



**HAL**  
open science

# Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets

Ali Rafiee

## ► To cite this version:

Ali Rafiee. Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés : caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique et mécanique des milieux discrets. Sciences de l'ingénieur [physics]. Université Montpellier II - Sciences et Techniques du Languedoc, 2008. Français. NNT: . tel-00293695

**HAL Id: tel-00293695**

**<https://theses.hal.science/tel-00293695>**

Submitted on 7 Jul 2008

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

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

**UNIVERSITE MONTPELLIER II  
SCIENCES ET TECHNIQUES DU LANGUEDOC**

**THESE**

pour obtenir le grade de

**DOCTEUR DE L'UNIVERSITE MONTPELLIER II**

**Discipline:** *Mécanique et Génie civil*  
**Formation doctorale :** *Mécanique des matériaux, et des milieux complexes des structures et des systèmes*  
**Ecole Doctorale :** *Informations, Structures, Systèmes*

par

**Ali RAFIEE**

le 20 Juin 2008

**Titre :**

**Contribution à l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés :  
caractérisation de la fracturation in situ, géostatistique  
et mécanique des milieux discrets**

**JURY**

Farhang Radjaï	Directeur de Recherche	Université Montpellier II	Président
Claude Bohatier	Professeur	Université Montpellier II	Directeur de Thèse
Véronique Merrien-Soukatchoff	Professeur	INPL – École des Mines de Nancy	Rapporteur
Jean-Pierre Magnan	Professeur	École Nationale des Ponts et Chaussées	Rapporteur
Bernard Feuga	Ingénieur HDR	GEODERIS	Examineur
Laurent Baillet	Professeur	Université Joseph FOURRIER	Examineur
Frédéric Dubois	Ingénieur, CNRS	CNRS – Université Montpellier II	Examineur
Marc Vinches	Maître-Assistant	École des Mines d'Alès	Co-directeur de thèse

Travaux réalisés à l'École des Mines d'Alès - Centre des Matériaux de Grande Diffusion



... À mon épouse **Parissa**

... À mes parents

... À mes frères

... À mes sœurs

Je dédie affectueusement ma thèse.

## **Remerciements**

En premier lieu, j'aimerais remercier vivement, mon encadrant de proximité, Marc Vinches, de m'avoir accueilli au sein du Centre des Matériaux de Grand Diffusion (CMGD) de l'École des Mines d'Alès. Je le remercie pour son aide en particulier lors de la rédaction de cette thèse et des publications, ainsi que pour sa confiance, et sa patience.

Je tiens à exprimer mes profonds remerciements à Claude Bohatier, mon directeur de thèse, pour ses précieux conseils scientifiques, sa générosité et sa disponibilité.

Je tiens à remercier Farhang Radjaï de me faire l'honneur de présider ce jury, et également pour ses conseils scientifiques, son aide et sa générosité.

Je remercie Madame Véronique Merrien-Soukatchoff et Monsieur Jean-Pierre Magnan d'avoir bien voulu me faire l'honneur d'accepter d'être rapporteurs de ma thèse.

Je tiens également à exprimer mon profond respect et ma vive gratitude à Monsieur Bernard Feuga et à Monsieur Laurent Baillet, d'avoir également accepté d'examiner ce travail.

Mes remerciements sincères vont aussi à Frédéric Dubois qui m'a beaucoup aidé pendant ce travail. Je le remercie d'avoir toujours répondu avec patience à mes nombreuses questions.

J'étais accueilli au sein du CMGD de l'École des Mines d'Alès pour effectuer cette thèse. Je tiens à remercier chaleureusement tout le personnel du CMGD et plus particulièrement Monsieur Yannick Vimont, directeur du CMGD, Pierre Adamiec, Christian Buisson, Pierre Gaudon, Bernard Vayssade, Sylvie, Martine, Valérie....

Je remercie de tout cœur mes amis pour leur soutien et leurs encouragements permanents, pour ces moments de détente, de loisir et de plaisir qu'on vole durant une thèse; merci donc à Rodolphe, Nicolas Cabane, Mohammad, Adnan, Jean-Sebastien, Stéphanie, Lenka, Mathilde, Nadra, Nicolas Cinausero, Nicolas Pons, Claire, Mohammed...

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à Esther pour sa gentillesse et son aide pour la correction de publications en anglais.

