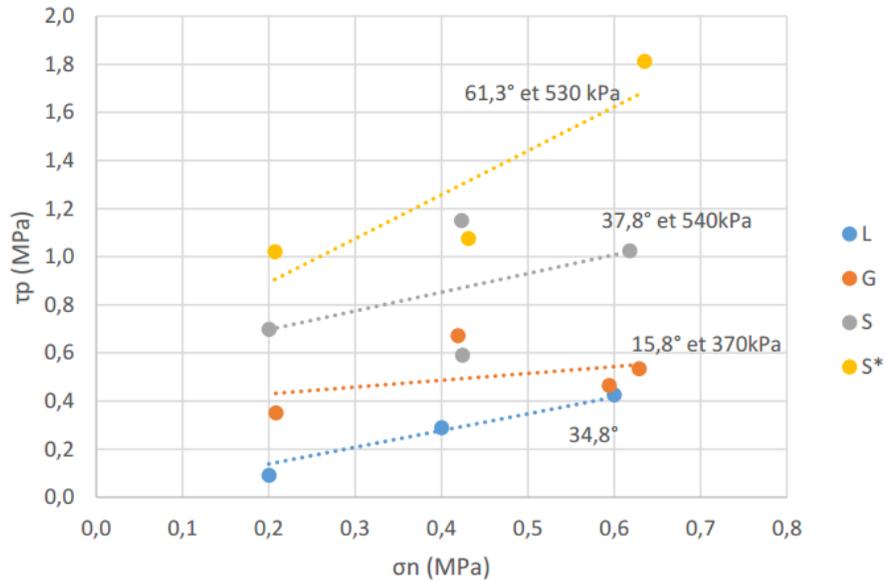


Figure 2.20: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-Sika non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]

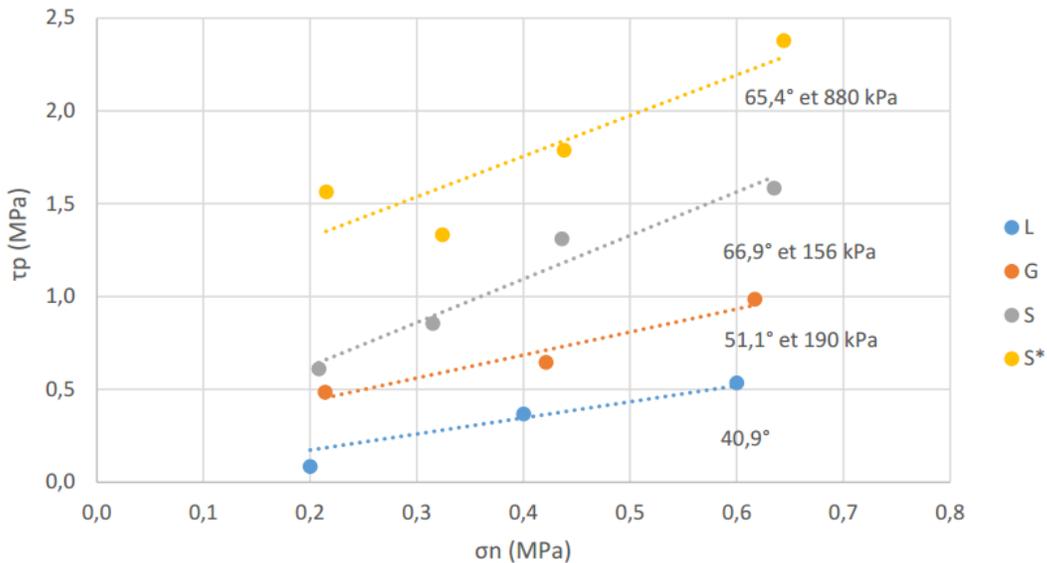


Figure 2.21: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-BPR non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]

2.3 Étude de la stabilité vis-à-vis le glissement et la rotation

2.3.1 Résumé

Dans le contexte des barrages-poids en béton, une revue bibliographique portant sur la résistance au cisaillement et la traction serait incomplète si l'analyse de stabilité n'était pas abordée. Sommairement décrite en introduction, la stabilité vis-à-vis le glissement se définit comme un rapport entre les forces stabilisatrices horizontales et les forces déstabilisatrices horizontales. Ce rapport est le facteur de sécurité contre le glissement, SSF :

$$SSF = \frac{\sum \text{Forces stabilisatrices}}{\sum \text{Forces déstabilisatrices}} = \frac{(\sum \text{Forces verticales}) \tan \varphi + cA_s}{\sum \text{Forces horizontales}} \quad (2.32)$$

où c est la cohésion (une contrainte) et A_s , la surface béton-rocher sollicitée. Les forces déstabilisatrices sont la poussée hydrostatique, la poussée des glaces et des vagues et les forces dues aux séismes. Celles-ci doivent donc être reprises en cisaillement, donc en friction et en cohésion, à l'interface béton-rocher. Vu leur importance sur le facteur de sécurité, une étude de sensibilité sur les paramètres c et Φ est faite à la section 2.3.3.

La stabilité par rapport au renversement est vérifiée d'une part par l'emplacement de la résultante des forces, tel que montré en introduction à la Figure 1.2. Pour un barrage-poids adéquatement conçu, une résultante comprise dans le tiers central de la fondation ne permet pas le développement de contraintes de traction et donc, de possibilités de renversement. Vérifier le non-dépassement des contraintes de compression maximales des matériaux au pied du barrage est un deuxième gage de stabilité rotationnelle. Un facteur de sécurité global au renversement (OSF) peut être calculé à tout point de la fondation, habituellement à la tête de la fissure amont:

$$OSF = \frac{\sum \text{Moments stabilisants}}{\sum \text{Moments renversants}} \quad (2.33)$$

2.3.2 Utilisation du logiciel CADAM 2000

Le logiciel CADAM [Leclerc *et al.*, 2003], développé par des professeurs de l'École Polytechnique de Montréal, est largement utilisé dans le contexte académique pour effectuer

cette étude de stabilité. Le logiciel a comme paramètres d'entrée la géométrie de l'ouvrage et celle de sa fondation, les propriétés mécaniques des matériaux, les différents chargements, ainsi que les méthodes de calcul désirées. Un aperçu de l'interface principale du logiciel est fourni à la Figure 2.22. Ce logiciel calcule les facteurs de sécurité, ce qui le prête particulièrement bien à l'analyse de sensibilité. Trois facteurs de sécurité sont en fait calculés, selon les trois principaux modes de rupture potentiels:

- le glissement : SSF (Sliding Safety Factor)
- le renversement: OSF (Overturning Safety Factor)
- la flottaison: USF (Uplifting Safety Factor)

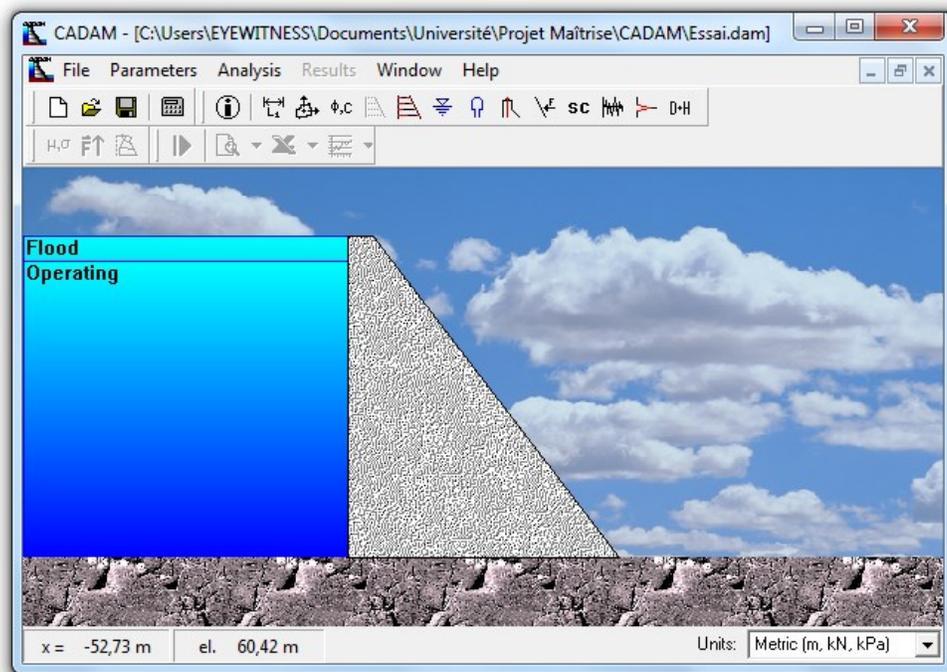


Figure 2.22 : Interface principale du logiciel CADAM [Leclerc *et al.*, 2003]

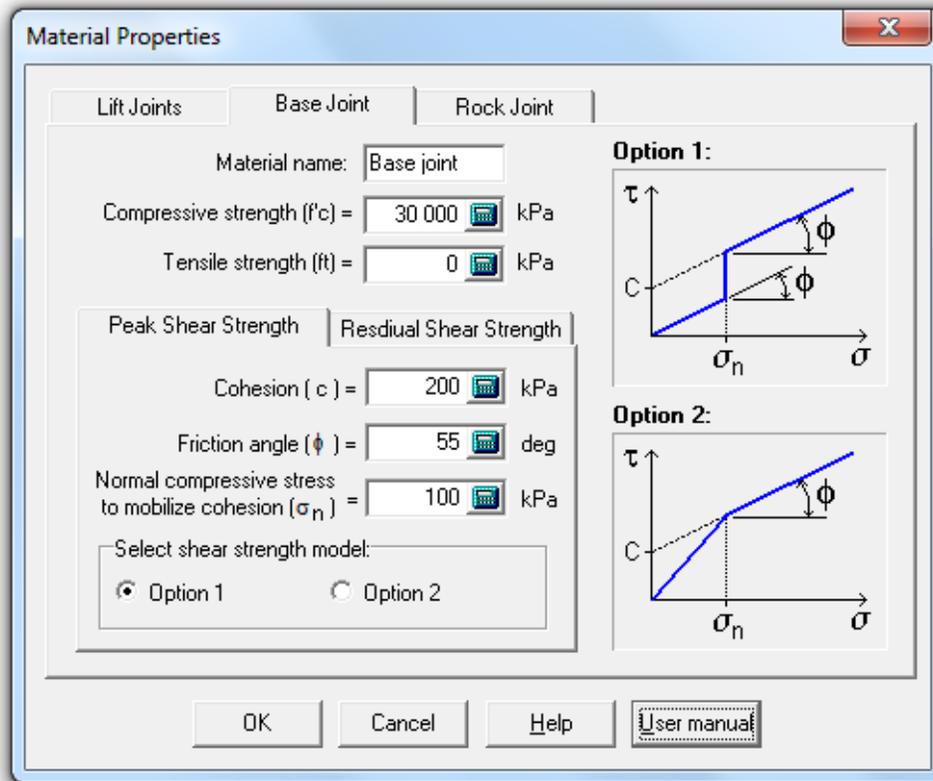


Figure 2.23: Fenêtre définissant les paramètres de l'interface béton-rocher [Leclerc *et al.*, 2003]

Une fois les données concernant la géométrie, les efforts externes et les matériaux précisées, la méthode de calcul de résistance au cisaillement doit être spécifiée. Cette fenêtre est montrée à la Figure 2.23. On y remarque deux méthodes possibles pour définir la résistance au cisaillement à faible contrainte normale. L'option 1 permet de définir un seul angle de frottement (Φ), une cohésion (c) et une contrainte normale minimum (σ_n^*) pour que la cohésion soit mobilisée, car le logiciel fonctionne avec l'hypothèse d'une interface non liée. Autrement dit, il n'y a aucune résistance au cisaillement en absence de contrainte normale. À une contrainte normale spécifiée, il y a donc un «saut» de résistance équivalent à ' c ', tout en conservant le même angle de frottement.

Si cette cohésion peut être déterminée relativement facilement en laboratoire, car il s'agit d'une extrapolation, Nicolas (2014) et Rullière (2015) n'ont pas réussi à démontrer un bris de pente à un σ_n^* particulier, même à des contraintes normales assez faibles (100 à 200 kPa). À titre de comparaison, EPRI suggère que ce bris de pente se situe à 350 kPa pour des joints de reprise de

bétonnage (*lift joints*) [EPRI, 1992]. Trop peu d'essais ont été effectués pour suggérer une valeur pour le contact béton-rocher. L'option 2 correspond au modèle bilinéaire de Patton (1966). Une relation linéaire relie directement l'origine au point de rupture de pente localisée à σ_n^* . Ce point de rupture de pente correspond selon Patton à une transition de rupture du type *glissement sur les aspérités* à une rupture du type *cisaillement des aspérités*. La première pente correspond à une rupture contrôlée par l'angle des aspérités (i). La deuxième pente représente une rupture contrôlée par l'angle de frottement résiduel (qui s'apparente à l'angle de frottement sur joint lisse, Φ_b). L'angle de frottement en deçà de σ_n^* correspond donc à la somme de l'angle de frottement de base, Φ_b et de l'angle des aspérités, i . La Figure 2.24 illustre le choix des deux méthodes, superposées, au même graphique.

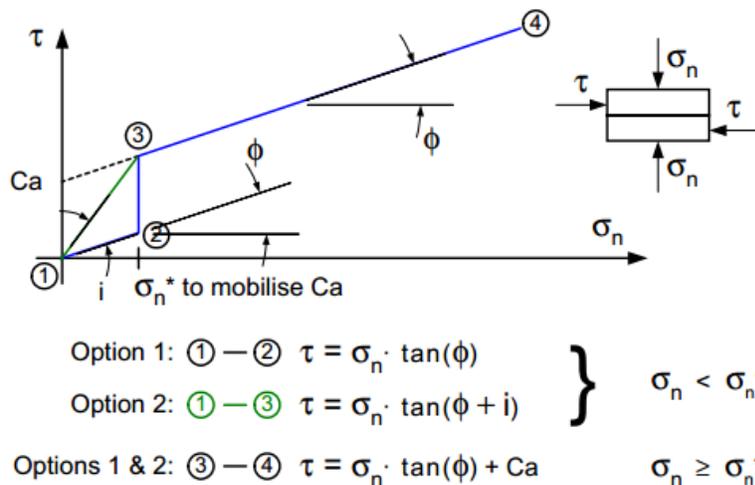


Figure 2.24: Deux méthodes distinctes pour la prise en charge de la résistance au cisaillement à faible contrainte normale selon CADAM 2000 [Leclerc *et al.*, 2001]

Considérant ces deux approches, le défi des exploitants demeure l'évaluation de l'ensemble de ces paramètres, menant généralement à des valeurs très conservatrices [Hydro-Québec Production, 2003]. Après quoi, l'analyse de stabilité peut être effectuée et l'atteinte des facteurs de sécurité requis, vérifiée.

Une valeur de résistance à la traction peut être spécifiée à l'onglet *Base Joint* de la fenêtre *Material Properties* (Figure 2.23). Il faut toutefois considérer que celle-ci sera probablement rompue sur une certaine longueur en provenance de la face amont. Le logiciel prend en charge la théorie de l'initiation et de la propagation des fissures. Ainsi, dès que le critère d'initiation de

fissures est atteint, l'analyse procède par itération pour calculer la longueur totale selon le critère de propagation de fissures. Autrement dit, la fissure se propage vers l'aval jusqu'à ce que la contrainte de traction soit insuffisante pour poursuivre, tel que montré à la Figure 2.25.

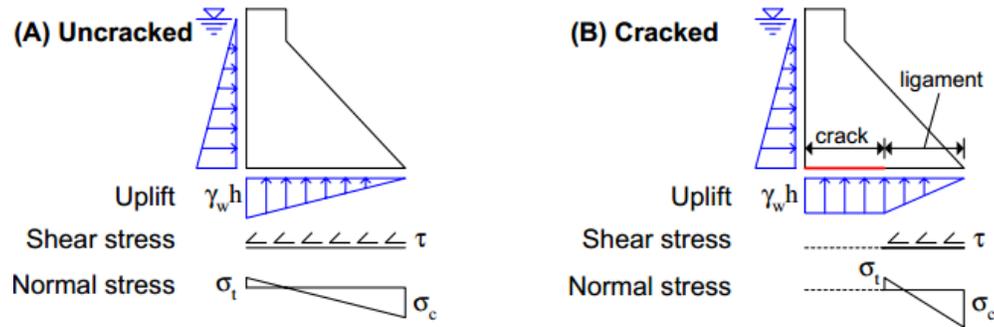


Figure 2.25: Effet de la fissuration sur les pressions de soulèvement et la distribution des contraintes [Leclerc *et al.*, 2001]

Ce processus est itératif puisqu'au fur et à mesure que la fissure s'allonge, la pression de soulèvement se déplace et la contrainte de compression sur le segment non fissuré augmente. Il est très important de noter que la résistance au cisaillement de l'interface à l'endroit de la fissure est considérée comme nulle, transférant la «balance» de la contrainte au segment intact en aval. Les pressions de soulèvement sont considérées comme décroissantes sur ce segment uniquement.

2.3.3 Facteurs de sécurité (FSS) et analyse de sensibilité $c - \Phi$

À l'échelle mondiale, plusieurs organismes reconnus recommandent l'utilisation de facteurs de sécurité précis. L'Association canadienne des barrages est la référence canadienne en ce qui concerne l'état de l'art sur les barrages. Elle est constituée d'un regroupement des acteurs canadiens principaux du domaine tels des exploitants (Hydro-Québec, RTA, etc.), des ingénieurs consultants, des entrepreneurs et des fabricants d'équipement spécialisés, dans le but d'échanger et de faire avancer la connaissance dans le monde des barrages. En matière de sécurité, ses recommandations font office de norme, car le Règlement sur la sécurité des barrages exige une vérification régulière de la stabilité en regard des normes de conception en vigueur [gouvernement du Québec, 2002]. Le Tableau 2.1 présente les SSF recommandés par l'Association canadienne des barrages en fonction du niveau de connaissance de la cohésion.

Tableau 2.1: Facteurs de sécurité contre le glissement à utiliser en fonction de la disponibilité de données et l'utilisation de la cohésion [Association canadienne des barrages, 2007]

Combinaison de charges	Position de la force résultante (pourcentage de la base en compression)	Contrainte normale en compression [note 1]	Coefficient de sécurité pour glissement		
			Frottement seulement	Frottement et cohésion [note 2]	
				Avec essais	Sans essais
Habituelle	De préférence à l'intérieur du crénage (tiers médian de la base: 100 % de compression); toutefois, pour les barrages existants, il pourrait être acceptable d'avoir une petite portion de la base à 0 de compression, si tous les autres critères d'acceptation sont respectés [note 3].	$< 0,3 \times f_c'$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$	$\geq 3,0$
Inhabituelle	75 % de la base en compression, pourvu que tous les autres critères d'acceptation soient respectés.	$< 0,5 \times f_c'$	$\geq 1,3$	$\geq 1,5$	$\geq 2,0$
Crue extrême	À l'intérieur du périmètre de la base, pourvu que tous les autres critères d'acceptation soient respectés.	$< 0,5 \times f_c'$	$\geq 1,1$	$\geq 1,1$	$\geq 1,3$
Séisme extrême	À l'intérieur du périmètre de la base, mais la présence instantanée de la résultante à l'extérieur du périmètre de la base peut être admise.	$< 0,9 \times f_c'$	[note 4]		
Post-séisme	À l'intérieur du périmètre de la base.	$< 0,5 \times f_c'$	$\geq 1,1$ [note 5]	[note 6]	

Note 1. f_c' est la résistance en compression du béton.
 Note 2. Compte tenu de l'incidence importante que peut avoir un très faible degré de cohésion sur la résistance au cisaillement des petits et moyens barrages, on ne doit utiliser un degré de cohésion dans le calcul du facteur de sécurité pour glissement qu'avec une extrême prudence.
 Note 3. Il est très important de tenir compte de tous les modes de rupture dans le cadre d'un scénario où la base est fissurée.
 Note 4. La charge sismique est utilisée pour établir l'état post-séisme du barrage.
 Note 5. Si l'analyse post-séisme indique la nécessité de prendre une mesure corrective, celle-ci doit être prise dans les plus brefs délais, de façon à ramener les facteurs de sécurité à leurs valeurs antérieures au séisme.
 Note 6. Il faut porter une attention particulière à la résistance au cisaillement fondée sur le frottement et la cohésion, car la surface analysée pourrait fort bien ne pas demeurer en compression durant tout le séisme, ce qui pourrait entraîner la fissuration, ce qui modifiera les paramètres de résistance.

À titre d'exemple, l'analyse de sensibilité réalisée par Rullière (2015) sous conditions d'opération normale (*usual*) est présentée ci-dessous. Les caractéristiques géométriques du barrage fictif sont les suivantes :

- largeur en pied: 55 m;
- largeur en crête: 5 m;

- hauteur du barrage: 64 m;
- hauteur de la retenue: 60 m;
- fruit (pente du parement aval) : 77 %

Le barrage fictif est celui présenté à la Figure 2.22. Sa géométrie est maintenue simple pour l'exercice (aucune clef de cisaillement). Les paramètres du cisaillement sont ceux présentés à la Figure 2.23. Les vingt combinaisons des paramètres cohésion et angle de frottement sont présentées au Tableau 2.2. Le facteur de sécurité contre le glissement correspondant, calculé par analyse, y figure également. Il est plus aisé de visualiser ces résultats en les mettant en graphique (Figure 2.26).

Tableau 2.2: Combinaisons des paramètres $c - \Phi$ pour une étude de sensibilité vis-à-vis le SSF [Rullière, 2015]

Φ (°)	c (kPa)	SSF (pic)	Φ (°)	c (kPa)	SSF (pic)
35	0	1,2	45	0	1,7
	50	1,3		50	1,8
	100	1,5		100	2
	150	1,7		150	2,2
	200	1,8		200	2,3
40	0	1,4	50	0	2
	50	1,6		50	2,2
	100	1,7		100	2,3
	150	1,9		150	2,5
	200	2		200	2,6

Les trois facteurs de sécurité seuils associés à une utilisation normale y ont été ajoutés. On y constate que le facteur de sécurité à atteindre en absence d'essais sur la cohésion (3,0) est hors de portée pour ce barrage. En effet, si des essais ont pu montrer un angle de frottement de 41° , il faudrait pouvoir démontrer que des essais donnent une cohésion supérieure à 150 kPa pour que celle-ci puisse être utilisée dans les calculs, valeur qui n'est pas toujours atteinte. Remarquons que les travaux de Rullière (2015) suggèrent qu'une forte rugosité peut mener à des valeurs de cohésion apparente très élevées (500 kPa et plus). Une résistance à la traction de l'interface nulle a été considérée ici, mais l'analyse de sensibilité suggère que de sous-estimer cette dernière ne serait pas conservateur sous conditions sismiques. Elle favoriserait la transmission des forces d'inertie vers les portions supérieures du barrage [Renaud *et al.*, 2016].

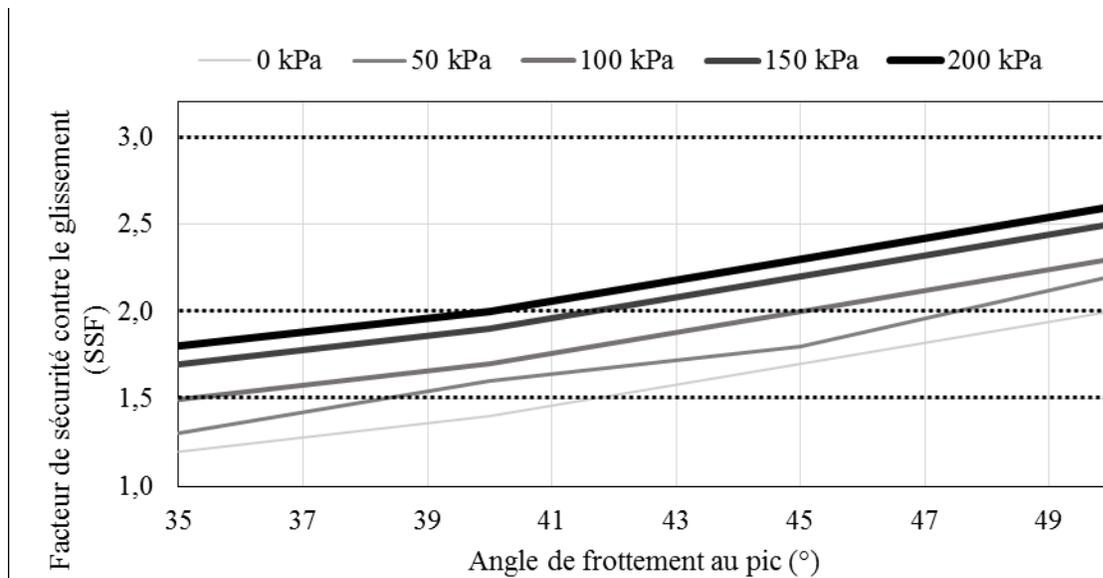


Figure 2.26: Évolution du facteur de sécurité au glissement béton-rocher pour un barrage en fonction de la cohésion apparente et de l'angle de frottement [Rullière, 2015]

2.4 Conclusions sur l'état de l'art

Le chapitre 2 a fait état des différentes manières dont la résistance à la traction de l'interface béton-rocher est abordée à la fois dans le milieu pratique à l'aide de différentes normes et consignes de design et aussi dans le contexte académique où plusieurs chercheurs ont amené leurs contributions. Toutefois, la majorité de celles-ci ne ciblent pas tout à fait le sujet à l'étude, mais plutôt des sujets connexes comme l'adhérence mortier-granulats et les réparations béton-béton. Même les études sur les carottes de forage d'interfaces béton-rocher n'énumèrent pas les facteurs pouvant affecter la résistance à la traction. Le chapitre 2 résume aussi les principaux modèles utilisés en mécanique des roches afin d'estimer la résistance en cisaillement d'un massif rocheux fracturé. Le travail de deux collègues de l'Université de Sherbrooke portant sur un sujet similaire a permis d'avoir une base de référence pour cette présente étude. Finalement, une révision de la manière dont sont effectuées les études de stabilité (et les calculs des FS) permet de comprendre pourquoi il y a lieu de se pencher sur la question des paramètres de Mohr-Coulomb. En effet, la sensibilité du SSF à l'égard de la cohésion justifie que celle-ci soit mieux caractérisée qu'elle ne l'est présentement.

CHAPITRE 3 Matériaux, méthodes et hypothèses

La méthodologie est présentée en deux grandes parties, soit la méthodologie expérimentale et la méthodologie d'analyse. La méthodologie expérimentale n'est que survolée ici et est présentée de façon exhaustive à l'Annexe A. La présente section explique donc comment la phase expérimentale s'inscrit dans le projet de façon globale. Ainsi, sont abordées d'abord la fabrication des spécimens et la mesure de la rugosité d'interface. La description sommaire des essais destructifs suit. Il s'agit de l'essai de traction directe, de l'essai de traction par pression de fluide et de l'essai de cisaillement direct. La méthodologie d'analyse explique par la suite notamment l'utilisation qui est faite de l'ANOVA. Le schéma de la Figure 3.1 illustre la méthodologie. La matrice d'essais se trouve à l'Annexe B

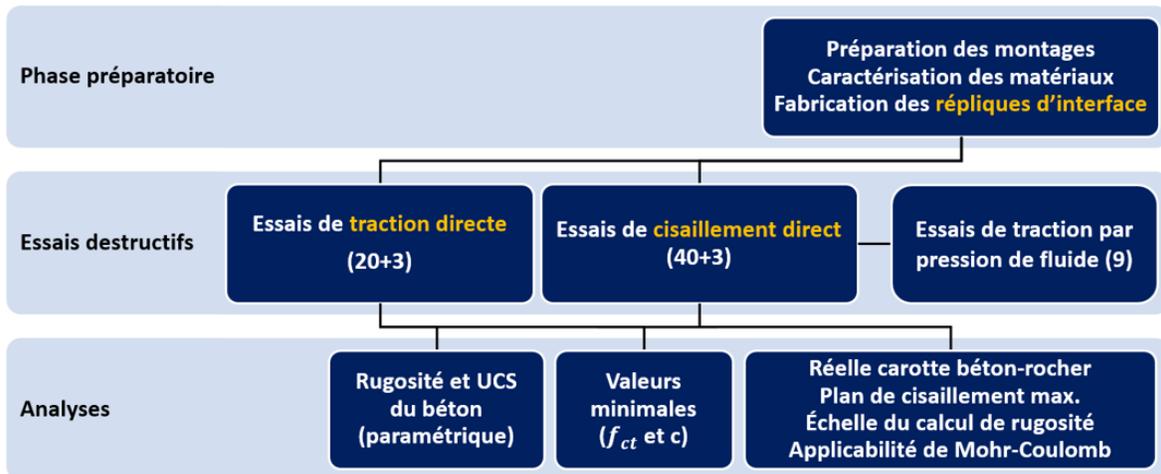


Figure 3.1 : Schéma illustrant la méthodologie des phases expérimentale et d'analyse

3.1 Fabrication des spécimens

3.1.1 Matériaux

Les spécimens sont des répliques d'interfaces béton-rocher en mortier à échelle réduite. Le côté «roche» est composé d'un mortier de ciment prémélangé dont la résistance à la compression uniaxiale avoisine les 70 à 80 MPa après une cure prolongée. Le côté «béton» est composé d'un mortier de ciment GU (*General Use* – tout usage) et d'un sable de quartz fin dont les proportions sont telles que soit un mortier de 20 MPa, soit un mortier de 35 MPa est obtenu. Ce sont des résistances associées à un béton de masse. Une série d'essais de résistance à la compression

uniaxiale a été réalisée sur des cubes de mortier 50 x 50 mm suivant la norme ASTM C109-13 afin de déterminer les proportions. Une série d'essais supplémentaire sur des cylindres 100 x 200 mm [ASTM C39-15a] a par la suite précisé la résistance des trois matériaux (Figure 3.2). Les proportions sont indiquées au Tableau 3.1.

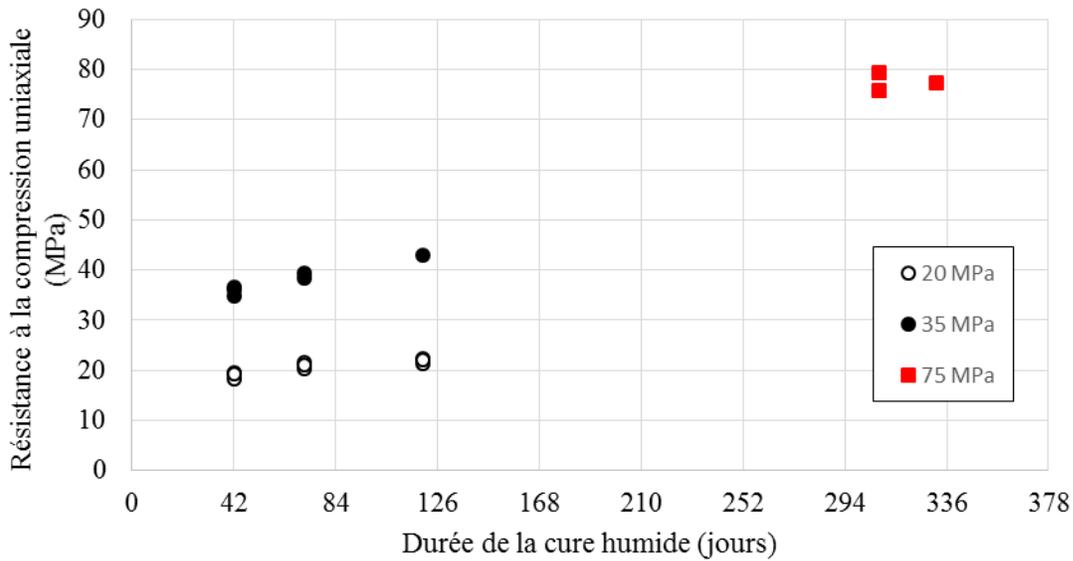


Figure 3.2: Résistance à la compression uniaxiale des mortiers-bétons et mortiers-roches

Tableau 3.1: Proportions des mélanges de mortier conférant les résistances à la compression désirées

Ingrédients	«Béton» 20 MPa	«Béton» 35 MPa
Ciment (kg)	450	593
Sable (kg)	1214	1157
Eau (kg)	400	375
Volume (m ³)	1,00	1,00
Rapport Sable/Ciment	2,70	1,95
Rapport Eau/Ciment	0,89	0,63

Le module d'élasticité et le coefficient de Poisson ne font pas partie des paramètres à l'étude. Ils ont tout de même été évalués de façon dynamique pour le mortier-roche et pour le mortier-béton 35 MPa à l'aide de mesures de vitesses ultrasonores. Les valeurs sont présentées au Tableau 3.2. Le processus est décrit en annexe.

Tableau 3.2: Module d'élasticité et coefficient de Poisson dynamiques

Matériau	ρ (kg/m ³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	E_d (GPa)	ν_d
Mortier-roche	2199	4613	2334	31,8	0,33
Mortier-béton (35 MPa)	2086	4022	2379	29,1	0,23

3.1.2 Géométrie des spécimens

Une des hypothèses du projet est que la rugosité d'interface est un paramètre influençant la résistance du lien cohésif. Cinq différents profils d'interfaces ont donc été utilisés afin de mouler le côté «roche» de l'éprouvette. Trois d'entre eux proviennent de plaques d'acier dentelées selon une direction, l'un d'eux provient d'une pastille de silicone ayant moulé une surface granitique rugueuse et le dernier est obtenu à partir d'une plaque de métal lisse. Le diamètre des spécimens est soit de 3 po (76,2 mm), soit de 4 po (101,6 mm) et provient des tuyaux en plastique ABS utilisés pour les mouler. Les spécimens de 3 po étaient nécessaires pour utiliser les plaques métalliques disponibles et ceux de 4 po pour qu'il y ait compatibilité avec l'appareil de pression de fluide. La Figure 3.3 (a) montre un de ces tuyaux coupé en cylindre et dont la plaque métallique sert de bouchon au coulis de mortier.

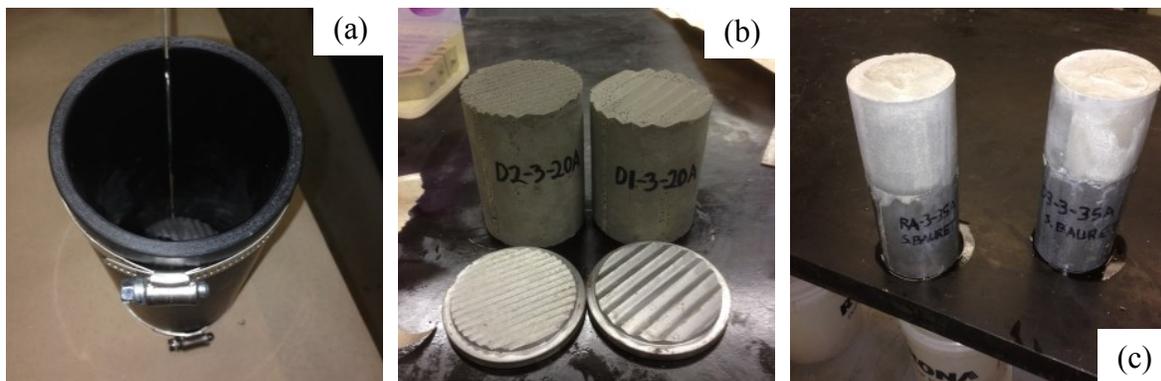


Figure 3.3: Moule en plastique ABS avec plaque métallique (a), portion «roche» de l'éprouvette durcie avec leurs plaques métalliques respectives (b) et spécimens composites terminés (c)

Une fois la portion «roche» durcie, elle est retirée du moule, ayant l'aspect visible à la Figure 3.3 (b) et entreposée en cure humide pour une période de 4 mois. Elle est par la suite réinsérée à l'envers dans le même moule de façon à ce que l'interface rugueuse soit au centre. Le mélange 20 MPa ou 35 MPa est ensuite coulé sur la surface propre et humidifiée. Après le durcissement,

les spécimens achevés (Figure 3.3 c) sont replacés en milieu humide pour une période de six semaines. Le protocole est davantage détaillé à l'Annexe A.

3.1.3 Codification des spécimens

Les spécimens sont codifiés selon un système à 4 paramètres qui sont, respectivement, le type d'interface, le diamètre, l'UCS du côté «béton» en MPa et le numéro de série, qui est en fait une lettre (ex : D1-3-20E). Les appellations selon le type d'interface sont présentées au Tableau 3.3. Les profils à l'échelle des interfaces dentelées sont montrés à la Figure 3.4.

Tableau 3.3: Types d'interface basés sur la rugosité et leurs diminutifs

<i>Appellation</i>	<i>Type d'interface</i>
<i>L</i>	Lisse
<i>D1</i>	Dentelé #1
<i>D2</i>	Dentelé #2
<i>D3</i>	Dentelé #3
<i>R</i>	Réplique d'une surface granitique

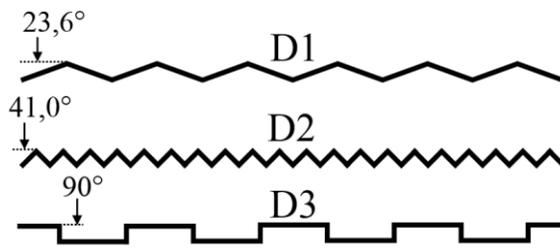


Figure 3.4 : Profils des plaques dentelées

3.2 Mesure de la rugosité d'interface

L'utilisation de plaques de rugosité différentes dans le but de mesurer l'impact de ce paramètre sur le lien cohésif ne sert à rien si cette rugosité n'est pas quantifiée. Ceci fut réalisé en employant le système de classification de rugosité JRC (*Joint Roughness Coefficient*), développé par Barton et Choubey (1978), expliqué à la section 2.2.4. Bien que destiné à être utilisé dans l'équation de résistance au cisaillement de Barton, le JRC offre également une base numérique pour comparer la rugosité de profils. Le JRC est cependant spécifique à une direction le long d'une surface, puisqu'il est associé à une direction en cisaillement. Comme le montre la

Figure 3.5, le JRC du profil A n'est pas le même que celui du profil B. Or, en traction, le déplacement n'est pas dans le plan de cisaillement. Une solution pour caractériser la rugosité dans une telle situation serait de calculer le JRC de plusieurs profils (A, B, C, D, etc.) et d'en calculer la moyenne.

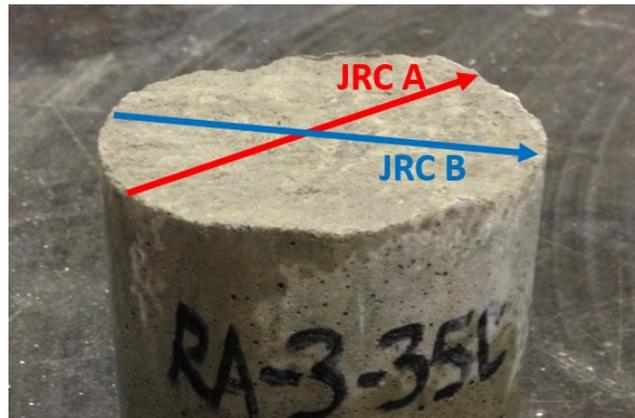


Figure 3.5: Profils potentiels pour calculer le JRC de la surface

Cependant, des essais de cisaillement ont également été pratiqués sur ces mêmes interfaces. Une seule direction a donc été retenue pour le calcul du JRC (la direction «A»), peu importe le type d'essai réalisé. Elle correspond donc à la direction de cisaillement lors des essais de cisaillement direct. Pour l'interface R (la réplique de granite) montrée à la Figure 3.5, un repère au stylo marque la direction de cisaillement choisie sur la pastille de silicone ainsi que sur le côté «roche» du spécimen durci. Pour les interfaces D1, D2 et D3 (les plaques d'acier dentelées), la direction est prise dans le sens perpendiculaire aux crêtes. Dans le cas de l'interface L (lisse), le JRC est calculé dans une direction arbitraire.

3.2.1 Numérisation de la rugosité de surface

Plutôt que d'utiliser le tableau publié par Barton et Choubey (Figure 2.16) pour déterminer le JRC des interfaces, un outil technologique est mis à profit. Un profilomètre laser de marque Kreon et de modèle KZ-25 (résolution verticale de 3 μm) enregistre les coordonnées de chaque type d'interface. Une photo du montage (a) ainsi que deux surfaces numérisées sont présentées à la Figure 3.6. L'image (b) montre l'interface de type R (la même qu'à la Figure 3.5) et (c), l'interface D3. Ces surfaces comprennent en fait des millions de points (coordonnées xyz). De

ces points (espacées de 0,5 mm dans le plan $x-y$), un programme écrit par l'auteur calcule le paramètre $Z2$ et ultimement, le JRC, en se servant de la relation de Tse et Cruden (1979) :

$$Z2 = \left[\frac{1}{M(\Delta x)^2} \sum_{i=1}^M (z_{i+1} - z_i)^2 \right]^{1/2} \quad (3.1)$$

$$JRC = 32.2 + 32.47 \log_{10}(Z2) \quad (3.2)$$

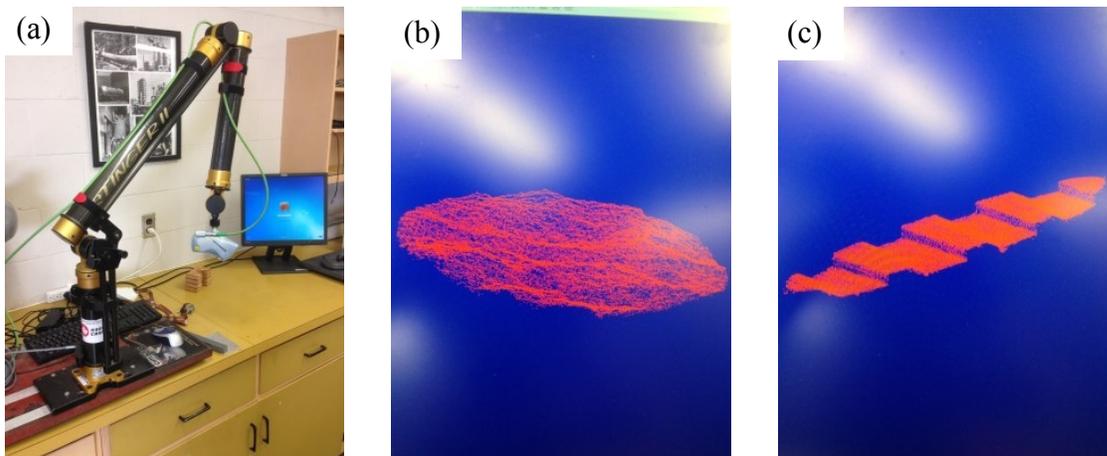


Figure 3.6: Profilmètre 3D (a) utilisé pour numériser les surfaces de «roche» (b et c)

Dans l'Équation 3.1, l'axe des x coïncide avec la direction du profil de rugosité et l'axe des z correspond à l'élévation. M est le nombre d'intervalles équidistants (Δx) composant le profil. Le paramètre $Z2$ correspond à la moyenne quadratique (*root mean square*) de la première dérivée du profil. C'est donc une forme de moyenne des pentes de chaque sous-intervalle du profil. C'est un paramètre qui caractérise le comportement en friction de la roche [Tse et Cruden, 1979]. L'Équation 3.2 est une régression logarithmique permettant de rejoindre une base de valeurs valables de JRC, soit entre 1 et 20. Le JRC d'un seul profil peut cependant ne pas être représentatif de la rugosité directionnelle de l'ensemble de la surface. C'est pourquoi les JRC de plusieurs profils sont calculés et moyennés. Une analyse de sensibilité a démontré que même dans le cas de l'interface R, le fait d'utiliser un faible ou un grand pourcentage de la surface a peu d'incidence sur le JRC moyen. Cette analyse est présentée à la section 4.1. La Figure 3.7 schématise une situation où environ 80 % des profils seraient considérés dans le calcul du JRC moyen, ce qui fut le pourcentage retenu pour les calculs de toutes les rugosités.

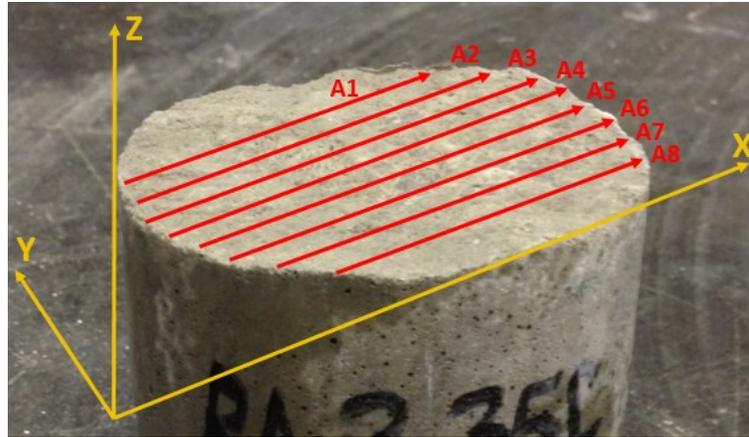


Figure 3.7: JRC moyen pour une direction donnée

Les coordonnées étant espacées de 0,5 mm tant selon l'axe des x que selon l'axe des y , une surface de 30 mm de diamètre possède donc 157 profils numérisés avec le profilomètre. Les 126 profils centraux ont donc été considérés pour le calcul du JRC moyen.

3.3 Essai de traction directe

Le protocole expérimental détaillé est présenté en annexe. Seul un résumé de la méthode est donné ici.

3.3.1 Préparation des spécimens

Les spécimens achevés (Figure 3.3 c) sont préparés et testés à la manière des carottes de roc dans la norme ASTM D2936-08. Deux plaques d'acier sont collées aux extrémités du cylindre à l'aide d'un mastic de finition automobile. Chaque plaque est à son tour vissée contre une pièce de transfert de charge dont l'autre extrémité est fixée au moyen d'une goupille à la presse qui mettra le système sous traction. Il a été remarqué que de garder le spécimen humide pendant le durcissement du mastic nuisait au développement de sa résistance et une fois le système mis en traction, cela favorisait un décollement à l'interface mastic-béton plutôt qu'à l'interface béton-rocher.

3.3.2 Mise en traction du spécimen

La mise en charge suit la norme ASTM D2936-08 en utilisant un taux de déplacement de 0,075 mm/min. La presse utilisée est une Instron 4482 et possède une capacité de 100 kN. Dans le cas où la rupture surviendrait dans le mastic plutôt qu'à l'interface béton-rocher, les plaques d'aciers seraient recollées et les échantillons, testés à nouveau. La Figure 3.8 montre le collage

des plaques d'aciers aux extrémités du spécimen (a), l'installation sur le montage (b) et l'aspect d'un spécimen rompu à l'interface mortier-roche – mortier-béton (c). Les pièces métalliques ont été fabriquées pour ce projet. Les dessins techniques qui ont dû être produits sont présentés à l'Annexe C.