Enfin, je réserve mes remerciements les plus chaleureux à ma famille, à ma belle famille et à Parissa, qui ont toujours su me soutenir pendant les moments de nostalgie. Parissa, je te remercie chaleureusement pour tout le soutien et la patience que tu m'as apportés pendant ces quatre années.

# Table des matières

<b>Introduction.....</b>	<b>13</b>
<b>1. Modélisation des systèmes de fractures des massifs rocheux.....</b>	<b>19</b>
1.1. Concepts de base .....	20
1.2. Nature des joints.....	21
1.3. Paramètres géométriques.....	21
1.3.1. Forme de joint .....	22
1.3.2. Taille de joint .....	22
1.3.3. Orientation.....	23
1.3.4. Extension.....	24
1.3.5. Espacement et densité .....	24
1.3.6. Ouverture.....	25
1.3.7. Planéité de joint.....	25
1.3.8. La persistance de discontinuité .....	25
1.4. Les modèles de joints .....	31
1.4.1. Le modèle orthogonal.....	31
1.4.2. Le modèle de disques de Baecher .....	32
1.4.3. Le modèle de Veneziano .....	34
1.4.4. Le modèle de Dershowitz.....	37
1.4.5. Le modèle de mosaïque.....	38
1.4.6. Modèle géostatistique de parent-fille .....	40
1.5. Les modèles de joints développés .....	44
1.5.1. Les modèles de joint en forme de disque .....	45
1.5.2. Les modèles de joints polygonaux .....	55
1.5.3. Les joints polygonaux pivotants.....	68
1.5.4. Modèle considérant l'ouverture des joints .....	73
1.6. Conclusion.....	78
Références .....	79
<b>2. Modélisation par les méthodes aux éléments discrets.....</b>	<b>83</b>
2.1. Modélisation numérique par éléments discrets .....	84
2.2. Les automates cellulaires .....	85
2.3. L'approche newtonienne .....	86
2.3.1. L'école des corps déformables (le modèle de Cundall) .....	87
2.3.2. L'école des corps indéformables.....	92
2.3.3. La méthode de l'analyse limite .....	101
2.4. Approche dédiée.....	105
2.5. Approche mixte .....	106
2.6. Conclusion.....	107
Références .....	108

<b>3. Modélisation des structures en maçonnerie et comparaison entre différentes méthodes de calcul.....</b>	<b>113</b>
3.1. Introduction .....	114
3.2. Modélisation des structures en maçonnerie .....	116
3.3. Comparaison des résultats expérimentaux et la modélisation.....	118
3.3.1. Cisaillement des murs en maçonnerie .....	119
3.3.2. Pile en maçonnerie .....	126
3.4. Cisaillement du mur de maçonnerie en briques (ETH Zurich) .....	128
3.5. Modélisation des monuments historiques en maçonnerie.....	130
3.5.1. Modélisation sismique.....	131
3.5.2. Aqueduc d'Arles .....	133
3.5.3. Arènes de Nîmes .....	143
3.5.4. Modélisation de la coupole de Junas.....	148
3.6. Conclusion.....	153
Références .....	155
<b>4. Etude de la stabilité des pentes rocheuses.....</b>	<b>159</b>
4.1. Introduction : .....	160
4.2. Les critères de rupture .....	161
4.3. La carrière de Souraïde .....	165
4.3.1. Contexte .....	165
4.3.2. Analyse de la stabilité de la carrière de Souraïde.....	169
4.4. Déviation d'Ax-les-Thermes.....	185
4.4.1. Contexte .....	185
4.4.2. Analyse de la stabilité du talus amont de la déviation d'Ax-les-Thermes .....	186
4.5. Talus rocheux du Pallat .....	198
4.6. Conclusion : .....	207
Références .....	208
<b>5. Travaux exploratoires en tunnels et perspectives .....</b>	<b>211</b>
5.1. Tunnel de St Béat .....	212
5.2. Boulonnage et renforcement des tunnels : .....	225
5.3. Ecran de filets pare-pierres.....	229
5.4. Modélisation des talus rocheux sous sollicitation sismique.....	230
5.5. Conclusion.....	234
Références .....	235
<b>Conclusion générale. ....</b>	<b>237</b>
<b>Annexe A. Regroupement des familles de discontinuités .....</b>	<b>241</b>
A.1. Introduction .....	241

A.2. Représentation des données directionnelles .....	243
A.3. Algorithme de regroupement.....	244
A.4. Applications simples de l'algorithme spectral .....	248
A.5. Conclusion.....	252
Références .....	252
<b>Annexe B. Analyse Géostatistique .....</b>	<b>257</b>
B.1. Concept de variable régionalisée .....	257
B.2. Limites de la statistique classique .....	258
B.3. Stationnarité et covariance.....	259
B.4. Variogramme .....	260
B.5. Calcul du variogramme .....	263
B.6. Modèle à effet de trou.....	265
B.7. Simulation géostatistique.....	266
Références .....	270
<b>Résumé. ....</b>	<b>273</b>

## Table des figures

Figure 1.1 Orientation d'un joint en fonction du vecteur pendage P. ....	24
Figure 1.2 La persistance de joint. ....	26
Figure 1.3 La persistance de joint comme rapport de longueur. ....	27
Figure 1.4 Les relations de Jennings ....	27
Figure 1.5 Ruptures en échelon et dans le plan. ....	28
Figure 1.6 Cercle de Mohr à la rupture prédit par les relations de Jennings.....	28
Figure 1.7 Cheminements critiques pour différentes configurations de joints. ....	29
Figure 1.8 Configuration de joint et son cheminement critique.....	30
Figure 1.9 Le modèle orthogonal tridimensionnel. ....	31
Figure 1.10 Application du modèle de disques de Baecher ....	32
Figure 1.11 Le modèle de disques de Baecher.....	33
Figure 1.12 Le modèle de Veneziano.....	36
Figure 1.13 Le modèle de Dershowitz ....	37
Figure 1.14 Le modèle de Mosaïque en deux et trois dimensions ....	40
Figure 1.15 Génération des systèmes de fractures en massif rocheux avec le modèle parent-fille ....	42
Figure 1.16 Semi-variogrammes de la densité de traces. ....	44
Figure 1.17 Résultats du modèle simple utilisant des joints linéaires.....	47
Figure 1.18 Modèle 3-D - réseau de joints en forme de disque ....	48
Figure 1.19 Résultats obtenus pour le modèle 2-D ....	50
Figure 1.20 Résultats obtenus pour un modèle 3-D.....	52
Figure 1.21 Résultats obtenus pour un modèle 2D en fournissant l'orientation des joints, famille par famille ....	54
Figure 1.22 Modèle 3D engendré avec trois familles de joints.....	56
Figure 1.23 Vue panoramique du secteur du Pallat. ....	57
Figure 1.24 Photographies d'affleurements de migmatite et de micaschistes ....	58
Figure 1.25 Regroupement spectral en quatre ensembles principaux.....	59
Figure 1.26 Regroupement spectral en quatre ensembles principaux de l'orientation de 315 discontinuités.....	60
Figure 1.27 Histogramme de l'espacement entre joints pour 392 joints.....	60
Figure 1.28 Histogramme du nombre de fractures (par segments de 2m).....	61
Figure 1.29 Semi-variogrammes moyens de la densité des joints. ....	61
Figure 1.30 Semi-variogrammes de la densité des joints par famille ....	62
Figure 1.31 Semi-variogramme de la densité de joints sauf famille 2.....	63
Figure 1.32 Schéma du procédé de la modélisation de massifs rocheux fracturés 3D. ....	66
Figure 1.33 Les résultats du modèle: le semi-variogramme de la densité des fractures ....	67
Figure 1.34 Massif rocheux engendré avec les quatre familles des joints ....	68
Figure 1.35 Histogrammes de l'angle de tolérance (pour l'orientation et le pendage).....	70
Figure 1.36 Schéma du procédé de la modélisation de massif rocheux fracturé 3D en intégrant les paramètres de la distribution de l'angle de tolérance. ....	71