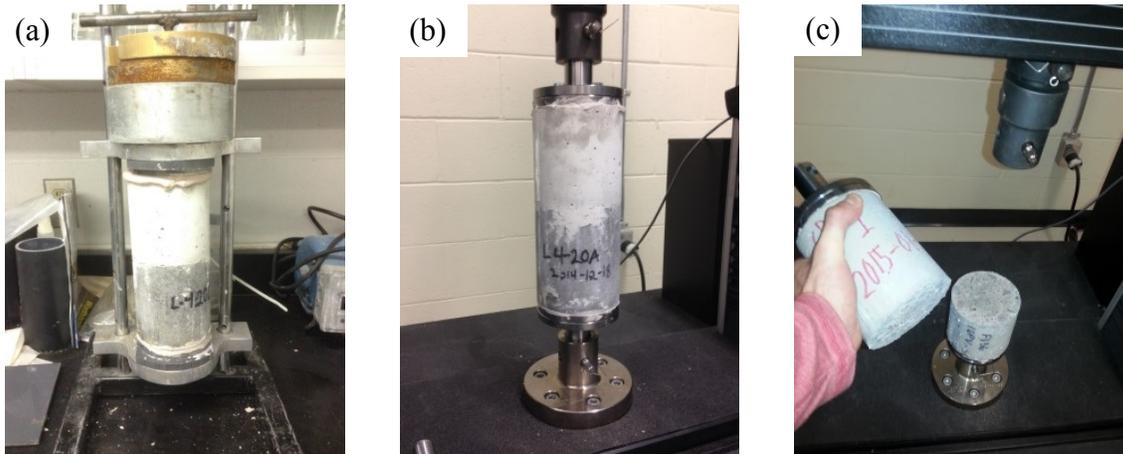


Figure 3.8: Des plaques métalliques sont collées aux spécimens (a) qui sont par la suite sollicités en traction (b) jusqu'à la rupture de l'interface béton-rocher (c)

3.4 Essai de traction par pression de fluide

L'essai de traction par pression de fluide n'est pour l'heure assujéti à aucune norme et son usage n'est pas répandu pour la caractérisation des matériaux. Cependant, son utilisation est très simple et fait l'objet d'une description par Komar et Boyd (2013), Boyd et Mindess (2004) et Uno *et al.* (2011). Lors de cet essai, une éprouvette de béton est insérée dans un cylindre évidé en acier doté de joints toriques (*o-rings*) en caoutchouc aux extrémités. Cela crée une cavité hermétique entre le spécimen et la paroi en acier, tel que montré à la Figure 3.9. Cette cavité est par la suite mise sous pression par un tube l'alimentant en fluide provenant d'un compresseur. L'entrée de fluide est faite à un taux permettant une augmentation linéaire de la pression jusqu'à la rupture. Le spécimen se brise selon son plan le plus faible entre les deux joints. L'analyse par cercle de Mohr montre que la contrainte de rupture est égale à la pression du fluide. Le but d'utiliser cette méthode est d'abord de déterminer les résistances en traction des matériaux «roche» et «béton» qui seront utilisées en analyse. Deuxièmement, une comparaison des deux types d'essais de traction sera possible puisque des échantillons identiques sont testés avec les deux méthodes.

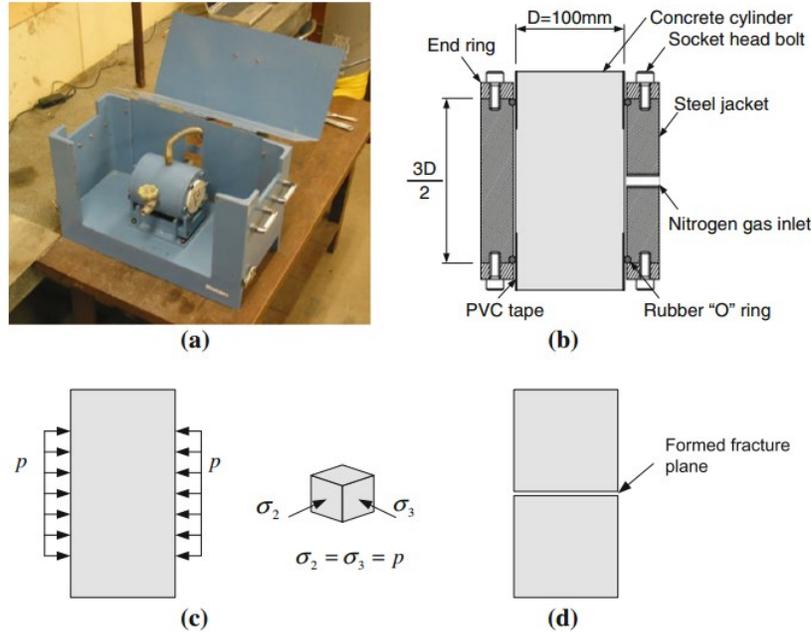


Figure 3.9: a) Appareil de pression de fluide, b) vue en coupe, c) état des contraintes et d) mode de rupture [Uno *et al.*, 2011]

L'appareil utilisé au laboratoire de béton de l'Université McGill est une variante améliorée de l'appareil original, utilisant de l'air plutôt que de l'azote. Il est complètement instrumenté et automatisé. Le taux de chargement sélectionné est similaire à celui utilisé lors de l'essai de traction directe. Comme avec ce dernier, une description approfondie des manipulations expérimentales est fournie en annexe.

3.5 Essai de cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct ont été réalisés avec une presse MTS à l'Université de Sherbrooke. Contrairement aux essais de traction, ces essais sont régulièrement effectués dans le cadre des activités du laboratoire. De plus, ces essais sont assujettis à la norme ASTM D5607-08. Un résumé de la méthode est présenté ici et une description approfondie, en annexe. En plus des 40 échantillons testés pour l'étude paramétrique, trois ont été testés dans le cadre de deux analyses complémentaires décrites aux sections 4.4.7 et 4.4.8.

3.5.1 Préparation du montage de l'essai

Les échantillons testés en cisaillement sont identiques à ceux testés en traction directe. Chaque combinaison de paramètres est testée 4 fois (plutôt que 2 en traction directe). Cela implique donc la préparation de 40 échantillons dont les principales étapes sont les suivantes :

1. Coupe des échantillons et positionnement dans le boîtier de cisaillement inférieur;
2. Coulage de la partie inférieure avec un matériau encapsulant rigide tel un mortier;
3. Application d'un matériau d'espacement au niveau de l'interface (argile);
4. Coulage de la partie supérieure avec un matériau encapsulant;
5. Installation sous la presse.

3.5.2 Réalisation de l'essai

La contrainte normale est d'abord appliquée au spécimen. Celle-ci est constante et prend la valeur de 0,5, 0,8, 1,1 ou 1,5 MPa selon l'essai. Cette plage de contraintes a été choisie, car elle correspond à la contrainte exercée par le poids d'un barrage d'une hauteur de 21 à 64 m, en négligeant les effets des sous-pressions hydrauliques. Une fois cette charge stabilisée, les boîtiers sont mis en déplacement tangentiel à un taux de 0,15 mm/min, ce qui est un taux approuvé par la Société Internationale de Mécanique des Roches (SIMR, ou *ISRM* en anglais) qui suggère 0,20 mm/min [Ulusay, 2014]. Le déplacement se poursuit normalement sur 5 mm à moins d'un bris majeur du spécimen. Ceux-ci ayant un diamètre de 3 po (77 mm), cela correspond à un déplacement relatif de 6,5 %. Un schéma du montage est montré à la Figure 3.10.

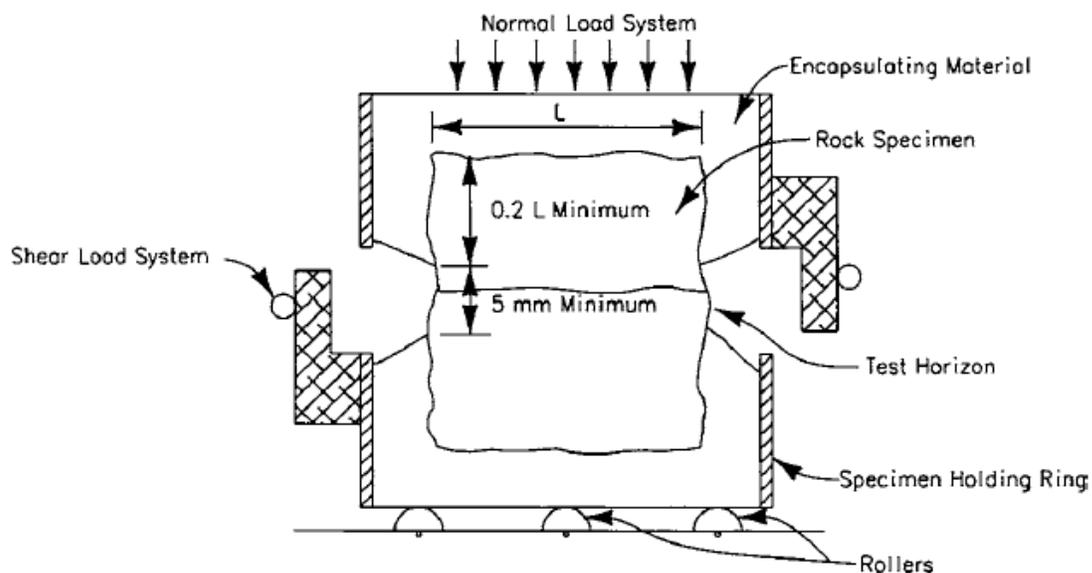


Figure 3.10: Schéma du montage en cisaillement, tiré de la norme ASTM D5607-08

3.6 Méthodologie d'analyse

3.6.1 Analyse des variances à deux facteurs (*2-Way ANOVA*)

Cette méthode sert à évaluer l'impact des paramètres *rugosité d'interface* et *résistance du mortier* sur le paramètre *résistance à la traction*. Avant de dégager une potentielle relation, il faut d'abord vérifier si l'influence des paramètres est significative au sens statistique. Pour ce faire, la méthode de l'analyse des variances (ANOVA, pour *Analysis of Variance*) a été retenue. La méthode n'est expliquée que sommairement ici. Le lecteur peut se référer à Montgomery (2013) pour davantage d'explications. Dans une ANOVA, on s'intéresse à l'impact d'un certain nombre de paramètres ($X1$, $X2$, $X3$, etc.) sur un autre paramètre Y d'une population. Puisque dans ce cas-ci, il n'y a que deux paramètres «influents», restons avec $X1$ et $X2$. Dans la version la plus simple, seuls deux niveaux sont possibles pour $X1$ (appelons-les a et A) et pour $X2$ (appelons-les b et B). La population est ensuite divisée en quatre groupes selon les quatre combinaisons de niveaux possibles à partir des deux paramètres, soient ab , aB , Ab et AB . On s'intéresse ensuite à la valeur moyenne du paramètre Y dans chaque groupe et on la compare avec la valeur moyenne de Y dans l'ensemble de la population. Afin de déterminer si les écarts sont significatifs ou non, la variance de chaque groupe est considérée. Si elle l'est, la probabilité de l'hypothèse nulle, soit que les écarts entre les moyennes des groupes soient attribuables au hasard, est inférieure à 5 %. Cet indicateur est abrégé $Prob>F$, ou P -value. Fait important à souligner, les niveaux de $X1$ et $X2$ sont qualitatifs (discrets) et non numériques, même si a et A sont en fait deux grandeurs différentes sur un spectre continu, contrairement à Y (spectre numérique continu). Par exemple, une voiture a un temps d'accélération 0 à 100 km/h (Y) qui dépend probablement du *type de pneu* ($X1$) et de la *puissance du moteur* ($X2$). S'il est assez évident que les niveaux a et A de $X1$ sont discrets (pneu lisse, pneu rainuré), il faut également comprendre que l'analyse ne considère pas la grandeur des niveaux b et B de $X2$ (moteur 150 hp, moteur 250 hp) ou l'écart de grandeur qui les sépare. L'analyse vérifie également s'il y a influence de l'interaction $X1*X2$ si 2 observations ou plus sont disponibles pour chaque combinaison de paramètres. Pour le projet en cours, le paramètre *rugosité* a cinq niveaux (L, D1, D2, D3 et R) et le paramètre *résistance du mortier* a deux niveaux (20 MPa et 35 MPa).

Outre son utilisation dans cette partie de l'analyse, l'ANOVA servira aussi à mesurer l'impact des mêmes paramètres sur la grandeur de l'ordonnée à l'origine de la relation linéaire Mohr-Coulomb (la cohésion réelle) ainsi que sur la résistance au cisaillement au pic.

3.6.2 Corrélation linéaire selon la méthode des moindres carrés

Si l'analyse de la variance se montre concluante, l'utilisation d'une courbe de tendance peut être faite pour tenter le rapprochement entre deux paramètres. L'utilisation d'une régression linéaire n'est pas privilégiée, mais étant donné l'échantillonnage relativement restreint, notamment en traction, il serait inopportun de présumer une relation polynomiale ou exponentielle.

3.6.3 Analyses complémentaires

Afin d'expliquer certains phénomènes s'étant présentés lors du programme expérimental principal en cisaillement sur les répliques, d'autres essais de cisaillement direct ont été réalisés :

- Essai de cisaillement sur une carotte de forage avec interface béton-rocher liée
- Essais de cisaillement sur mortier-roche «intact» ne présentant pas d'interface

Ces essais ont été réalisés avec les mêmes appareils et en suivant les mêmes normes ayant servi pour les 40 répliques de l'étude principale en cisaillement. Leur analyse permet de comprendre certains phénomènes qui n'avaient pas été élucidés suite au programme expérimental principal.

3.7 Hypothèses

3.7.1 Résistance à la traction

La résistance à la traction d'un joint béton-rocher est fonction de certains paramètres, dont deux ont été choisis pour en vérifier l'influence. Pour ce qui est de la rugosité, on s'attend à priori à ce que le lien adhésif soit plus important avec une rugosité croissante en raison notamment de la surface de contact accrue. Cependant, cette augmentation de surface réduit la composante «normale» de la force de traction et entraîne l'apparition d'une composante en cisaillement. Si la résistance au cisaillement locale est supérieure à la résistance à la traction, la résistance de l'interface globale est augmentée. Si elle est moins résistante, il en dépendra de l'ampleur de l'écart entre les deux, car au fur et à mesure que la composante en traction (forte) fait place à celle en cisaillement (faible), la surface de contact augmente en contrepartie. Puisqu'il n'y a pas

de gros granulats dans le mortier, des bulles d'air à l'interface et une fissuration de retrait constitueraient les principaux défauts et sources de biais. En condition in situ, la composition chimique de la roche et son interaction avec le béton pourraient aussi avoir une influence sur la force du lien adhésif entre la roche et le béton, mais l'influence de celle-ci n'est pas évaluée dans ce projet. Cependant, le lien cohésif dépend autant sinon plus de l'imbrication mécanique à l'échelle microscopique que des forces électrostatiques de Van der Waals [Emmons, 1993]. La décision de permettre le remplacement d'une roche naturelle par un mortier dans cette étude repose largement sur cette considération.

3.7.2 Résistance au cisaillement

Patton a montré, à l'aide de ses épontes à aspérités géométriquement régulières (section 2.2.2 et Figure 2.11), qu'un angle de rugosité plus élevé permet une résistance au cisaillement accrue à faible contrainte normale. Cependant, une fois les aspérités cisillées, cette tendance tend à s'inverser et à forte contrainte normale, une rugosité plus faible dont les aspérités sont intactes est plus résistante. Cela peut être dû à l'effet «roulement à billes» que produisent les aspérités cisillées. Il est difficile d'estimer l'intervalle de contraintes normales où ces comportements sont perceptibles. Outre la géométrie des aspérités représentée par l'angle i , la résistance des matériaux fait augmenter ou diminuer la plage où des variations de comportement peuvent être observées. Une estimation de cette plage basée sur les expérimentations de Nicolas (2014) est de 0,5 à 1,5 MPa, plage retenue pour la phase expérimentale de la présente étude. Puisqu'il s'agit d'une plage de contraintes normales faibles, il est prévu que la résistance au cisaillement au pic augmente avec la rugosité. Il est estimé qu'une meilleure résistance à la compression des matériaux augmente la résistance au cisaillement de l'interface. La pratique courante d'estimer la résistance à la traction par le tiers de la cohésion en cisaillement sera aussi vérifiée. Il est estimé qu'en raison du comportement *curvilinéaire* de l'enveloppe de rupture attendu, cette linéarisation est inadéquate.

CHAPITRE 4 Résultats et analyse

4.1 Rugosité de l'interface béton-rocher

La méthodologie utilisée pour calculer des valeurs numériques de rugosité a généré les résultats montrés à la Figure 4.1. Rappelons qu'un JRC est obtenu à chaque profil dans la direction du cisaillement (axe des x). L'espace des coordonnées dans le plan étant de 0,5 mm, il y a 157 profils. Ainsi, plusieurs JRC moyens ont été calculés en considérant différents pourcentages de profils centraux et sont représentés chacun par une mince barre verticale. La barre «0,5 %» correspond à un seul profil tandis que la barre «99 %» n'en exclut que 2, pour éviter les effets des bords. Seul le JRC de l'interface lisse semble fortement influencé par le pourcentage des profils retenus. La différence de JRC étant cependant faible entre 80 et 99 %, l'analyse se poursuit en ne retenant que les valeurs du «80 %», figurant au Tableau 4.1. L'interface R, dont les aspérités ont des géométries variées et sont distribuées aléatoirement sur l'interface, montre conséquemment une plus grande variabilité au niveau du JRC selon le pourcentage des profils retenus. Les géométries répétitives D1 et D2 ne varient presque pas, puisque la pente moyenne n'est en fait que la moyenne de deux grandeurs égales, mais à signes opposés. Le fort JRC de D3 surprend, car bien que les «sauts» dans la direction Z sont importants, ils sont peu nombreux, les autres intervalles du profil devant posséder des pentes avoisinant 0°. Finalement, certaines surfaces brisées lors de l'essai de traction directe ont été numérisées afin d'évaluer le changement de rugosité. Celles-ci portent la mention «post-test».

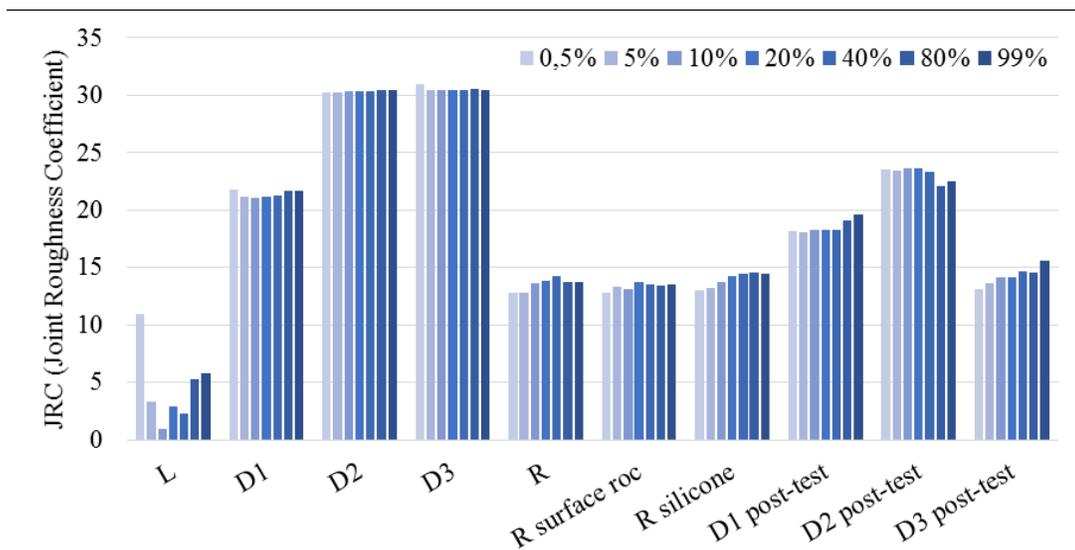


Figure 4.1: Rugosité selon les différents types d'interface et pourcentages des profils retenus

Tableau 4.1: Rugosité calculée des interfaces en utilisant 80 % des profils

Type d'interface	Z2	JRC
L	0,15	5,3
D1	0,47	21,7
D2	0,88	30,4
D3	0,89	30,5
R	0,27	13,8
R surface roc	0,26	13,4
R silicone	0,29	14,5
D1 post-test	0,39	19,0
D2 post-test	0,49	22,1
D3 post-test	0,29	14,5

Il y a toutefois une problématique à utiliser le système JRC lorsque les valeurs de rugosité excèdent la plage prévue par Barton, qui se situe entre 1 et 20. La relation de Tse et Cruden (1979) n'est valable que pour cette plage. Il est donc hasardeux de l'utiliser si l'intrant $Z2$ (voir section 3.2.1) mène à des valeurs de JRC aussi élevées que 30. Il a donc été décidé d'utiliser tout simplement le paramètre $Z2$ plutôt que le JRC comme valeur référence de rugosité. Cela ne change en rien le fondement de la méthode de calcul des rugosités des profils. Il ne s'agit que d'éliminer la dernière étape du calcul, qui consiste à effectuer une translation et un «étirement» du $Z2$ afin de superposer les plages normales de JRC. L'utilisation de l'une ou l'autre des méthodes est comparée à la Figure 4.2. Seuls les profils «80 %» sont montrés. On remarque que la transformation $Z2$ à JRC semble induire une distorsion lorsque des rugosités plus importantes sont atteintes, confirmant le choix d'utiliser le paramètre $Z2$. Celui-ci correspondant à la pente moyenne des intervalles composant le profil, aucune distorsion n'est en fait possible.

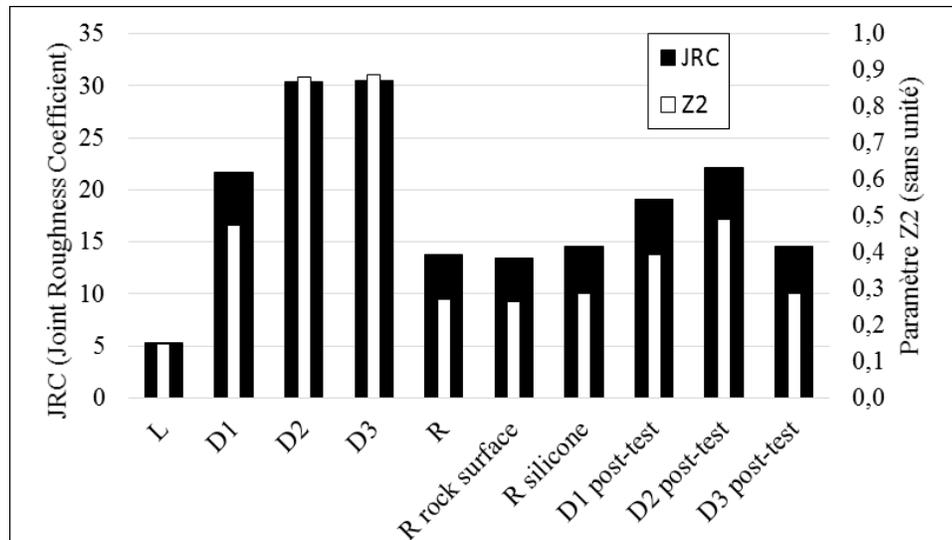


Figure 4.2: Rugosité selon le type d'interface, mesuré à l'aide du JRC et par le paramètre Z2

4.1.1 Analyse des rugosités calculées

Il est a priori surprenant que l'interface lisse atteigne une valeur de JRC aussi élevée que 5 (sur 20) puisqu'une plaque métallique lisse a été utilisée. En regardant l'échantillon de plus près, il est cependant possible de percevoir une certaine porosité, résultant probablement de la formation de bulles d'air à la surface lors de l'hydratation du ciment. Il faut comprendre que la valeur du Z2 ou du JRC calculée est étroitement liée à la longueur de l'intervalle Δx choisi, qui dans ce cas, est de 0,5 mm. Si les angularités du relief sont plutôt à l'échelle du centimètre, le Z2 caractérisera davantage la microrugosité que les aspérités visibles, ce qui n'est peut-être pas approprié vu les aspérités macroscopiques à l'étude. Ce point sera ramené au Chapitre 5.

En plus des cinq interfaces faisant l'objet de l'étude paramétrique, quelques-unes ont été ajoutées avec deux objectifs précis. Le premier implique la numérisation des surfaces «R surface roc» et «R silicone» afin de vérifier la qualité des reproductions de surface granite-silicone et silicone-mortier. Il est intéressant de noter que la surface de granite originale («R surface roc») ainsi que la réplique de l'interface en mortier-roche, R, possèdent des Z2 très rapprochées (0,26 et 0,27, respectivement, soit un écart de 2,5 %). Cela indique que le processus de réplique de l'interface est adéquat. Cependant, la surface de la pastille de silicone intermédiaire ayant servi à répliquer la surface de granite présente un Z2 légèrement plus élevé, soit de 0,29 (écart de 8,3 %). Certes, la pastille de silicone est le *néгатif* de la surface du granite et de la réplique, mais il ne s'agit que d'une réflexion «miroir», car les paramètres Z2 ne sont

que des moyennes d'ensembles de pentes en termes absolus. Le signe de chaque intervalle de pente de 0,5 mm est donc inversé, mais cela n'importe pas, car celles-ci sont mises en valeur absolue. On en conclut que l'éclat translucide du silicone (Figure 4.3) interfère avec la capacité du profilomètre laser à enregistrer les coordonnées de surface.



Figure 4.3: Éclat translucide de la pastille de silicone

Rousseau (2010) avait noté cette difficulté en numérisant une surface de granite (Figure 4.4), dont la composition minérale consiste de feldspath, de quartz et de biotite. Alors que la numérisation du feldspath offrait une bonne densité de points, celle du quartz et de la biotite laissait des «trous». Rousseau (2010) attribua cela d'une part au clivage régulier du feldspath et aux facettes irrégulières du quartz et de la biotite et d'autre part, au pouvoir de réflexion inférieur du quartz et de la biotite, moins opaques que le feldspath.

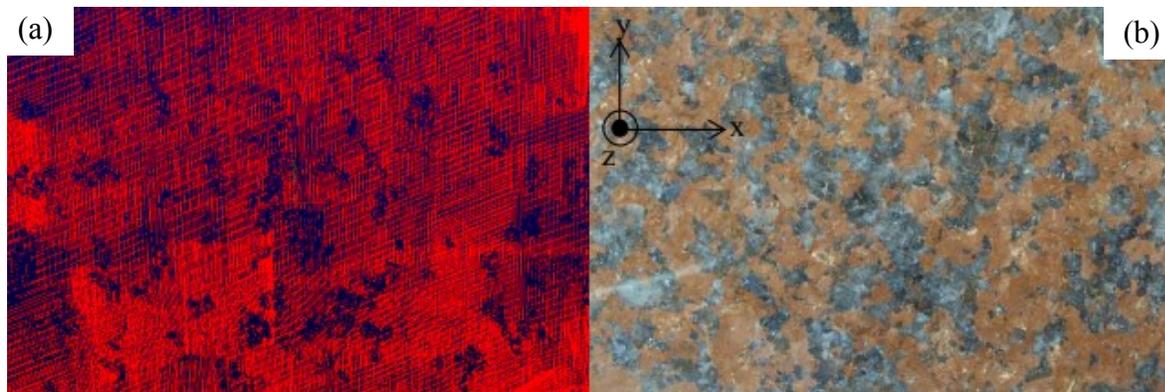


Figure 4.4: Numérisation (a) d'une surface de granite (b). Le feldspath est orange, le quartz gris pâle et la biotite, gris foncé. [Rousseau, 2010]

Le deuxième objectif implique la numérisation de certaines interfaces rompues en traction afin de mesurer leur dégradation et la perte conséquente de rugosité par rapport à leur état initial. Selon les trois échantillons numérisés, les réductions du Z_2 pour les interfaces D1, D2 et D3 sont respectivement de 16, 44 et 68 %. En général, donc, plus la rugosité initiale est élevée, plus la baisse est proportionnellement importante. La Figure 4.5 illustre le côté «roche» des interfaces D1, D2 et D3 numérisées avant (à gauche) et après (à droite) l'essai de traction directe. Le code de couleur est fonction de la coordonnée z . À première vue, il semble que la rupture se serait produite à l'interface même et dans la partie «béton», ce qui explique l'allure d'un dépôt sur la surface. Cependant, une analyse des photos des échantillons après essai (Figure 4.6), montre que dans le cas des interfaces D1 et D2, la rupture s'est produite à proportion semblable dans le mortier-roche, dans le mortier-béton et à l'interface même.

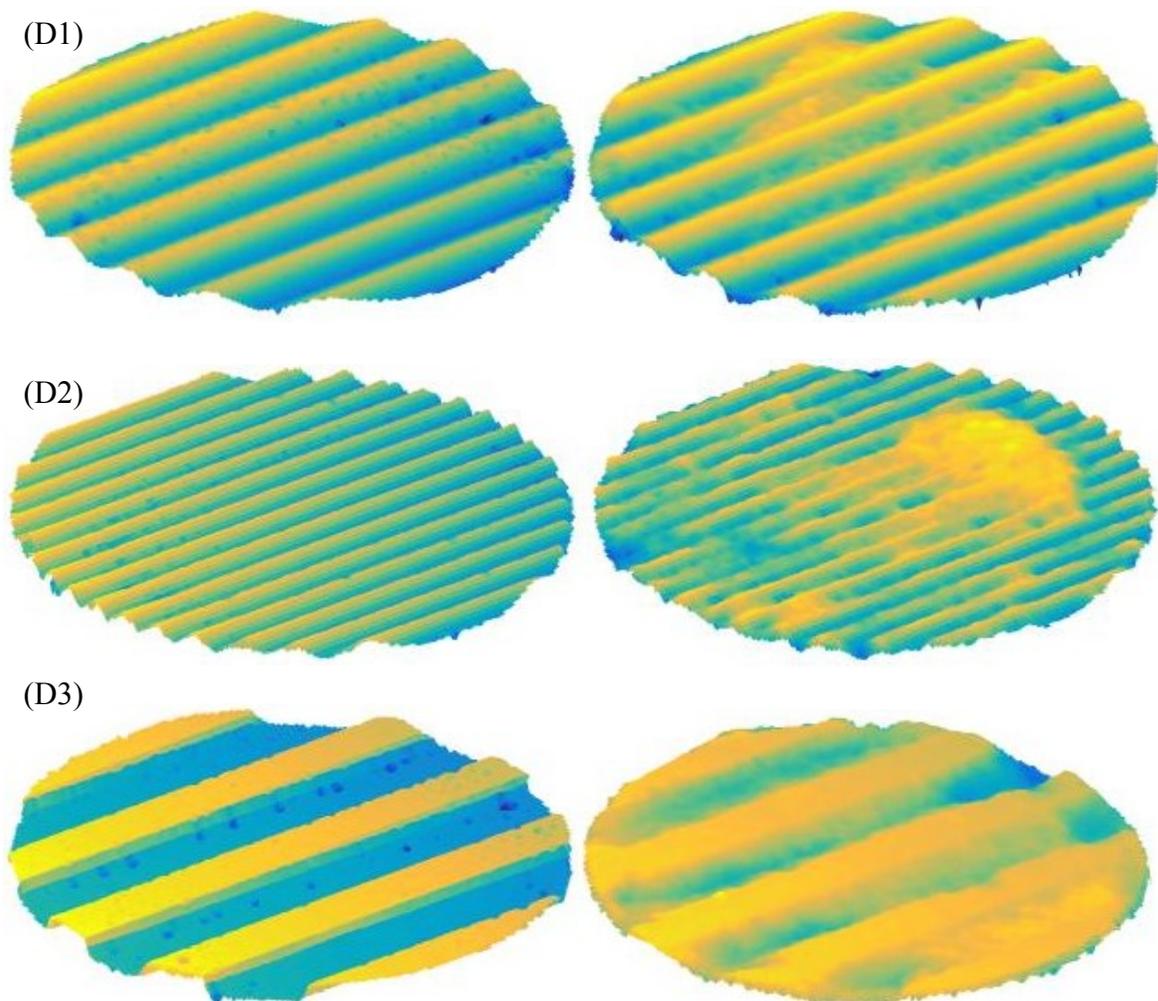


Figure 4.5: Numérisation des interfaces côté roche avant (à gauche) et après (à droite) l'essai

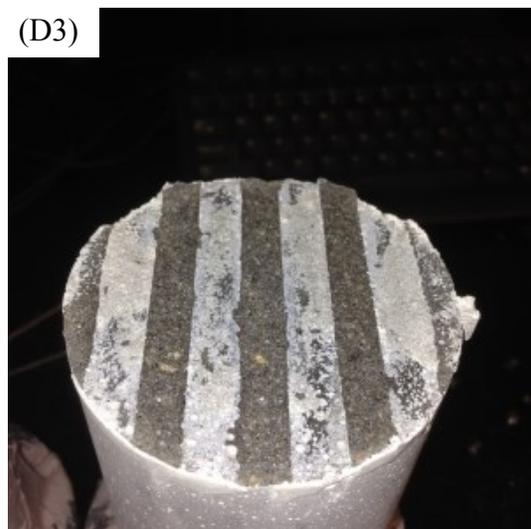
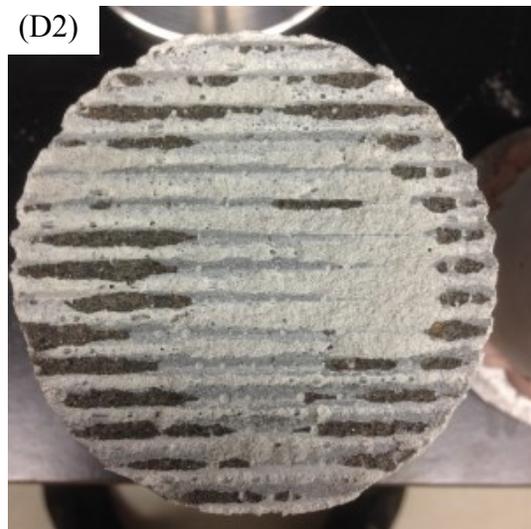
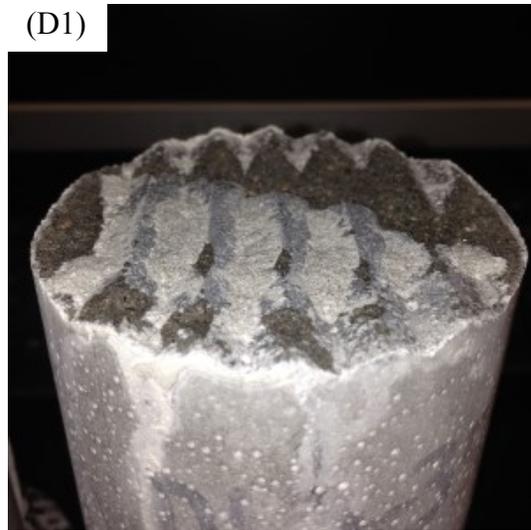


Figure 4.6: Apparence des interfaces D1, D2 et D3 rompues en traction. La portion en mortier-roche est à gauche et la portion en mortier-béton est à droite.

4.2 Essai de traction directe

4.2.1 Résultats

Tous les résultats des essais de traction directe sont montrés à la Figure 4.7. Les résistances varient significativement et sont comprises entre 0,07 MPa et 1,06 MPa. La moyenne est de 0,62 MPa et l'écart-type, de 0,29 MPa. Certaines ruptures ont eu lieu seulement au deuxième ou troisième essai, en raison d'un premier bris à l'interface béton-mastic. Les échantillons concernés sont identifiés à l'Annexe D. Soulignons que les valeurs de résistance ont été calculées à partir du diamètre nominal de l'échantillon et ne tiennent pas compte de la surface «3D» de l'interface. Les trois spécimens «L-4» montrés au graphique n'ont pas été numérisés pour déterminer une valeur de Z_2 , car ils ne participent pas dans l'analyse paramétrique. Ils servent à comparer la procédure et les résultats des deux types d'essais de traction. La Figure 4.8 illustre deux échantillons différents pendant et après l'essai.

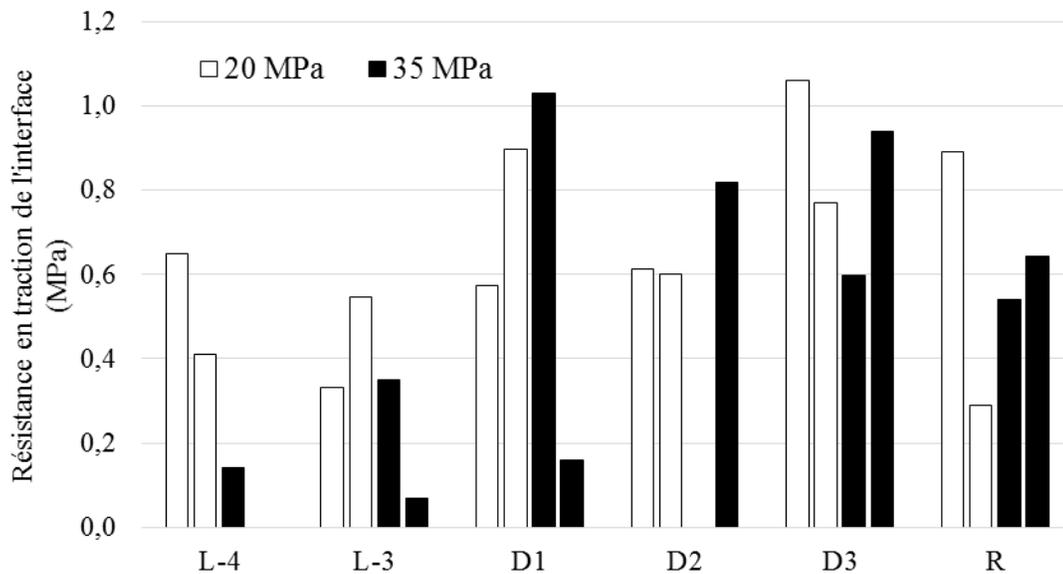


Figure 4.7: Résistance à la traction selon le type d'interface et la résistance du mortier-béton

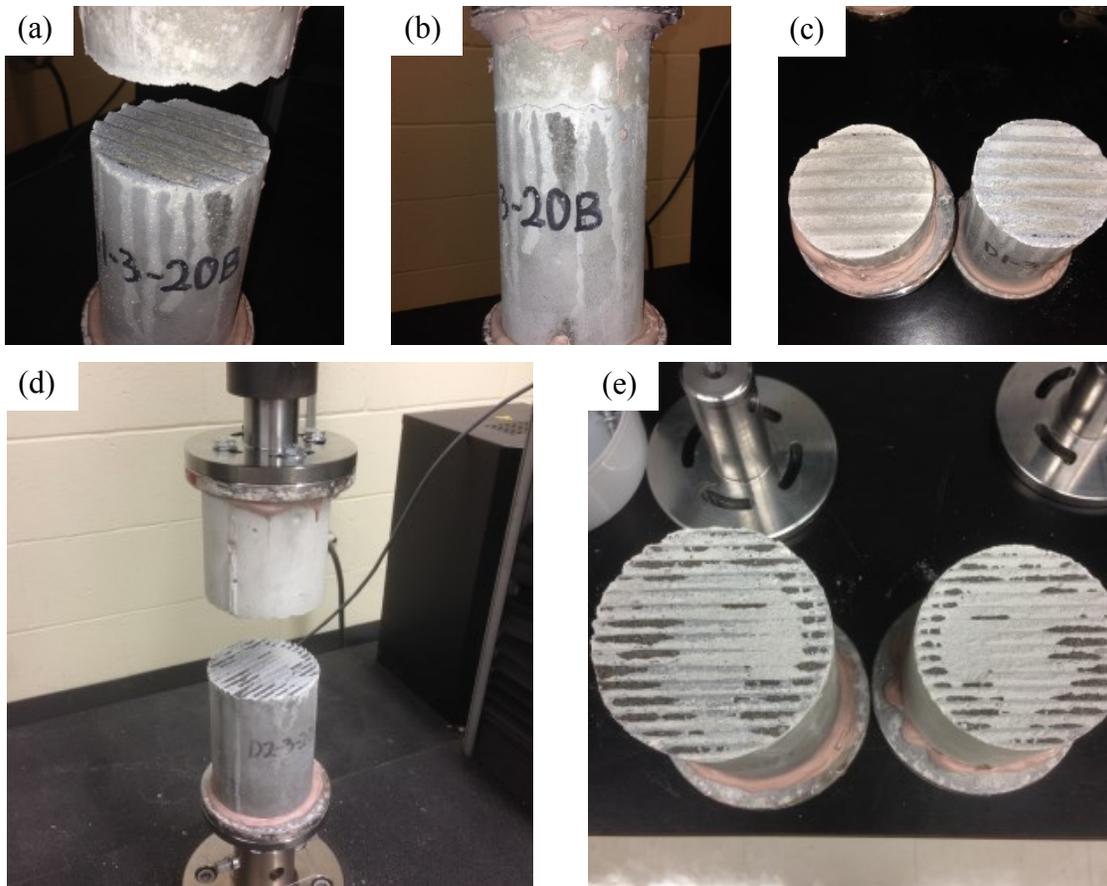


Figure 4.8: Essai de traction directe sur un spécimen d'interface de de type D1 (a, b et c) et de type D2 (d et e)

4.2.2 Analyse de la variance (ANOVA)

Chaque interface ayant une mesure numérique de sa rugosité, celles-ci peuvent être associées à leur résistance à la traction respective (Figure 4.9). Rappelons que chaque combinaison rugosité-résistance du mortier a été testée en deux exemplaires. Le couple (0,47;0,16) semble être une valeur aberrante, mais aucune anomalie expérimentale ne semble pouvoir expliquer sa très faible résistance relativement à sa réplique identique.

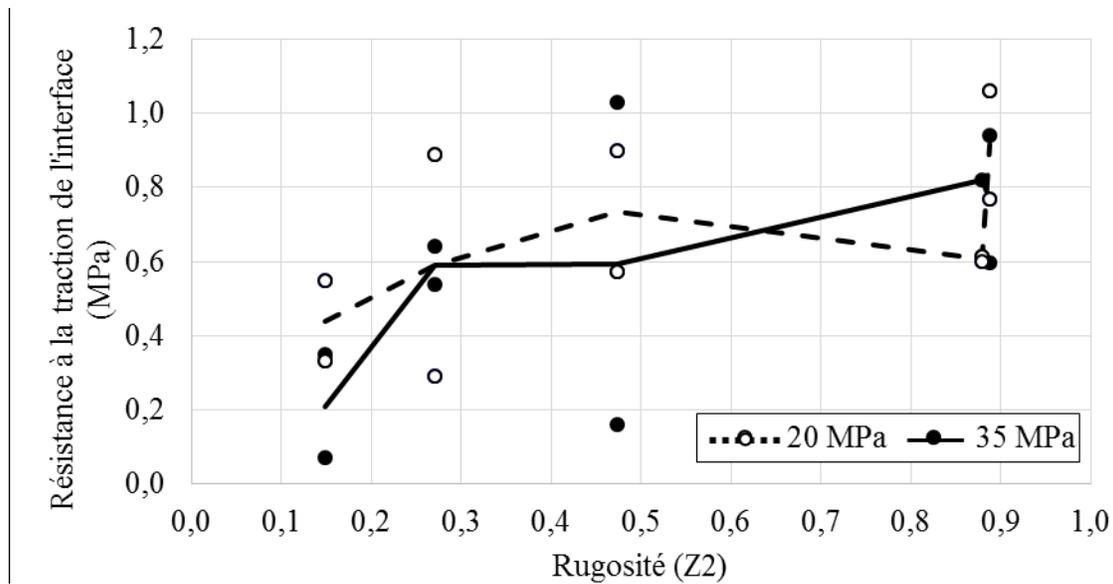


Figure 4.9: Effet de la rugosité de l'interface et de la résistance du mortier-béton sur la résistance à la traction directe (f_{ct}). Les lignes représentent les moyennes des deux répliques identiques.

Ces deux exemplaires permettent l'utilisation de l'ANOVA à deux facteurs. Le Tableau 4.2 présente les résultats de l'analyse des variances, réalisée à l'aide du logiciel Matlab (version R2014b).

Tableau 4.2: ANOVA à 2 facteurs avec deux observations – Résistance à la traction

Source de variation	Somme des carrés	Degrés de liberté	Moyenne des carrés	F	Prob>F
X1 (Rugosité)	0,58061	4	0,14515	1,67	0,2389
X2 (UCS)	0,01666	1	0,01666	0,19	0,6714
X1*X2	0,09435	4	0,02359	0,27	0,8887
Erreur	0,78011	9	0,08668		
Total	1,47164	18			

Les valeurs de la dernière colonne étant loin d'être inférieures au seuil de signification de 5 %, on ne peut conclure que la rugosité, la résistance du mortier-béton ou encore l'interaction des deux paramètres ont un impact sur la résistance à la traction des interfaces. Le graphique permet toutefois, de façon générale, de constater que le nuage de points montre une augmentation de la résistance moyenne en traction en fonction de la rugosité. La dispersion des données est très prononcée. Pour chaque rugosité et résistance, la paire de spécimens n'a pas tendance à se grouper. Une façon de réduire la dispersion globale est de considérer que sous conditions idéales, 100 % de la résistance à la traction de l'interface est mobilisée lors de l'essai, mais

qu'en pratique, il est impossible de l'atteindre en raison des sources de variation difficiles à éliminer lors des manipulations. Selon ce raisonnement, il serait plus approprié de ne conserver que la valeur de résistance à la traction la plus élevée des deux répliques, tel que montré à la Figure 4.10.

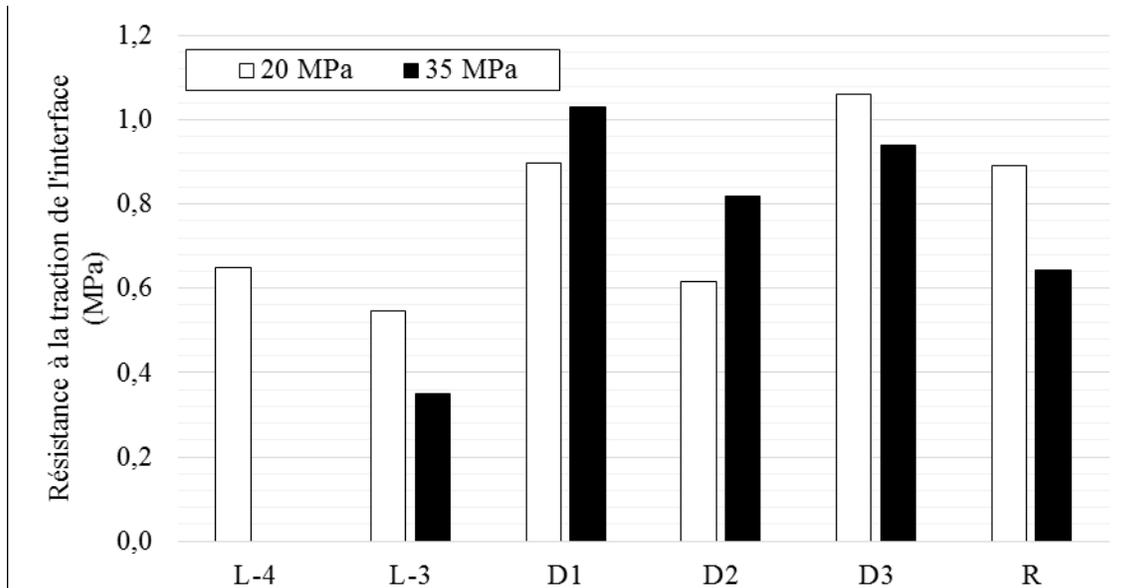


Figure 4.10: Résistance à la traction des interfaces après élimination de la plus faible des deux répliques

Une fois ces données filtrées, elles peuvent de nouveau être mises en graphique, à la Figure 4.11. La nouvelle moyenne est plus élevée, à 0,78 MPa et l'écart-type est plus faible, à 0,23 MPa. La tendance à la hausse est légèrement plus nette, mais demeure non définitive.

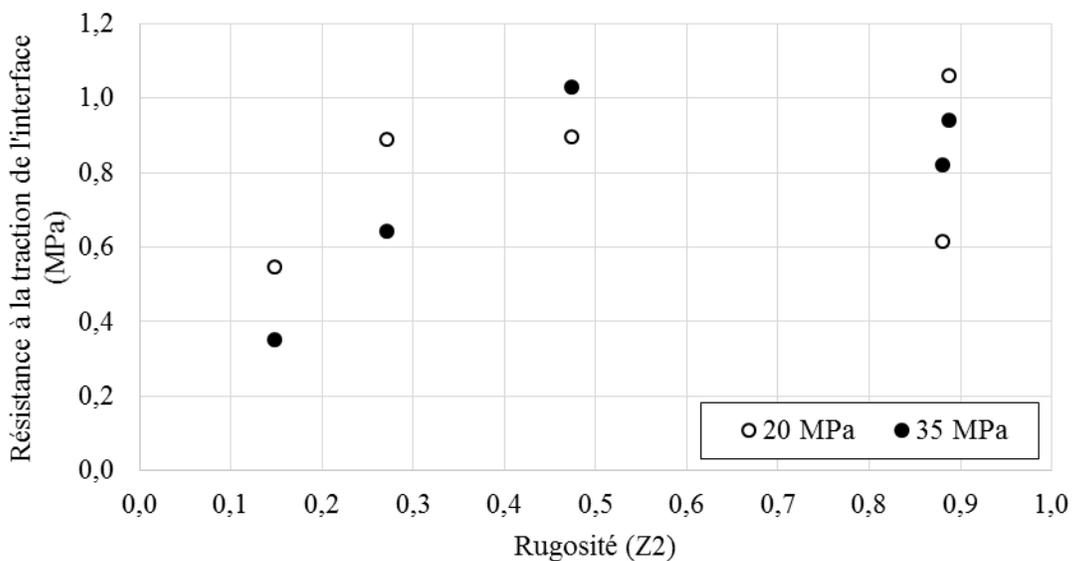


Figure 4.11: Relation résistance à la traction – rugosité après élimination de la plus faible réplique

Une seconde analyse de variance peut également être effectuée (Tableau 4.3). À présent, le paramètre «rugosité» se rapproche du seuil de signification de 5 %, alors que celui de la résistance du mortier-béton n'a presque pas changé. Au nombre de 10, la taille de l'échantillonnage est assez faible. La méthode prend cependant en compte la taille lors du calcul de «Prob>F», aussi appelé *P-value*.

Tableau 4.3 : ANOVA à 2 facteurs avec une seule observation – Résistance à la traction

Source de variation	Somme des carrés	Degrés de liberté	Moyenne des carrés	F	Prob>F
X1 (Rugosité)	0,39251	4	0,09813	4,79	0,0791
X2 (UCS)	0,0052	1	0,0052	0,25	0,6406
Erreur	0,08187	4	0,02047		
Total	0,47959	9			

4.2.3 Détermination d'une relation de type *résistance à la traction – rugosité*

L'ANOVA suggère qu'il est plausible qu'il y ait impact du paramètre rugosité sur la résistance à la traction de l'interface béton-rocher. La suite logique serait de proposer une relation liant les deux variables. Une régression linéaire simple en utilisant la méthode des moindres carrés a été rajoutée au précédent graphique. En fait, deux relations, chacune propre aux échantillons 20 MPa et 35 MPa, ont été rajoutées, ainsi qu'une relation calculée à partir de l'ensemble des données. Les équations sont présentées sur le graphique même, à la Figure 4.12. Le coefficient de corrélation est probablement trop faible pour qu'il soit pertinent de tenter une relation. En inspectant la répartition des points, il semble qu'une fonction bilinéaire ou logarithmique offrirait probablement une meilleure corrélation. Cependant, la faible taille de l'échantillon rendrait *inopportune* une telle interprétation de la courbe de croissance.

La différence de pente est relativement faible entre les deux résistances en compression. Mentionnons qu'à plusieurs reprises, les spécimens se sont brisés non pas à l'interface, mais au niveau du lien entre l'adhésif et le mortier-béton. Lorsque possible, ces spécimens ont été testés une deuxième, voire une troisième fois, se rompant finalement à l'interface à une contrainte à laquelle il avait résisté à l'essai précédent. Cela constitue une cause d'erreur, qui sera abordée à la section 5.4.2.

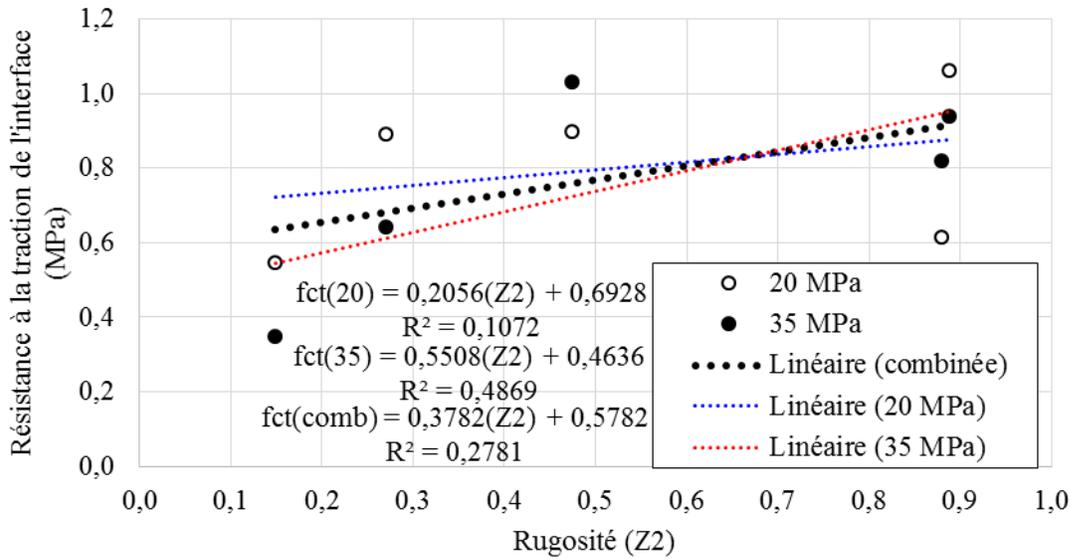


Figure 4.12: Relations linéaires observées pour la fonction *résistance à la traction – rugosité*

4.3 Essai de traction par pression de fluide

4.3.1 Résultats

Les essais de traction par pression de fluide ont eu lieu au laboratoire de béton de l'Université McGill. Les matériaux composant le mortier-béton et le mortier-roche, ainsi que l'interface liée des deux matériaux, ont été testés en traction. Le système d'acquisition permet de suivre l'évolution de la contrainte dans le temps et de la comparer avec le taux de chargement voulu (guide), tel que montré à la Figure 4.13. Les résistances mesurées des matériaux intacts varient entre 3,34 et 5,48 MPa et celles des interfaces entre 0,98 et 1,85 MPa. Ces résultats sont montrés à la Figure 4.14.

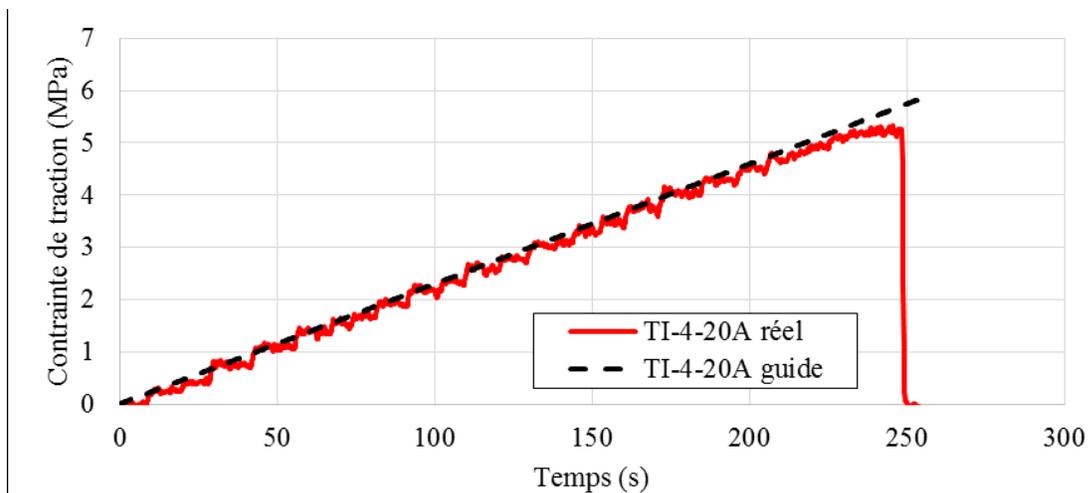


Figure 4.13 : Courbe d'essai de traction par pression de fluide sur un cylindre intact de mortier-béton

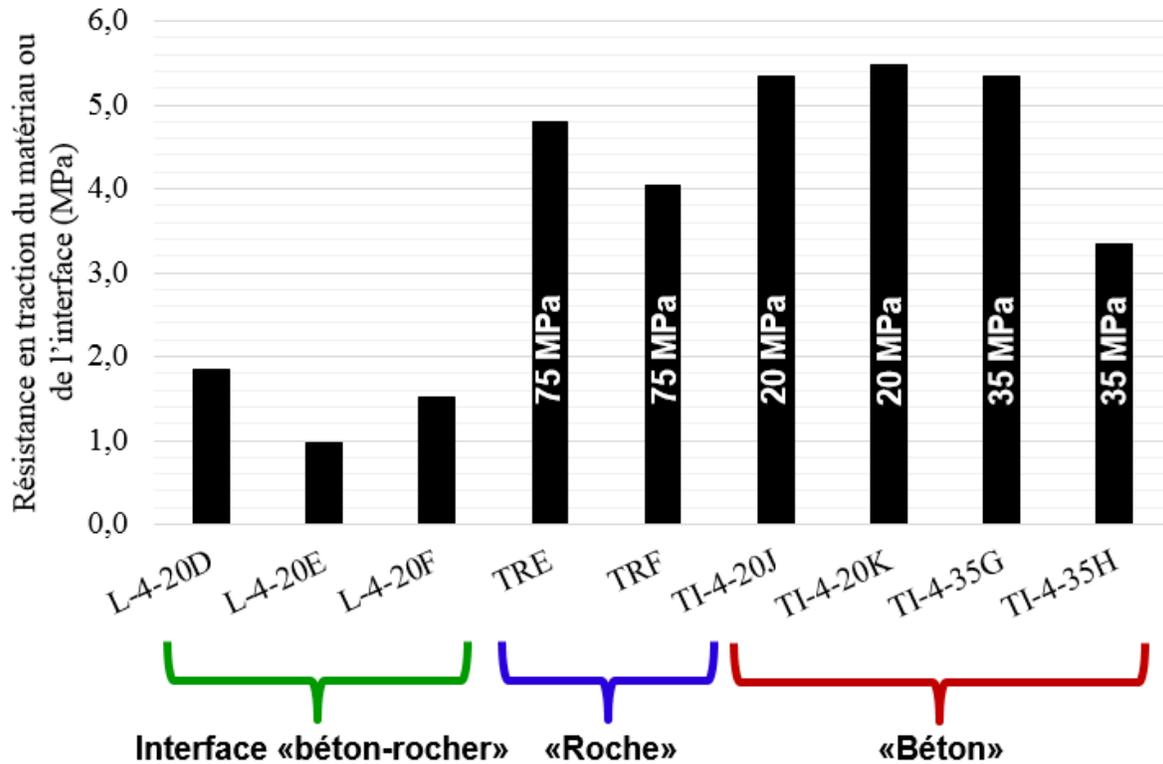


Figure 4.14: Résistance à la traction par pression de fluide

4.3.2 Analyse de la rupture

Les spécimens composés se sont tous brisés à l'interface et les spécimens intacts, selon un plan bien perpendiculaire à l'axe du cylindre. La Figure 4.15 montre trois différentes ruptures.

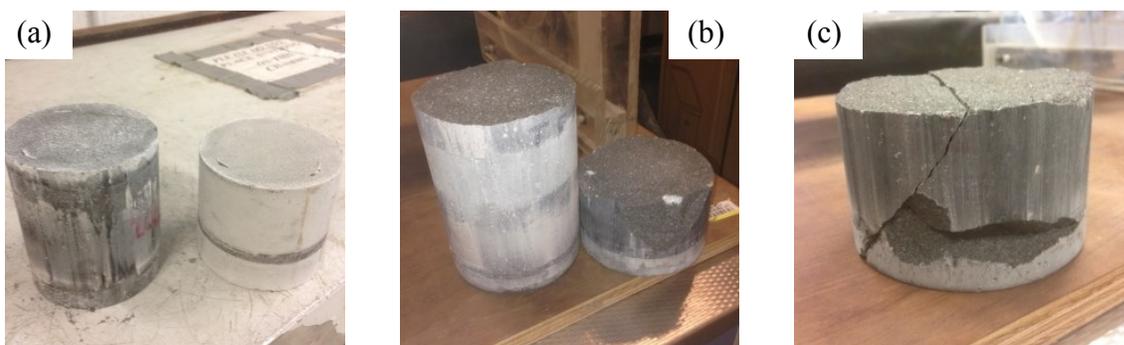


Figure 4.15: Plans de rupture à l'interface béton-rocher (a) et dans le matériau intact (b et c)

Dans les spécimens combinés, il y a décollage à l'interface béton-rocher (a). Dans le cas des spécimens intacts, la rupture se développe entre les deux anneaux de caoutchouc (b). La planéité ainsi que la perpendicularité à l'axe du cylindre sont marquées. Sur le même type de cylindre,

deux plans de rupture secondaires se sont produits selon des plans oblique et parallèle au plan principal (c). Cela est vraisemblablement associé au choc post-rupture d'une des moitiés étant projetée contre la paroi d'acier protectrice de l'appareil, malgré l'installation de coussins amortissants.

4.3.3 Analyse des résultats

Il est d'abord important de souligner la facilité relative de préparer et d'effectuer ce test, par rapport à l'essai de traction directe. Il n'est pas nécessaire d'assurer le parallélisme des extrémités, ni de les surfacier, ni d'y coller des plaques d'acier ou encore de les nettoyer. La question de l'excentricité de la charge ne se pose donc pas. L'appareil utilisé ne peut toutefois prendre en charge que des spécimens d'un diamètre de 100 ± 2 mm et d'une longueur supérieure à 150 mm. Selon l'expérience de Komar, une texture de cylindre ayant des pores supérieurs à 2 mm peut également compromettre l'essai. La Figure 4.14 montre que la reproductibilité est améliorée par rapport à l'essai de traction directe. En aucun cas les résistances de répliques identiques ne diffèrent de plus de 100 %. Les interfaces lisses de 4 po de diamètre ont cédé à de plus hautes contraintes que leurs copies identiques en traction directe (1,45 MPa vs 0,40 MPa). C'est un rapport de résistances de plus de 2,5. Une part de cet écart est probablement due à la meilleure préparation de l'interface lisse dans le cas de l'essai par pression de fluide. Celle-ci a été «surfacée» avec une scie à diamant, laissant une certaine rugosité. D'autres éléments seront soulevés à la section 5.4. D'autre part, il peut être surprenant d'observer des cylindres ayant des résistances à la compression supérieures à 75 MPa se rompre en traction à des contraintes auxquelles ont résisté des cylindres dont la résistance à la compression était évaluée à 20 et 35 MPa. L'explication la plus probable est celle du retrait de séchage plus important des bétons de ciment hautes performances, ceux-ci sont habituellement plus sujets à la microfissuration que les bétons normaux et donc plus vulnérables à la résistance à la traction. Cependant, le mortier-roche est un SikaGrout 212 HP à base de ciment et de fumée de silice comprenant un agent compensateur de retrait. Cet agent n'est possiblement pas présent en quantité suffisante pour compenser son retrait. Mentionnons par ailleurs que l'étanchéité a été perdue à deux reprises en chargeant le spécimen TRF, atteignant presque 6 MPa sans se rompre. Lors du troisième chargement, le spécimen, probablement affaibli, s'est brisé à seulement 4,10 MPa.

4.4 Essai de cisaillement direct

L'essai de cisaillement direct tient compte d'un plus grand nombre de phénomènes simultanés que l'essai de traction directe. Il est jugé plus efficace de présenter et d'analyser d'abord les courbes, pour comprendre le *comportement* des spécimens en cisaillement et puis d'analyser de façon statistique (avec l'ANOVA) les liens entre les différents paramètres. La section des résultats ne présente pas de façon exhaustive toutes les figures, mais s'appuie plutôt sur elles afin d'illustrer les phénomènes observés. L'ensemble des figures et tableaux est cependant annexé au mémoire (Annexes D et E). Les figures comprennent les courbes cisaillement-déplacement (lignes pleines) et les courbes contrainte normale-déplacement (lignes discontinues) dans le graphique supérieur et les courbes de dilatance dans le graphique inférieur. L'analyse tente de relier le comportement des courbes aux phénomènes mécaniques se produisant lors des essais. Le comportement en cisaillement est d'ailleurs plus complexe qu'en traction, puisqu'il combine en fait de la compression, de la traction et des déplacements bidirectionnels (dilatance). Les impacts mécaniques sur les échantillons sont analysés à l'aide des photos prises post-essai. Celles-ci représentent l'état de la cassure du côté de la portion mortier-roche. Lors de l'essai, la portion mortier-béton se déplaçait vers la droite sur ces photos.

4.4.1 Résultats – Cisaillement direct en fonction de la contrainte normale

La Figure 4.16 illustre qu'autant la résistance au cisaillement au pic que la résistance au cisaillement résiduelle croient, de façon générale, avec la contrainte normale. De façon analogue, il est prévisible que la dilatance (qui correspond à l'écartement des deux épontes) soit davantage entravée par une contrainte normale plus grande, ce qui est observé ici. La Figure 4.16 est très représentative de l'ensemble des essais dans le sens où le positionnement relatif des courbes varie peu, sans égard à la rugosité et l'UCS du béton. La rigidité de l'échantillon est constante pendant toute la phase élastique. La rigidité est aussi indépendante de la contrainte normale à ces faibles niveaux.

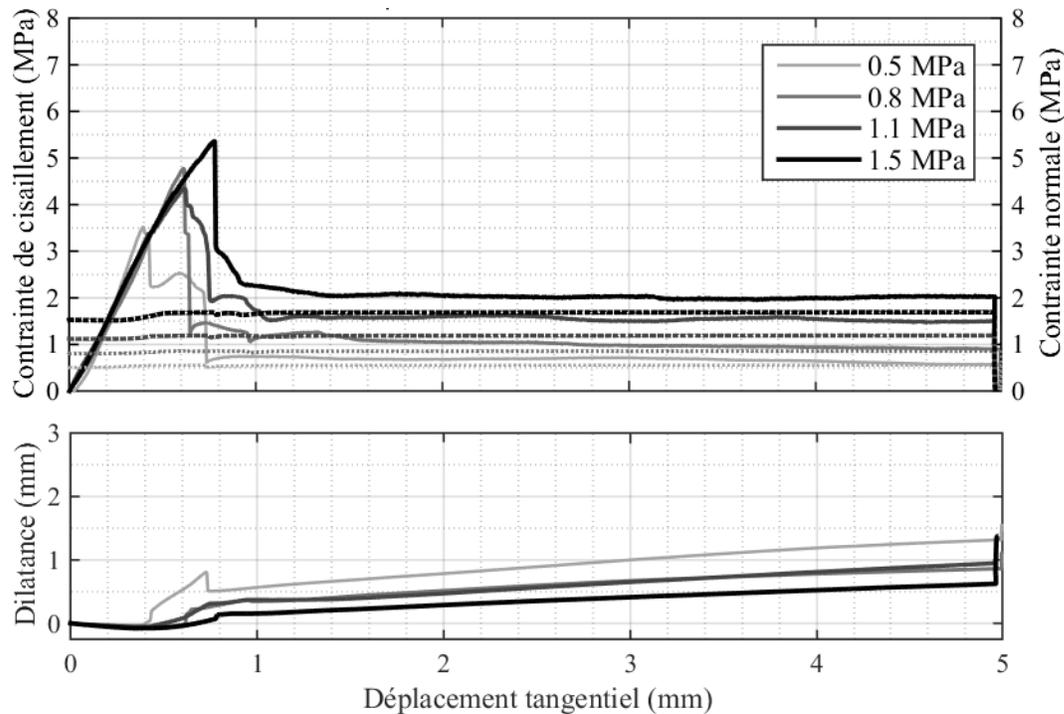


Figure 4.16: Courbes des essais de cisaillement direct | Interface R | UCS = 20 MPa

D'autre part, les photos de la Figure 4.17 montrent que la rupture ne se fait pas seulement le long de l'interface (R). Du quart à la moitié du plan de rupture se trouve en fait à l'intérieur du mortier-béton. De plus, l'angle de ce plan de rupture semble croître avec la contrainte normale. Pour cette analyse, ce type de rupture est qualifié de *secondaire*. Le «reste» du plan de rupture, horizontal, ne suit qu'approximativement l'interface, parallèle à celle-ci, mais davantage à l'intérieur du mortier-béton, ce qui n'est pas anormal vu sa résistance plus faible que celle du mortier-roche. Par ailleurs, les quatre échantillons ont des rigidités presque identiques, puisque la première portion linéaire de la courbe peut faire office d'une courbe contrainte-déformation. D'autre part, la comparaison des courbes de cisaillement et de dilatance semble montrer une rupture en un seul temps au moment de l'atteinte du pic de cisaillement. Il y a par la suite un faible gain de dilatance. Celui du premier échantillon est plus marqué, puis est immédiatement suivi d'une chute, probablement dû à une grosse aspérité cassée. La lente augmentation de dilatance jusqu'à la fin de l'essai est probablement expliquée par le frottement de l'éponte supérieure contre le mortier de confinement immédiatement à droite de l'échantillon. Les deuxième et troisième photos montrent que ce frottement se faisait en montant, écartant invariablement les deux parties.

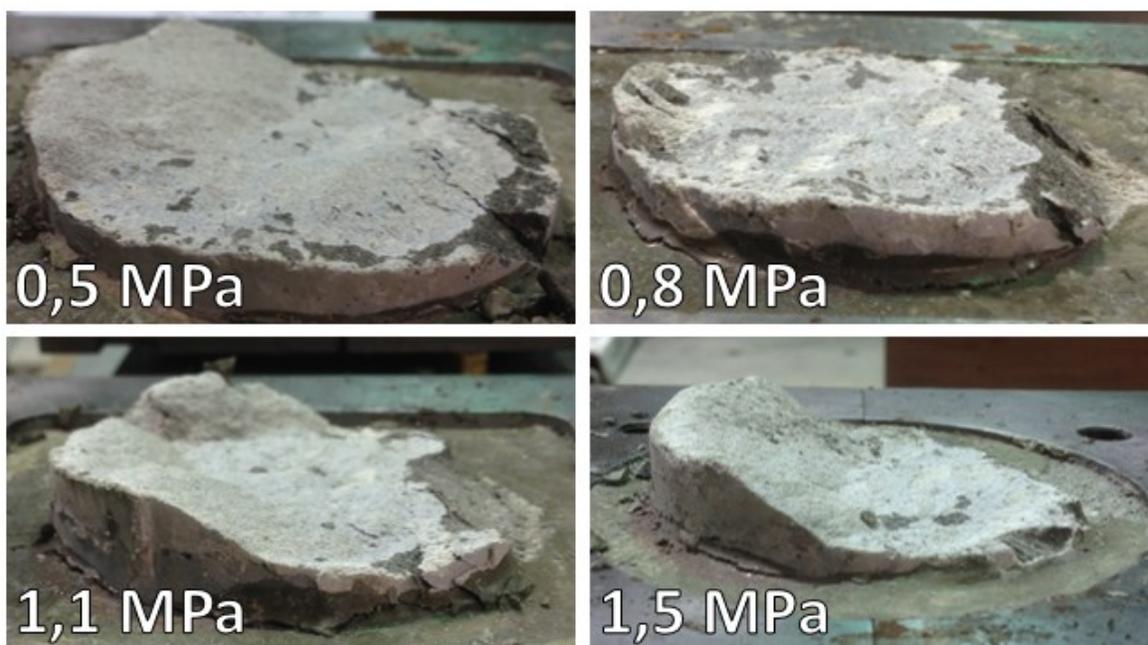


Figure 4.17: Photos après essais de cisaillement direct | Interface R | UCS = 20 MPa

Il serait avisé de faire la même analyse avec un autre type d'interface pour être assuré des propos avancés. La Figure 4.18 le permet, cette fois avec l'interface D1, dont les aspérités ont une pente de $23,6^\circ$. En général, les mêmes observations peuvent être faites. Un premier plateau de cisaillement «résiduel» montre cependant une rupture en deux phases. Après la phase de contractance, la dilatance augmente au même taux pour les 4 échantillons. À priori, ce n'est pas une observation surprenante, car on s'attendrait à ce que l'éponte supérieure glisse et remonte les aspérités de $23,6^\circ$. Mais un calcul des pentes révèle un angle plus près de 70° , tout comme pour l'interface D3, composée de blocs à 90° . Aussi, en inspectant l'échantillon rompu, il ne semble pas que la rupture ait eu lieu à l'interface des aspérités, mais bien selon un plan unique incliné, sécant à l'interface. L'angle de ce plan est mesuré et noté sur les photos (Figure 4.19).

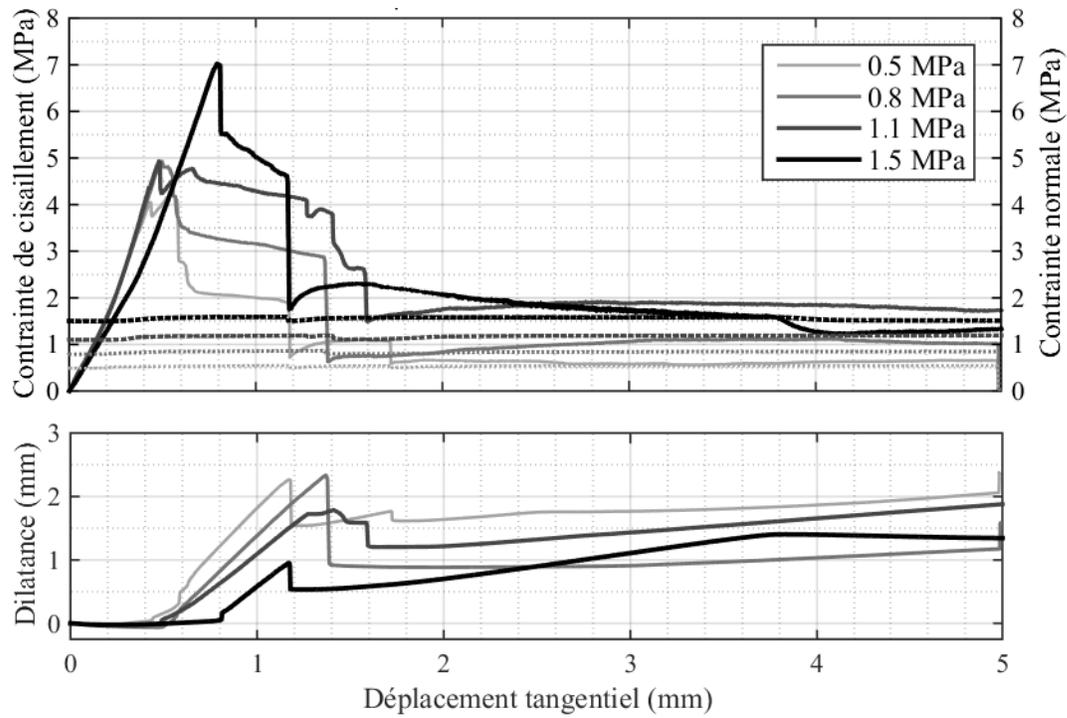


Figure 4.18: Courbes des essais de cisaillement direct | Interface D1 | UCS = 35 MPa

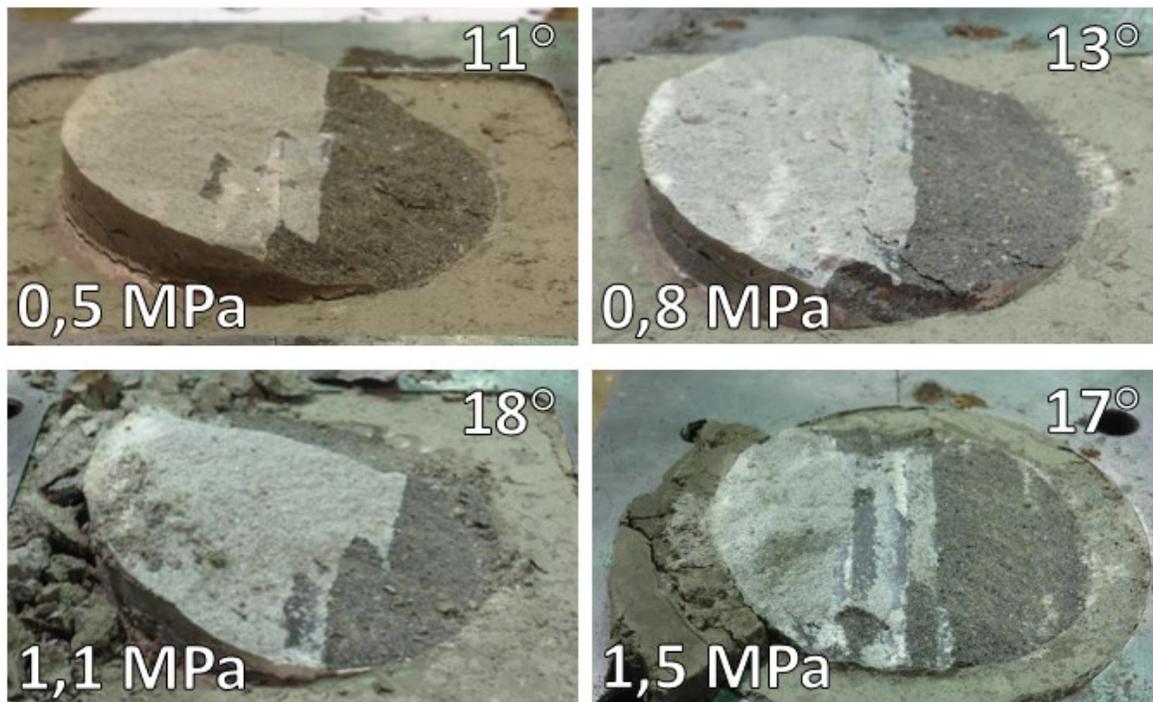


Figure 4.19 : Photos après essais de cisaillement direct | Interface D1 | UCS = 35 MPa

4.4.2 Résultats – Cisaillement direct en fonction de la rugosité d’interface

Le cas des figures mettant en évidence les différentes rugosités d’interface est plus complexe. Si les mêmes observations qu’à la section précédente peuvent être faites, de nouveaux constats sont possibles. Premièrement, il est raisonnable de penser que la résistance au pic et la résistance résiduelle sont liées à la valeur numérique de la rugosité. Or, 6 fois sur 8, la résistance résiduelle de D1 est supérieure à celle de D2, malgré une rugosité plus faible de 47 %. Cette situation est abordée au Chapitre 5. La dilatance de D1 est également plus marquée. La Figure 4.20 permet l’une de ces 8 comparaisons visuelles. Deuxièmement, en consultant les photos (Figure 4.21), on remarque que seule l’interface lisse subit une rupture totale en cisaillement à la rencontre des deux matériaux. Le reste des échantillons subit une rupture de type *secondaire*. Une faible partie de l’interface R (moins de 10 %) se rompt dans le mortier-roche et une partie un peu plus importante, dans le mortier-béton. La phase de la montée en charge est très semblable pour les courbes D1, D2 et D3, tant au niveau de la rigidité que celle du taux de dilatance. L’amplitude de la dilatance ainsi que la résistance au cisaillement au pic sont également plus faibles pour les interfaces L et R. Le Tableau 4.1 peut être consulté pour un rappel des rugosités exprimées sous leur forme Z2 et JRC.

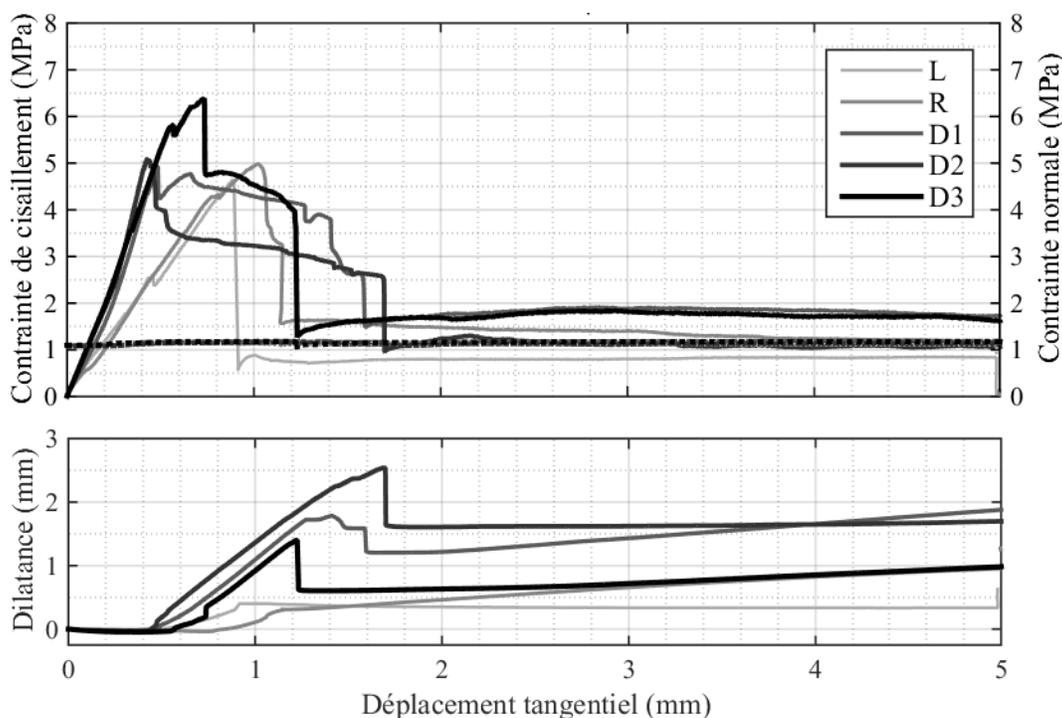


Figure 4.20: Courbes des essais de cisaillement direct | Contrainte normale = 1,1 MPa | UCS = 35 MPa

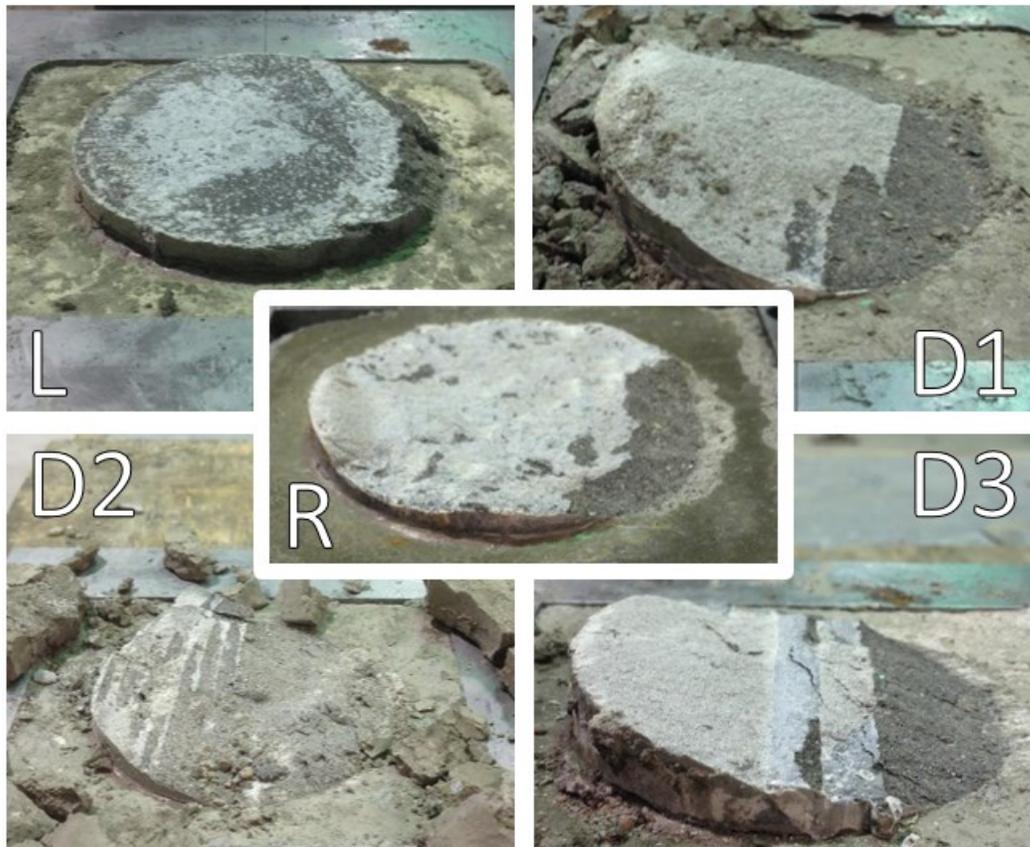


Figure 4.21: Photos après essais de cisaillement direct | Contrainte normale = 1,1 MPa | UCS = 35 MPa

4.4.3 Résultats – Cisaillement direct en fonction de l'UCS

L'analyse des graphiques confirme une résistance au cisaillement au pic qui augmente avec la résistance à la compression du mortier-béton. Ce n'est toutefois pas aussi tranché pour la résistance au cisaillement résiduelle. Toutes les interfaces présentent au moins un essai sur quatre où $\tau_{RÉS.}$ est plus élevé avec un UCS de 20 MPa qu'avec 35 MPa (exemple à la Figure 4.22). Par ailleurs, le comportement des phases élastiques varie selon l'interface. Pour les interfaces L (Figure 4.23) et D3, la rigidité est très semblable. Pour les interfaces D1 et D2 (Figure 4.22), la rigidité est légèrement plus grande pour le matériau plus résistant. Pour l'interface R, cependant, les échantillons avec UCS = 35 MPa sont les *moins rigides* des deux (Figure 4.24), quoi que le faible niveau de contraintes puisse ne pas permettre une claire différenciation. Outre ces observations, le «profil» des courbes est en tout cas très similaire, ce qui est indicateur de modes de rupture identiques.

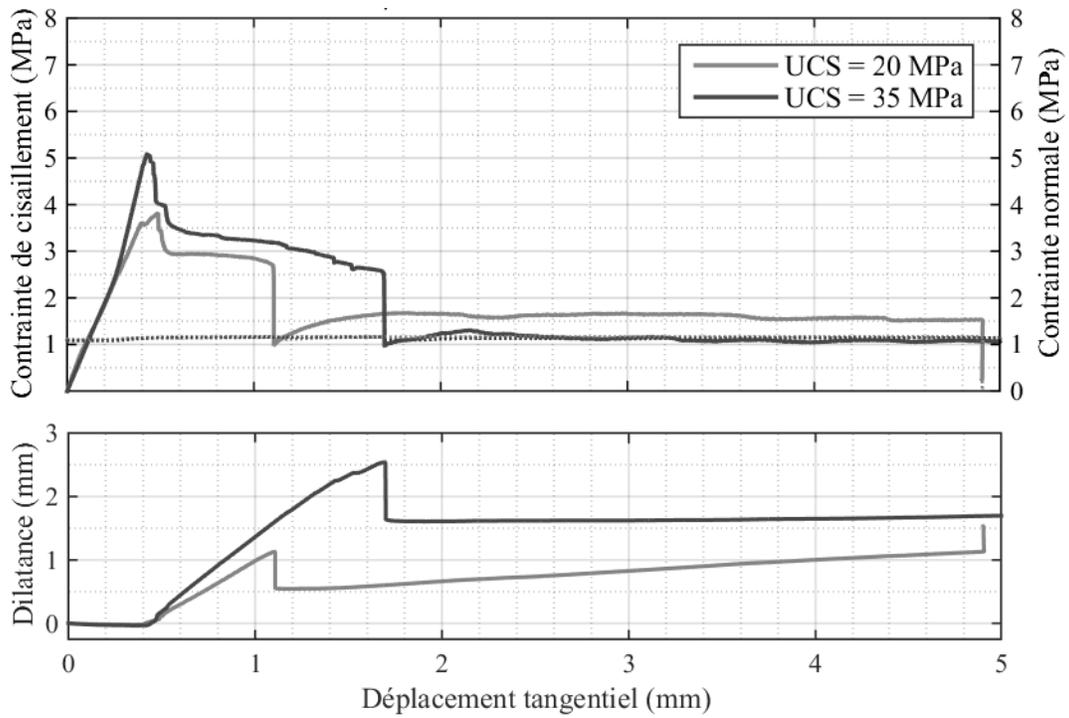


Figure 4.22 : Courbes des essais de cisaillement direct | Interface D2 | Contrainte normale = 1,1 MPa

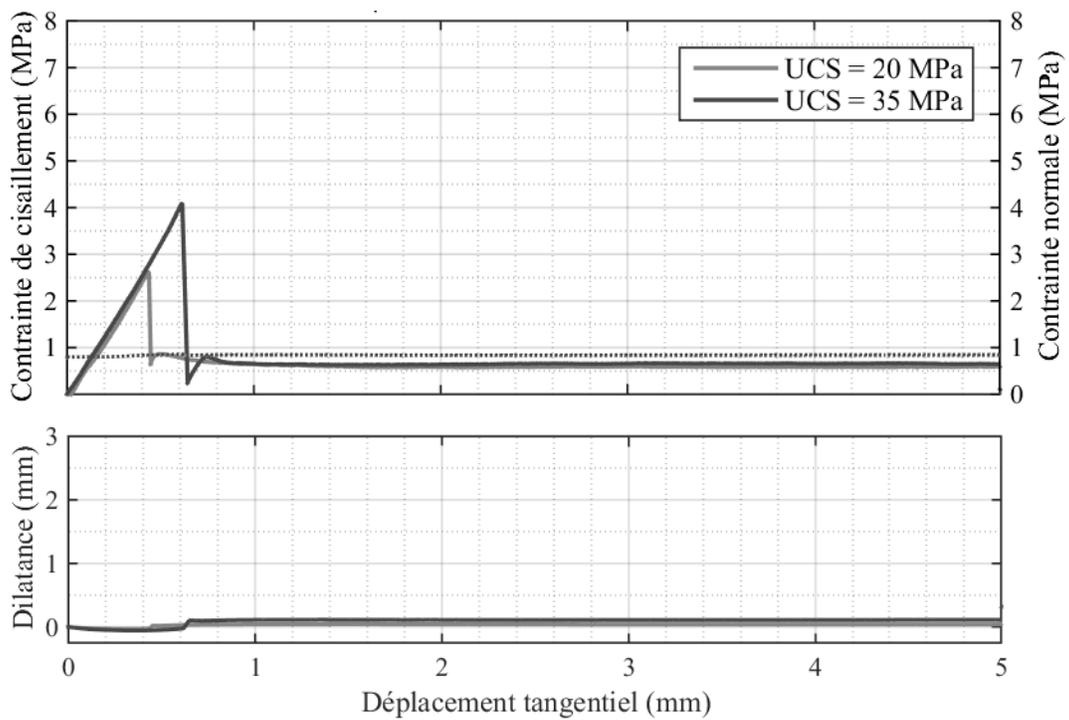


Figure 4.23: Courbes des essais de cisaillement direct | Interface L | Contrainte normale = 0,8 MPa

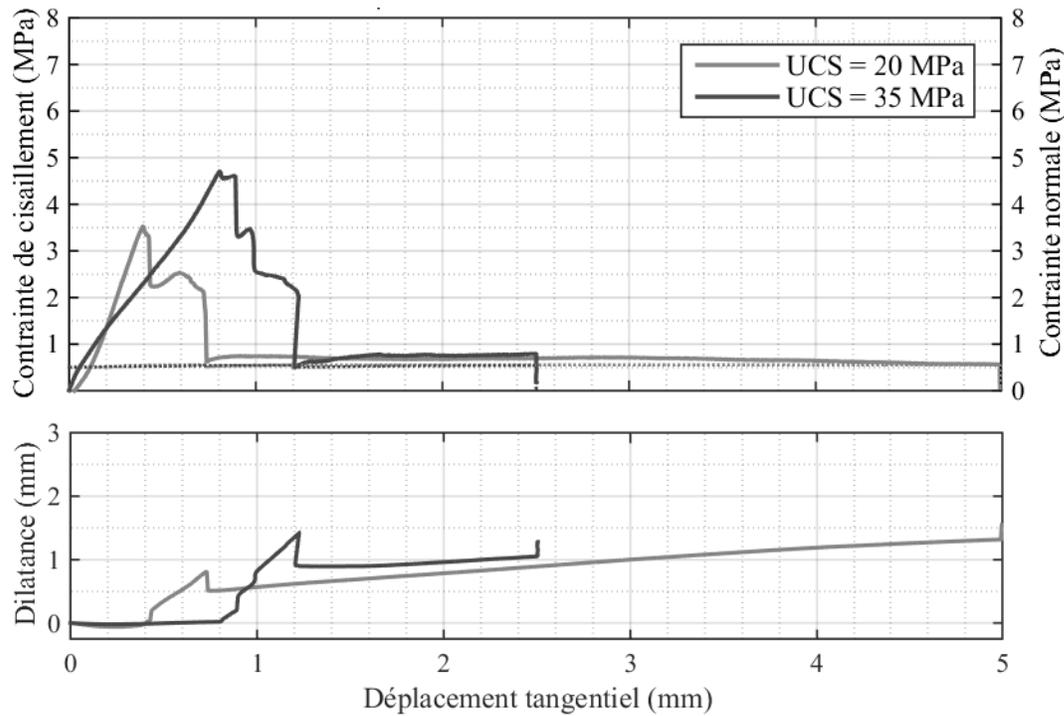


Figure 4.24: Courbes des essais de cisaillement direct | Interface R | Contrainte normale = 0,5 MPa

Les photos de la Figure 4.25 et de la Figure 4.26 illustrent la variation de l'endommagement en fonction de la contrainte normale et de l'UCS du béton pour les interfaces R et D2, respectivement. Ces deux figures mettent en évidence l'impact apparent de la résistance du matériau sur le plan de rupture secondaire. L'échantillon a tendance à se rompre plus facilement dans le mortier-béton lorsque celui-ci est d'une résistance plus faible. L'impact de la contrainte normale croissante sur l'inclinaison du plan de rupture n'est pas évident. Dans tous les cas, au moins quelques aspérités des spécimens R sont cassées de façon aléatoire le long de l'interface. Là où le plan de rupture traverse ou suit l'interface, toutes les aspérités des spécimens D2 sont cisailées.