Figure 1.37 Modèle engendré pour le talus du Pallat.....	72
Figure 1.38 Histogramme de la distribution des superficies des joints et histogramme des sommets par plans de joints .....	73
Figure 1.39 Modèle à double porosité.....	74
Figure 1.40 Photographie du talus sud de la carrière d’ophite de Souraïde et un grand bloc, délimité par les joints .....	75
Figure 1.41 Schéma du procédé de modélisation du massif rocheux fracturé 3D en intégrant le paramètre d’ouverture des joints. ....	76
Figure 1.42 Modèle engendré pour le talus Sud de la carrière d’ophite de Souraïde. ....	77
Figure 2.1 Classification des principaux modèles discrets .....	85
Figure 2.2 Cycle de calcul pour une approche MED .....	88
Figure 2.3 Schéma de principe de l’interaction de contact entre deux particules.....	89
Figure 2.4 Loi de Signorini .....	93
Figure 2.5 Loi de Coulomb .....	94
Figure 2.6 Schéma synoptique de l’approche NSCD.....	97
Figure 2.7 Méthode des sphère d’encombrement et la méthode du Common Plane. ....	100
Figure 2.8 Différents états de contact en 3D, sommet-face, arête-face, et face-face.....	101
Figure 2.9 Configuration adoptée pour les contacts entre les blocs- analyse limite.....	103
Figure 2.10 Forces appliquées sur un bloc dans la configuration précédente.....	103
Figure 3.1 Stratégies de modélisation pour les structures en maçonnerie .....	116
Figure 3.2 Géométrie adoptée des murs de la maçonnerie de pierres sèches .....	119
Figure 3.3 Histoire chronologique de la charge verticale appliquée au mur SW.200.1.....	121
Figure 3.4 Modèles de ruptures observées pour le mur SW-30.1.....	122
Figure 3.5 Modèles de ruptures observées pour le mur SW-200.1 .....	123
Figure 3.6 Géométrie du mur de cisaillement de Vasconcelos .....	125
Figure 3.7 Mur de Vasconcelos, testé en cisaillement .....	126
Figure 3.8 Pile en maçonnerie.....	127
Figure 3.9 Géométrie et mécanisme d’application des charges pour le mur d’ETH Zurich..	128
Figure 3.10 Modes de rupture du mur d’ETH Zurich.....	129
Figure 3.11 Vitesse appliquée au modèle en fonction de temps .....	132
Figure 3.12 Aqueduc d’Arles .....	133
Figure 3.13 Déplacements verticaux dans le modèle 2D déformable.....	135
Figure 3.14 Modèle 3D rigide, distribution des forces verticales sur chaque bloc (en N)....	136
Figure 3.15 Modèle 3D rigide, déplacements dans la direction Y (en m) .....	137
Figure 3.16 Déplacements en mètres, dans la direction Y .....	138
Figure 3.17 Evolution du nombre de contacts dans le modèle de l’aqueduc d’Arles .....	139
Figure 3.18 Accélérogramme, et vitesses verticale et horizontale.....	140
Figure 3.19 Déplacements verticaux pour 5 arches consécutives de l’aqueduc d’Arles.....	141
Figure 3.20 Modèle 3D rigide, déplacements verticaux. ....	142
Figure 3.21 Modèle 3D rigide de l’aqueduc d’Arles .....	143
Figure 3.22 Arène de Nîmes .....	143

Figure 3.23 Modèle 2D déformable de l'arène de Nîmes .....	145
Figure 3.24 Modèle 3D de l'arène de Nîmes en blocs rigides .....	145
Figure 3.25 Modèles 3D en blocs rigides de l'arène de Nîmes, déplacements.....	146
Figure 3.26 Géométrie de la coupole de Junas.....	148
Figure 3.27 Déformation de la coupole sous son propre poids.....	149
Figure 3.28 Géométrie utilisé dans les études précédentes.....	150
Figure 3.29 Déplacements verticaux de la coupole de Junas, pour la géométrie simplifiée..	151
Figure 3.30 Coupole de Junas avec géométrie améliorée .....	152
Figure 3.31 Déplacements verticaux de la coupole de Junas pour un frottement de 0.3 .....	153
Figure 4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb. ....	162
Figure 4.2 Profils de rugosité et valeurs correspondantes de JRC.....	165
Figure 4.3 Carrière de Souraïde. ....	166
Figure 4.4 Coupe géologique Nord- Sud de la carrière de Souraïde.....	168
Figure 4.5 Regroupement des fractures mesurées en 6 familles .....	169
Figure 4.6 Modèle de massif rocheux de la carrière de Souraïde. ....	170
Figure 4.7 Modèle 2D déformable. ....	171
Figure 4.8 Modèle 2D déformable calculé par UDEC et LMGC90 .....	172
Figure 4.9 Modèle 2D rigide .....	174
Figure 4.10 Modèle 2D rigide avec interaction cohésive.....	176
Figure 4.11 Modèle 2D rigide en boulonnant un seul bloc.....	177
Figure 4.12 Modèle 3D du talus de la carrière de Souraïde.....	179
Figure 4.13 Evolution du nombre de contacts glissants et de l'énergie dissipée.....	180
Figure 4.14 Evolution de la fréquence relative des points de contact par rapport à l'indice de mobilisation.....	182
Figure 4.15 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique .	183
Figure 4.16 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique pour des valeurs de l'indice de mobilisation supérieures à 0.9. ....	183
Figure 4.17 Modèle stochastique 3D pour le coté nord-est.....	184
Figure 4.18 Photo de l'aménagement effectué Ax-les-Thermes.....	186
Figure 4.19 Représentation stéréographique polaire des discontinuités et des familles principales. ....	187
Figure 4.20 Géométrie utilisée dans cette étude pour le talus amont.....	188
Figure 4.21 Modèle I pour le talus amont d'Ax-les-Thermes.....	189
Figure 4.22 Modèle II pour le talus amont d'Ax-les-Thermes .....	190
Figure 4.23 Modèle III pour le talus amont d'Ax-les-Thermes .....	191
Figure 4.24 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique.	193
Figure 4.25 Modèle IV pour le talus amont d'Ax-les-Thermes.....	195
Figure 4.26 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique .	196
Figure 4.27 Modèle engendré pour le talus du Pallat.....	199
Figure 4.28 Modèle 2D du talus rocheux du Pallat.....	200
Figure 4.29 Evolution du nombre de contacts glissants et de l'énergie cinétique .....	201
Figure 4.30 Déplacement horizontal pour le modèle 2D rigide.....	202