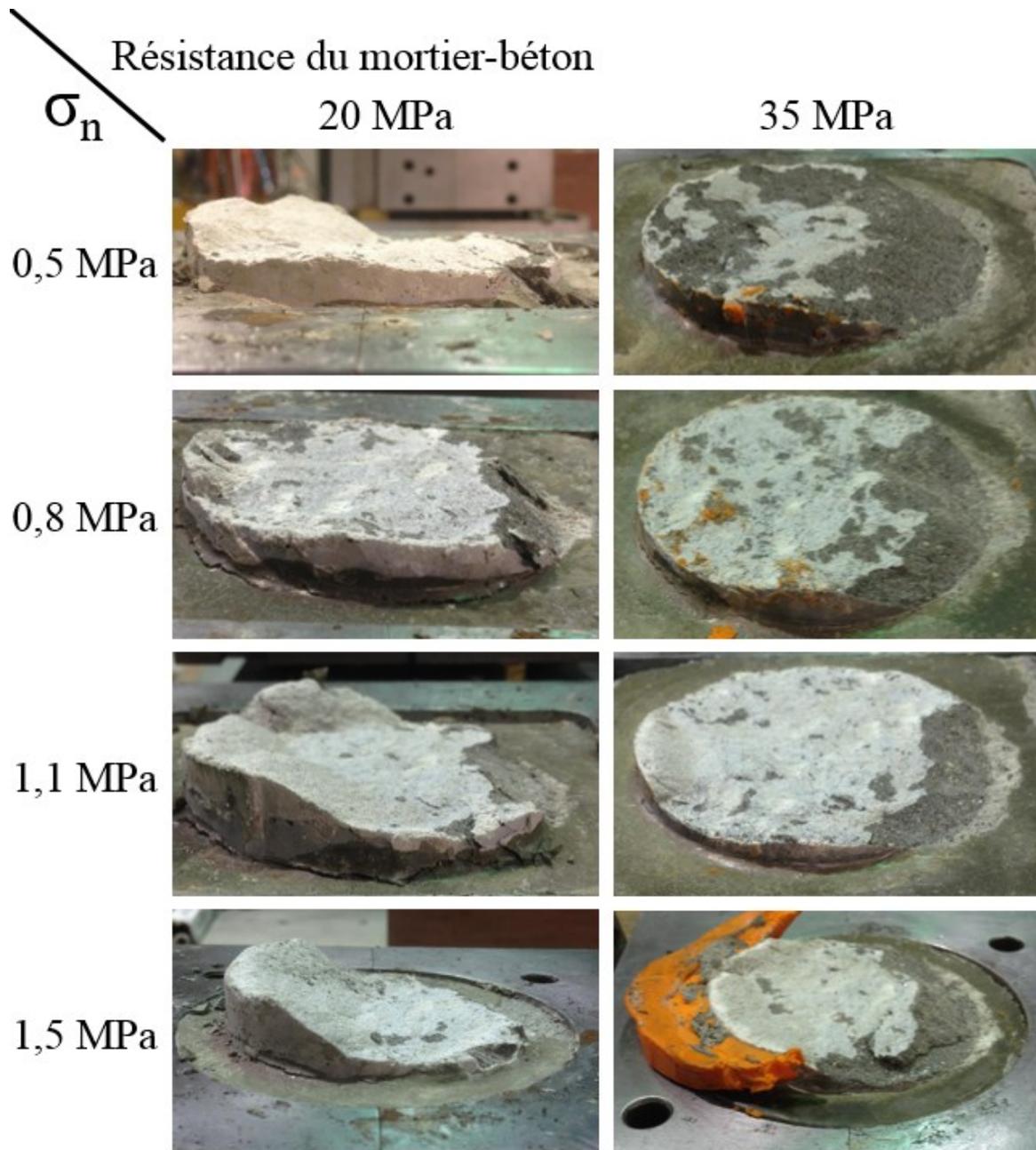


Figure 4.25: Interface R – Toutes contraintes et toutes résistances du mortier-béton

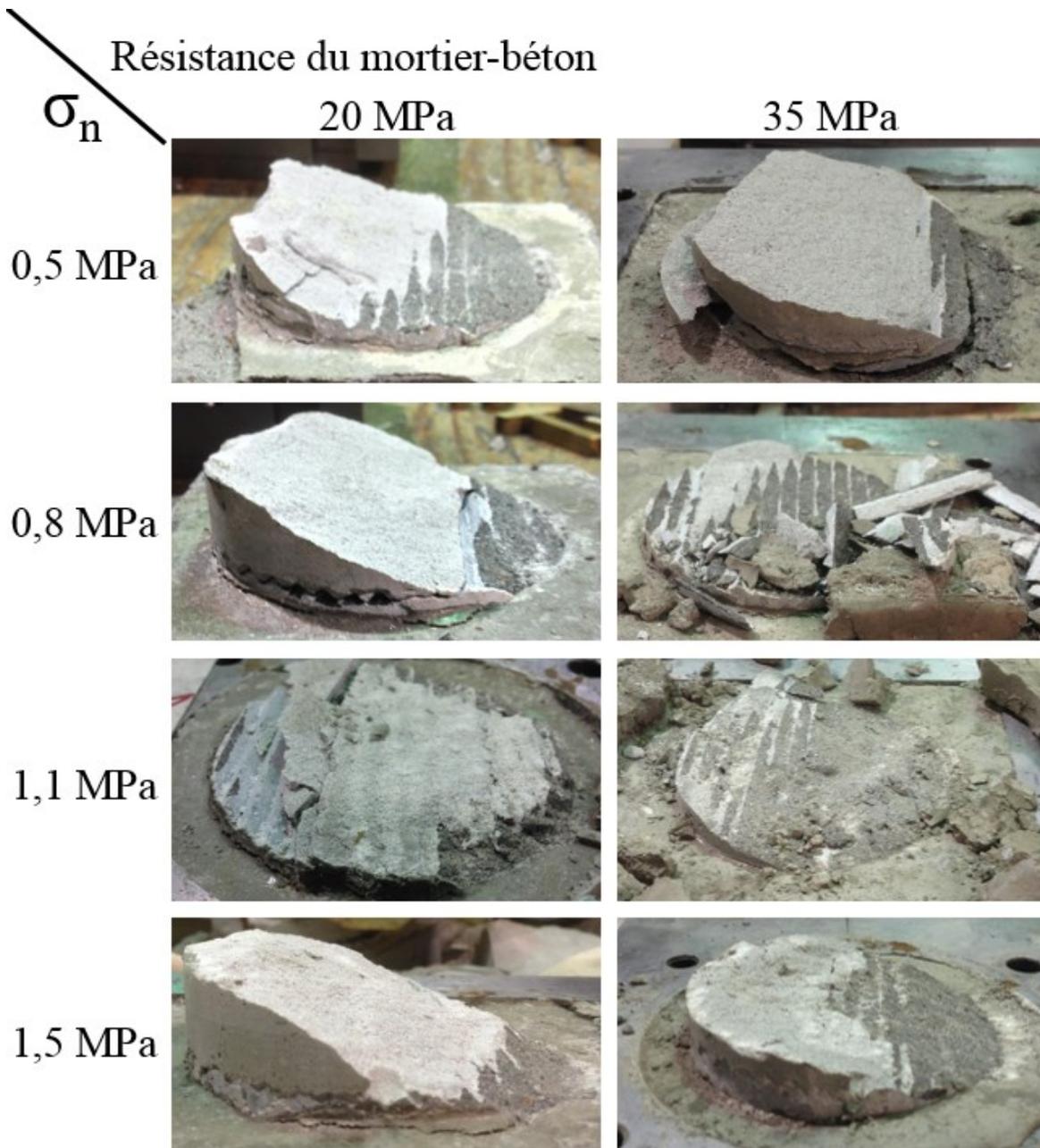


Figure 4.26: Interface D2 – Toutes contraintes et toutes résistances du mortier-béton

4.4.4 Analyse – Angles de frottement et cohésion

L'interface liée signifie qu'il y a présence d'une liaison chimique (forces électrostatiques de Van der Waals) et mécanique (microporosité). Ainsi, la cohésion en cisaillement est *réelle* et non *apparente*. La cohésion réelle en cisaillement reste toutefois une ordonnée à l'origine estimée par extrapolation. Étant donné les modes de rupture multiples décrits précédemment, il est clair que cette cohésion ne prend pas simplement en considération les propriétés de

l'interface. Les Figures 4.27 à 4.30 montrent l'ensemble des enveloppes de rupture Mohr-Coulomb qui ont été tracées à l'aide des essais de cisaillement direct. Les deux premières figures montrent les enveloppes de cisaillement au pic et les deux dernières, les enveloppes de cisaillement résiduel. Une pente n'est pas tracée lorsque seulement trois essais ont été réussis. Rappelons que les rugosités de L, R, D1, D2 et D3 sont respectivement de 0,15, 0,27, 0,47, 0,88 et 0,89 (Tableau 4.1)

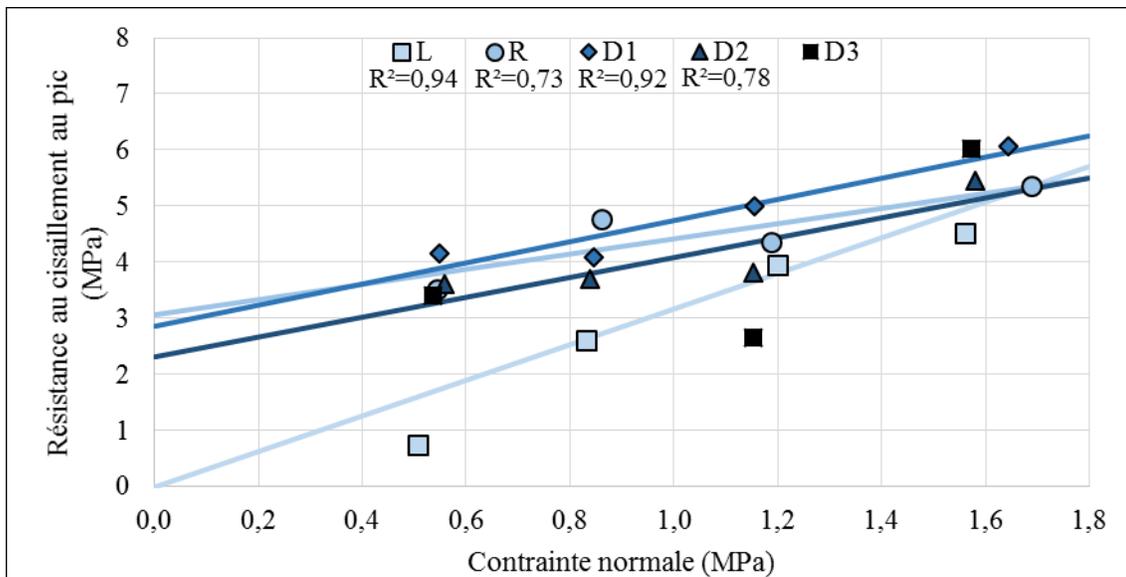


Figure 4.27: Enveloppe de cisaillement au pic selon l'interface (UCS = 20 MPa)
La légende classe les interfaces en ordre croissant de rugosité.

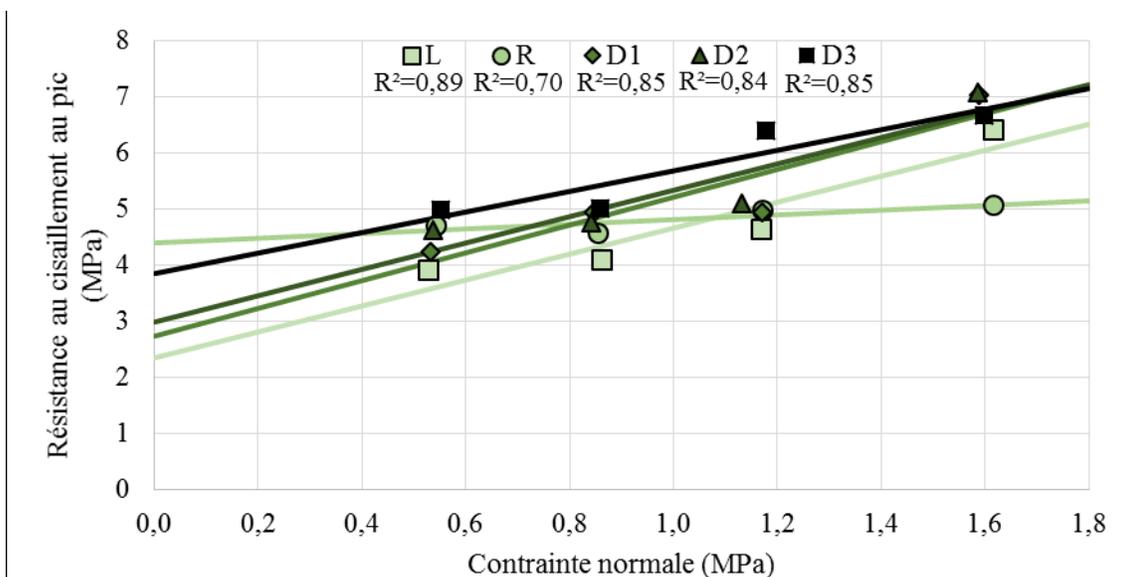


Figure 4.28: Enveloppe de cisaillement au pic selon l'interface (UCS = 35 MPa)

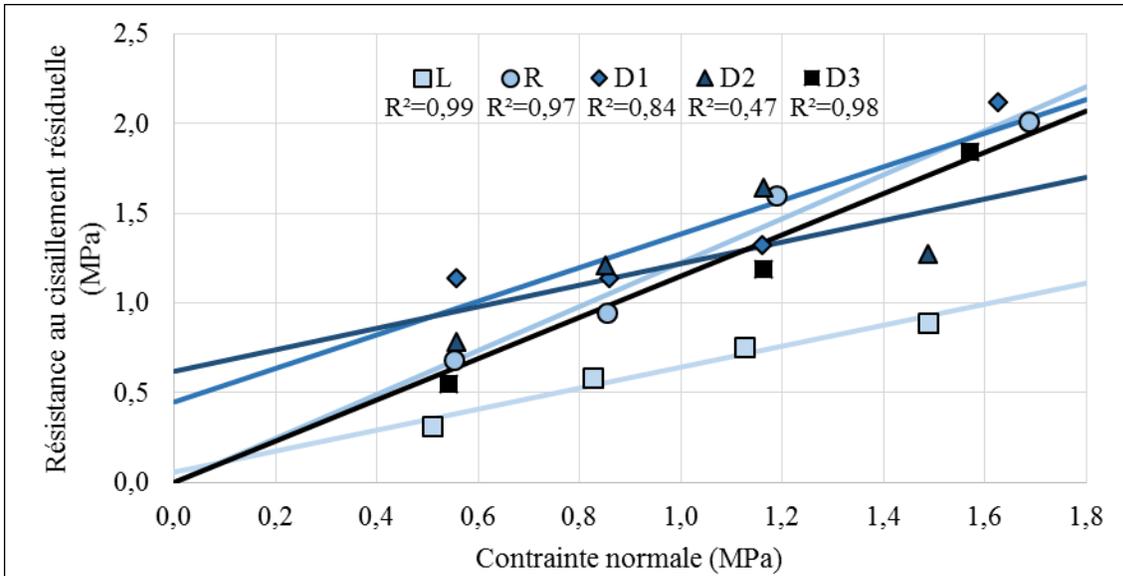


Figure 4.29: Enveloppe de cisaillement résiduel selon l'interface (UCS = 20 MPa)

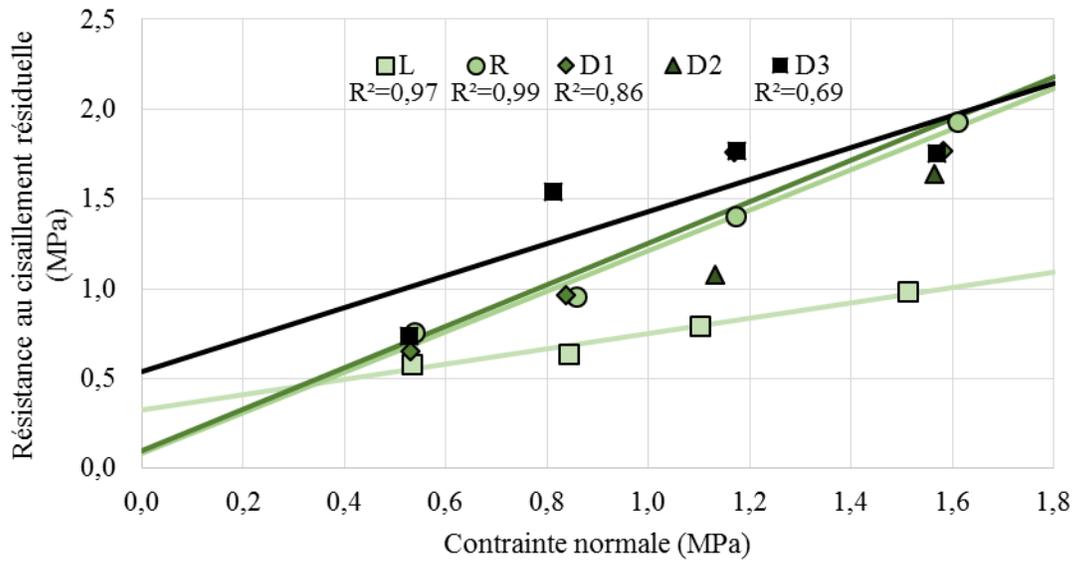


Figure 4.30: Enveloppe de cisaillement résiduel selon l'interface (UCS = 35 MPa)

L'ensemble des angles de frottement et des cohésions réelles en cisaillement est présenté au Tableau 4.4. La cohésion et l'angle de frottement moyens «globaux» suivent au Tableau 4.5. Finalement, les écarts entre les angles de frottement au pic et résiduel (moyenne des essais 20 et 35 MPa) sont présentés au Tableau 4.6. Le résiduel est la référence pour le calcul de l'écart relatif. Les séries D3-20-pic et D2-35-résiduel ont été rejetées en raison d'un essai invalide dans le premier cas et à cause d'un mauvais comportement résiduel dans le deuxième cas.

Tableau 4.4: Angles de frottement et cohésion (réelle en cisaillement)

	Interface	UCS = 20 MPa		UCS = 35 MPa	
		c (kPa)	Φ (°)	c (kPa)	Φ (°)
PIC	L	0*	73	2343	67
	R	3055	54	4405	23
	D1	2854	62	2730	68
	D2	2307	61	2993	67
	D3	-	-	3851	61
	Moyenne	2739	62	3264	57
	Écart-type	387	8	844	20
	C. V.	14%	13%	26%	34%
RÉSIDUEL	L	61	30	322	23
	R	0*	51	81	49
	D1	448	43	95	49
	D2	617	31	-	-
	D3	0*	49	535	42
	Moyenne	375	41	258	41
	Écart-type	285	10	215	12
	C. V.	76%	24%	83%	30%

*Les astérisques marquent les cas où une cohésion négative a été forcée à zéro

Tableau 4.5: Angles de frottement et cohésions, tout UCS confondu

	Pic		Résiduel	
	c (kPa)	Φ (°)	c (kPa)	Φ (°)
Moyenne	3067	59	309	41
Écart-type	724	15	233	10
C. V.	24%	25%	75%	25%

Tableau 4.6: Écart entre les angles de frottement au pic et résiduel selon l'interface
 $\Phi_{RÉS.}$ sert de référence

Interface	Écart entre Φ_{PIC} et $\Phi_{RÉS.}$	
	Absolu	Relatif
L	43	160 %
R	-12	-23 %
D1	19	41 %
D2	33	105 %
D3	16	35 %
Moyenne	20	64 %

Au niveau des angles de frottement, on remarque que ceux-ci sont de façon générale plus faibles en cisaillement résiduel qu'en cisaillement au pic. Cependant, le comportement est différent selon le type d'interface. Ainsi, pour l'interface de plus faible rugosité (L), l'angle est significativement plus faible que celui des autres interfaces en résiduel, mais non au pic. Cependant, cette observation n'est pas faite pour la deuxième plus faible rugosité (R). D'autre part, le passage de l'UCS du mortier-béton de 20 à 35 MPa semble avoir un léger impact à la baisse sur l'angle de frottement. Évidemment, dans tous les cas, ces tendances sont invalidées par un écart-type trop important. C'est aussi cet écart-type important au niveau de la cohésion qui empêche tout rapprochement pouvant être fait entre celle-ci et un des paramètres à l'étude (rugosité et UCS). Une cohésion «au pic» moyenne de 3 MPa a été calculée et le coefficient de variation n'est que de 24 %. Il est expliqué à la section 5.3.3 comment une valeur numérique minimale de cohésion pourrait être proposée. La cohésion résiduelle est beaucoup plus faible que la cohésion au pic. Une valeur non nulle de cohésion résiduelle est en fait impossible, car l'interface à ce stade est toujours non liée et les aspérités susceptibles à empêcher le glissement ont été cisailées. Les régressions linéaires générant des ordonnées à l'origine négatives ont été «forcées» à zéro, ce qui a pour effet de diminuer légèrement l'angle de frottement. Les ordonnées positives n'ont pas été corrigées pour ne pas affecter l'angle de frottement.

4.4.5 Analyse paramétrique de la cohésion

Il a été question de l'impact de la rugosité de l'interface et de la résistance du mortier-béton sur la résistance à la traction de l'interface. L'analyse de la variance avait montré une influence probable de la rugosité, mais pas de la résistance. Le même exercice est fait ici, l'impact des paramètres portant cette fois-ci sur la cohésion en cisaillement, soit l'ordonnée à l'origine de l'enveloppe linéaire Mohr-Coulomb. La relation est tout d'abord portée en graphique à la Figure 4.31. L'ANOVA réalisé à l'aide de Matlab la suit immédiatement au Tableau 4.7.

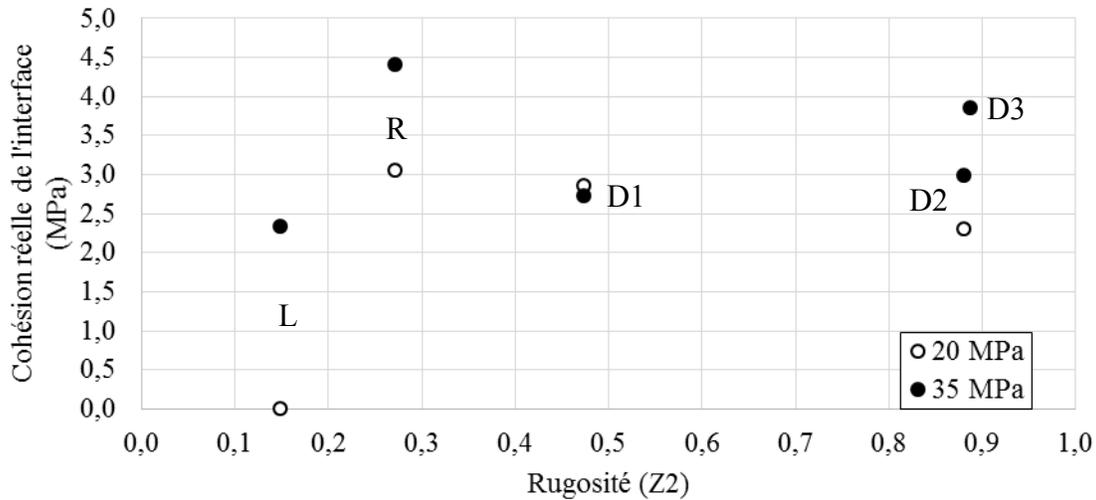


Figure 4.31: Cohésion en fonction de la rugosité de l'interface et de l'UCS du mortier-béton

Tableau 4.7 : ANOVA à 2 facteurs avec une seule observation – Cohésion en cisaillement

Source de variation	Somme des carrés	Degrés de liberté	Moyenne des carrés	F	Prob>F
X1 (Rugosité)	7,1421	4	1,78553	3,28	0,1786
X2 (UCS)	2,2628	1	2,26281	4,15	0,1344
Erreur	1,6352	3	0,54506		
Total	12,0328	8			

Le graphique cohésion-rugosité ne montre pas une tendance à la hausse ou à la baisse. L'analyse de la variance suggère aussi que ni la rugosité ni la résistance du mortier-béton ne sont des paramètres influençant cette cohésion. Il faudrait toutefois éviter de conclure à l'absence d'influence, cette apparence pouvant être attribuable simplement au manque de données expérimentales. Ces conclusions ne sont donc que partiellement en accord avec celles de Patton, dont le modèle bilinéaire est présenté en revue de littérature à la page 19. En ce qui a trait à la rugosité, Patton (1966) prévoyait un comportement en deux phases. Pour de faibles contraintes normales, l'angle de frottement était élevé et d'une encore plus forte mesure lorsque la rugosité l'était aussi. La transition vers un angle de frottement plus faible (et indépendant de la rugosité) s'effectuait à mesure que les aspérités étaient rompues en cisaillement, ce qui ne se produisait pas à la même contrainte normale pour toutes les rugosités, comme le montre la Figure 4.32 tirée de la section 2.2.2. En comparant les aspérités de 25° et 45° de Patton (1966) avec les interfaces D1 (23,6°) et D2 (41,0°) de la présente étude, on pourrait conclure que les essais réalisés ici se trouvent à des contraintes normales définissant la deuxième phase, puisqu'elles

ne montrent pas une tendance vers zéro à l'origine. Il faut cependant considérer que le nombre et la géométrie (triangulaire) des aspérités ne sont pas fixes comme cela avait été fait avec Patton (1966). Ainsi, il faut considérer à la fois la rugosité et le nombre d'aspérités croissants de l'interface D1 à D2, paramètres étudiés séparément par Patton (1966).

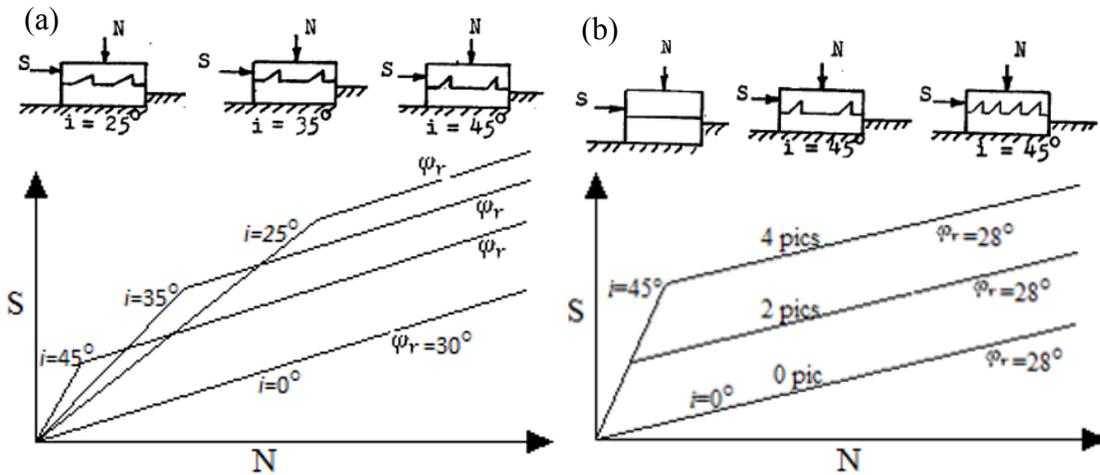


Figure 4.32 : Effet de l'angle de rugosité (a) et du nombre d'aspérités (b) sur l'enveloppe de résistance au cisaillement selon Patton (1966)

Selon ce raisonnement, l'enveloppe D2 devrait être supérieure à l'enveloppe D1, mais ce n'est pas le cas, ni pour le mortier 20 MPa, ni clairement pour le mortier 35 MPa. Seule la position relative de la série des interfaces lisses semble se comporter comme prévu, soit en ayant une enveloppe de rupture plus faible. La raison principale de cet écart entre les résultats de Patton et ceux de cette étude réside probablement dans le fait que les interfaces n'étaient pas liées dans son étude alors qu'ici, elles le sont. De plus, Patton n'avait utilisé qu'un seul matériau pour les deux épontes conjuguées.

Rullière (2015) a effectué une étude similaire à celle-ci au laboratoire de l'Université de Sherbrooke en reproduisant des échantillons similaires à interfaces lisses et à interfaces rugueuses, tous non liés et à matériau unique. À noter que les résistances des matériaux conjugués utilisés étaient dans un premier lieu de 57-57 MPa (Sika-Sika) et dans un deuxième lieu de 57-120 MPa (Sika-Béton à poudre réactive (BPR)). Ces résultats sont présentés respectivement aux Figures 4.33 et 4.34. La préparation des échantillons et la réalisation des essais de cisaillement ont été effectuées de façon quasi identique aux méthodes employées dans

l'étude en cours (mis à part l'état non lié). Quatre interfaces ont été testées : une lisse (L), une légèrement rugueuse (réplique d'une surface de granite, G), une plus rugueuse (réplique d'une surface de schiste, S) et une très rugueuse (schiste plus rugueux, S*).

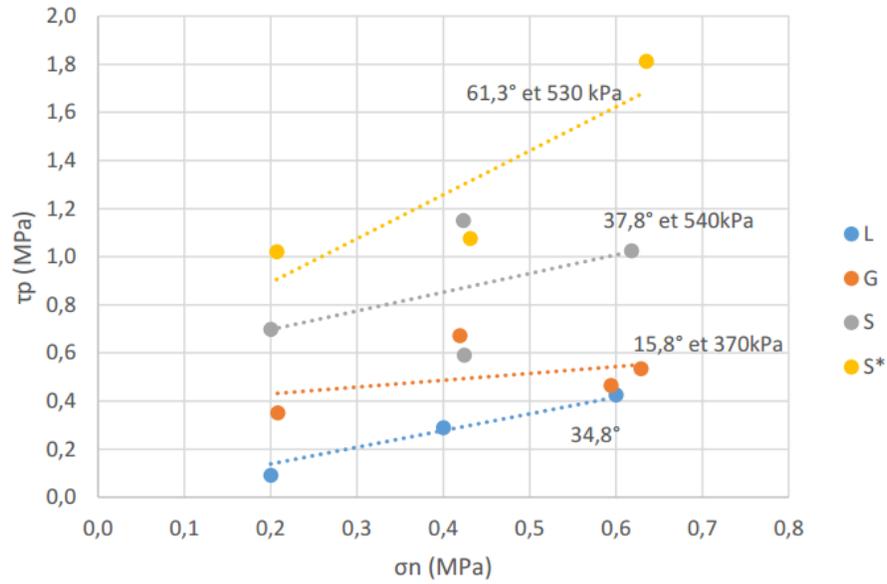


Figure 4.33: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-Sika non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]

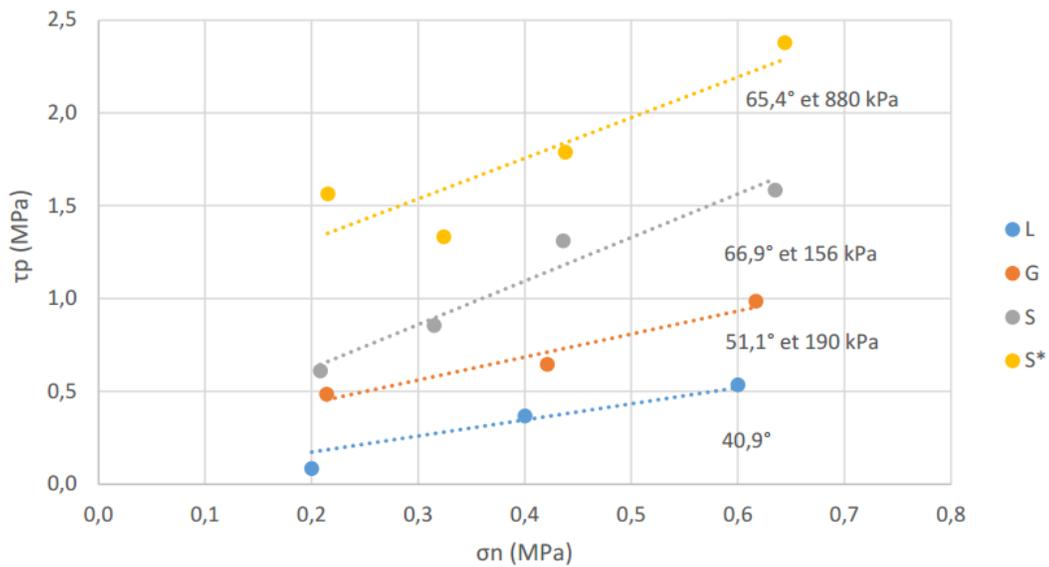


Figure 4.34: Évolution de la résistance au cisaillement au pic d'un contact Sika-BPR non lié en fonction de la contrainte normale [Rullière, 2015]

Le choix de Rullière (2015) d'utiliser des contraintes normales plus faibles aurait possiblement permis d'incorporer ses résultats afin d'étendre la plage de contrainte normale étudiée. Cependant, il a été jugé d'une part que les matériaux utilisés étaient trop résistants et d'autre part, qu'il devient apparent qu'à faible contrainte normale, l'écart de comportement en cisaillement des interfaces liées et non liées devient trop important. Le travail de Rullière (2015) montre toutefois la relation croissante entre les résistances au cisaillement au pic et la rugosité, ce qui est cohérent avec le modèle de Patton si l'on considère à la fois une rugosité et un nombre d'aspérités croissants. Cependant, contrairement aux prévisions des modèles de Patton (1966), de Ladanyi-Archambault (1969) et de Barton (1976), il est impossible d'observer un pic vers l'origine, et ce, même à très faible contrainte normale (0,2 MPa). Il n'est donc pas surprenant que dans la présente étude, qui comporte des interfaces liées et très rugueuses, une enveloppe bilinéaire ne soit pas observée, d'autant plus que la plus faible contrainte normale utilisée est de 0,5 MPa.

4.4.6 Analyse paramétrique des résistances au cisaillement au pic et résiduelle

Vu l'analyse non concluante concernant la cohésion, une courte analyse paramétrique a aussi été pratiquée sur les résistances au cisaillement au pic et résiduelles. Naturellement, aux deux premiers paramètres doit être ajouté un troisième, soit la contrainte normale. Il en résulte une ANOVA à 3 facteurs, présentée au Tableau 4.8 (pic) et au Tableau 4.9 (résiduelle).

Tableau 4.8: ANOVA à 3 facteurs avec une seule observation – Résistance au cisaillement au pic

Source de variation	Somme des carrés	Degrés de liberté	Moyenne des carrés	F	Prob>F
X1 (Rugosité)	6,7924	4	1,6981	3,74	0,0139
X2 (UCS)	12,1647	1	12,1647	26,8	0
X3 (Contrainte normale)	26,2495	3	8,7498	19,3	0
Erreur	13,6242	30	0,4541		
Total	58,933	38			

Tableau 4.9: ANOVA à 3 facteurs avec une seule observation – Résistance au cisaillement résiduelle

Source de variation	Somme des carrés	Degrés de liberté	Moyenne des carrés	F	Prob>F
X1 (Rugosité)	3,23598	4	0,80899	8,09	0,0002
X2 (UCS)	0,06597	1	0,06597	0,66	0,4234
X3 (Contrainte normale)	3,06648	3	1,02216	10,2	0,0001
Erreur	2,79889	28	0,09996		
Total	9,24818	36			

L'analyse statistique montre que pour la résistance au cisaillement au pic, les trois paramètres sont significatifs et que pour la résistance au cisaillement résiduelle, seul l'UCS du mortier-béton ne l'est pas, ce qui n'avait pas été remarqué simplement en interprétant les graphiques des essais de cisaillement direct. La Figure 4.35 montre cette relation pour la résistance au pic et la Figure 4.36, pour la résistance résiduelle, toute contrainte normale confondue.

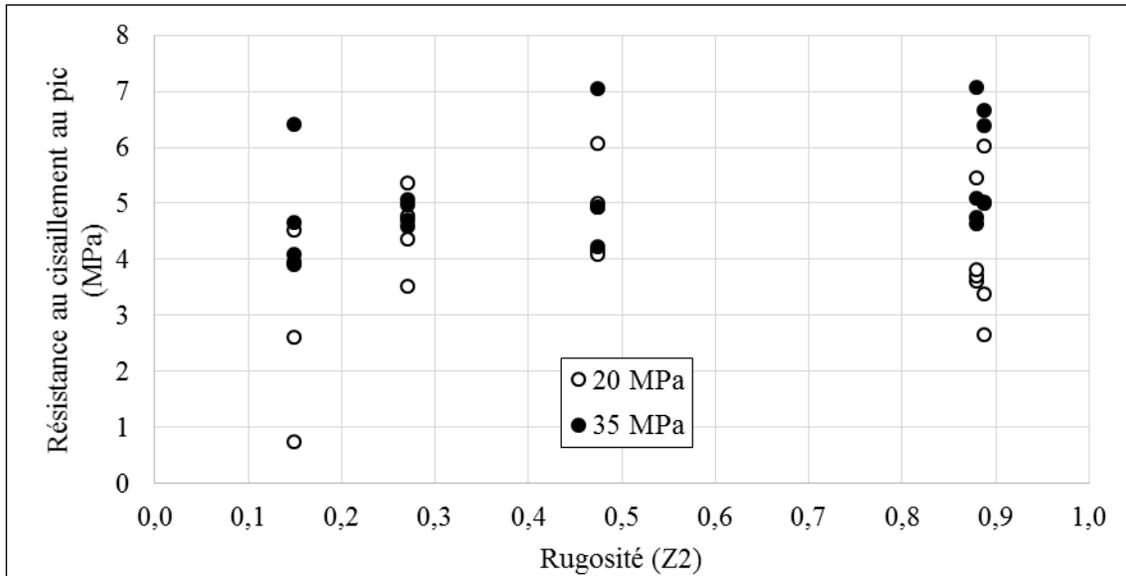


Figure 4.35 : Résistance au cisaillement au pic en fonction de la rugosité de l'interface (toutes contraintes normales)

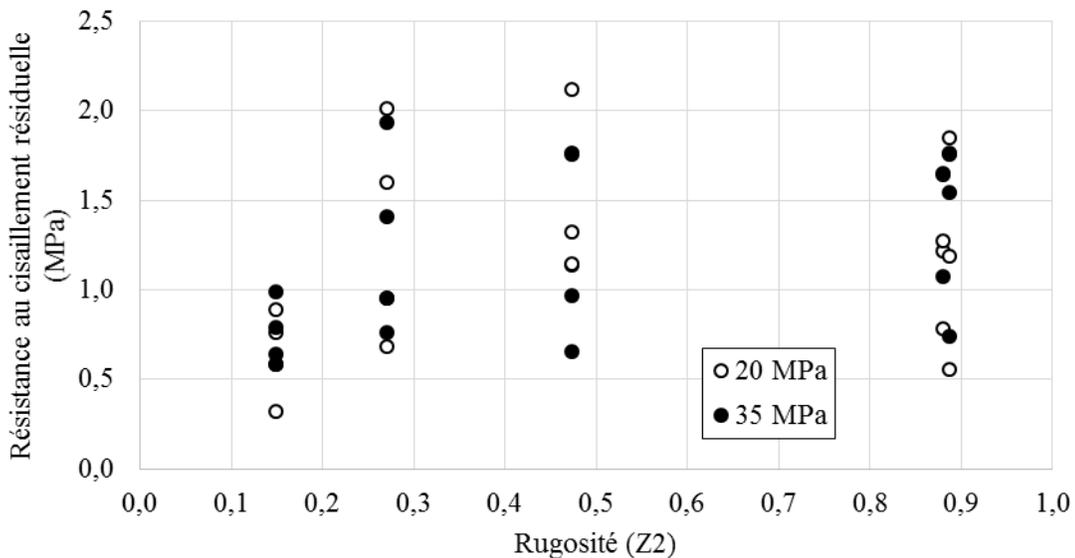


Figure 4.36 : Résistance au cisaillement résiduelle en fonction de la rugosité de l'interface (toutes contraintes normales)

4.4.7 Analyse d'une vraie carotte de forage béton-rocher en cisaillement

Dans le cadre d'un autre mandat mené au laboratoire de géologie appliquée de l'Université de Sherbrooke, une carotte de forage béton-rocher à interface liée a été testée en cisaillement. Puisque l'étude en cours prévoyait uniquement une étude sur répliques, l'opportunité d'analyser les données de l'essai a été saisie. La carotte a un diamètre légèrement supérieur à celui des répliques, soit de 85 mm (vs 77,4 mm, en moyenne) et le plan du contact béton-rocher est légèrement incliné, décrivant une ellipse dont le grand axe mesure 88,32 mm. L'aire de contact est ajustée en conséquence. De plus, l'interface du côté roche a été numérisée et sa rugosité se porte à $Z_2 = 0,35$ ($JRC = 17,2$), ce qui la place en cette qualité entre les interfaces R (0,27) et D1 (0,47). Des granulats grossiers de 30 à 40 mm sont visibles, mais ne semblent pas compromettre l'adhésion de la pâte de ciment à la roche. Le cisaillement s'est effectué sur un déplacement de 5 mm et à un taux de 0,15 mm/min, comme tous les essais de cette étude. La contrainte normale visée était cependant beaucoup plus faible, soit de 0,1 MPa. Les données de l'essai ont été superposées à celles provenant des essais de l'interface R en fonction des deux différents UCS sous chargement de 0,5 MPa (Figure 4.37). Quatre images sont présentées à la Figure 4.38. Celles-ci montrent la carotte intacte (a), l'interface de la carotte installée dans le moule inférieur (b), ainsi que l'aspect post-essai des deux côtés (roche, c et béton, d).