Figure 4.31 Modèle 3D du talus rocheux du Pallat.....	203
Figure 4.32 Evolution de la fréquence relative des plans en fonction de leur indice de mobilisation.....	205
Figure 4.33 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique .	206
Figure 5-1 Saint-Béat , galerie du château. ....	212
Figure 5-2 Plan général du futur tunnel. ....	213
Figure 5-3 Modèle 3D du tunnel St Beat .....	215
Figure 5-4 Résultats obtenus pour le modèle VII. ....	216
Figure 5-5 Modèle VII sous une charge de 20 mètres de hauteur.....	217
Figure 5-6 Evolution de la fréquence relative cumulée des points de contact en fonction de l'indice de mobilisation.....	218
Figure 5-7 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique ...	219
Figure 5-8 Etat des six premiers modèles pour l'instant de 0.7 seconde .....	220
Figure 5-9 Modèle III avec un coefficient de frottement de 0.6 .....	221
Figure 5-10 Modèle rigide de la coupe centrale obtenue à partir du modèle 3D VII .....	223
Figure 5-11 Modèle VII en éléments déformables.....	224
Figure 5.12 Applications typiques de boulons pour contrôler différents types de rupture ....	226
Figure 5.13 Composants d'un boulon d'ancrage.....	227
Figure 5.14 Déplacement vertical calculé pour le modèle 2D rigide.....	228
Figure 5.15 Modèle d'un écran par filet pare-pierres.....	230
Figure 5.16 Accélérogramme, et vitesses verticale et horizontale du séisme .....	231
Figure 5.17 Déplacement horizontal pour le modèle 2D de la carrière de Souraïde. ....	233
Figure 5.18 Graphe comparatif de l'évolution de l'énergie cinétique. ....	234
Figure A.1 Système Cartésien tridimensionnel de coordonnées.....	243
Figure A.2 Exemples de difficultés rencontrées lorsque le regroupement est effectué dans l'espace original des orientations de discontinuité.....	246
Figure A.3 Résultats de l'algorithme de regroupement spectral proposé.....	247
Figure A.4 Résultats de l'algorithme spectral de regroupement pour 300 discontinuités.....	249
Figure A.5 Vue panoramique du secteur du Pallat et photographie d'un affleurement de migmatite .....	251
Figure A.6 Résultats de l'algorithme de regroupement spectral et stéréogramme de la densité de discontinuité .....	251
Figure B.1 Variogramme expérimental et théorique.....	261
Figure B.2 Modèle de transition.....	262
Figure B.3 Variogramme sans palier.....	262
Figure B.4 Région de tolérance $T(h)$ autour du vecteur $h$ .....	264
Figure B.5 Modèles à effet de trou périodiques et pseudo-périodiques.....	266
Figure B.6 Résultats de la simulation géostatistique gaussienne. ....	269