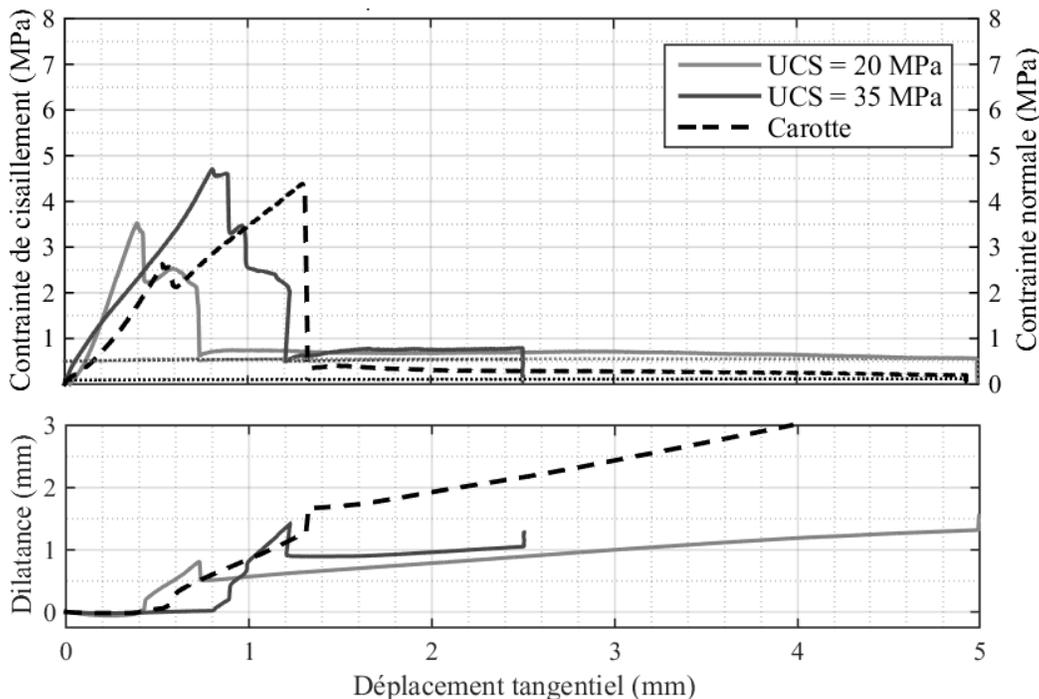


Figure 4.37: Courbes des essais de cisaillement direct sur carotte béton-rocher. Les courbes 20 et 35 MPa sont celles de l'interface R

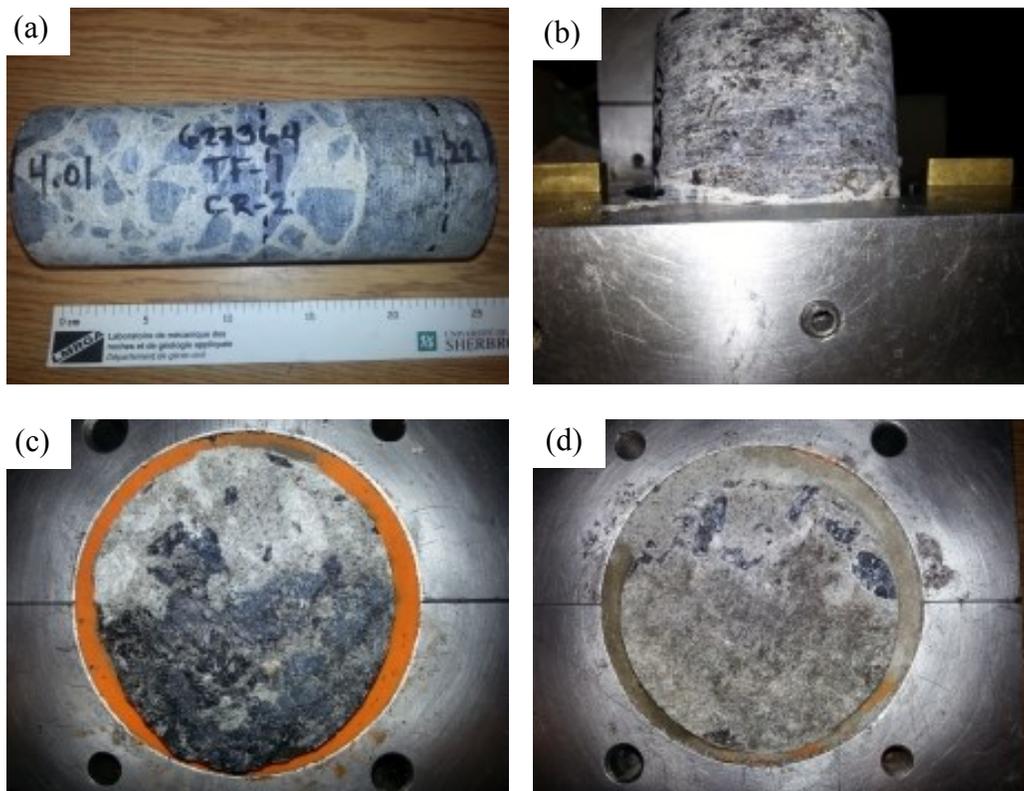


Figure 4.38: Photos avant (a et b) et après (c et d) essais de cisaillement direct sur une carotte d'une interface béton-rocher

Outre un comportement en cisaillement semblable à celui des répliques (comme une partie de la rupture de type secondaire), l'essai montre un comportement jusqu'ici inaperçu. En comparant les courbes en cisaillement et en dilatance, on observe que le premier pic relatif en cisaillement correspond au bris du contact roc-béton, car c'est à ce point que s'amorce la dilatance positive. De plus, la résistance au pic maximale développée est deux fois plus élevée que la résistance à laquelle le contact est rompu. Après inspection de toutes les courbes d'essai, il a été trouvé que plusieurs essais (9 sur 39) voient une portion significative de la dilatance se produire avant l'atteinte de la résistance au cisaillement au pic (L-3-35C, D1-3-35C, D1-3-35E, D3-3-35C, D3-3-35E, R-3-20E, R-3-35E, R-3-20F, R-3-35F). Dans tous ces cas, il y a présence d'un pic secondaire. Puisque cela se produit davantage dans les spécimens de 35 MPa que de 20 MPa, on peut possiblement en déduire que la résistance des matériaux a une incidence importante sur le mode de rupture en cisaillement d'un contact béton-rocher, à savoir, s'il y aura

d'abord bris de cohésion ou pas. Les graphiques et les photos montrent que le décohesionnement se produit au contact et que les granulats n'interviennent pas.

4.4.8 Analyse de la résistance au cisaillement d'une carotte de mortier intacte

La majorité des essais de cisaillement direct réalisés lors de ce programme expérimental a montré un mode de rupture incliné par rapport à l'interface et lui étant sécant, appelé ici rupture *secondaire*. Ce plan de rupture se dessine à l'intérieur des matériaux et non à l'interface. En effet, seul le cas de l'interface lisse (L) voit la rupture se produire nettement à l'interface. Cela suggère que la rugosité est en partie responsable de cette différence de comportement. Il a été décidé d'effectuer une analyse complémentaire pour vérifier comment se comporterait un échantillon de mortier-roche intact, ne comprenant donc aucune interface, notamment en ce qui concerne l'angle du plan de rupture secondaire. Deux essais de cisaillement direct ont été effectués sur deux échantillons différents sous des contraintes normales de 0,5 et 1,5 MPa, couvrant ainsi les deux extrêmes de la plage utilisée pour le programme de cisaillement principal. Les échantillons de mortier-roche cylindriques d'UCS = 35 MPa ont les mêmes dimensions que les échantillons composites roche-béton, soit 77 mm (3 po) par 100 mm. Les résistances au cisaillement au pic obtenues sont respectivement de 4,8 et 6,1 MPa. Ces deux essais ont été superposés à tous les graphiques montrant l'impact de la contrainte normale (tel que montré à la section 4.4.1) et d'UCS = 35 MPa. La comparaison des cinq graphiques suggère que le comportement des échantillons sans interface se rapproche le plus à celui des échantillons avec l'interface D1. Les graphiques de cisaillement et de dilatance D1-35 (0,5 et 1,5 MPa) accompagnent les deux essais «intacts» à la Figure 4.40, avec les photos post-essai des deux échantillons sans interfaces. Les courbes montrent des résistances au cisaillement au pic et résiduelles semblables. Les angles de dilatance et la dilatance totale aussi sont semblables.

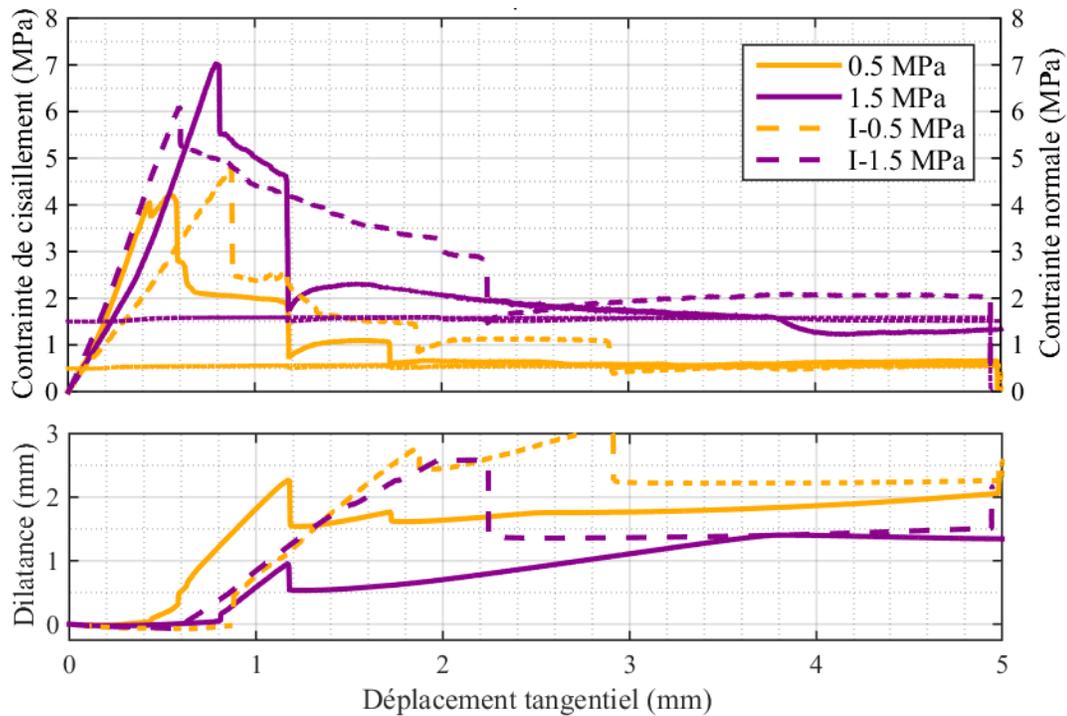


Figure 4.39: Essais de cisaillement direct sur deux carottes de mortier-roche intactes. Ces deux essais, notés «I-0.5 MPa» et «I-1.5 MPa», sont représentés par des traits discontinus.

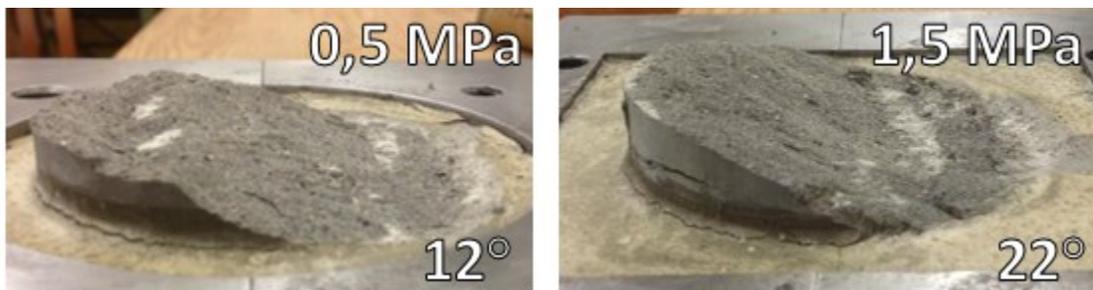


Figure 4.40: Photos après essais de cisaillement direct sur «roche» intacte

Les échantillons avec interface D3 ont aussi un comportement semblable. Bien qu'étant plus rugueuses que D1, ces deux interfaces ont tout de même une caractéristique commune. Par rapport aux autres, elles possèdent des aspérités qui sont larges à leur base.

Les photos de la Figure 4.40 montrent les demies inférieures des deux échantillons soumis aux contraintes normales respectives de 0,5 (à gauche) et 1,5 MPa (à droite). Celles-ci montrent une rupture inclinée. Puisque l'interface des autres échantillons constitue un plan de faiblesse pouvant interagir avec le plan de rupture secondaire et parce qu'il y a présence de deux

matériaux aux propriétés mécaniques différentes (UCS et E), l'analyse de ce plan de rupture secondaire n'avait pas été développée davantage. Ici, puisqu'il s'agit d'un seul matériau, homogène, cette analyse est faite. En absence d'un plan préférentiel de rupture, l'échantillon semble se rompre selon un plan bien précis. L'inclinaison de celui-ci est d'environ 12° pour la plus faible contrainte normale et de 22° pour la plus élevée. Cette augmentation de l'inclinaison avec la contrainte normale avait été remarquée à la section 4.4.3, mais l'interférence de l'interface rendait l'interprétation difficile.

Les cercles de Mohr associés aux essais sur échantillons intacts ont été tracés depuis les deux couples (σ_f, τ_f) obtenus $([0,5 ; 4,8])$ et $[1,5 ; 6,1])$. L'enveloppe Mohr-Coulomb tracée montre une cohésion de $4,1$ MPa et un angle de frottement au pic de 52° . Normalement, deux couples ne suffisent pas pour définir l'enveloppe de rupture, mais cela est mis de côté pour cet exercice. L'enveloppe n'est applicable qu'aux confinements présents et en réalité n'est probablement pas linéaire. Les cercles de Mohr à l'échelle ont été tracés (Figure 4.41) selon la méthode de Holtz et Kovacks (1991).

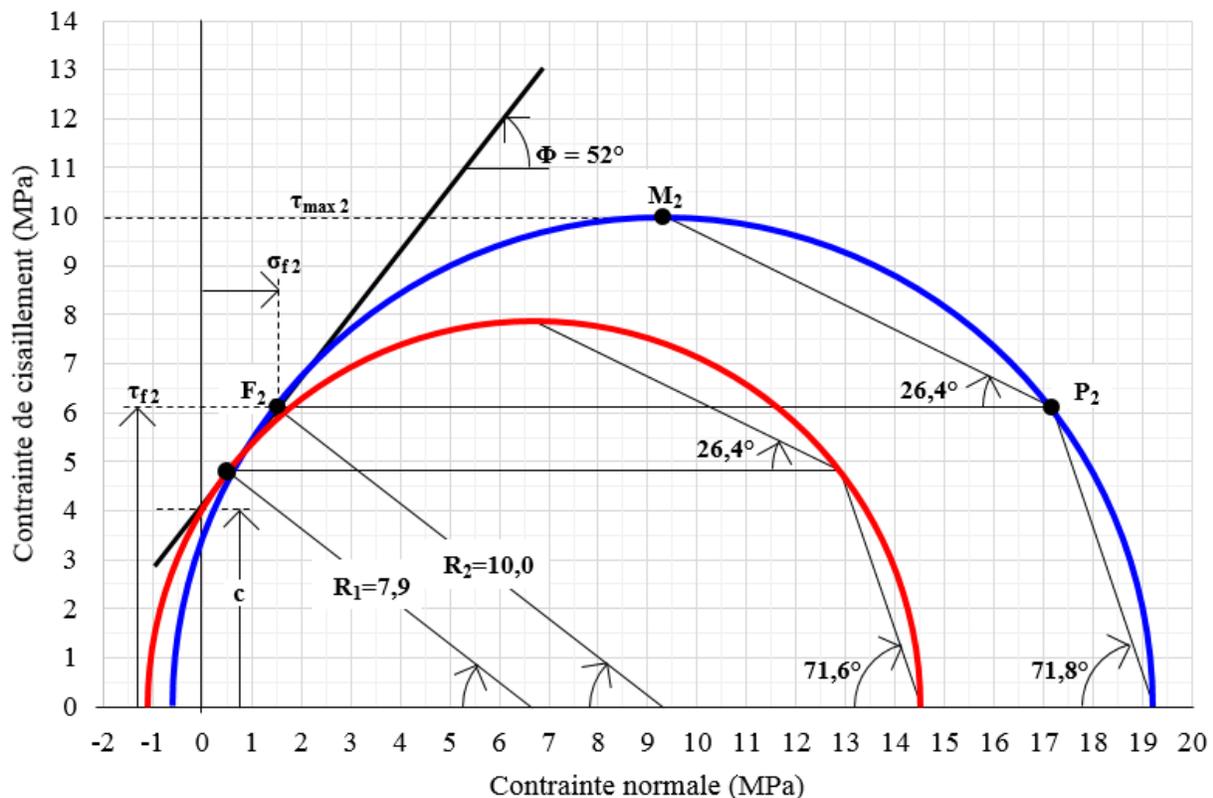


Figure 4.41: Cercles de Mohr associés à la rupture en cisaillement des échantillons intacts

Contrairement à l'essai triaxial, il est difficile d'interpréter l'essai de cisaillement direct avec les cercles de Mohr. Cette méthode ne permet pas d'obtenir directement les contraintes principales. Celles-ci doivent être déduites à partir de «c», « Φ » et la contrainte de rupture, et dépendent donc de la précision de l'estimation de ces paramètres. Il faut aussi comprendre la *rotation* des contraintes. Au début de l'essai, alors que la contrainte normale est appliquée, mais pas celle de cisaillement, la contrainte principale majeure σ_1 est verticale et la contrainte principale mineure σ_3 y est perpendiculaire (mais nulle), car il n'y a pas de cisaillement sur les plans d'application de ces contraintes à l'interface. La mise en cisaillement de l'interface incline les plans principaux, tel que le montre l'étude par éléments finis effectuée par Kutter (1971) d'un milieu homogène (sans interface) à propriétés mécaniques constantes. Aucune mention n'est faite de l'angle de frottement interne ou de la cohésion. Le maillage et le champ de contraintes principales majeures σ_1 générés sont montrés à la Figure 4.42. À l'instar du cercle de Mohr tracé précédemment, le champ de contraintes principales révèle des zones de traction près des extrémités de l'interface. Celles-ci sont faibles, cependant, et disparaissent complètement lorsque le rapport σ_n/τ augmente.

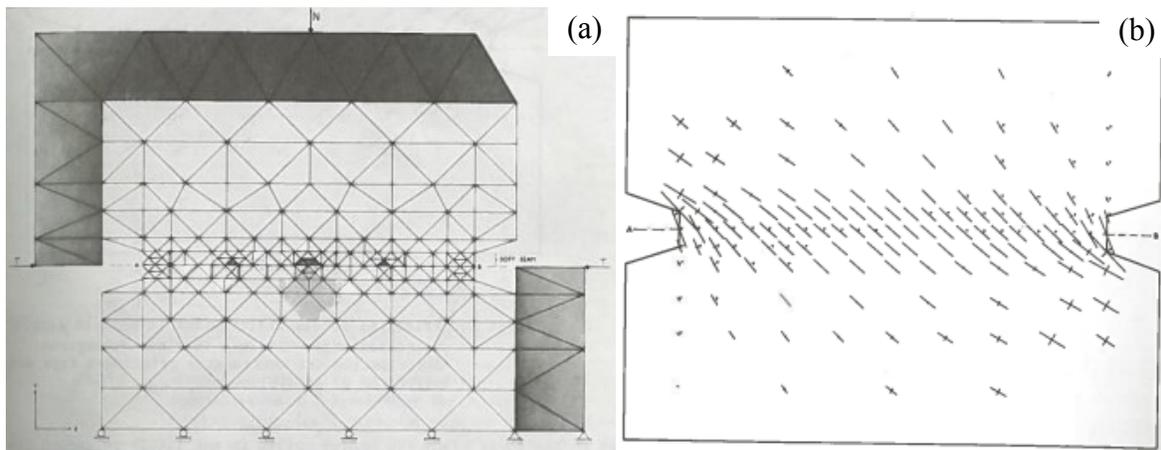


Figure 4.42: Maillage (a) et champ de contraintes de cisaillement (b) provenant d'une analyse par éléments finis d'un échantillon soumis à l'essai de cisaillement direct [Kutter, 1971]

Sur le plus grand des deux cercles de Mohr tracés ($\sigma_{f2} = 1,5$ MPa) à la Figure 4.41, l'angle entre l'abscisse et la droite la rejoignant au point P (le pôle) est l'angle de rotation des plans principaux (72°). L'angle formé par l'horizontal et la droite P-M donne l'inclinaison du plan de cisaillement maximal (26°). Les angles sont équivalents pour le petit cercle.

Cette analyse permet de comprendre d'où vient l'angle négatif du plan de rupture secondaire affectant la majorité des essais de cisaillement direct. Le plan de cisaillement maximal déviant significativement du plan (ou des plans) de l'interface, il est probable que malgré la zone de faiblesse que représente cette dernière, la composante du cisaillement qui y est parallèle est insuffisante pour y produire la rupture. Cet aspect sera repris à la section 5.3.

CHAPITRE 5 Discussion

5.1 Considérations avec la rugosité

Une part significative de l'analyse de ce projet repose sur la valeur numérique de la rugosité. Celle-ci est obtenue par numérisation de coordonnées, puis par le calcul des pentes moyennes selon le paramètre $Z2$. La section 5.1 porte sur les hypothèses qui ont été faites lors de cette étape et sur comment certaines alternatives auraient pu modifier les valeurs numériques finales.

5.1.1 Effet d'échelle lié à l'intervalle d'échantillonnage

Il a été expliqué à la section 3.2 comment le paramètre de rugosité $Z2$ est calculé. Celui-ci correspond à la moyenne d'une série de pentes d'intervalles Δx constituant un profil, tel que montré à la Figure 5.1. La valeur est ensuite moyennée avec plusieurs profils parallèles.

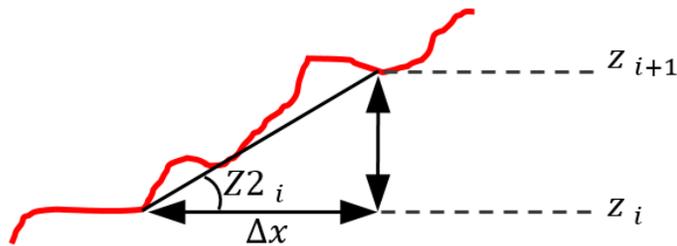


Figure 5.1 : Représentation schématique du calcul du paramètre $Z2$, montrant la pente d'un intervalle

La longueur des intervalles (Δx) choisie pour le calcul influence donc grandement la valeur numérique finale de la rugosité. Plus le Δx choisi est petit, plus les pentes sont fortes. Cela est normal, puisque la roche et le béton sont des matériaux fragiles ayant naturellement une surface très rugueuse à l'échelle millimétrique. La Figure 5.2 illustre de façon schématique comment une plus fine discrétisation d'un profil rugueux quelconque génère des pentes plus fortes. Le profil discrétisé en 16 intervalles génèrerait un $Z2$ beaucoup plus élevé que le même profil discrétisé en 2 intervalles.

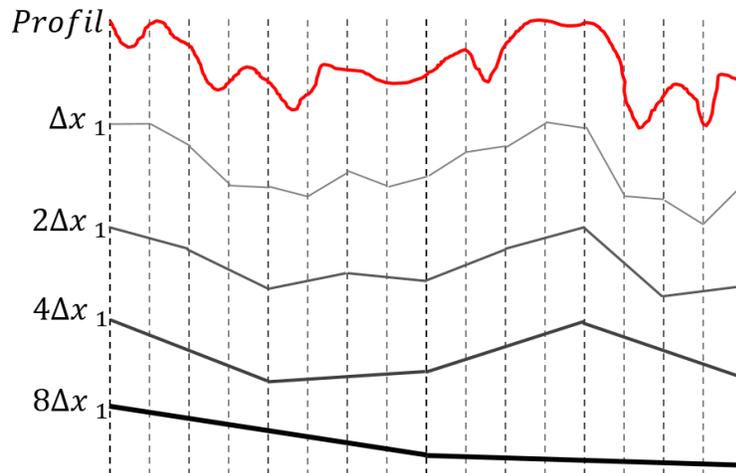


Figure 5.2: Schématisation de la discrétisation d'un profil selon plusieurs intervalles

Lors du calcul de la rugosité pour ce projet, un Δx de 0,5 mm a été utilisé pour toutes les numérisations de surface. Néanmoins, il a été vérifié quel serait l'impact sur le paramètre Z_2 d'avoir utilisé un intervalle supérieur, allant jusqu'à 8 mm. La Figure 5.3 illustre, pour chaque interface, cette valeur de rugosité en fonction du Δx choisi pour le calcul. L'impact sur les rugosités sous forme de JRC est également analysé (Figure 5.4). La ligne horizontale sur cette deuxième figure marque le seuil supérieur normal de rugosité selon la classification du JRC. Le Tableau 5.1 chiffre les variations de rugosité qui se produisent du plus petit au plus grand Δx .

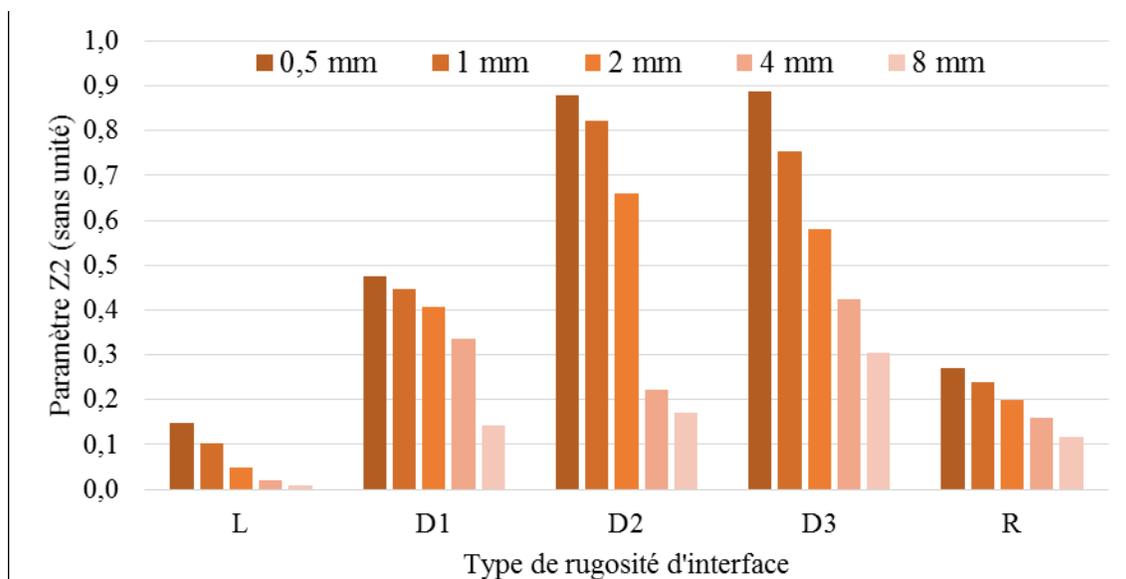


Figure 5.3 : Impact de l'intervalle de calcul des pentes sur la rugosité classifiée selon le paramètre Z_2

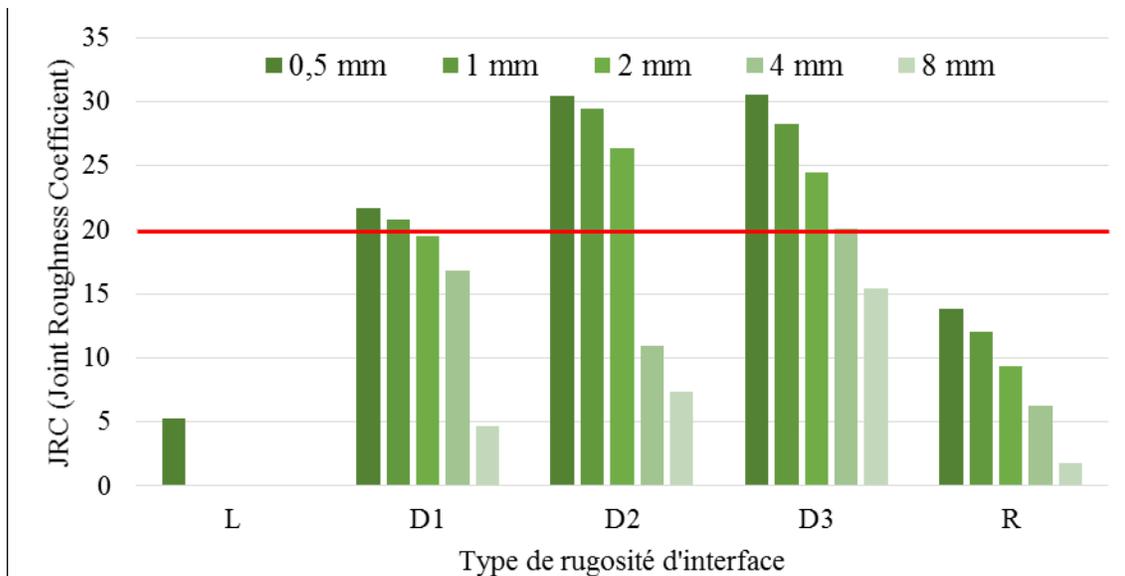


Figure 5.4 : Impact de l'intervalle de calcul des pentes sur la rugosité classifiée selon le JRC

Tableau 5.1 : Variation de la rugosité entre un intervalle de calcul de 0,5 mm et de 8 mm

Interface	L	D1	D2	D3	R
Z2 (0,5 mm)	0,15	0,47	0,88	0,89	0,27
Z2 (8 mm)	0,01	0,14	0,17	0,30	0,12
Variation de Z2	-93%	-70%	-81%	-66%	-57%
Variation du JRC	-100%	-79%	-76%	-50%	-87%

On remarque à l'aide des Figures 5.3 et 5.4 que la baisse de rugosité des interfaces dentelées D1 et D2 n'est pas constante, contrairement aux autres interfaces. Dans le premier cas, 41 % de la baisse (entre 0,5 et 8 mm) se produit entre les intervalles de 4 et de 8 mm. Pour D2, 50 % de la baisse se produit entre les intervalles de 2 et 4 mm. Cela est dû au fait que l'intervalle d'échantillonnage des coordonnées pour calcul se «synchronise» avec la longueur d'onde des aspérités, qui sont répétées de façon identique et régulière. Celles-ci sont respectivement de 11 et 5 mm pour D1 et D2. Les coordonnées sont donc échantillonnées à la même hauteur, ou presque, sur chaque pente. La Figure 5.5 illustre bien l'effet de considérer différents intervalles de calcul sur le profil «effectif». Il s'agit d'un parallèle avec la Figure 5.2 appliqué à l'interface réelle numérisée D1, dont l'angle des aspérités est de 23,6°. À 8 mm, le profil numérisé n'est plus du tout représentatif du profil réel (Figure 3.4).

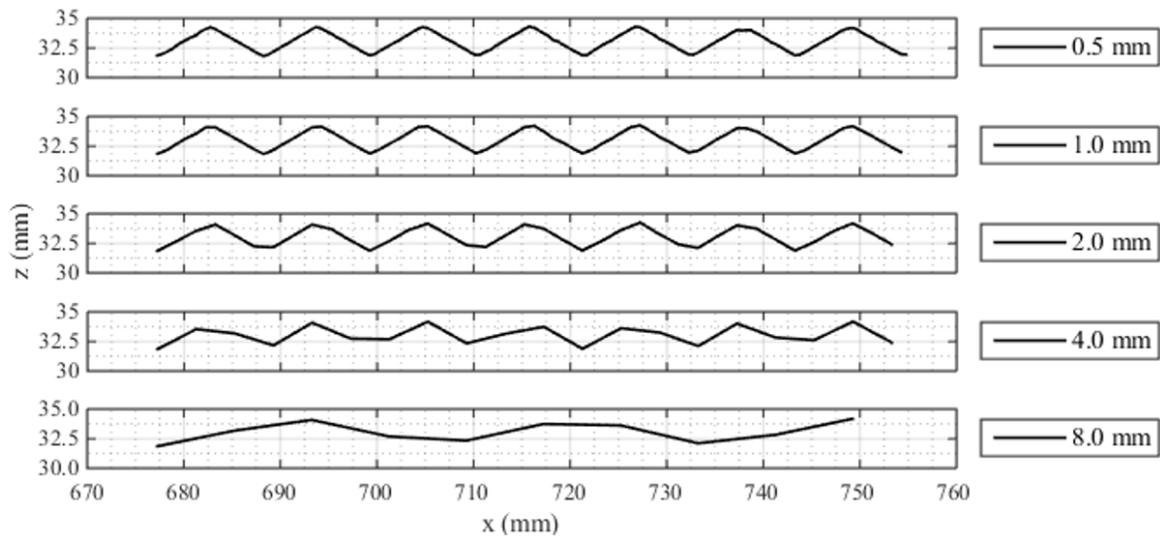


Figure 5.5 : Profil réel «effectif» de l'interface D1 en fonction de l'intervalle de calcul

Si le profil D1 ou D2 considéré était beaucoup plus long et que les bonds entre intervalles étaient très faibles (par exemple, de 0,1 mm), il y aurait théoriquement une rugosité nulle lorsque l'intervalle correspondrait à la longueur d'onde des aspérités. Au-delà de cet intervalle, il y aurait un certain regain de rugosité. Évidemment, si les aspérités constituent les éléments de surface dont la rugosité veut être estimée, il n'est pas pertinent de fixer l'intervalle de calcul à une valeur éclipsant la longueur d'onde, ni même à la moitié ou au quart puisqu'il y a distorsion importante des aspérités. La résolution de la mesure doit être à l'échelle des phénomènes étudiés, ce qui est en accord avec les conclusions de Reeves (1985). Un intervalle de 10 % de la longueur d'onde semble être un compromis raisonnable entre une hypersensibilité à la microrugosité et la perte de représentativité des aspérités. C'est ce rapport qui existe pour l'interface D2. Celui de D1 est de 4,5 %. Une façon de vérifier si l'intervalle choisi est approprié consiste à comparer les angles des aspérités (mesurées physiquement) avec la tangente inverse du paramètre $Z2$, qui est, rappelons-le, une pente moyenne. Cet exercice, montré à la Figure 5.6, indique que les intervalles de 1 et 0,5 mm permettent respectivement les meilleures approximations des angles des aspérités régulières D1 et D2.

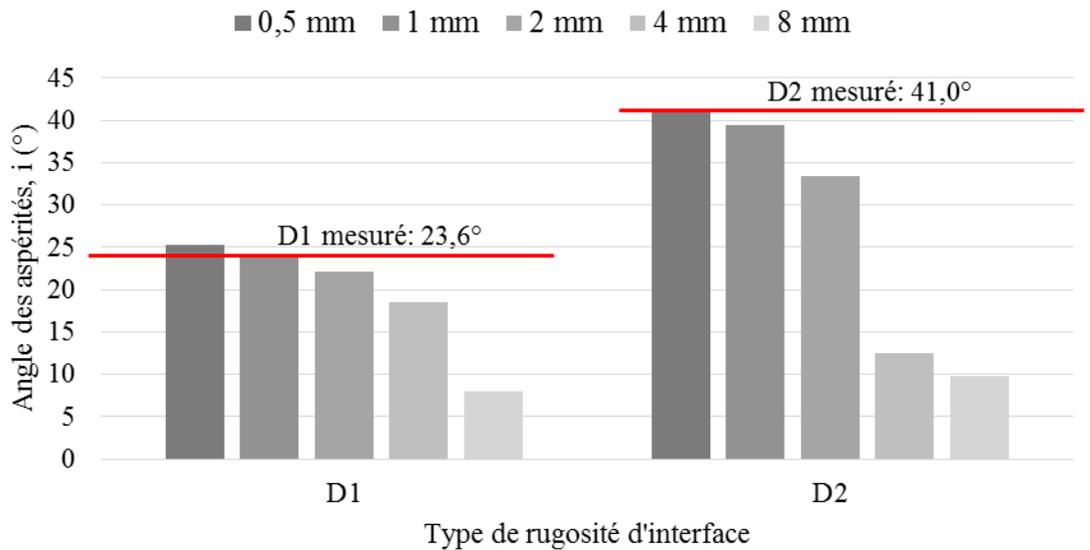


Figure 5.6 : Tangente inverse du Z2 selon l'intervalle de calcul comparé à l'angle mesuré des aspérités

D'autre part, on remarque que selon la transformation du Z2 vers le JRC, l'interface L perd toute sa rugosité. Cela s'explique par la relation logarithmique de Tse et Cruden (1979) présentée à l'Équation 3.2, selon laquelle un Z2 inférieur à 0,1 génère un JRC négatif (on conserve alors la valeur de zéro). Aussi, un Z2 supérieur à 0,42 induit un JRC supérieur à 20, qui est le seuil maximal de rugosité pour utiliser le modèle de Barton (1976). La Figure 5.7 révèle la limitation de l'utilisation de cette équation. Les JRC des interfaces D2 et D3 excèdent largement 20 en utilisant l'équation. Il faut donc retenir que seule une plage restreinte de rugosité peut être analysée en utilisant le système de classification JRC, dont la valeur est obtenue à l'aide de la relation de Tse et Cruden. Aussi, malgré le fait que ceux-ci connaissaient l'impact de l'intervalle d'échantillonnage sur le Z2, seul un intervalle de 1,27 mm a été utilisé pour établir la relation. Cette limitation ainsi que la non-nécessité d'utiliser spécifiquement le JRC confirme l'approche préconisée par cette étude d'utiliser directement le Z2 comme mesure de la rugosité.

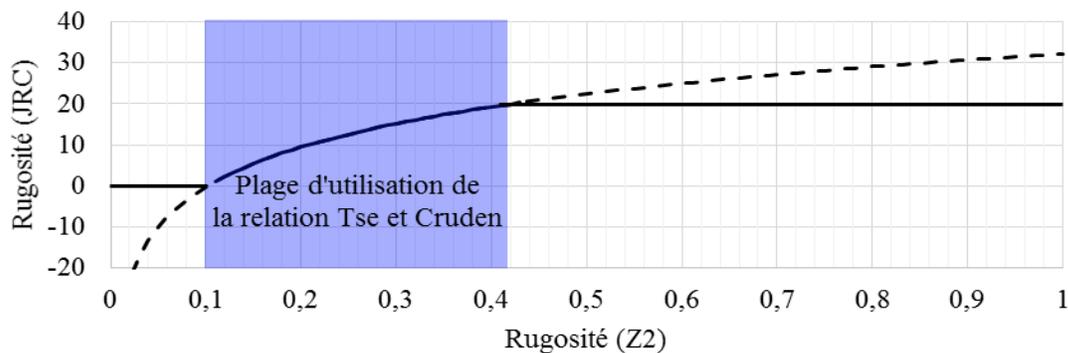


Figure 5.7: Relation entre le Z2 et le JRC [Tse et Cruden, 1979]

5.1.2 Effet d'échelle lié à la longueur du profil

L'effet d'échelle n'est pas un paramètre qui a été étudié expérimentalement lors de ce projet. Toutes les répliques utilisées dans le cadre de l'étude paramétrique possédaient le même diamètre (76 mm) et celles utilisées en traction par pression de fluide (102 mm) ont évidemment été manipulées et testées de manière différente, rendant impossible la constance nécessaire pour évaluer un troisième paramètre (après la rugosité et l'UCS). Il est pratique courante en mécanique des roches d'appliquer des facteurs réducteurs lorsqu'une propriété mécanique obtenue en laboratoire est transposée aux conditions in situ, notamment en raison du plus grand nombre de défauts et de zones de faiblesse. Barton (1973) a proposé une relation pour adapter le JRC et le JCS obtenus en laboratoire en fonction de l'échelle (Figure 2.18), permettant d'estimer la résistance d'une plus grande surface de cisaillement. Rappelons que les profils rugueux de référence de Barton et Choubey (1978) sont applicables pour des longueurs de profil d'environ 10 cm (Figure 2.16).

Toutefois, le fait de simplement considérer un profil plus long répétant les mêmes séries d'aspérités ne modifie pas le paramètre Z_2 . Une moyenne quadratique, tout comme une moyenne arithmétique, n'est pas sensible à l'augmentation des observations si les valeurs de celles-ci ne font que se répéter (les successions de pentes demeurent identiques). C'est le cas des interfaces D1, D2 et D3. Tse et Cruden (1979) n'ont pas discuté de l'effet d'échelle. De plus, il n'est pas clairement expliqué dans leur méthode si la longueur standard des profils de Barton et Choubey (10 cm) a été respectée, puisque ceux-ci ont été agrandis de 2,5 fois avant l'échantillonnage du Z_2 . Tatone et Grasselli (2013) ont investigué l'effet d'échelle sur la rugosité d'une surface rocheuse naturelle en deux et trois dimensions, en se servant d'une autre méthode d'analyse (celle du $\theta_{\max}*/[C+1]$), qui est basée sur le quotient de la longueur totale des pentes supérieures à θ et la longueur du profil. Ils ont considéré des carrés de grandeurs progressives (Figure 5.8), tout en conservant l'intervalle d'échantillonnage et ont noté une augmentation de rugosité de 34 % entre les profils les plus longs et les plus courts. Cela contraste avec la majorité des résultats avancés par d'autres auteurs, tel Barton lui-même [Barton et Bandis, 1982], ainsi que Fardin *et al.* (2004), qui estiment plutôt qu'il y a une baisse de rugosité en augmentant l'échelle. Ces derniers ont toutefois utilisé des intervalles de 20 mm, ignorant les plus petites aspérités lors du calcul de rugosité. Tatone et Grasselli (2013) ainsi que Fardin *et*

al. (2004) partagent toutefois une même conclusion : l'effet d'échelle s'estompe lorsque la longueur des profils considérés est de l'ordre du mètre. Tatone et Grasselli (2013) indiquent que l'intervalle d'échantillonnage a un effet beaucoup plus significatif sur la rugosité que peut en avoir l'effet d'échelle. En effet, une baisse de 88 % a été observée en portant l'intervalle de 0,044 à 1 mm.

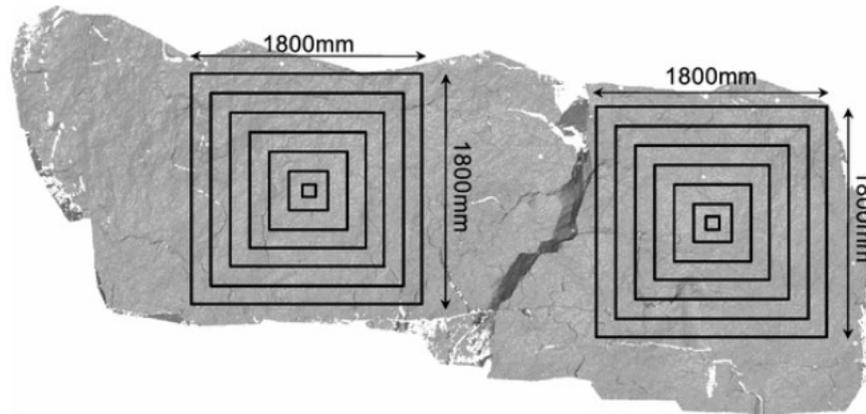


Figure 5.8: Surfaces d'échantillonnage variées afin d'étudier l'effet d'échelle sur la rugosité [Tatone et Grasselli, 2013]

Dans les études mentionnées, la taille des aspérités est toujours maintenue constante (ou presque) avec l'augmentation de l'échelle. La taille (ou l'amplitude) des aspérités n'a pas non plus été modulée lors de la présente étude. Les interfaces D1, D2 et D3 ont des hauteurs d'aspérité (de la base à la crête) de 3 mm et celles de l'interface R sont semblables. Les valeurs du paramètre Z_2 des interfaces D1, D2 et D3 ne peuvent pas être affectées par de plus fortes amplitudes pourvu que les angles restent inchangés. Toutefois, certains auteurs ont développé des modèles incorporant l'influence de l'amplitude moyenne des aspérités en rapport à la longueur du profil [Zhang *et al.*, 2014].

5.1.3 Rapport des aires 3D/2D comme paramètre de rugosité alternatif

L'obtention des coordonnées tridimensionnelles des cinq surfaces étudiées permet d'estimer, par triangulation, leurs *aires tridimensionnelles*. Le rapport entre cette aire et l'aire *projetée* sur le plan horizontal (l'aire 2D) constitue une mesure de la rugosité, car plus le profil est rugueux, plus ce rapport augmente. En mécanique des roches, ce rapport porte le nom de *coefficient de rugosité relative de surface*, R_s , et vaut 1 lorsque la surface est lisse. Cet exercice a été réalisé lors de cette étude, en se servant du logiciel *Civil3D* d'*Autodesk* pour créer le maillage

triangulaire des surfaces. Le Tableau 5.2 présente les deux types de surface ainsi que leurs rapports pour chaque interface.

Tableau 5.2: Aires tridimensionnelles et projetées des interfaces

Type d'interface	Z2	Aire 3D (mm ²)	Aire 2D (mm ²)	R _s (Aire 3D/2D)
L	0,15	4922	4811	1,02
D1	0,47	5361	4785	1,12
D2	0,88	6406	4786	1,34
D3	0,89	5864	4809	1,22
R	0,27	5027	4710	1,07

Le rapport est donc très près de l'unité pour l'interface lisse et plutôt élevé dans le cas de D2. Ce rapport est aussi présenté à la Figure 5.9 pour chaque surface, accompagné du paramètre Z2 correspondant. La limite inférieure des deux axes verticaux correspond aux valeurs minimales que peut prendre la rugosité selon ces échelles. La limite supérieure a été fixée pour que les deux maximums occupent approximativement le même espace graphique. De façon générale, plus la surface est lisse, plus le R_s sous-estime la rugosité, comparé au Z2.

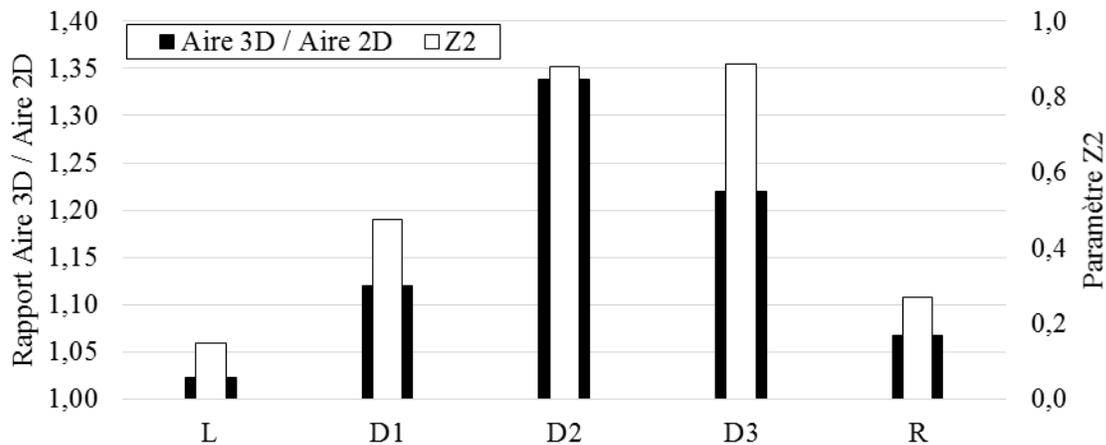


Figure 5.9: Rugosité selon le rapport des surfaces 3D et 2D et selon le paramètre Z2

La différence fondamentale entre ce mode de mesure et celui du Z2 et du JRC est l'absence de *profil* à deux dimensions. Il n'y a pas de *direction* de cisaillement. Ceci est un avantage lorsque la direction de cisaillement potentiel est inconnue. De plus, toute la surface échantillonnée est comptabilisée dans le calcul, contrairement au paramètre Z2 qui est en fait le Z2 moyen d'un certain nombre de profils (Z2_i) jugés représentatifs de la surface. Belem *et al.* (2000) ont étudié les paramètres de rugosité linéaire tels que Z2 et R_{Lin} et les ont comparés avec leur équivalent

surfactive $Z2_s$ et R_s . Ils ont observé une rugosité systématiquement plus élevée avec les paramètres surfaciques (1,6 à 2,3 fois). Toutefois, l'utilisation de R_s (ou R_L) comme paramètre de rugosité semble relativement restreinte à la finition de surface dans le domaine de la fabrication mécanisée et la majorité des auteurs en mécanique des roches lui préfèrent le $Z2$, le JRC ou un dérivé de ces paramètres.

D'autre part, dans le cadre de cette étude, le R_s permet de «s'affranchir» de l'influence de la rugosité lors du calcul de la valeur moyenne des 20 essais de traction directe réalisés. En divisant la force de traction par l'aire 3D plutôt que par l'aire projetée, la contrainte de traction se trouve ajustée (et obligatoirement réduite) de façon proportionnelle à la rugosité. Ainsi, les résistances en traction de l'interface L sont beaucoup moins affectées que celles de l'interface D2. Cet ajustement est présenté à la Figure 5.10. À noter qu'une fois les valeurs ajustées, l'axe horizontal n'a plus de signification.

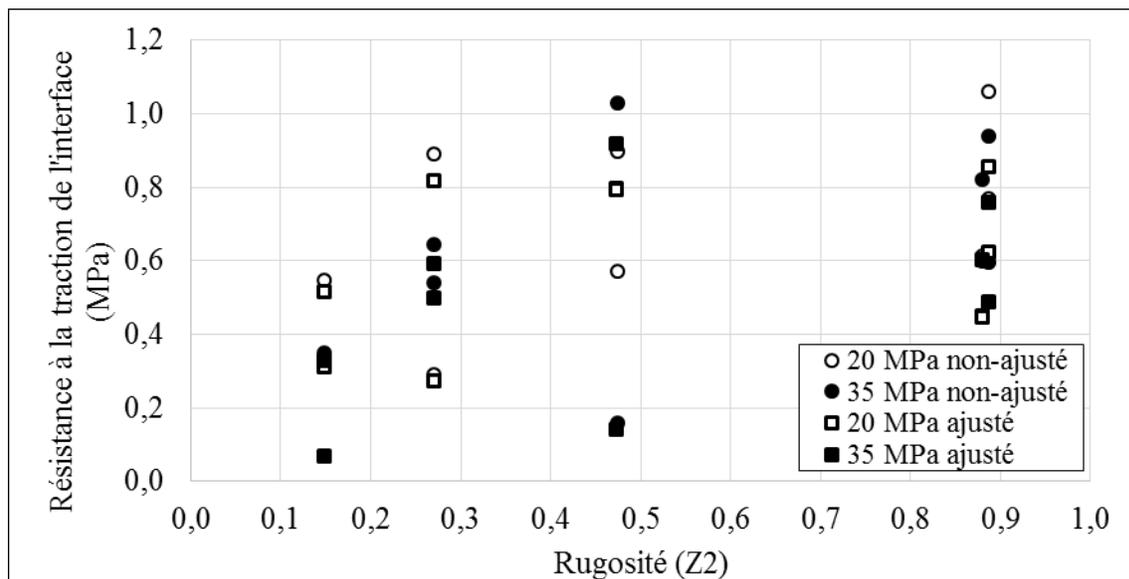


Figure 5.10: Résistances en traction directe ajustées (et non ajustées) pour l'aire 3D de l'interface

Puisque l'ANOVA de la section 4.2.2 n'a pas montré que l'UCS était influent sur la résistance à la traction, une valeur moyenne globale ajustée de 0,54 MPa est calculée, avec un écart-type de 0,25 MPa. Selon l'hypothèse que cette distribution suit la loi normale (Figure 5.11), la valeur minimale probable (ajustée) avec un seuil de signification de 5 % est de 0,14 MPa. Cette valeur est obtenue par l'équation de la loi normale centrée réduite.

$$f_{ct \min(5\%)} = \mu + Z_{5\%} \times \sigma \quad (5.1)$$

où μ est la moyenne, σ est l'écart-type et $Z_{5\%}$ est l'abscisse associée à une densité de probabilité cumulée de 5 %, qui vaut -1,645. Cependant, la distribution n'est pas normale et 20 échantillons est un nombre très faible pour faire ce type d'analyse. Le test du Khi-2 le confirmerait. Toutefois, la classe la plus peuplée contient les résistances les plus élevées et la classe la moins peuplée, les résistances les plus faibles. Cette étude ne permet donc pas de statuer sur une résistance minimale à la traction que peut prendre une interface béton-rocher liée sous les conditions observées, quoique la méthode pourrait probablement y parvenir si davantage de résultats d'essais étaient disponibles.

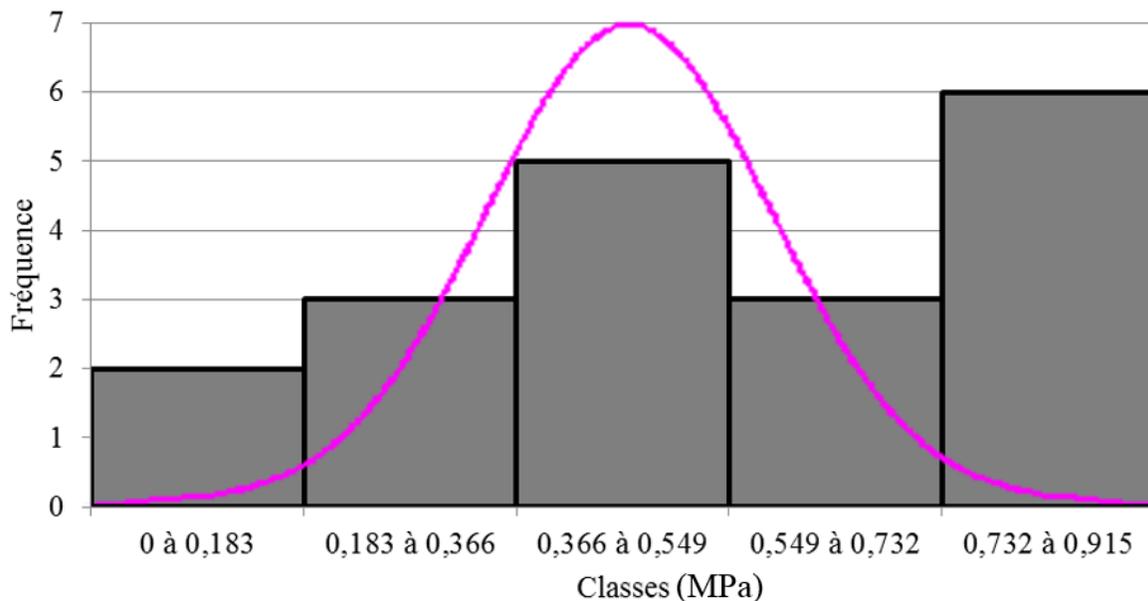


Figure 5.11: Histogramme des classes pour les 20 essais de traction directe et la courbe *PDF*

5.2 Lien entre traction directe et cohésion réelle

La cohésion réelle en cisaillement de l'interface béton-rocher est parfois estimée grossièrement comme étant deux ou trois fois la résistance à la traction de cette même interface [Griffith, 1921]. Les résistances à la traction directe ont donc été jumelées à leur valeur de cohésion réelle pour être présentées à la Figure 5.12. Rappelons que cette cohésion reste une ordonnée à l'origine extrapolée à partir de quatre essais. Aucune tendance claire ne se démarque. La cohésion semble

plutôt indépendante de la résistance à la traction. Il a été montré aux sections 4.2 et 4.4 que les cohésions réelles et les résistances à la traction font toutes les deux objet d'une forte dispersion. De plus, ces deux paramètres proviennent de répliques identiques (même UCS et rugosité), mais qui sont tout de même individuellement soumises aux manipulations humaines. Il faudrait d'abord pouvoir réduire ces fortes dispersions avant de pouvoir établir une relation entre ces deux paramètres.

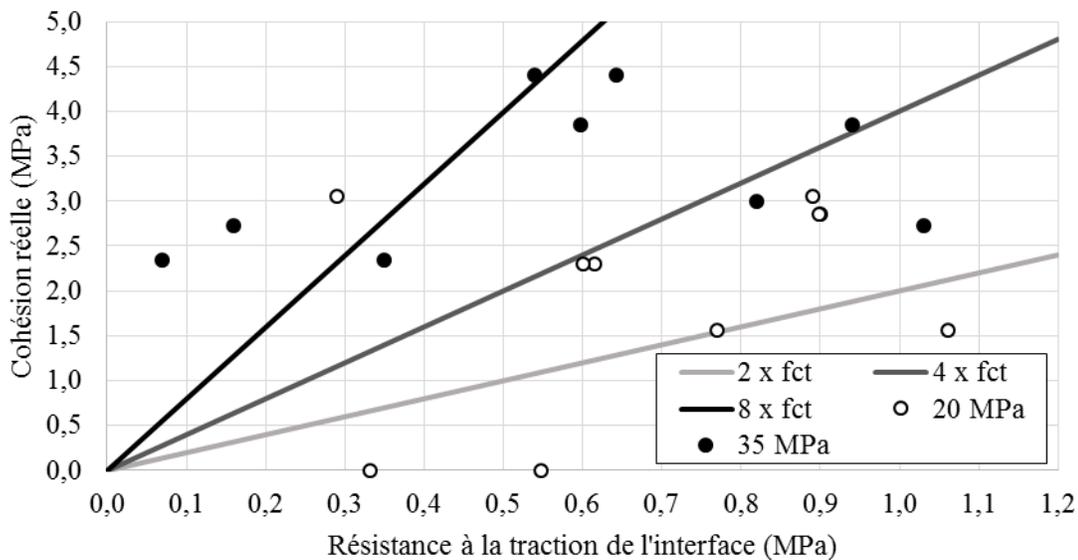


Figure 5.12: Cohésion réelle et résistance à la traction directe

5.3 Mécanisme de rupture en cisaillement d'une interface liée

Les analyses du volet cisaillement lié de cette étude tendent à montrer une certaine indépendance de la résistance au cisaillement par rapport à la rugosité et même, par rapport à la contrainte normale. Cette section explique les interprétations faites à cet égard, ainsi qu'aux apparentes différences de comportement entre les interfaces liées et non liées. Il est aussi question de la pertinence de l'application des critères de rupture en cisaillement les plus connus de la mécanique des roches aux interfaces liées.

5.3.1 Influence de la rugosité sur le mode de rupture

Il a été observé que les plans de rupture inclinés selon le plan de cisaillement maximum rendent la valeur de la rugosité inconséquente pour les interfaces D1, D2 et D3, puisque cette rupture ne se produit pas à l'interface béton-rocher, mais bien à l'intérieur des matériaux. Ce phénomène est moins évident pour l'interface R, moins rugueuse, et presque inexistant dans le cas de

l'interface lisse. Cela semble suggérer qu'au-delà d'un certain seuil de rugosité, le plan de rupture préférentiel se déplace de l'interface vers le plan de cisaillement maximal. La Figure 5.13 illustre ces propos.

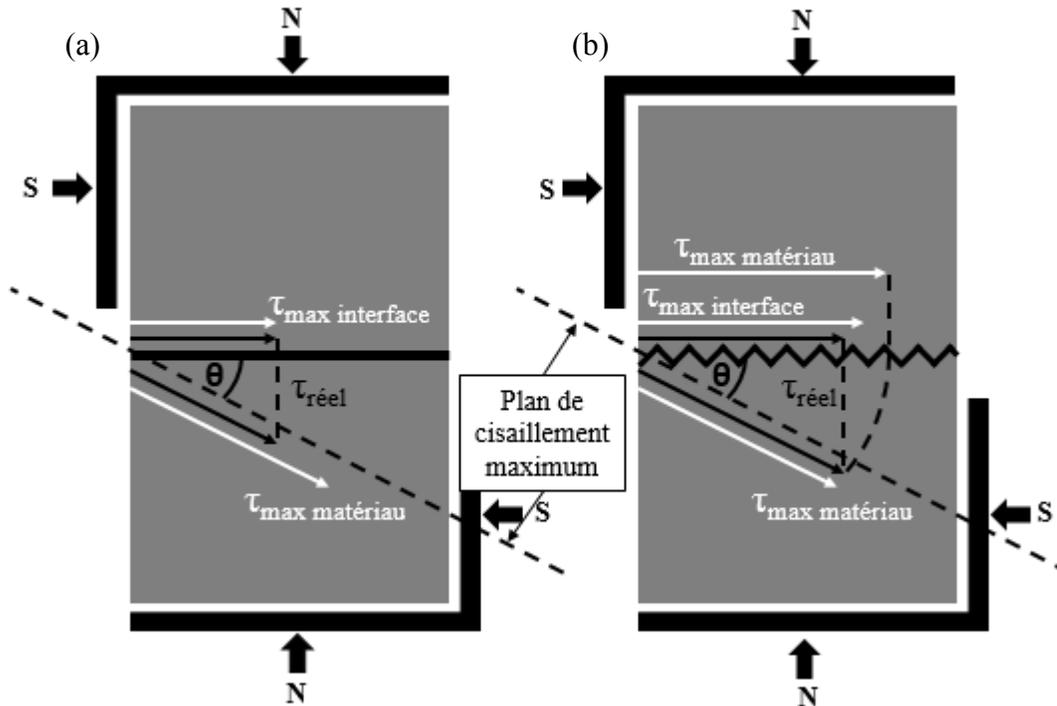


Figure 5.13 : Déplacement du plan de faiblesse de l'interface vers le plan de cisaillement maximum
Interface lisse - rupture à l'interface (a) et interface rugueuse - rupture dans le matériau (b)

Sur le schéma (a), l'interface est limitative, car sa résistance au cisaillement est moins élevée que la composante horizontale ($\cos \theta$) de la résistance au cisaillement du matériau. Il y a donc rupture à l'interface. Sur le schéma (b), l'interface rugueuse a une résistance au cisaillement «globale» plus élevée, de sorte que la résistance au cisaillement du matériau est atteinte en premier. Évidemment l'interface demeure une «faiblesse» et dans le contexte de cette étude, ne peut pas être plus résistante que le matériau lui-même. Pour cette étude, cette rugosité «transitoire» se situe entre celles des interfaces L et D1 (0,15 et 0,47). L'interface R (0,27) présentait à la fois les deux modes de rupture, suggérant des variations locales de la résistance au cisaillement. Certaines simplifications ont été faites dans l'interprétation de ces résultats. D'abord, un seul matériau est considéré, mettant de côté les effets d'une rupture préférentielle dans un des matériaux, ce qui est probable vu la forte différence d'UCS (75 vs 35 MPa) et du coefficient de Poisson (0,33 vs 0,23). L'écart de module d'élasticité dynamique ne s'est pas montré important (31,8 vs 29,1 GPa). Deuxièmement, une résistance au cisaillement «globale»

de l'interface incorporant la rugosité et la cohésion réelle a été considérée. Somme toute, il y a lieu de se questionner, après chaque essai de cisaillement direct, si les résultats obtenus décrivent le mode de rupture approprié, car une fois la rugosité seuil dépassée, celle-ci semble perdre son influence au profit de la résistance des matériaux.

5.3.2 Comportement des interfaces liées versus non liées

En rigidité constante, la différence de comportement en cisaillement entre l'interface liée et non liée est majeure sous faible contrainte normale et négligeable sous plus forte contrainte normale. La transition du mode de rupture du glissement vers la rupture des aspérités sépare le spectre σ_n en deux. Cette plage de transition dépend de la résistance du matériau, de l'angle et de la répétitivité des aspérités [Ladanyi et Archambault, 1969]. Il est difficile de déterminer où se sont déroulés les essais de cisaillement de cette étude sur le spectre σ_n . La cohésion réelle empêche le glissement sur les aspérités et le plan de rupture secondaire détourne complètement la rupture de l'interface. Les photos après essai laissent donc peu d'indices sur le mode de rupture. Les courbes d'essais réalisés aident à pallier ce manque. Les travaux de Nicolas (2014) et Rullière (2015) permettent de compléter en fournissant des résultats sur échantillons non liés. Il s'agit ici du comportement avant et pendant l'atteinte de la résistance au cisaillement au pic, la résistance au cisaillement résiduelle étant peu (ou pas) affectée par le statut initial de l'interface (liée/non liée).

À forte contrainte normale, la cohésion réelle ne peut vraisemblablement pas contribuer à la résistance au cisaillement d'une **interface rugueuse** si les aspérités sont cassées à leur base. La résistance au cisaillement provient donc de la résistance au cisaillement du matériau constituant les aspérités macroscopiques. Il n'y aurait donc pas de différence de comportement. Dans le cas d'une **interface lisse**, toutefois, la résistance provient plutôt de la microrugosité de surface. Une forte contrainte normale ainsi qu'une absence d'aspérités macroscopiques limitent effectivement la dilatance à environ 0,1 mm, comme il peut être remarqué pour l'interface L à la Figure 4.23. Les essais de traction directe ne provoquaient une rupture qu'à partir d'un déplacement axial de 0,3 mm, environ.

À faible contrainte normale et dans le contexte non lié où il y a cohésion apparente, le courant principal en mécanique des roches veut qu'elle ne soit retenue que pour définir l'enveloppe de

rupture au-delà d'une certaine contrainte normale [Patton, 1966], sous laquelle la résistance au cisaillement chute plus ou moins linéairement vers l'origine. Or, les travaux de Nicolas (2014) et Rullière (2015) ont montré que même à beaucoup plus faible contrainte normale (0,1 MPa), une rotation vers l'origine n'est pas observée pour une interface rugueuse. Il est probable que plus celle-ci est rugueuse, plus la contrainte normale requise pour mobiliser la cohésion (et donc observer une cohésion apparente) est faible. En effet, lorsque la rugosité présente des parois presque perpendiculaires au sens de cisaillement, il peut effectivement exister une résistance au cisaillement à contrainte normale nulle, comme ce serait le cas avec l'interface D3. Ce raisonnement est soutenu par une extrapolation du modèle de Patton dans le cas où l'angle des aspérités approcherait 90° (Figure 2.11). On pourrait alors parler de cohésion réelle non liée s'il était strictement question de cisaillement. Il semblerait donc que plus la rugosité est importante, plus la cohésion est mobilisée à un faible σ_n et plus sa valeur est élevée. Pour ce qui est de l'interface liée, il y a résistance au cisaillement à σ_n nul. En observant toutes les résistances au pic obtenues avec l'ensemble des échantillons (Figure 5.14), il y aurait même lieu de se questionner sur la possibilité de l'existence d'une asymptote horizontale inférieure correspondant à la résistance au cisaillement minimale attribuable au lien mécano-chimique d'une interface donnée.

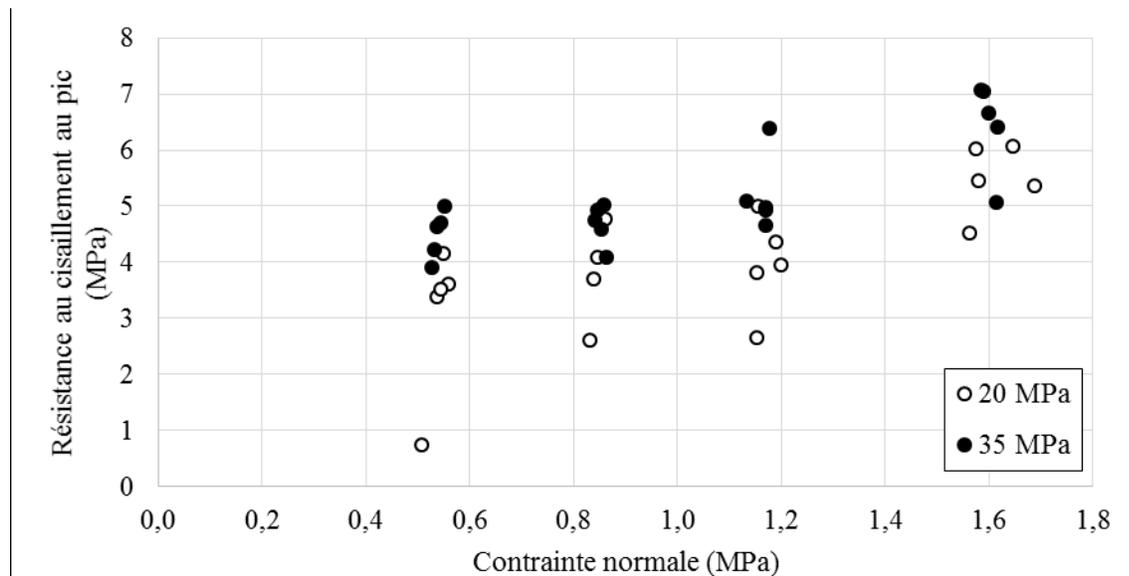


Figure 5.14: Ensemble des résistances au cisaillement au pic obtenues

Une comparaison graphique du comportement lié versus non lié est possible en juxtaposant les résultats obtenus sur interfaces L et R avec ceux que Nicolas (2014) et Rullière (2015) ont obtenus sur des interfaces similaires, non liées. À noter que le JRC de l'interface rugueuse de Rullière est légèrement plus faible que celui du «R» (8,41 vs 13,8) et que celui de Nicolas est inconnu. Cette comparaison est faite aux Figures 5.15 et 5.16.

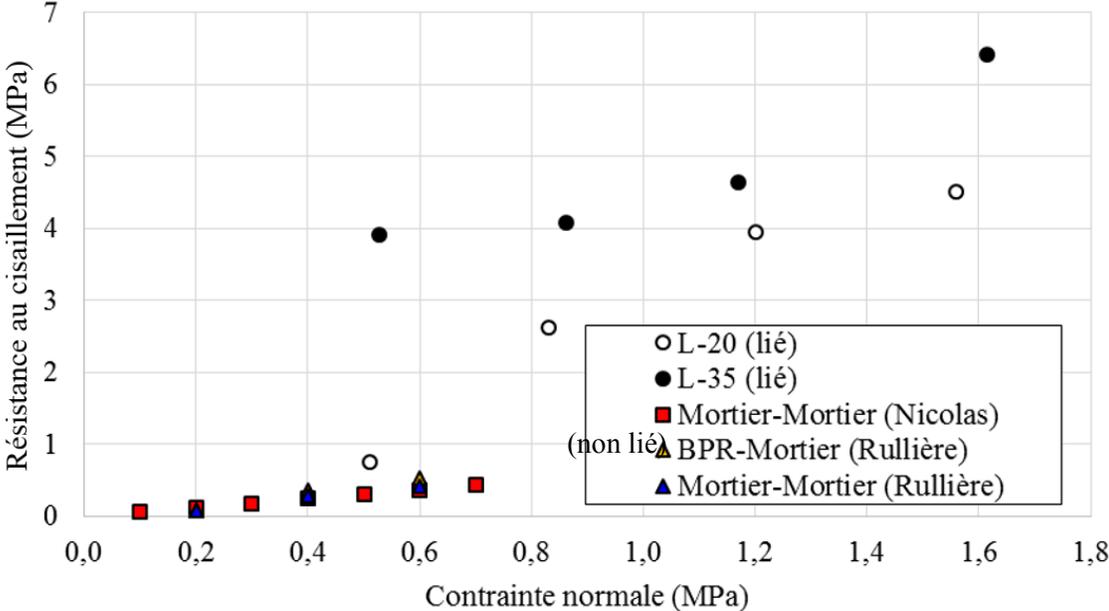


Figure 5.15 : Différences de comportement en cisaillement entre interfaces lisses liées et non liées

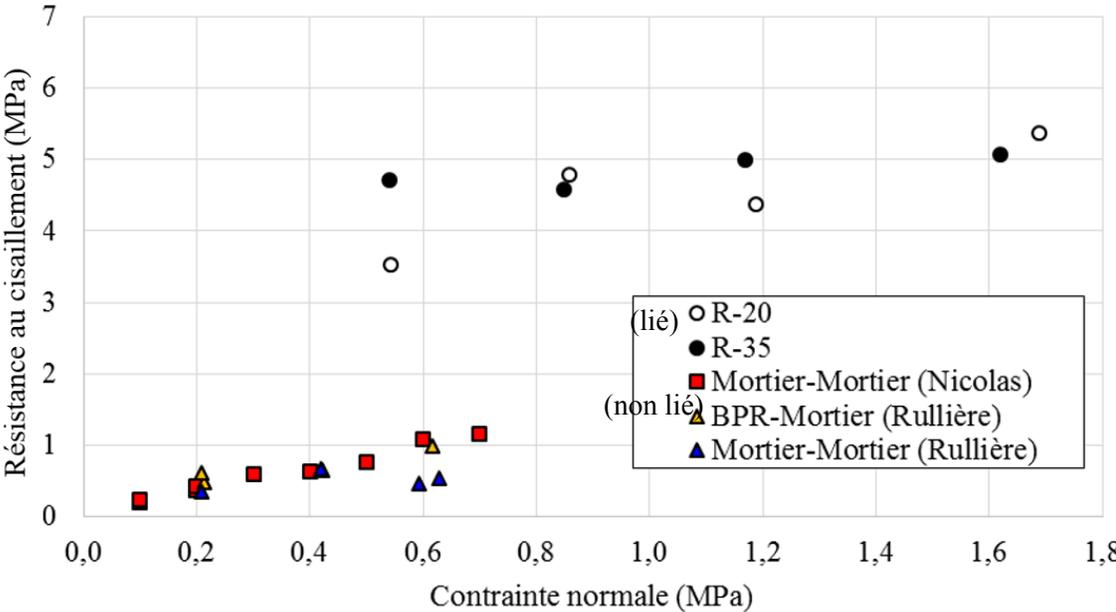


Figure 5.16 : Différences de comportement en cisaillement entre interfaces rugueuses liées et non liées

Malgré le manque de chevauchement des plages σ_n , il est facile d'interpréter que le lien cohésif offre une résistance accrue au cisaillement. De plus, la résistance à la traction du lien béton-rocher, qui est de tout au plus 2 MPa, se «traduit» en cisaillement par une résistance équivalente sous un σ_n de 0,5 à 0,9 MPa. Cela suggérerait qu'à faible rugosité ($Z_2 < 0,27$) et aux contraintes représentatives des barrages-poids, la majorité de la résistance au cisaillement proviendrait du lien mécano-chimique béton-rocher. La dispersion des résultats «liés» est aussi beaucoup plus importante que celle des non liés. Cela est probablement attribuable aux fortes variations spatiales que peut avoir la résistance de ce lien sur un échantillon de faibles dimensions. Il serait fort intéressant de poursuivre cette comparaison sur les interfaces D1, D2 et D3, mais aucun essai non lié n'a été effectué à l'aide de ceux-ci. De plus, les échantillons L et R étaient les seuls à ne pas être affectés par la rupture selon le plan τ_{max} . Il serait également pertinent d'augmenter les contraintes normales afin de déterminer le seuil où le lien béton-rocher n'a plus d'effet et si la valeur de ce seuil est reliée à la résistance à la traction du lien et à la résistance à la compression des matériaux. Dépendamment de la rugosité, ce seuil pourrait se situer entre 5 et 10 MPa.

Moradian *et al.* (2012) s'est penché sur le mécanisme de rupture d'une interface liée, à l'aide d'échantillons composites granite-mortier. Il s'est servi de la lecture des émissions acoustiques générées lors de la rupture du lien béton-rocher pour déterminer si cela se produisait avant ou lors de l'atteinte du pic de cisaillement. Ses conclusions sont partiellement en accord avec les propos soutenus dans cette section. Il affirme qu'à faible contrainte normale, le lien béton-rocher constitue l'essentiel de la résistance au cisaillement et qu'une variation de contrainte normale à ce niveau a peu d'influence sur le comportement en cisaillement, dans la mesure où σ_n est plus faible que la résistance à la traction du lien. Il a observé que les aspérités pouvaient contribuer au cisaillement après ce décohésionnement et produire un deuxième pic de cisaillement, ce qui a également été observé lors de cette étude. Des rugosités «identiques» furent utilisées, mais les valeurs ne sont pas mentionnées.

5.3.3 Proposition d'une valeur numérique minimale de cohésion réelle

Tout comme il a été fait pour les résistances à la traction directe, une cohésion en cisaillement minimale probable pourrait être établie à partir de l'ensemble des valeurs de cohésions réelles obtenues (Tableau 4.4) et de la distribution normale en utilisant l'Équation 5.1. La cohésion

moyenne de 2,7 MPa et l'écart-type de 1,2 MPa produisent une cohésion minimale probable de 0,7 MPa avec $\alpha = 5 \%$. Toutefois, avec une taille d'échantillon de 9, la distribution n'est pas normale et cette valeur ne peut pas être proposée. L'histogramme des classes est présenté à la Figure 5.17. La méthode paraît tout de même acceptable et dans l'éventualité où une taille d'échantillon plus importante (environ 50) serait disponible, la distribution passerait probablement le test du Khi-2 et la valeur minimale de cohésion proposée serait sécuritaire.

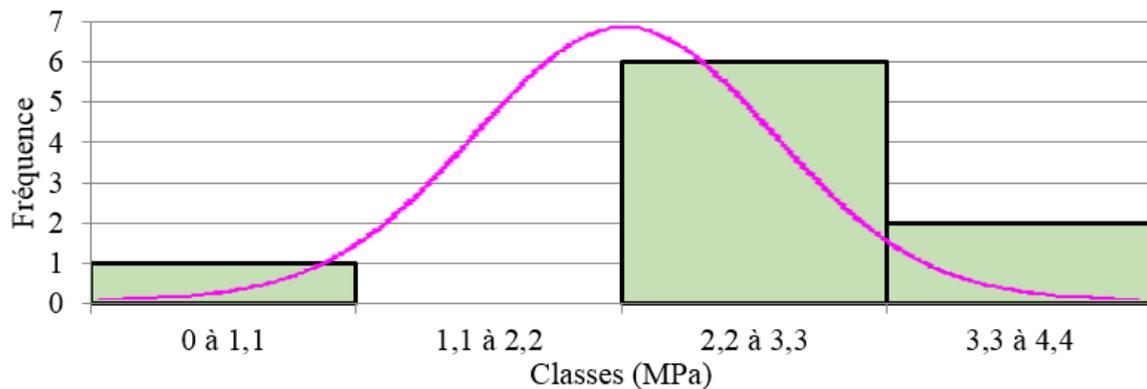


Figure 5.17: Histogramme des classes des 9 valeurs de cohésion réelle avec la courbe *PDF*

5.3.4 Applicabilité des critères de rupture des discontinuités rocheuses

Les essais de cisaillement direct ont été analysés en se servant du critère de rupture linéaire Mohr-Coulomb. Les angles de frottement au pic et résiduel, ainsi que la cohésion, ont simplement été obtenus par régression linéaire selon la méthode des moindres carrés à partir des quatre essais d'une même série. L'enveloppe de rupture est donc uniquement exprimée en fonction des résultats des essais, sans correction et libre de toute balise provenant de renseignements préalables à l'essai. Certains critères de rupture évoqués à la section 2.2 décrivent l'enveloppe de rupture en considérant certains paramètres de l'interface, dont le JRC et JCS et les paramètres m , h et s de Hoek (1983). Les résultats obtenus en cisaillement lors de cette étude ont été analysés et portés en graphique en utilisant deux modèles très connus, soit ceux de Patton (1966) et de Barton (1976). Le but est de déterminer si ces modèles (et leurs dérivés) parviennent à tenir compte du comportement des interfaces liées en cisaillement. Cette comparaison est faite en se servant des deux types d'interfaces n'ayant pas été affectés par la rupture secondaire (sécant à l'interface), soit L-35, R-20 et D1-35.

L'enveloppe bilinéaire de Patton est définie par deux droites qui ont été présentées sous forme de forces aux Équations 2.2 et 2.4. En divisant les termes par la surface, la contrainte de cisaillement est obtenue.

$$\tau = \sigma \tan(\varphi_u + i) \quad (5.2)$$

$$\tau = c_0 + \sigma \tan \varphi_r \quad (5.3)$$

φ_u désigne normalement l'angle de frottement basique, qui représente des essais sur joints lisses, non liés. En absence de cette valeur, l'angle de frottement résiduel φ_r de l'interface lisse (23°) lui est substitué pour R et D1. i est l'angle moyen des aspérités et a été obtenu simplement par l'arctangente de Z_2 . c_0 est l'ordonnée à l'origine de la deuxième phase de l'enveloppe, qui correspond à la cohésion déterminée à la section 4.4.5. Les essais et les enveloppes bilinéaires calculées sont présentés à la Figure 5.18.

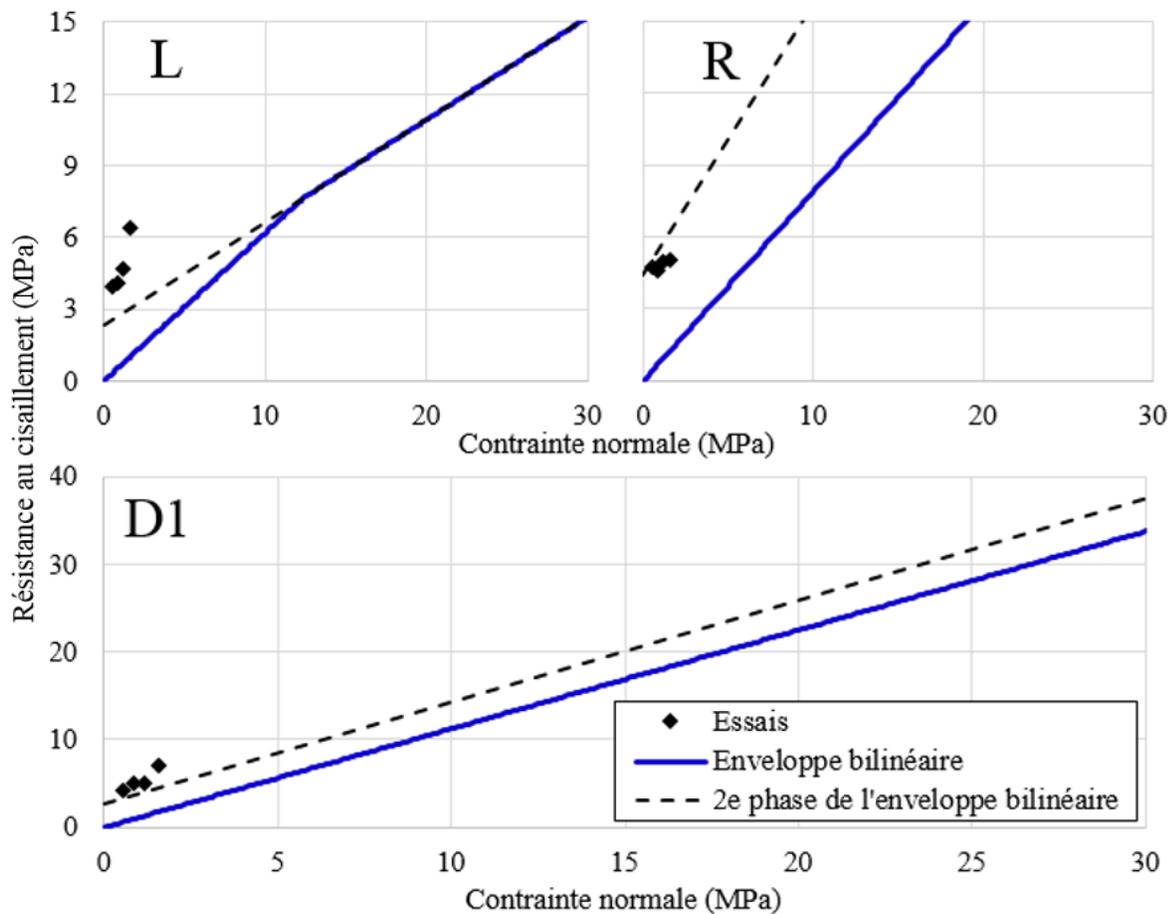


Figure 5.18: Application du critère bilinéaire de Patton à l'interface béton-rocher liée

Une abscisse allant jusqu'à 30 MPa a été gardée pour montrer que l'enveloppe «n'atteint» jamais sa deuxième phase pour les échantillons R et D1, car la somme $\varphi_{r,L} + i$ reste inférieure à $\varphi_{r,R}$ et $\varphi_{r,D1}$. Sans adaptation, le modèle de Patton est donc inefficace pour modéliser le comportement en cisaillement d'une interface béton-rocher liée. Le problème vient du fait que le paramètre φ_u représente le glissement sur les aspérités non liées à faible contrainte normale, alors que ce mécanisme ne se produit pas en condition liée. Puisque le lien béton-rocher est probablement brisé au pic de cisaillement, il est probable que l'utilisation de φ_{PIC} , qui incorpore aussi la rugosité, soit plus représentatif que $\varphi_u + i$. La Figure 5.19 illustre ce que représente cette modification du modèle de Patton à partir des mêmes données.

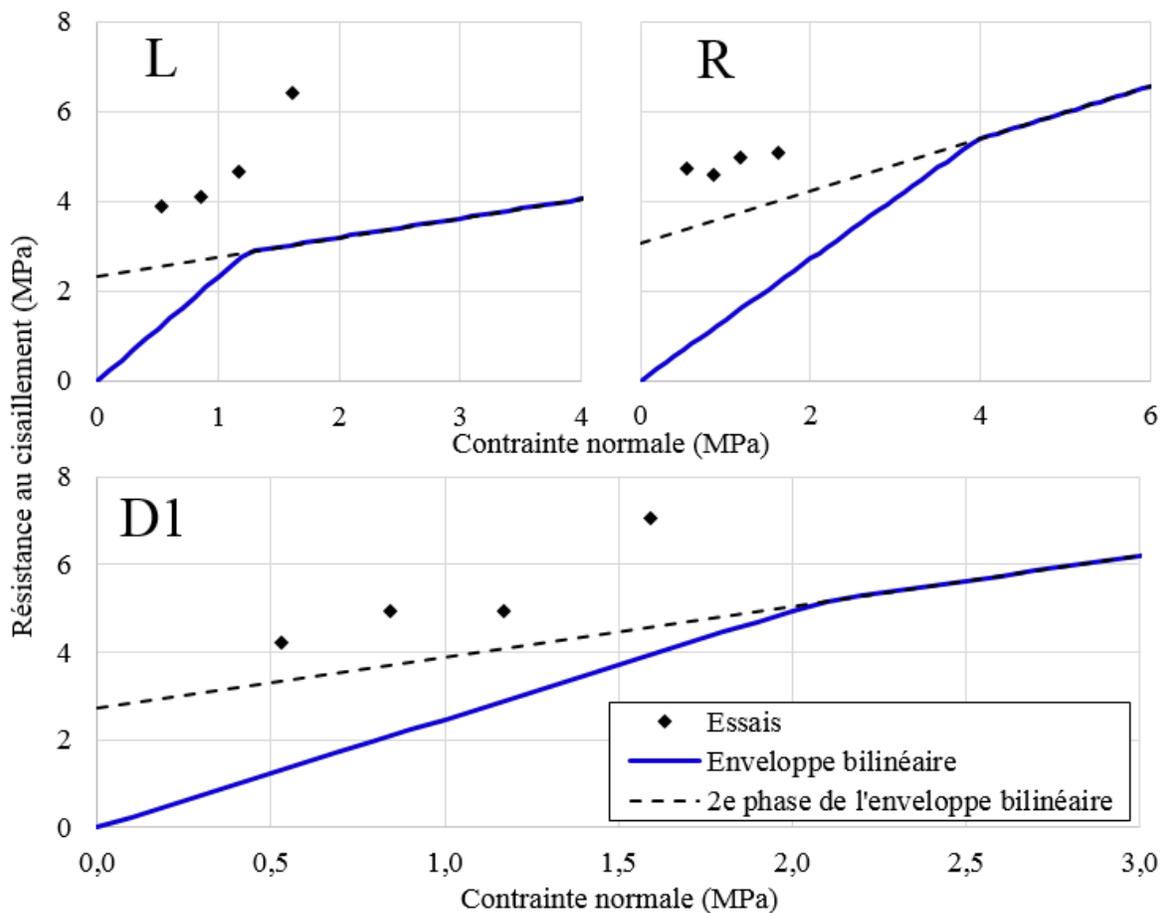


Figure 5.19: Application du critère bilinéaire de Patton *modifié* à l'interface béton-rocher liée

Cette représentation est plus réaliste. L'utilisation de l'angle de frottement au pic de l'interface L avec les angles d'aspérité des interfaces respectives ($\varphi_{PIC,L} + i$) serait une alternative.

Évidemment, le modèle prévoit toujours une ordonnée à l'origine (et donc une cohésion) nulle. La résistance au cisaillement d'un joint lié intact sera toujours sous-estimée lors de la 1^{re} phase de l'enveloppe.

Le critère de Barton, présenté et décrit à la section 2.2.4, est un modèle curvilinéaire qui fait intervenir un paramètre de rugosité empirique (le JRC), la résistance à la compression des aspérités, ainsi que l'angle de frottement basique, φ_b (pour joints lisses non liés), ou φ_r dans le cas des joints altérés. L'équation, déjà présentée au Chapitre 2, est montrée ici.

$$\tau = \sigma_n \tan \left[JRC \log \left(\frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \varphi_b \right] \quad (2.25)$$

Les enveloppes de rupture ont été tracées en se servant de cette équation et sont présentées à la Figure 5.20 (courbe grise).

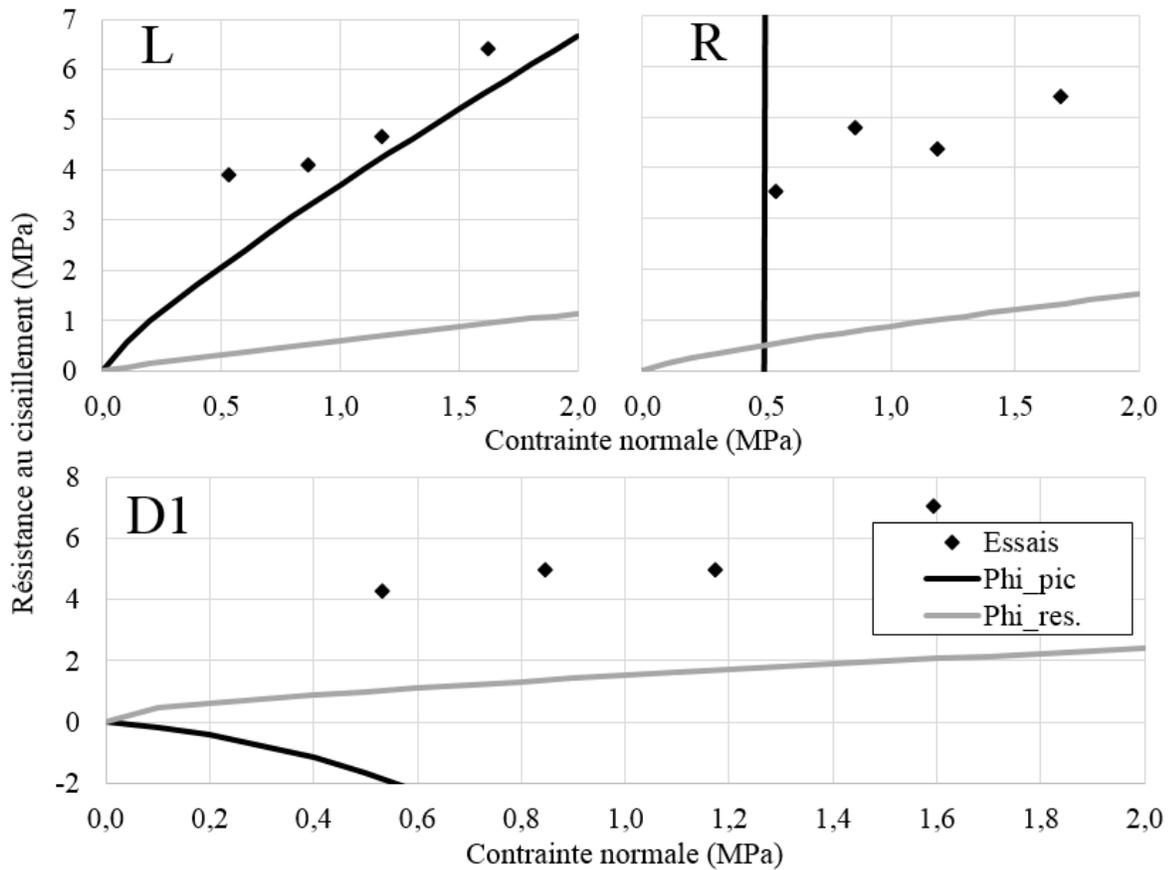


Figure 5.20: Application du critère de Barton *original* et *adapté* à l'interface béton-rocher liée

L'angle de frottement résiduel de l'interface L a servi d'office à φ_b pour les trois interfaces, ce qui correspond à la courbe grise sur les graphiques. Comme avec le modèle de Patton, cependant, la résistance au cisaillement est largement sous-évaluée, puisque l'interface est liée, ce que ne reflète pas $\varphi_{r,L}$. Sans adaptation, le modèle de Barton est donc lui aussi inefficace pour modéliser le comportement en cisaillement d'une interface béton-rocher liée. Suppléer φ_b par φ_{PIC} n'est pas approprié, car la rugosité est alors comptabilisée deux fois dans l'équation. Le JRC qualifie déjà la rugosité. φ_b a donc été remplacé par $\varphi_{PIC,L}$ pour les autres interfaces dans l'Équation 2.25, qui considère une interface lisse liée (courbe noire). Toutefois, un autre problème survient visiblement pour les interfaces R et D1, attribuable à la valeur à l'intérieur des crochets. La tangente d'un angle de 90° n'existe pas, car cela implique une division par zéro. La tangente d'un angle qui approche 90° par le bas tend à l'infini positif et celle d'un angle qui approche 90° par le haut tend vers l'infini négatif. Voilà ce qui explique l'apparente asymptote verticale de l'interface R, dont l'intérieur des crochets est de 89° à 0,5 MPa, et l'enveloppe négative de l'interface D1, dont l'intérieur des crochets est supérieur à 90° sur l'intervalle de contrainte de 0 à 2 MPa. Même avec adaptation, le modèle de Barton est encore inefficace pour modéliser le comportement en cisaillement d'une interface béton-rocher liée, car en plus de sous-estimer l'enveloppe de cisaillement, il est trop sensible à la rugosité combinée à l'angle de frottement au pic.

D'autres critères de rupture en cisaillement ont été décrits au Chapitre 2, tels que ceux de Ladanyi-Archambault (1969) et de Hoek et Brown (1983). Toutefois, contrairement aux modèles présentés dans cette section, ils visent plutôt l'estimation de la résistance au cisaillement *global* d'un *massif* rocheux et sont plutôt inappropriés pour modéliser une seule discontinuité. Considérer un massif non fracturé avec les propriétés du matériau le plus faible (le béton) pourrait être plus représentatif que de considérer un massif «aléatoirement» fracturé. À la lumière de toutes ces observations, il semblerait que le critère linéaire de Mohr-Coulomb est acceptable, pourvu que l'enveloppe ne soit pas extrapolée en dehors de la plage de contrainte normale ayant fait l'objet d'essais.

5.4 Sources d'erreurs expérimentales

Des difficultés sont apparues lors de la phase expérimentale et ont causé quelques problèmes, en partie liées à la nature atypique des spécimens composites et au fait que ceux-ci soient soumis à des essais peu courants. Certains de ces problèmes ont pu être corrigés avant toute manipulation. D'autres ont été contrôlés en mitigeant leurs impacts et certains ont été acceptés en prenant soin de noter leur impact potentiel.