## Table des tableaux

Tableau 1-1 Les paramètres utilisés pour engendrer un modèle stochastique 2-D ayant trois familles de joints .....	51
Tableau 1-2 Paramètres de l'orientation utilisés pour engendrer le modèle 3D avec trois familles principales de joints.....	53
Tableau 1-3 Orientation des vecteurs normaux moyens pour chaque famille de discontinuités .....	59
Tableau 1-4 Valeurs de l'écart-type calculées pour « l'angle de tolérance » .....	69
Tableau 1-5 Orientation des vecteurs normaux moyens, et espacement réel (en m).....	75
Tableau 3-1 Références des murs en fonction de la charge verticale appliquée.....	120
Tableau 3-2 Paramètres mécaniques utilisés pour le mur SW-30.....	124
Tableau 3-3 Propriétés mécaniques de la pile en maçonnerie pour le modèle de FEM . .....	127
Tableau 4-1 Direction moyenne des normales unitaires des fractures et espacement réel ....	169
Tableau 4-2 Orientation moyenne des quatre familles principales des discontinuités .....	185
Tableau 4-3 Paramètres utilisés pour la génération du modèle I d'Ax-les-Thermes. ....	188
Tableau 4-4 Paramètres utilisés dans les trois modèles engendrés selon la méthode aléatoire. ....	188
Tableau 5-1 Valeurs utilisées pour l'orientation et l'espacement de 4 familles intégrées dans le modèle du tunnel .....	214
Tableau 5-2 Paramètres pris en compte dans la génération du modèle de tunnel.....	214

## Introduction

En mécanique des solides, le milieu idéal est continu, homogène et isotrope. L'observation montre que les matériaux rocheux s'écartent tous de cet idéal. Le caractère qui le montre de la façon la plus évidente est certainement la présence de discontinuités. Les propriétés mécaniques et hydrologiques des massifs rocheux sont effectivement fortement affectées par la présence de ces discontinuités. Les dykes, failles, et zones de cisaillement sont habituellement de grands dispositifs considérés comme simples. D'autres discontinuités telles que les joints, petites failles, fissures, surfaces de stratification, se produisent en grands nombres dans tout volume rocheux. Ces dispositifs discontinus multiples (ici appelés les fractures) sont souvent reliés et forment des réseaux tridimensionnels (ici appelés les systèmes de fractures en milieu rocheux).

La localisation dans l'espace, la taille, l'orientation et d'autres propriétés des grandes discontinuités simples peuvent être mesurées individuellement et décrites de manière déterministe ; cependant, en raison des limitations des méthodes existantes de relevé, il est impossible de mesurer la taille exacte, la forme, la localisation, et l'orientation de chaque fracture dans un système de fractures en milieu rocheux. En outre, bien que chaque fracture ait une extension finie et habituellement de petite taille relativement à la masse de roche, en raison de l'interconnexion entre les fractures, les surfaces de glissement peuvent être formées dans le massif rocheux considéré dans sa globalité. Ceci peut conduire à des phénomènes indésirables tels que la formation des zones instables dans des pentes rocheuses.

Une représentation adéquate des propriétés et du comportement des systèmes de fracture en milieu rocheux est donc très importante. Des approches statistiques ont été identifiées comme étant les plus appropriées pour décrire les systèmes de fracture en milieu rocheux. Leur représentation statistique comporte le développement d'un modèle stochastique capable de représenter la grande variabilité de la taille, de la forme, de la localisation, de l'orientation, et de l'ouverture des fractures discrètes qui forment ces systèmes de fractures.

Cette modélisation requiert l'emploi de fonctions de distribution appropriées de la probabilité décrivant la variation des caractéristiques des fractures dans de tels systèmes. La configuration spatiale du problème doit être identifiée, souvent à partir de relevés bidimensionnels de trace des discontinuités formant les réseaux tridimensionnels dans les massifs rocheux. En outre, la représentation statistique doit rendre compte de phénomènes

géologiques tels que le regroupement de fractures, c'est-à-dire la tendance à former de nouvelles fractures autour de fractures préexistantes; des espaces vierge de fracturation, c'est-à-dire l'absence de fractures dans certaines régions du massif; la définition de familles de fractures, c'est-à-dire l'orientation prédominante des fractures constituées par le même mécanisme géologique autour d'une direction moyenne.