5.4.1 Variations indésirables dans la fabrication des spécimens d'essai

L'exécution des essais étant un processus relativement long et complexe s'échelonnant sur plusieurs mois, il est évident que plusieurs gâchées de mortier étaient nécessaires afin d'éviter une variation dans les durées de cure humide. Des contraintes logistiques ont fait en sorte que les premiers spécimens ont subi 42 jours de cure lors de leurs essais. Cette durée est donc devenue le standard pour les spécimens qui ont suivi. Toutefois, les spécimens ont quand même été fabriqués plus rapidement qu'ils n'ont pu être testés, de sorte que les derniers spécimens testés en cisaillement ont bénéficié de 72 jours de cure, ce qui augmente l'UCS moyen des spécimens témoin de 35 à 38 MPa et de 20 à 22 MPa (Figure 3.2). De plus, les spécimens témoins provenaient de la même gâchée, alors que les spécimens d'essai ont en fait été fabriqués à partir de plusieurs gâchées différentes, les rendant vulnérables notamment à des dosages différents et aux variations de la composition des ciments provenant de plusieurs sacs différents. Cependant, même si les variations d'UCS pouvaient atteindre 5 à 6 MPa, la nature de l'ANOVA fait en sorte que la valeur de l'UCS n'est pas considérée dans l'analyse paramétrique. Seul son impact sur la résistance à la traction, s'il y en a un, est considéré. L'analyse paramétrique n'est donc pas particulièrement sensible aux variations d'UCS, ou aux variations de rugosité.

Par contre, l'analyse paramétrique est très sensible aux variations de l'état de l'interface. Celui-ci n'étant pas un paramètre de l'étude, sa préparation doit être la plus soignée et la plus semblable possible d'un essai à l'autre, afin d'éviter de «fausser» à la baisse la résistance à la traction. Certaines manipulations ont probablement interféré avec cet objectif. Par exemple, de l'huile était initialement appliquée aux plaques en métal et aux cylindres en plastique lors de la coulée du mortier-roche dans le but d'éviter une adhésion à ces surfaces. Bien que le spécimen ait été immergé pour sa cure pendant des mois, une partie de l'huile aurait pu rester emprisonnée

dans le mélange adjacent à la plaque lors de la coulée, l'affaiblissant à cet endroit. Cela pourrait expliquer les cas de rupture en traction très près de l'interface, mais dans le matériau. Cependant, l'huile n'a pas été utilisée lors de la deuxième coulée, soit celle du mortier-béton sur le mortier-roche. Le même type de rupture a tout de même été observé.

Lors de la sélection des moules d'interfaces, l'envers de la pastille de silicone avait été retenu pour produire l'interface L. La surface était si lisse qu'elle paraissait polie. Une plaque en métal a plutôt été retenue. Celle-ci a tout de même engendré une certaine rugosité de surface attribuable à des bulles d'air s'étant collées au fond contre la plaque. Celles-ci ont contribué au JRC de 5,3, ce qui est élevé pour une surface lisse. Cela permet tout de même de conserver une microrugosité équivalente à celle des autres interfaces. De plus, la grandeur de la rugosité n'influence pas l'analyse paramétrique.

5.4.2 Erreurs de manipulation lors de la préparation et exécution des essais

Toute manipulation pouvant induire des contraintes sur les spécimens est susceptible d'en affaiblir l'interface, faussant à la baisse la résistance à la traction. Ainsi, à l'étape de préparation du montage où les plaques sont collées aux extrémités du spécimen avec le mastic automobile, de légers coups de marteau ont été donnés sur le dessus pour maximiser le parallélisme des plaques (Figure 3.8, au centre). Cela n'aurait pas dû être fait pour ne pas affaiblir le lien cohésif au centre du spécimen composite. Un placement ferme avec les mains aurait suffi. Par ailleurs, une fois le mastic devenu rigide, mais non durci, le spécimen était replacé dans la chambre humide pour éviter que le mortier ne sèche avant l'essai. Cela avait pour effet de compromettre l'adhésion du mastic au mortier. Lors de la mise en traction du spécimen, la rupture se produisait donc parfois au contact béton-mastic plutôt qu'à l'interface béton-rocher. Dans ce cas, l'échantillon était récupéré, un nouveau mastic était appliqué et l'échantillon était réinstallé sur la presse. Parmi ces échantillons testés une seconde fois, certains se sont brisés à l'interface béton-rocher à plus faible contrainte que lors du premier bris au niveau du mastic. Cela est donc preuve que la première montée en charge affaiblit l'interface, probablement par microfissuration. Dans ces situations particulières, la résistance du premier essai a été retenue. Comme le montre le tableau de données à l'Annexe D, ce problème a été réglé pour la série 35 MPa. Cette situation a été corrigée en perçant des trous inclinés de quelques centimètres de profondeur dans le spécimen du côté béton, afin de laisser le mastic y pénétrer et augmenter la

surface d'adhésion avec le mortier. Ces trous ont été percés avec une perceuse électrique (sans percussion) induisant tout de même invariablement des vibrations qui sont transmises à l'interface. Celles-ci ont été atténuées en coinçant le spécimen entre deux mâchoires de caoutchouc lors de l'opération. Aussi, l'étape du serrage des quatre vis fixant les plaques d'acier aux pièces de transfert de charge est un moment vulnérable pour l'interface lors de la préparation. À aucun moment une portion de celle-ci ne doit-elle subir la traction. L'œil doit être fixé à l'afficheur de la presse à cette étape et l'espacement des mâchoires doit être constamment ajusté afin de maintenir une légère compression. Il est malgré tout survenu, à quelques reprises, des instants où le spécimen était soumis à des contraintes de près de 0,1 MPa, ayant probablement l'effet d'amorcer une rupture, qui plus est, de façon asymétrique puisque le serrage de vis une à une induit temporairement un déséquilibre planaire des contraintes au niveau de l'interface. Toutes ces sources de sous-évaluation de la résistance à la traction (directe) portent à croire que la vraie valeur est difficile à atteindre, et que celles obtenues par l'essai de traction par pression de fluide, qui n'est soumis essentiellement à aucune manipulation préalable, sont beaucoup plus représentatives, l'écart entre les résultats des deux méthodes étant très important (1,45 MPa vs 0,40 MPa, pour les interfaces lisses).

L'essai de cisaillement direct est moins vulnérable aux manipulations préparatoires, notamment parce que la résistance en cisaillement n'est pas uniquement fonction de la force du lien béton-rocher. Les échantillons ont toutefois dû être sciés par une scie à diamant pour avoir les dimensions les permettant d'être insérés dans les moules de cisaillement, ayant probablement le même effet sur l'interface que celui attribuable aux vibrations de la perceuse. L'erreur expérimentale la plus importante se trouve probablement à l'étape de la coulée du mortier de confinement supérieur. Afin de limiter les moments indésirables lors de l'essai de cisaillement direct, la zone non confinée de l'échantillon comportant l'interface doit être réduite au minimum. Celle-ci devrait correspondre à l'espacement des moules, qui est de 10 mm. Il est cependant possible, en plaçant l'argile séparatrice autour de l'interface, d'empêcher le mortier supérieur de prendre l'espace nécessaire, augmentant la zone non confinée à 15 ou 20 mm. L'échantillon dépend alors de la rigidité du boîtier de cisaillement et du bâti de la presse pour limiter les moments. En raison de cette rigidité, il est évalué que l'impact sur les résultats de la zone de confinement trop grande est négligeable.

CHAPITRE 6 Conclusion

6.1 Bilan

Ce projet de recherche s'inscrit dans le contexte de la stabilité des barrages et du besoin d'évaluation de la résistance de l'interface béton-rocher. L'utilisation du critère de rupture linéaire de Mohr-Coulomb étant très répandue, cette étude a porté sur les deux paramètres qui le définissent, soit l'angle de frottement et la cohésion. On distingue la cohésion apparente, lorsque l'interface béton-rocher est non liée, de la cohésion réelle, lorsqu'elle l'est. Puisqu'il est techniquement difficile d'évaluer si l'interface est liée ou non, la cohésion réelle et sa contribution à la résistance au cisaillement sont souvent négligées et ne sont que très peu abordées dans la littérature. Un lien direct peut être fait entre cette non-considération et des travaux de renforcement réalisés sur des ouvrages hydrauliques. Cette étude avait comme objectif la caractérisation de la cohésion réelle dans le but de déterminer s'il demeurerait sécuritaire d'incorporer sa contribution dans l'évaluation de stabilité (renversement et glissement) des barrages. Pour ce faire, il était nécessaire d'évaluer les comportements en traction et en cisaillement de l'interface et d'analyser comment ils sont affectés par des paramètres importants telle la rugosité de l'interface. Cette caractérisation a été faite à l'aide d'un programme expérimental sur 66 répliques d'interfaces béton-rocher en mortier. Ces répliques ont fait l'objet d'essais de traction directe, de traction par pression de fluide et de cisaillement direct. L'influence de la rugosité d'interface et de la résistance à la compression uniaxiale (UCS) des matériaux sur les résistances à la traction et au cisaillement a été évaluée grâce à l'analyse des variances (ANOVA). Une influence positive est définie par $P < 0,05$. Des essais de cisaillement supplémentaires ont permis d'approfondir la compréhension du mécanisme de rupture en cisaillement. Les principales conclusions de cette étude sont les suivantes :

- la revue de littérature offre des avis différents au sujet de l'effet d'échelle sur la rugosité (hausse vs baisse), mais affirme que l'effet est moins important que l'intervalle d'échantillonnage;
- l'utilisation d'une pastille de silicone comme moule intermédiaire (négatif) est adéquate pour créer une réplique en mortier d'une surface granitique rugueuse;

- toutes rugosités et UCS confondus, la résistance à la traction directe moyenne de l'interface liée est de 0,62 MPa et l'écart type, de 0,29 MPa. Les valeurs minimum et maximum sont respectivement de 0,07 et 1,06 MPa.
- une augmentation significative ($P=0,08$) de la résistance à la traction avec la rugosité de l'interface a été observée;
- la résistance à la traction estimée par l'essai de traction par pression de fluide est 2,5 fois supérieure à celle estimée par l'essai de traction directe. Le premier possède une plus grande facilité de préparation et d'exécution;
- La cohésion réelle moyenne est de 2,7 MPa et l'écart type, de 1,2 MPa. Les valeurs minimum et maximum sont respectivement de 0 et 4,4 MPa.
- des augmentations de la résistance au cisaillement au pic avec la rugosité ($P=0,01$), l'UCS ($P=0$) et la contrainte normale ($P=0$) ont été notées;
- des augmentations de la résistance au cisaillement résiduelle avec la rugosité ($P=0$) et la contrainte normale ($P=0$) ont été constatées;
- il y a une grande sensibilité à l'intervalle d'échantillonnage lors du calcul numérique de la rugosité (baisse de 73 % en moyenne entre 0,5 et 8 mm);
- au-delà d'un seuil de rugosité d'environ $Z_2=0,3$ et pour un UCS de 35 MPa, la rupture en cisaillement quitte le plan de faiblesse de l'interface pour le plan de cisaillement maximum incliné;
- à faible rugosité et à faible contrainte normale, l'essentiel de la résistance au cisaillement provient du lien mécano-chimique béton-rocher. Le qualificatif «faible» est relatif à la résistance des matériaux. Dans le cadre de ce projet, l'ensemble de la plage de contraintes normales utilisée (0,5 à 1,5 MPa) est faible;
- Dans la plage de contraintes normales de 0,5 à 1,5 MPa, les principaux critères de rupture en cisaillement de la mécanique des roches sous-estiment la résistance au cisaillement d'une interface liée, pour laquelle ils n'ont effectivement pas été conçus.

6.2 Recommandations

Les résultats suggèrent qu'à faible contrainte normale, l'essentiel de la résistance au cisaillement de l'interface béton-rocher provient de la cohésion réelle et que celle-ci n'est pas corrélée à la rugosité de l'interface. Ainsi, lorsqu'un site présente une cohésion réelle (ce qui peut être difficile à déterminer), celle-ci devrait probablement être utilisée de façon plus systématique, sa contribution à la stabilité étant jusqu'à présent souvent négligée. Dans bien des situations, une cohésion de moins de 100 kPa suffirait à atteindre les facteurs de sécurité requis. Si la distribution des résultats d'essais avait été une distribution normale, elle aurait montré que 95 % des interfaces liées d'une population auraient une résistance à la traction supérieure à 140 kPa et une cohésion réelle supérieure à 700 kPa. Cependant, le nombre d'essais effectués ne permet pas cette conclusion aussi tranchée. Cela indique toutefois que des valeurs minimales probables existent pour ces deux paramètres et qu'elles se situent respectivement au-delà de 50 et 200 kPa.

Par ailleurs, considérant d'une part que les essais en traction sur le béton sont davantage révélateurs de défauts ou de dégradations que ne le sont les essais en compression uniaxiale et que d'autre part que la technologie du béton est un domaine phare de l'Université de Sherbrooke, il serait pertinent pour les chercheurs concernés d'évaluer si l'acquisition ou la fabrication d'un appareil de traction par pression de fluide leur serait avantageuse. L'essai possède effectivement les avantages de l'essai de traction directe (plan de rupture préférentiel) sans connaître ses inconvénients (préparation plus longue, sensibilité à l'exécution). Son utilisation est peu répandue, mais l'appareil est en cours de perfectionnement à l'Université McGill.

6.3 Poursuite des travaux de recherche

Naturellement, les essais réalisés sur des répliques artificielles d'interfaces en mortiers impliquent l'hypothèse que ces matériaux sont représentatifs des matériaux in situ. Les UCS choisis sont représentatifs de ce qui peut être retrouvé sur le terrain et la concordance de la macrorugosité des répliques vis-à-vis celle du granite a été vérifiée. Pour ce qui est de la microrugosité, cela est moins certain, en raison de la structure cristalline de la roche qui peut être différente de la microporosité du mortier. Celle-ci offre potentiellement une meilleure cohésion en raison des pores dans lesquels la pâte de ciment peut s'infiltrer au moment de la coulée, favorisant la transmission des contraintes mécaniques. Il faudrait vérifier si les

résistances à la traction des interfaces mortier-granite (ou autres types de roches, comme les calcaires) se rapprochent de celles des interfaces mortier-mortier, avant de pouvoir exploiter les données de laboratoire de ces dernières. Il semble aussi nécessaire de développer des techniques, de préférence non destructives, permettant de déterminer la distribution spatiale des zones liées et non liées de l'interface béton-rocher. Cela permettrait d'identifier les zones où la contribution de la cohésion réelle à la stabilité des barrages peut être considérée.

D'autre part, un nombre d'essais de traction plus important ($N > 30$) permettrait probablement d'obtenir une distribution normale et d'utiliser les résistances minimales probables avec un haut niveau de confiance ($\alpha = 5\%$). En ce qui concerne la cohésion réelle, toutefois, un nombre d'essais beaucoup plus important serait nécessaire, puisqu'au moins trois essais sont nécessaires pour estimer la cohésion. Il serait déconseillé d'utiliser une rugosité d'interface supérieure à $Z_2 = 0,3$ en raison de la tendance de la rupture à se propager le long du plan de cisaillement maximum qui peut être sécant à l'interface, ne permettant pas de la caractériser. L'étude paramétrique de la rugosité ayant été réalisée lors de cette étude, le tout devrait être réalisé sur des rugosités naturelles afin de maximiser la représentativité des essais. Les essais de traction indirects (comme le fendage diamétral) étant bien plus faciles à réaliser, il serait aussi pertinent de développer un protocole expérimental permettant d'évaluer la résistance des interfaces à l'aide d'une d'entre elles, par exemple en coulant en deux temps deux «côtés» de cylindre, plutôt qu'une partie inférieure et supérieure.

Finalement, la piste d'un critère de rupture en cisaillement propre aux interfaces liées rugueuses pourrait être évaluée. Ce critère serait basé sur une phase adhérence suivie d'une friction modulée par la dilatance et serait possiblement gouverné par des paramètres tels la résistance à la traction et la rugosité.

Références bibliographiques

- Association canadienne des barrages (2007). *Recommandations de sécurité des barrages 2007* (Recommandation). Edmonton, Canada, 88 p.
- ASTM (American Society for Testing and Materials) International (2015). *Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens* (Norme C39-15a). West Conshohocken, É.-U., 7 p.
- ASTM International (2013). *Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars (Using 2-in. or [50-mm] Cube Specimens)* (Norme C109-13). West Conshohocken, É.-U., 9 p.
- ASTM International (2008). *Standard Test Method for Direct Tensile Strength of Intact Rock Core Specimens* (Norme D2936-08). West Conshohocken, É.-U., 3 p.
- ASTM International (2008). *Standard Test Method for Performing Laboratory Direct Shear Strength Tests of Rock Specimens Under Constant Normal Force* (Norme D5607-08). West Conshohocken, É.-U., 8 p.
- Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, volume 7, numéro 4, p. 287-332.
- Barton, N. (1976). The shear strength of rock and rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 13, numéro 9, p. 255-279.
- Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses: problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, volume 5, numéro 4, p. 249-261.
- Barton, N. et Bandis, S. (1982). Effect of block size on the shear behavior of jointed rock. *Proceedings of the 23rd Symposium on Rock Mechanics*, Berkeley, É.-U., p. 739-760.
- Barton, N. et Choubey, V. (1978). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics Felsmechanik Mécanique des Roches*, volume 10, numéro 1-2, p. 1-54.
- Belem, T., Hommand-Etienne, F. et Souley, M. (2000). Quantitative Parameters for Rock Joint Surface Roughness. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, volume 33, numéro 4, p. 217-242.
- Boyd, A. J. et Mindess, S. (2004). The use of tension testing to investigate the effect of W/C ratio and cement type on the resistance of concrete to sulfate attack. *Cement and Concrete Research*, volume 34, numéro 3, p. 373-377.

- Deveze, G. et Coubard, G. (2015). Développement d'une base de données sur la résistance à la traction de l'interface béton-rocher. *Colloque CFBR: «Fondations des barrages: caractérisation, traitements, surveillance, réhabilitation»*, Chambéry, France, p. 113-123.
- Emmons, P. H. (1993). *Concrete Repair and Maintenance Illustrated*. R.S. Means Co., Kingston, É.-U., 295 p.
- EPRI (Electric Power Research Institute) (1990). *Investigation of Uplift Pressures and Shear and Tensile Strengths for Concrete Gravity Dams* (Rapport technique GS-7100). Denver, É.-U., 152 p.
- EPRI (1992). *Uplift Pressures, Shear Strengths, and Tensile Strengths for Stability Analysis of Concrete Gravity Dams* (Rapport technique TR-100345, Vol. 1). Palo Alto, É.-U., 304 p.
- Fardin, N., Feng, Q. et Stephansson, O. (2004). Application of a new in situ 3D laser scanner to study the scale effect on the rock joint surface roughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, volume 41, numéro 2, p. 329-335.
- Gouvernement du Québec (2002). *Règlement sur la sécurité des barrages* (Règlement, chapitre S-3.1.01, r.1).
- Griffith, A. A. (1921). The Phenomena of Rupture and Flow in Solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, série A, volume 221, p. 163-198.
- Gu, X., Hong, L., Wang, Z. et Lin, F. (2013). Experimental study and application of mechanical properties for the interface between cobblestone aggregate and mortar in concrete. *Construction and Building Materials*, volume 46, p. 156-166.
- Hoek, E. (1983). Strength of jointed rock masses. *Géotechnique*, volume 33, numéro 3, p. 157-223.
- Hoek, E. (1990). Estimating Mohr-Coulomb friction and cohesion values from the Hoek-Brown failure criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 27, numéro 3, p. 227-229.
- Holtz, R. D. et Kovacks, W. D. (1991). *Introduction à la géotechnique*. Presses internationales Polytechnique, Montréal, Canada, 808 p.
- Hydro-Québec Production (2003). *Évaluation de la stabilité des barrages-poids en béton* (Norme SB-61-08-00). Montréal, Canada, 35 p.
- Komar, A. J. K. et Boyd, A. J. (2013). Pressure-tension testing in the evaluation of freeze-thaw deterioration. *10th Fib International PhD Symposium in Civil Engineering*. Université Laval, Québec, Canada, p. 123-133.

- Kosmatka, S. H., Kerkhoff, B., Hooton, D. et McGrath, R. J. (2011). *Dosage et contrôle des mélanges de béton*, 8^e édition. Association ciment Portland, Canada, 355 p.
- Kutter, H. K. (1971). Distribution des contraintes dans des échantillons pendant l'essai de cisaillement direct. *Fissuration des roches: Compte-rendus du Symposium international de Mécanique des Roches*, Nancy, France, p. II-6.
- Ladanyi, B. et Archambault, G. (1969). Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. *11th symposium on Rock Mechanics*, volume 7. Berkeley, É.-U., p. 105-125.
- Leclerc, M., Léger, P. et Tinawi, R. (2001). *CADAM User's Manual Version 1.4.3*. (Manuel de l'utilisateur pour logiciel). Polytechnique Montréal, Montréal, Canada, 125 p.
- Leclerc, M., Léger, P. et Tinawi, R. (2003). *CADAM 2000* (Logiciel). Polytechnique Montréal, Montréal, Canada.
- Lo, K. Y., Ogawa, T., Lukajic, B. et Dupak, D. D. (1991). Measurements of strength parameters of concrete-rock contact at the dam-foundation interface. *Geotechnical Testing Journal*, volume 14, numéro 4, p. 383-394.
- Malhotra, V. M. et Carino, N. J. (2004) *Handbook on nondestructive testing of concrete*, 2^e édition. CRC Press, Boca Raton, É.-U., 384 p.
- Malki, T. E. (2006). *Développement d'un protocole expérimental pour l'estimation de la résistance au cisaillement d'un contact roc-béton*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada, 98 p.
- Montgomery, D. C. (2013). *Design and Analysis of Experiments*, 8^e édition. John Wiley & Sons Inc., Hoboken, É.-U., 752 p.
- Moradian, Z. A., Ballivy, G. et Rivard, P. (2012). Application of acoustic emission for monitoring shear behavior of bonded concrete-rock joints under direct shear test. *Canadian Journal of Civil Engineering*, volume 39, numéro 8, p. 887-896.
- Nicolas, A. (2014). *Approche préliminaire expérimentale sur la cohésion des joints rocheux et des interfaces béton-rocher* (Rapport de stage). Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Canada, 118 p.
- Patton, F. D. (1966). *Multiple modes of shear failure in rock and related materials*. Thèse de doctorat, University of Illinois, Urbana-Champaign, Illinois, É.-U., 293 p.
- Paultre, P. (2011). *Structures en béton armé - Analyse et dimensionnement*. Presses Internationales Polytechnique, Montréal, Canada, 928 p.
- Gouvernement du Québec (2002). *Loi sur la sécurité des barrages* (Loi, D. 300-2002, a. 21.).

- Reeves, M. J. (1985). Rock surface roughness and frictional strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 22, numéro 6, p. 429-442.
- Renaud, S., Bouaanani, N. et Miquel, B. (2016). Critical Appraisal of Common Simplified Assumptions in Seismic Stability Analyses of Gravity Dams. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000843 , 04016017
- Rousseau, B. (2010). *Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada et Université de Bordeaux 1, Bordeaux, France, 298 p.
- Rullière, A. (2015). *Étude du rôle de la rugosité dans la cohésion apparente d'une interface imbriquée non liée*. Mémoire pour diplôme d'ingénieur (France), Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec, Canada et Université Blaise Pascal Clermont-Ferrand, France, 90 p.
- Schleiss, A. J. et Pougatsch, H. (2011). *Traité de génie civil: Les barrages, volume 17*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, Suisse, 714 p.
- Singh, T. N., Monjezi, M., Sawmliana, C. et Kumar, S. (2001). Shear behaviour of jointed rockmass of sandstone quarry, Mizoram state, India. *Indian Journal of Engineering and Materials Sciences*, volume 8, numéro 2, p. 66-70.
- Tatone, B. S. A. et Grasselli, G. (2013). An Investigation of Discontinuity Roughness Scale Dependency Using High-Resolution Surface Measurements. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, volume 46, numéro 4, p. 657-681.
- Tse, R. et Cruden, D. M. (1979). Estimating Joint Roughness Coefficients. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, volume 16, numéro 5, p. 303-307.
- Ulusay, R. (2015) *The ISRM Suggested Methods for Rock Characterization, Testing and Monitoring: 2007-2014*. Springer International Publishing, 280 p.
- Uno, T., Fujikake, K., Mindess, S. et Xu, H. (2011). The nitrogen gas tension test of concrete. Part 1: Effect of boundary conditions and axial strain response. *Materials and Structures/Matériaux et Constructions*, volume 44, numéro 4, p. 857-864.
- Zhang, G., Karakus, M., Tang, H., Ge, Y. et Zhang, L. (2014). A new method estimating the 2D Joint Roughness Coefficient for discontinuity surfaces in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, volume 72, p. 191-198.

ANNEXE A Protocole expérimental détaillé

Cette section offre un complément à la méthodologie présentée au Chapitre 6 en détaillant les manipulations effectuées et en insistant sur les précautions à prendre. La théorie régissant les essais n'est pas élaborée davantage ici.

A.1 Fabrication des échantillons

A.1.1 Fabrication des géométries d'interface

Cinq géométries d'interface différentes sont utilisées pour la partie traction du projet. Ce sont elles qui sont responsables de la variation du paramètre *rugosité* de l'interface. Les trois premières géométries, nommées D1, D2 et D3, sont dentelées de façon régulière dans un sens. La hauteur des aspérités dans les trois cas est de 2,5 mm et l'angle de rugosité (i) est de $23,6^\circ$ pour D1 et $41,0^\circ$ pour D2. Le moule D3 a un profil en blocs rectangulaires. Les moules d'interface, montrés à la Figure A.1, sont en acier et ont été usinés à la faculté de génie. La quatrième géométrie est une réplique d'un joint de granite naturel. Pour ce faire, un «négatif» de la surface a été créé en coulant sur celle-ci une pastille de silicone cylindrique (Figure A.2 a) pouvant être démoulé après 24 h. La pastille résultante est donc rugueuse d'un côté (Figure A.2 b) et lisse de l'autre.



Figure A.1: Moules d'acier servant à créer trois des cinq géométries d'interfaces différentes

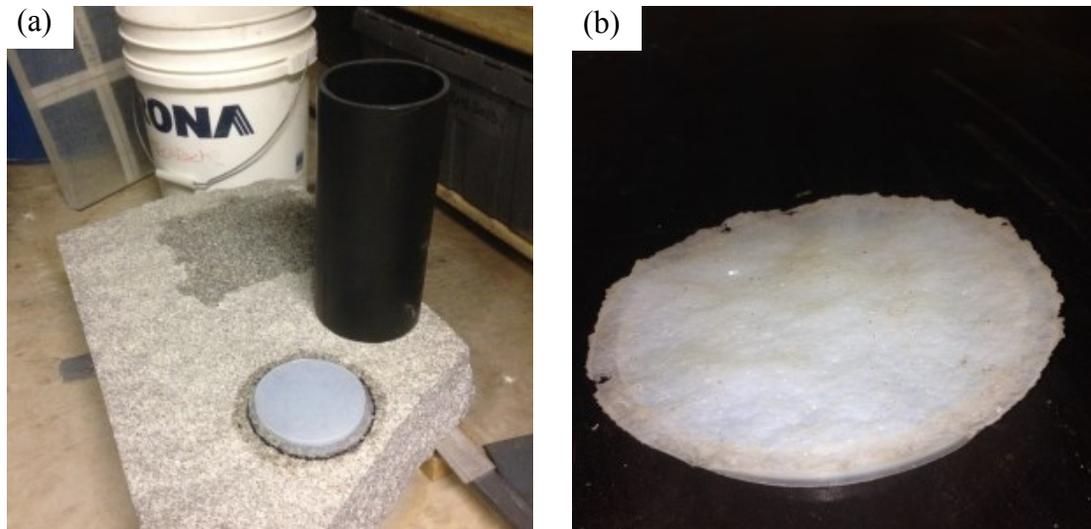


Figure A.2: Fabrication d'un négatif (a) et surface rugueuse de la pastille de silicone durcie (b)

La dernière géométrie est simplement l'interface lisse. Après plusieurs essais, il a été décidé d'utiliser le dessous des plaques de métal pour créer cette surface lisse. En effet, il restait une microrugosité de surface, comparable à celle laissée par le côté dentelé de ces mêmes plaques. Le côté lisse du silicone avait également été essayé pour obtenir une surface lisse. La surface résultante après durcissement du mortier était si lisse qu'elle paraissait polie (Figure A.3). L'absence de microrugosité rendait la comparaison des interfaces avec les autres hasardeuse.



Figure A.3: Surface lisse obtenue en utilisant le côté lisse du silicone

A.1.2 Matériaux des échantillons

Il a été décidé que les échantillons seraient composés de mortier, à la fois pour reproduire le côté roc et le côté béton de l'interface. L'avantage principal de cette façon de faire du côté de la roche est la possibilité de faire plusieurs répliques d'interface identiques. Ainsi, la variabilité d'un paramètre est éliminée et le contrôle est resserré. Cet avantage fonctionne également du côté du béton, mais à celui-ci s'ajoute également l'élimination de l'effet d'échelle qui serait induit par la présence de granulats dans le béton. Puisque les échantillons sont petits, un mortier sans granulats est probablement plus représentatif d'un béton de masse à gros granulats que ne l'est un béton à granulats plus fins. L'élimination de granulats grossiers évite que des zones de faiblesse se créent à l'interface par obstruction de la surface de liaison pour la pâte. Tarik El Malki en était arrivé à cette conclusion lors de son projet de maîtrise à l'Université de Sherbrooke [Malki, 2006]. Il avait étudié la corrélation entre la taille maximale des granulats et la résistance au cisaillement de l'interface, qui diminuait avec la taille. Le mortier utilisé pour remplacer la roche est représentatif d'un granite sain ou d'un gneiss et sa résistance à la compression uniaxiale (f'_c) se situe à environ 75 MPa. La marque et le modèle du mortier est le *Sika 212 HP*. C'est un mortier à haute performance et à prise rapide. Dans ce document, ce mortier est appelé «mortier-roche». Les deux mortiers utilisés pour remplacer le béton ont une résistance plus faible, pour être associés à la résistance à la compression du béton de masse utilisé pour les grands barrages. Les valeurs de 20 et 35 MPa sont utilisées. Dans ce document, ce mortier est appelé «mortier-béton». Il est fabriqué au laboratoire à l'aide d'un sable fin et du ciment GU.

Les recettes menant à ces résistances caractéristiques ont été déterminées à l'aide d'essais en compression sur cubes de mortier de 50 mm selon la norme ASTM C109. Une fois les bons mélanges déterminés, les résistances ont été précisées par des essais en compression uniaxiale sur des cylindres de 100 x 200 mm (ASTM C39-15a). Les deux recettes retenues sont présentées au Tableau A.1

Tableau A.1: Caractéristiques des mélanges de béton utilisées

Ingrédients	Béton 20 MPa	Béton 35 MPa
Ciment (kg)	450	593
Sable (kg)	1214	1157
Eau (kg)	400	375
Volume (m ³)	1,00	1,00
Rapport Sable/Ciment	2,70	1,95
Rapport Eau/Ciment	0,89	0,63

Les module d'élasticité (Équation A.1) et coefficient de Poisson (Équation A.2) dynamiques ont été déterminés par une méthode non destructive, à partir des vitesses de propagation des ondes longitudinales (v_L) et transversales (v_T) et la masse volumique (ρ). Les équations sont développées dans Malhotra et Carino (2004). Les vitesses mesurées ainsi que les valeurs calculées figurent au Tableau A.2.

$$E_d = \frac{9\rho \left(v_L^2 - \frac{4}{3} v_T^2 \right)}{1 + 3 \frac{\left(v_L^2 - \frac{4}{3} v_T^2 \right)}{v_T^2}} \quad (\text{A.1})$$

$$\nu_d = \frac{\left(\frac{v_L^2}{v_T^2} - 2 \right)}{\left(\frac{v_L^2}{v_T^2} - 1 \right)} \quad (\text{A.2})$$

Tableau A.2: Module d'élasticité et coefficient de Poisson dynamiques

Matériau	ρ (kg/m ³)	V_p (m/s)	V_s (m/s)	E_d (GPa)	ν_d
Mortier-roche	2199	4613	2334	31,8	0,33
Mortier-béton	2086	4022	2379	29,1	0,23

A.1.3 Géométrie des échantillons

Le diamètre d'échantillon utilisé pour l'analyse paramétrique principale est de 3 po (76,2 mm). Ce diamètre fut choisi en raison de la taille des plaques dentelées disponibles. Les rapports longueur sur diamètre sont légèrement en deçà de 2,5. D'autre part, des cylindres 100x200 mm intacts entièrement en mortier-béton ou en mortier-roche servent à évaluer précisément la

résistance à la compression de ces matériaux. Des spécimens 100x200 composites à interface lisse ont aussi été fabriqués, mais avec l'intention de comparer les résultats et la facilité d'exécution entre l'essai de traction directe et l'essai par pression de fluide, qui ne permet que des échantillons de 100 mm de diamètre. La forme cylindrique est conférée par un tuyau en plastique ABS dont le diamètre intérieur est de 3 po. Le tuyau est coupé afin d'obtenir des cylindres de 7,5 po de longueur.

A.1.4 Manipulations

Les échantillons composites sont moulés dans les cylindres décrits à la section A.1.3, tels qu'illustrés à la Figure A.4.



Figure A.4: Moules en plastique ABS utilisés pour couler les échantillons composites

Les interfaces décrites au paragraphe A.1.1 ont une forme leur permettant d'être insérées à l'une des extrémités du cylindre. La coulée de mortier-roche est verticale et l'étanchéité est assurée par de la pâte à modeler. Le mortier-roche remplit la moitié inférieure du cylindre. Une fois durci (minimum 24 h), il est démoulé et puis placé dans un réservoir d'eau de cure conforme à la norme CSA A23.2-3C pour un minimum de 90 jours. Par la suite, il est remis à l'envers dans le même cylindre, de sorte que l'interface se trouve à présent au centre du cylindre et le mortier-béton peut être coulé par-dessus. Un bourroir de 10 mm est utilisé pour éliminer les bulles du mélange, et surtout, de la zone de l'interface. Une fois le tout durci, l'éprouvette composite est replacée dans le réservoir pour une cure de 42 jours. Ce temps de cure inhabituel est lié aux contraintes logistiques entourant les essais destructifs de la première série de spécimens. Les cylindres étaient lubrifiés d'huile minérale lors de la coulée du mortier-roche, sauf ceux impliquant une coulée sur silicone, qui ont été lubrifiés par un mélange 1:1 d'huile végétale et

de savon tout usage domestique biodégradable pour éviter toute possibilité d'endommager la surface. Pour la coulée du mortier-béton, il fut décidé d'abandonner cette pratique afin d'éviter de compromettre la liaison chimique entre les deux mortiers durcis.

A.2 Essais de traction directe

Les essais de traction directe ont été réalisés à l'aide de la presse *Instron 4482*, de numéro de série P5390 (Figure A.5) et de capacité de chargement de 100 kN. 23 spécimens ont été testés jusqu'à la rupture de l'interface «béton-rocher», en plus des spécimens ayant servi à la mise au point du montage et de la procédure. La description du montage et de l'essai est d'abord présentée, pour comprendre par la suite certaines précautions prises lors de la préparation des spécimens.

A.2.1 Description du montage en traction

Le montage en traction est montré à la Figure A.5 (a) et également à l'Annexe C sous forme de dessin technique. Le cylindre composite est installé sur la presse aux moyens de deux plaques circulaires et deux pièces de transfert de charge, toutes en acier. Ces pièces ont été dessinées et fabriquées pour ce projet, car il était impossible avec l'équipement existant de réaliser des essais de traction directe sur les éprouvettes fabriquées.

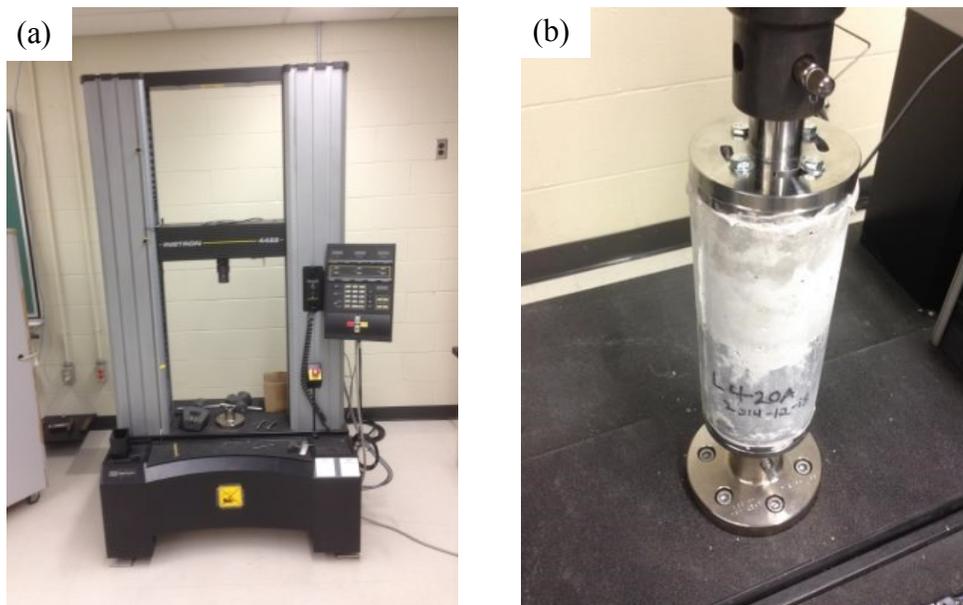


Figure A.5: Presse pour les essais de traction directe (a) montrant un échantillon sous les mâchoires (b)

Celles-ci sont collées à leurs deux extrémités aux plaques circulaires avec un mastic de finition automobile de marque *Bondo*. Les plaques sont elles-mêmes vissées à l'aide de quatre vis chacune aux pièces de transfert de charge. Deux goupilles fixent ces pièces aux tiges supérieure et inférieure de la presse (Figure A.5 b).

A.2.2 Déroulement de l'essai

Lors de l'installation sur la presse, celle-ci doit être sous tension (électrique) et doit afficher la contrainte en temps réel. Les deux pièces de transfert de charge doivent d'abord être fixées à l'aide des goupilles. Le «zéro» est fait lorsque la pièce de transfert de charge supérieure est fixée. Le cylindre est ensuite déposé sur la pièce de transfert de charge inférieure. Les vis inférieures sont mises en place. Elles sont serrées en alternance pour bien répartir les contraintes entre la pièce de transfert de charge et la plaque circulaire. Elles ne doivent pas être trop serrées inutilement, puisqu'elles reprennent la charge en cisaillement au niveau des filets et non aux extrémités. Par la suite, la partie supérieure de la presse est abaissée afin qu'il y ait contact entre la pièce de transfert de charge supérieure et la plaque circulaire supérieure. Une légère compression (0,1 à 0,2 kN) doit être maintenue lors du serrage des vis supérieures afin d'éviter un décollement précoce de l'interface béton-rocher. Cela implique l'ajustement manuel de la contrainte pendant cette étape. Les vis supérieures sont serrées en alternance également. Le chargement en traction se fait en déplacement contrôlé et doit mener à la rupture en 5 à 15 minutes, selon la norme ASTM D2936-08. Il avait été déterminé préalablement avec des spécimens d'essai que ceux-ci cédaient à 0,5 mm de déplacement. Le taux de déplacement a donc été fixé à 0,075 mm/min. Après rupture, la presse affiche la force maximale atteinte, à partir de laquelle la contrainte de traction peut être déduite. Il faut cependant soustraire de cette valeur le poids de la moitié supérieure du cylindre et la plaque circulaire supérieure avec les vis, dont les poids ne sont pas comptabilisés lors de la mise à zéro. Ce poids réduit de 1 à 2 % la force de traction sur l'interface par rapport à celle affichée à l'écran.

A.2.3 Préparation des échantillons cylindriques

Les cylindres ont été sortis de leur cure humide 42 jours après le contact eau-ciment du mortier-béton décrit à la section A.1.4. Il a été essayé de maintenir le plus possible cette durée afin de maximiser l'uniformité de l'échantillonnage, car le temps de cure affecte le paramètre *résistance du béton*. Certains échantillons ont toutefois attendu jusqu'à 72 jours puisque, pour des raisons

de logistique, il n'était pas possible de les tester au même rythme qu'ils avaient été fabriqués. Afin de coller les plaques circulaires aux deux extrémités du cylindre, un montage existant a été adapté permettant l'adhésif de durcir en conservant une perpendicularité acceptable pour l'utilisation de la presse (Figure A.6 a).

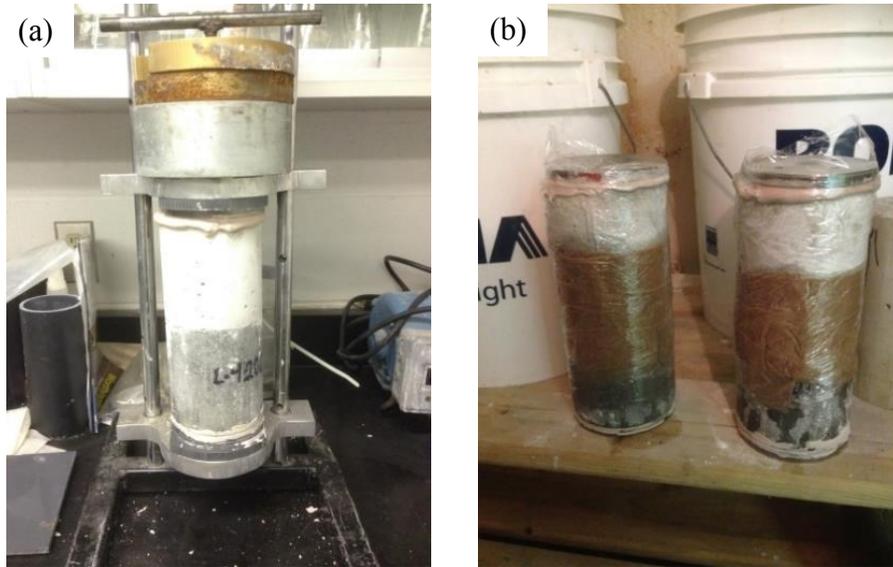


Figure A.6 : Préparation des échantillons durcis pour l'essai de traction directe

L'adhésif frais est étendu généreusement sur la plaque inférieure et sur le dessus du cylindre, en essayant de combler autant que possible toutes les dépressions de surface sur ce dernier. Par expérience, l'adhésion se fait beaucoup mieux avec le mortier-roche qu'avec le mortier-béton, probablement à cause de la texture en bulles éclatées très rugueuse du mortier-roche et celle plutôt sablonneuse du mortier-béton. L'adhésion avec l'acier ne s'est jamais montrée problématique. Le cylindre est alors placé entre les deux plaques sur le montage. Il faut bien maintenir les plaques contre les appuis en PVC afin d'avoir un bon alignement. Le cylindre doit aussi être maintenu fermement afin d'éviter un déplacement par fluage du mastic frais. L'apport de deux personnes est indispensable pour cette opération. Après 3 à 5 minutes, l'adhésif n'est plus visqueux et une charge peut être placée au-dessus pour maintenir une certaine pression jusqu'à la fin du durcissement. Le fabricant spécifie une attente minimale de 30 minutes, mais une période minimale de 12 heures est laissée à l'adhésif pour un durcissement optimal.

Le cylindre doit absolument être sec pour que l'adhésif durcisse correctement. Il ne suffit pas que la surface soit sèche, car le cœur du cylindre continue à relâcher de l'humidité après

l'application. Les cylindres doivent avoir séché un minimum de 48 h avant d'y coller les plaques. Le fait de maintenir le spécimen humide après durcissement, tel que montré à la Figure A.6 (b), a tendance à affaiblir l'adhésif, y causant la rupture lors de l'essai, plutôt qu'à l'interface béton-rocher. Les cylindres sont donc maintenus secs jusqu'à l'essai. Malgré cette précaution, il y a souvent eu décollement, dû à la texture sablonneuse du mortier-béton. Une macrorugosité supplémentaire a été rajoutée à la plupart des spécimens en perçant quatre trous de 0,5 cm de diamètre et d'environ 3 cm de profondeur, inclinés par rapport à la verticale, permettant à l'adhésif frais d'y pénétrer et d'augmenter la surface d'adhésion.

A.3 Essai de traction par pression de fluide

A.3.1 Préparation des spécimens

Contrairement aux essais de traction directe, les spécimens ne requièrent pas de préparation particulière des surfaces d'extrémité. En effet, seuls les anneaux en caoutchouc assurant l'étanchéité de la chambre pressurisée sont en contact avec le cylindre. Cette zone de contact doit être assez lisse et libre de cavités pouvant nuire au scellement. Or, le mortier-roche a la tendance de former une texture poreuse en surface, due à la formation de bulles d'air contre les parois du moule en plastique lors de la coulée. Il a été décidé de remplir ces cavités avec l'adhésif utilisé lors des essais de traction directe pour coller les plaques d'acier aux extrémités. Une spatule en métal pour plâtrage fut adéquate comme outil d'application (Figure A.7 a). Afin de protéger les spécimens lors du transport entre l'Université de Sherbrooke et l'Université McGill, ceux-ci ont été enveloppés dans un plastique d'emballage à bulles (Figure A.7 b).

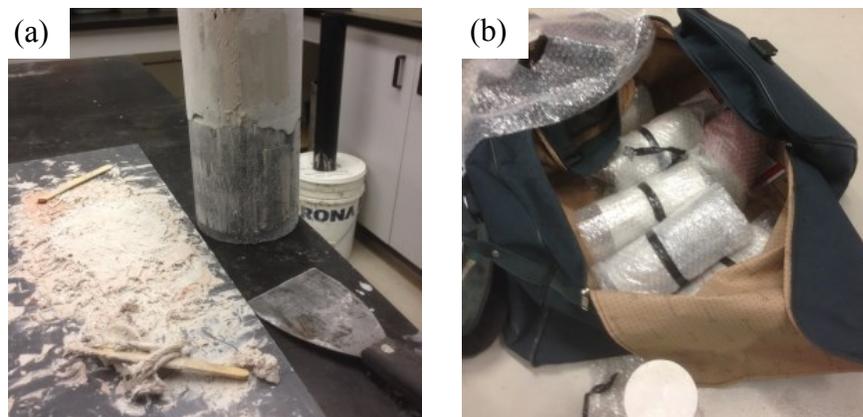


Figure A.7: Préparation des spécimens pour l'essai de traction par pression de fluide

A.3.2 Déroulement de l'essai

Le système conçu par Komar *et al.* (2013) est montré à la Figure A.8. On y observe le cylindre métallique (a) dans lequel les spécimens cylindriques sont insérés. Le cylindre en aluminium qui s'y trouve sert à calibrer l'appareil. Le tuyau alimentant la pression est à l'arrière. À noter que le dispositif se retrouve complètement entouré de panneaux d'acier et d'aluminium pour protéger l'opérateur et l'entourage physique des débris projetés lors de la rupture de l'échantillon. L'image à droite (b) montre le système de contrôle. Celui-ci comporte une soupape pour évacuer un excès de pression. Le compresseur à air est extérieur au montage. Les anneaux métalliques rouges doivent être dévissés pour permettre l'insertion du cylindre. Lorsqu'ils sont replacés, les six boulons doivent être serrés en alternance pour assurer une perpendicularité maximale. Ce sont eux qui «coincident» les anneaux de caoutchouc en place. Le système permet un taux de chargement linéaire de par son automatisation. Ce système est réactif - des capteurs de pression ouvrent les valves afin de suivre l'augmentation de pression dictée par un guide programmé. Le début du chargement donne lieu à de brusques variations, mais celles-ci diminuent au fur et à mesure que la pression augmente. La Figure A.9 illustre la mise en traction du spécimen par pression de fluide (air).

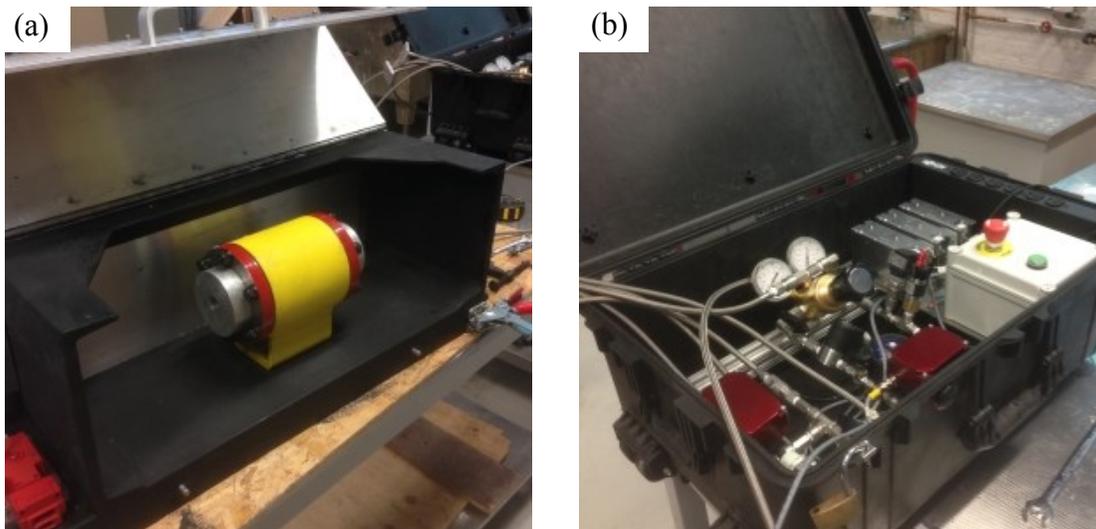


Figure A.8: Appareillage utilisé pour l'essai de traction par pression de fluide

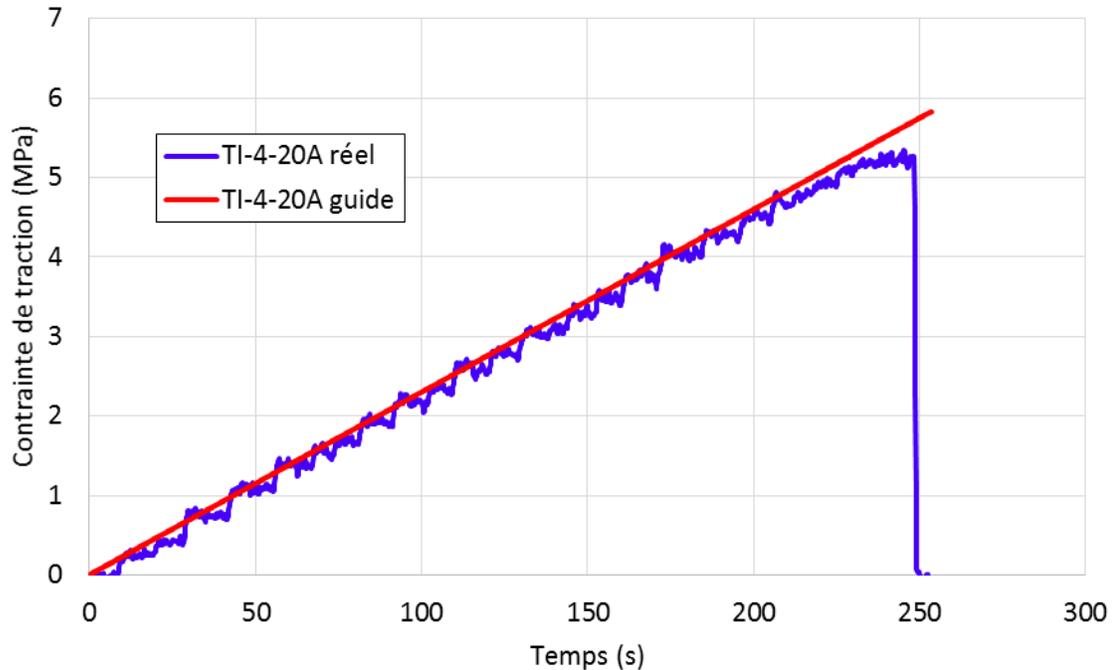


Figure A.9: Traction par pression de fluide - taux de chargement ciblé et réel

A.4 Essais de cisaillement direct

Les essais de cisaillement direct ont été les plus longs à préparer et à exécuter. Il y en a eu 43, contrairement à 23 en traction directe et 9 en traction par pression de fluide. Ils ont été réalisés au laboratoire de mécanique des roches avec la presse MTS (numéro de série 512479). Un schéma de cette dernière est présenté à la Figure 3.10. Les essais de cisaillement direct sont régis par la norme ASTM D5607. La description qui suit résume les étapes principales et n'est pas exhaustive.

A.4.1 Préparation du montage de l'essai

Comme il a été mentionné, les échantillons testés en cisaillement direct sont identiques à ceux testés en traction directe. Pour une rugosité et une résistance de béton données, deux spécimens sont testés en traction (série -A et -B) et quatre sont testés en cisaillement (-C, -D, -E et -F). La préparation peut être subdivisée en cinq étapes, dont les quatre premières sont illustrées à la Figure A.10 :

1. coupe des échantillons et positionnement dans le boîtier de cisaillement inférieur;
2. coulage de la partie inférieure avec un matériau encapsulant;

3. application d'un matériau d'espacement au niveau de l'interface (argile);
4. coulage de la partie supérieure avec un matériau encapsulant et;
5. installation sur la presse.

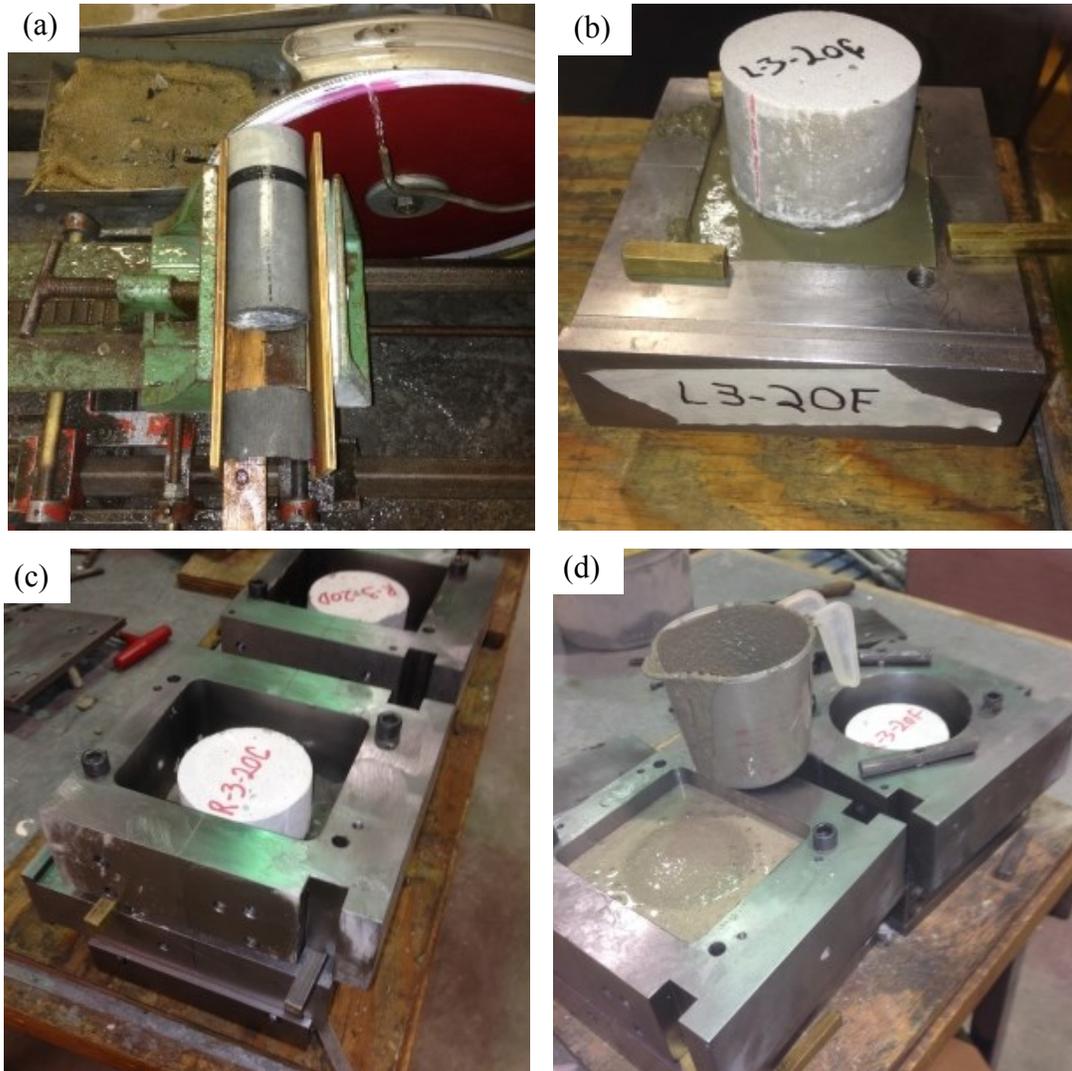


Figure A.10: Préparation d'un boîtier de cisaillement – coupe du spécimen (a), coulée du matériau encapsulant inférieur (b), installation du boîtier supérieur (c) et coulée du matériau encapsulant supérieur (d)

Ce processus prend au minimum deux jours, car les matériaux encapsulant inférieur et supérieur (qui consistent de mortier haute-performance) sont coulés et durcis consécutivement. Le tout doit évidemment avoir le temps de durcir avant l'essai. Les boîtiers de cisaillement permettent le transfert des contraintes de la presse au spécimen. Ils ont été fabriqués à l'atelier d'usinage du département de génie civil. Quatre d'entre eux ont des dimensions compatibles avec les

échantillons fabriqués. Ceux-ci sont trop longs, cependant, et doivent être coupés, d'où la première étape. Le boîtier inférieur a une profondeur de 40 mm et le boîtier supérieur, de 60 mm. Le système est conçu pour que l'interface puisse être circonscrite dans une zone non confinée de 10 mm. La longueur maximale du spécimen peut donc être de 110 mm, mais l'interface doit se trouver dans la zone non confinée.

A.4.2 Réalisation de l'essai

Une fois le matériau encapsulant supérieur durci, le boîtier peut être installé dans le cadre de la presse MTS. Les contraintes normales s'exercent alors sur l'interface (0,5 à 1,5 MPa). Les spécimens sont testés un à la fois. Le taux de déplacement n'étant pas fixé par la norme, un taux de 0,15 mm/min fut utilisé. La SIMR suggère un taux de 0,20 mm/min en tant que compromis entre une durée d'essai raisonnable et une limitation des mécanismes de propagation de fissures sous-critiques [Ulusay, 2015]. L'essai se poursuit normalement sur un déplacement tangentiel de 5 mm, sauf lorsqu'il y a rupture majeure de l'échantillon. Les déplacements normaux (dilatance) ont également été mesurés.

ANNEXE B Matrice des essais

Matrice des essais

Nombre d'essais total = 104

Paramètres dont l'influence est à l'étude:

Résistance en compression uniaxiale du mortier

Rugosité de la surface (i)

Rupture par traction directe vs traction par pression de fluide

A - Essais de caractérisation des matériaux

N=37

A.1.a) Essais de compression uniaxial du mortier cube (50x50 mm)

Mortier-roche	6	*cure de 8 j
Mortier 20 MPa	3	
Mortier 35 MPa	3	

A.1.b) Essais de compression uniaxiale sur mortier cylindrique (100x200 mm)

Mortier-roche	3	Spécimens nommés TR(A-B-C-D)
Mortier-béton 20 MPa	9	Spécimens nommés TI-4-20(A-B-C-D-E-F-G-H-I)
Mortier-béton 35 MPa	5	Spécimens nommés TI-4-35(A-B-C-D-E-F)

A.2.a) Essais de traction par pression de fluide du mortier-roche et mortier-béton 20MPa sur éprouvette

Mortier-roche	2	Spécimens nommés TR(E-F)
Mortier-béton 20 MPa	2	Spécimens nommés TI-4-20(J-K)
Mortier-béton 35 MPa	2	Spécimens nommés TI-4-35(G-H)

A.3.a) Essais de cisaillement direct sur carotte intacte (sans interface) de diamètre D = 3 po

Mortier-roche	2	Spécimens nommés I-3(C-F)
---------------	---	---------------------------

B - Essais sur interfaces liées (66 spécimens fabriqués + 1 carotte de forage)

N=67

B.4.a) Essais sur éprouvettes avec interface liée (joint froid, un côté mortier-béton avec f'c spécifié, un côté mortier-roche (f'c > 75 MPa))

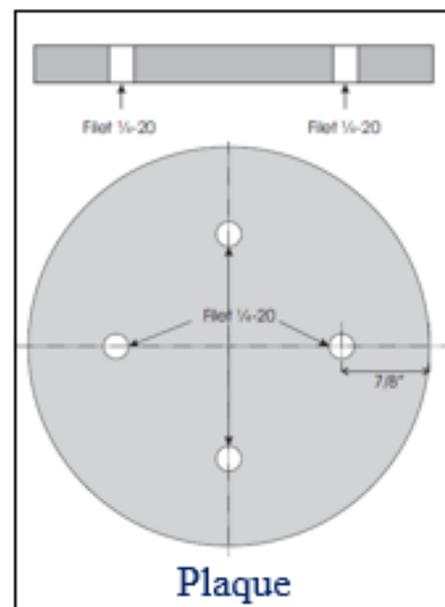
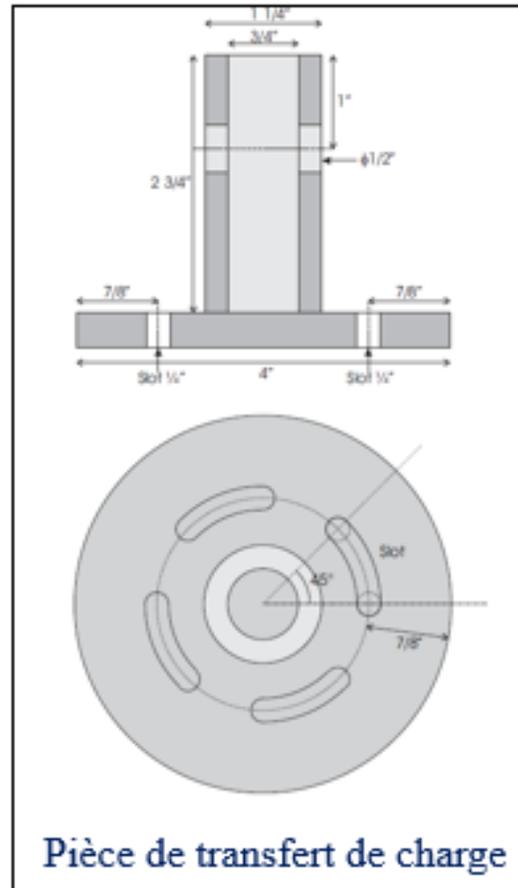
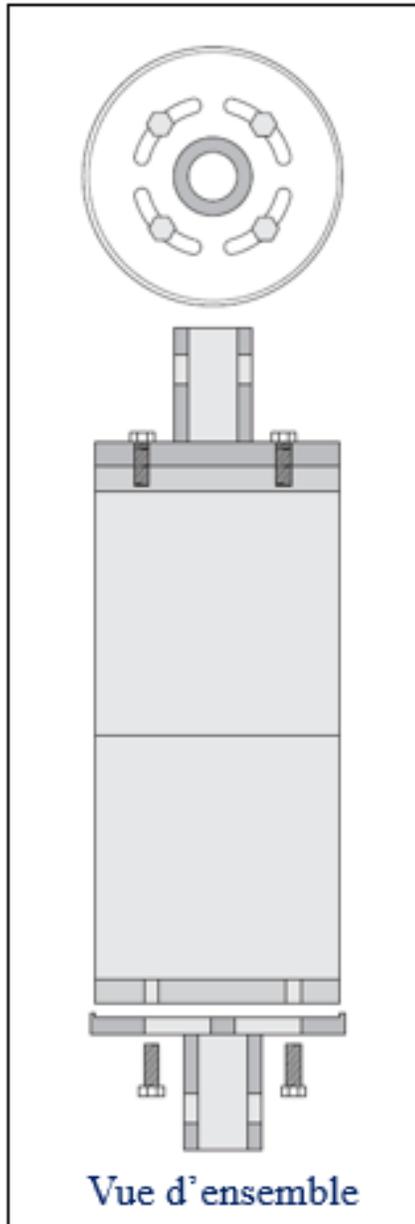
Interface	D= 3 po			
	Traction directe		Cisaillement direct	
	f'c=20 MPa	f'c=35 MPa	f'c=20 MPa	f'c=35 MPa
lisse	2	2	4	4
dentelé régulier 1 (10°)	2	2	4	4
dentelé régulier 2 (45°)	2	2	4	4
dentelé régulier 3 (lego)	2	2	4	4
irrégulier (silicone)	2	2	4	4
n. série	A,B	A,B	C,D,E,F	C,D,E,F

Interface	D = 100 mm et f'c = 20 MPa	
	Traction directe	Traction pression fluide
lisse	3	3
n. série	A,B,C	D,E,F

B.4.a) Essai de cisaillement direct sur carotte de forage de barrage comportant une interface béton-rocher

	D = 85,3 mm et f'c inconnu
irrégulier (silicone)	1

ANNEXE C Pièces fabriquées pour presse – traction



ANNEXE D Tableaux des données

D.1 Essais de traction directe

Code du spécimen	f_{ct} (MPa)	Déplacement (mm)	Durée (s)	Taux de chargement (mm/min)	Commentaires
L-4-20A	0,652	0,58	420	0,075	Béton cassé par endroits
L-4-20B	0,410	0,52	420	0,075	Béton cassé par endroits, échec du mastic essai précédent
L-4-20C	0,135	0,38	360	0,075	Peu de béton cassé, échec du mastic essai précédent
L-3-20A	0,332	0,446	615	0,0435	Béton cassé par endroits, interface compromise
L-3-20B	0,548	0,54	750	0,0435	Béton cassé par endroits, interface compromise
D1-3-20A*	0,780	0,45	630	0,0435	*Mastic-béton brisé
D1-3-20A*	0,903	0,54	435	0,08	*Mastic-béton brisé
D1-3-20A***	0,573	0,36	270	0,08	***Prendre 0,90 car plus élevé
D1-3-20B	0,898	0,81	615	0,08	Béton cassé dans les craques
D2-3-20A*	0,543	0,61	540	0,08	*Mastic-béton brisé
D2-3-20A	0,615	0,61	455	0,08	
D2-3-20B*	0,605	0,8	600	0,08	*Mastic-béton brisé
D2-3-20B***	0,270	0,45	337,5	0,08	***Prendre 0,60 car plus élevé
D3-3-20A	1,061	0,77	575	0,08	
D3-3-20B	0,770	0,67	504	0,08	
R-3-20A*	0,886	0,59		0,08	*Mastic-béton brisé
R-3-20A***	0,627	0,34		0,08	***Prendre 0,89 car plus élevé
R-3-20B	0,293	0,45	360	0,08	
L-3-35A	0,351	0,53	405	0,08	
L-3-35B	0,071	0,39	315	0,08	Interface compromise
D1-3-35A	1,034	0,47	360	0,08	
D1-3-35B	0,159	0,12	90	0,08	
D2-3-35A					Interface cassée lors de la préparation
D2-3-35B	0,816	0,42	318	0,08	
D3-3-35A	0,597	0,28	210	0,08	
D3-3-35B	0,940	0,37	282	0,08	
R-3-35A	0,540	0,31	255	0,08	
R-3-35B	0,643	1,00	345	0,08	

D.2 Essais de traction par pression de fluide

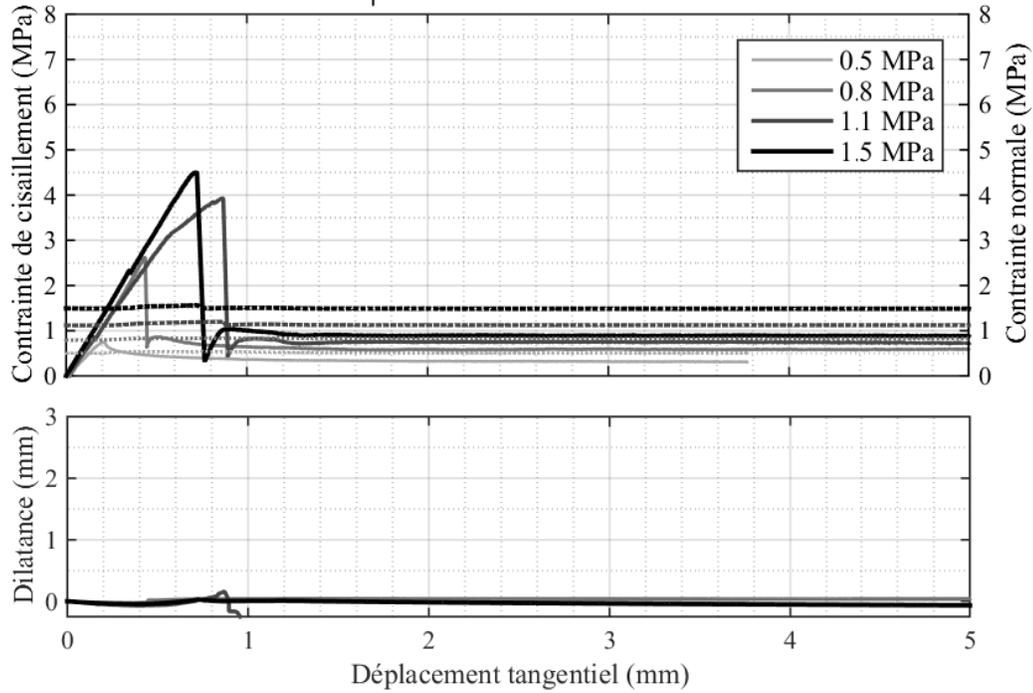
Code du spécimen	f_{ct} (MPa)	Taux de chargement (MPa/min)	Commentaires
L-4-20D	1,85	1,38	
L-4-20E	0,98	1,38	
L-4-20F	1,52	1,38	
TRE	4,79	1,38	
TRF	4,1	1,38	
TI-4-20J	5,34	1,38	2 essais
TI-4-20K	5,48	1,38	3 essais
TI-4-35G	5,35	1,38	
TI-4-35H	3,34	1,38	

D.3 Essais de cisaillement direct

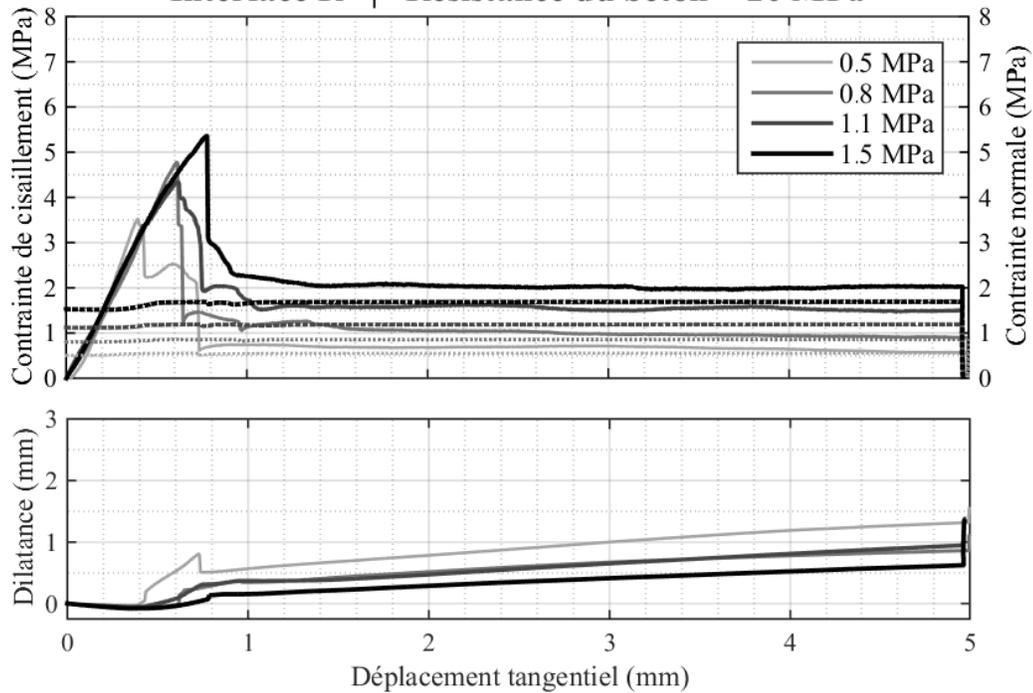
Code du spécimen	σ_P (MPa)	σ_R (MPa)	τ_P (MPa)	τ_R (MPa)	depl. rés (mm)	Commentaires
L-3-20C	0,51	0,51	0,751	0,32	2	
L-3-20D	0,83	0,83	2,618	0,58	2	
L-3-20E	1,20	1,12	3,946	0,76	2	
L-3-20F	1,56	1,49	4,518	0,89	2	
D1-3-20C	0,55	0,56	4,16	1,14	3,5	
D1-3-20D	0,85	0,86	4,09	1,14	3,5	
D1-3-20E	1,16	1,16	5,002	1,33	3,5	
D1-3-20F	1,65	1,63	6,062	2,12	3,5	Pas de résidue
D2-3-20C	0,56	0,56	3,603	0,78	4,5	
D2-3-20D	0,84	0,85	3,693	1,21	3,5	
D2-3-20E	1,15	1,16	3,814	1,65	3,5	
D2-3-20F	1,58	1,49	5,464	1,27	3,5	
D3-3-20C*	0,54	0,57	2,864	2,26	3	Rupture du confinement
D3-3-20C-2*	0,53		4,424			
D3-3-20C-3	0,54	0,54	3,396	0,55	3,5	
D3-3-20D*	0,86		3,294			Rupture du confinement
D3-3-20D-2	0,86		3,733			
D3-3-20E	1,15	1,16	2,653	1,19	2,5	
D3-3-20F	1,57	1,57	6,027	1,85	3	
R-3-20C	0,54	0,55	3,523	0,68	2	
R-3-20D	0,86	0,85	4,78	0,95	3,5	
R-3-20E	1,19	1,19	4,363	1,60	2	
R-3-20F	1,69	1,69	5,365	2,01	3	
L-3-35C	0,53	0,53	3,908	0,58	2	
L-3-35D	0,86	0,84	4,088	0,64	2	
L-3-35E	1,17	1,10	4,648	0,79	2	
L-3-35F	1,62	1,51	6,409	0,99	2	
D1-3-35C	0,53	0,53	4,23	0,66	2	
D1-3-35D	0,85	0,84	4,941	0,97	2,5	
D1-3-35E	1,17	1,17	4,938	1,76	2	
D1-3-35F	1,59	1,58	7,04	1,77	3	
D2-3-35C	0,54		4,632			
D2-3-35D	0,84		4,758			
D2-3-35E	1,13	1,13	5,093	1,08	3,5	
D2-3-35F	1,59	1,56	7,075	1,64	3,5	
D3-3-35C	0,55	0,53	4,992	0,74	3,5	
D3-3-35D	0,86	0,81	5,012	1,54	2,5	
D3-3-35E	1,18	1,17	6,388	1,77	3,5	
D3-3-35F	1,60	1,57	6,663	1,75	3	
R-3-35C	0,54	0,54	4,713	0,76	2	
R-3-35D	0,85	0,86	4,583	0,96	3	
R-3-35E	1,17	1,17	4,987	1,41	3	
R-3-35F	1,61	1,61	5,067	1,93	3	
RC_carotte	0,11	0,11	4,382	0,28	3	
Intact C	0,55	0,52	4,797	0,52	3,5	
Intact F	1,59	1,58	6,1	2,03		

ANNEXE E Graphiques – Cisaillement direct

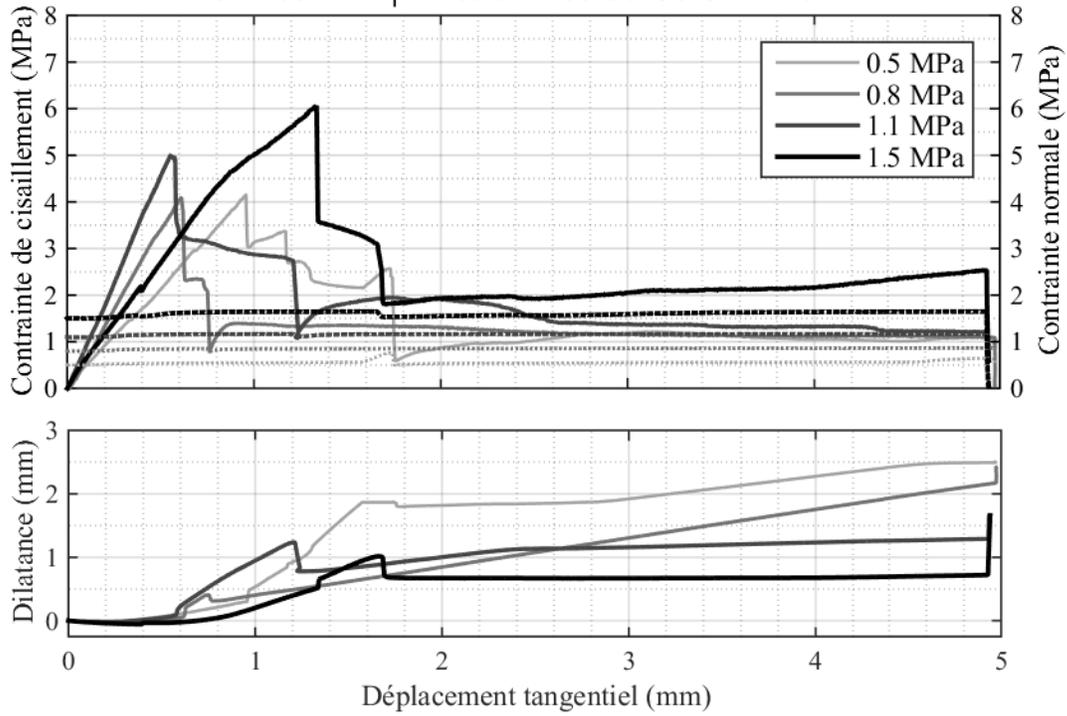
Essais de cisaillement direct
Interface L | Résistance du béton = 20 MPa



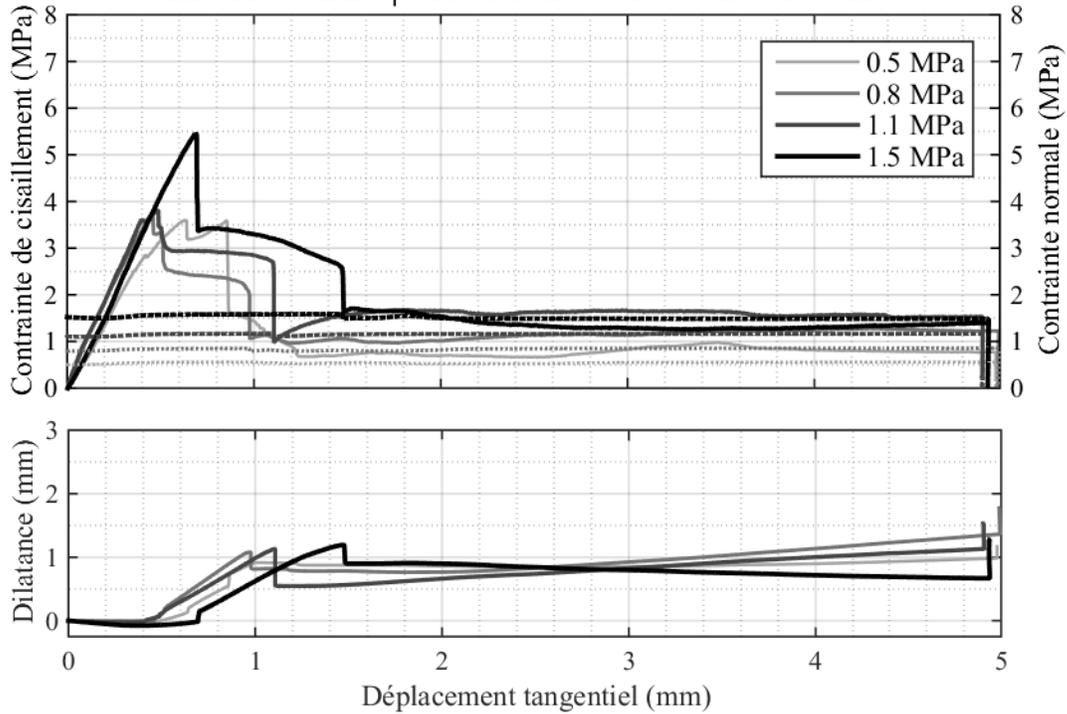
Essais de cisaillement direct
Interface R | Résistance du béton = 20 MPa



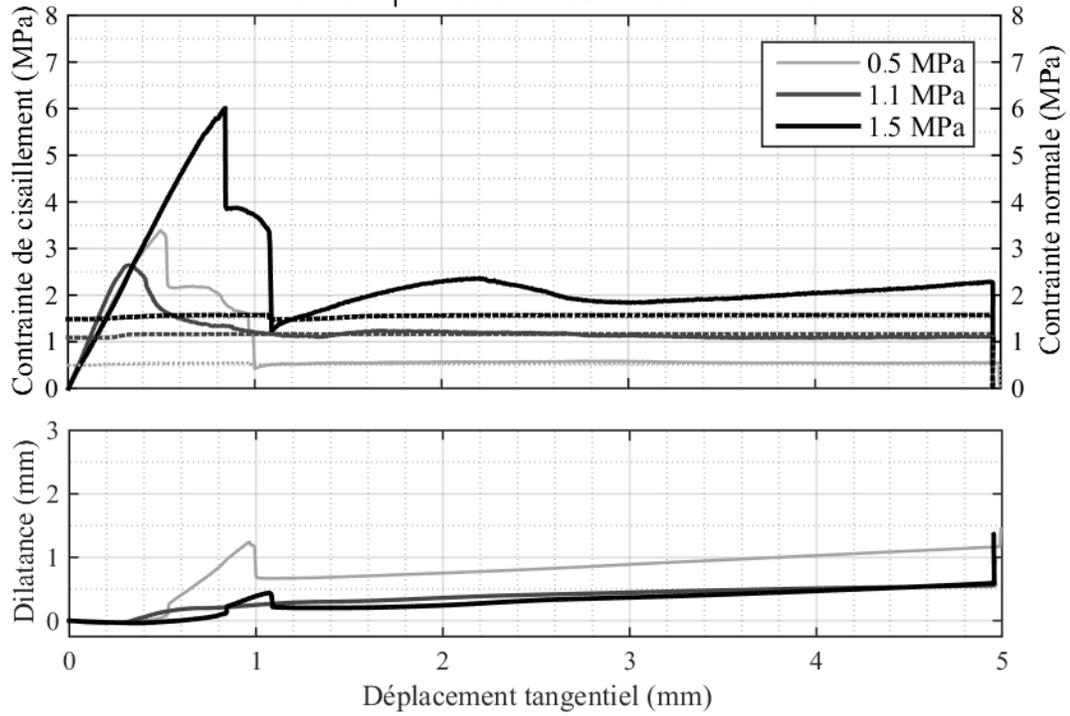
Essais de cisaillement direct
Interface D1 | Résistance du béton = 20 MPa



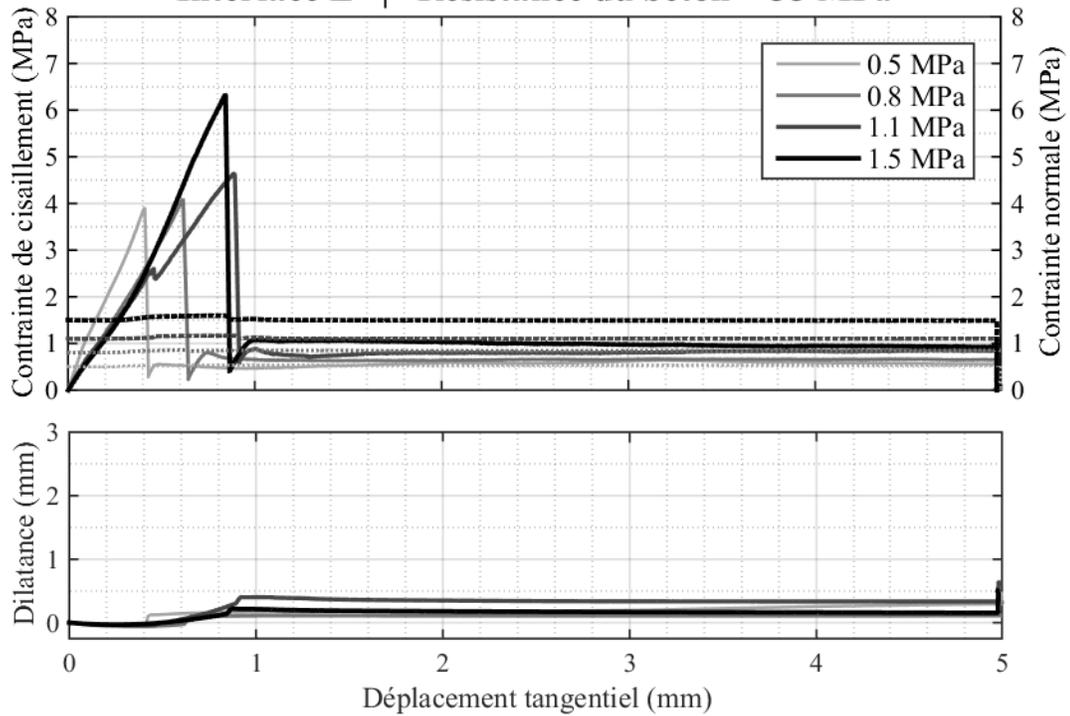
Essais de cisaillement direct
Interface D2 | Résistance du béton = 20 MPa



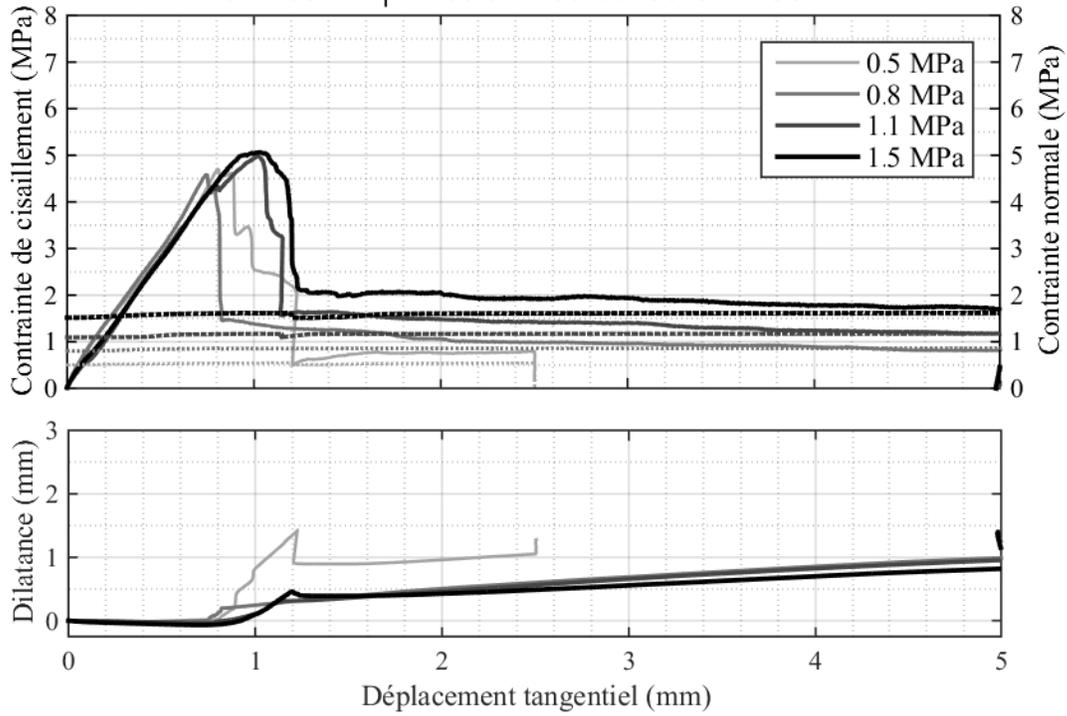
Essais de cisaillement direct
Interface D3 | Résistance du béton = 20 MPa



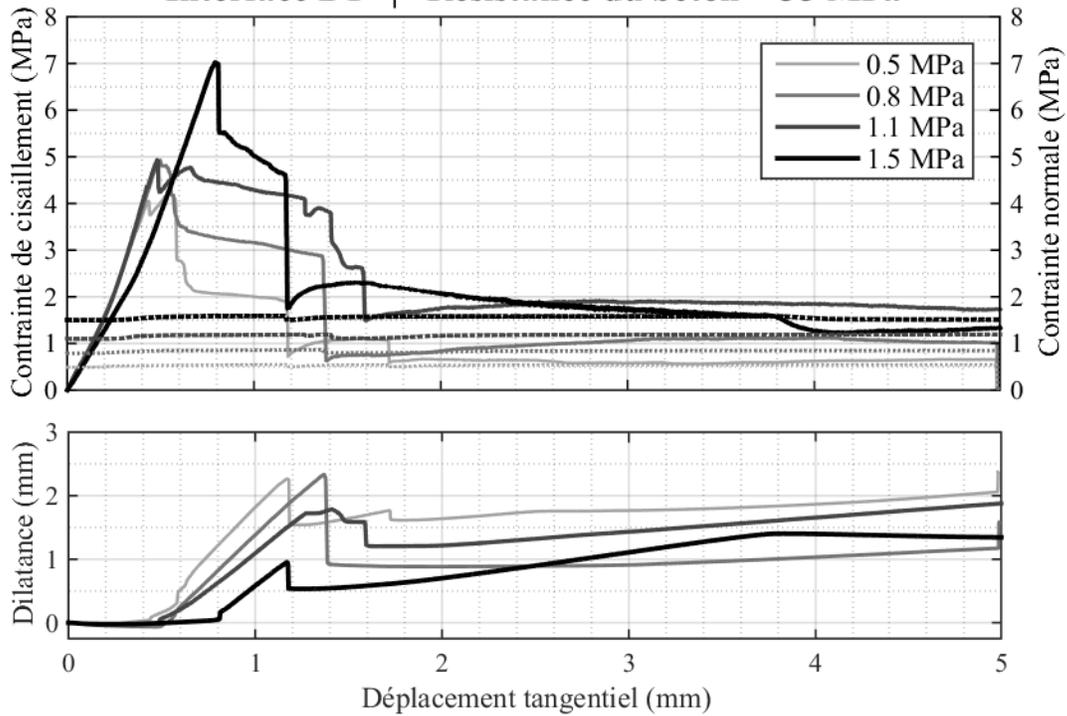
Essais de cisaillement direct
Interface L | Résistance du béton = 35 MPa



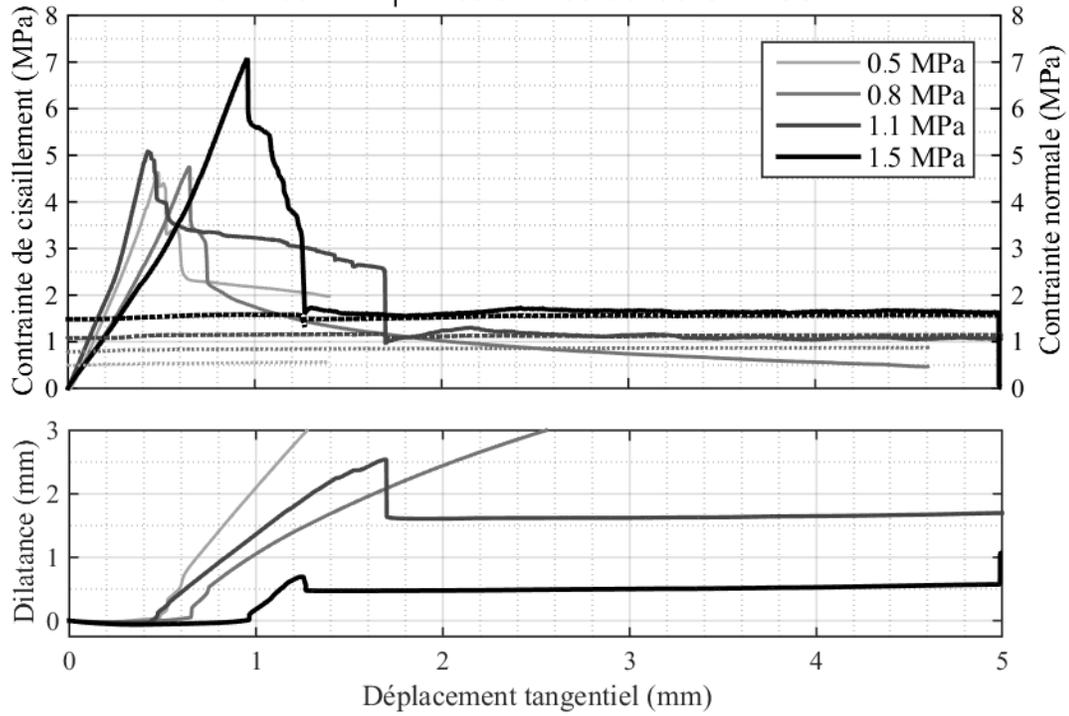
Essais de cisaillement direct
Interface R | Résistance du béton = 35 MPa



Essais de cisaillement direct
Interface D1 | Résistance du béton = 35 MPa



Essais de cisaillement direct
Interface D2 | Résistance du béton = 35 MPa



Essais de cisaillement direct
Interface D3 | Résistance du béton = 35 MPa