Les systèmes de fractures se développent, en effet, dans les roches, sous l'action de divers mécanismes géologiques. Pour beaucoup de phénomènes technologiques, d'intérêt technico-économique immédiat, tels que l'instabilité de talus rocheux, la connaissance de la géométrie même des discontinuités est plus importante que celle des processus géologiques qui les ont formés. C'est pourquoi beaucoup de modèles stochastiques des systèmes de fractures en milieu rocheux sont purement géométriques. Toutefois, un modèle plus réaliste de système de fractures en milieu rocheux doit rendre compte, dans une certaine mesure, de la nature géologique de son origine, puisque les champs de contrainte créés par les différents mécanismes géologiques déterminent les différentes configurations géométriques des systèmes de fractures.

Les procédures standards de relevé ont une limitation forte concernant la détermination les caractéristiques géométriques et mécaniques exactes des systèmes de fractures en milieu rocheux, *in situ*. Les méthodes de relevé habituelles sont unidimensionnelles, par exemple des forages, ou bidimensionnelles, par exemple les traces sur les affleurements rocheux et dans des tunnels. Certaines des fractures qui existent dans le massif de roche ne peuvent pas être tracées du tout, parce qu'elles ne sont jamais exposées ou parce que les instruments de relevé sont imparfaits.

Tout ceci doit être considéré quand un modèle particulier est choisi pour la représentation d'un système de fractures en milieu rocheux. Un procédé d'inférence est nécessaire comme partie essentielle du modèle géométrique afin de choisir correctement les paramètres des modèles basés sur les données *in situ* limitées.

On peut conclure de la présentation ci-dessus qu'un modèle stochastique de systèmes tridimensionnels de fractures en milieu rocheux est un outil important pour étudier le comportement mécanique de roches fracturées. Ainsi, un modèle autant conditionné par la géométrie doit pouvoir permettre d'expliquer la diversité des systèmes de fractures en milieu rocheux créés par les divers mécanismes géologiques. Il doit également être conceptuellement simple et numériquement gérable afin d'être appliqué sans trop de difficultés à tous les types de systèmes usuels de fractures en milieu rocheux. Les procédures complètes d'inférence pour

dériver les paramètres du modèle, à partir des données *in situ* disponibles, doivent en outre être développées.

Notre travail se positionne dans le cadre de la modélisation d'un milieu discontinu où le milieu rocheux étudié peut être représenté par un assemblage de nombreux blocs distincts en interaction les uns avec les autres. En effet, ces blocs distincts sont produits par intersection des fractures. Il existe actuellement plusieurs méthodes possibles pour l'étude du comportement mécanique des massifs rocheux fissurés. Puisque la modélisation mécanique des roches s'est développée pour la conception d'ouvrages d'art ou techniques au rocher, dans différentes circonstances et en poursuivant différents buts, différentes techniques de modélisation ont ainsi été développées, et nous disposons d'une gamme étendue d'approches de modélisation et de conception.

Les méthodes numériques, dont il s'agit dans nombre de ces approches, se classent en deux catégories : les modèles micromécaniques et les modèles phénoménologiques. On ne peut pas privilégier une approche par rapport à une autre. En effet, chacune de ces approches dépend de l'échelle d'observation du massif rocheux. L'approche macroscopique ou phénoménologique considère le massif comme un milieu continu et s'intéresse au comportement global de la structure. Par ailleurs, l'approche micromécanique tient compte des mécanismes locaux présents à l'échelle des blocs et des joints.

Les méthodes numériques le plus généralement appliquées pour des problèmes de mécanique des roches sont :

(1) pour le milieu continu : la méthode des éléments finis (FEM), et la méthode des éléments frontières (BEM).

(2) pour le milieu discontinu : la méthode des éléments discrets (DEM), les méthodes discrètes de réseau de fracture (DFN).

(3) des méthodes hybrides continues/discrètes.

Du fait de la discontinuité géométrique existant dans un massif rocheux, la Mécanique des Milieux Continus n'est pas en mesure de reproduire au mieux la réalité physique des faits. Contrairement à un milieu continu, un milieu discret est caractérisé par l'existence de contacts ou d'interfaces entre les éléments qui constituent le système.

C'est dans ce deuxième type d'approches que s'inscrivent la mécanique des milieux discontinus ou granulaires, en général, et la méthode Non-Smooth Contact Dynamics (NSCD), plus particulièrement. Cette méthode a été développée par Michel JEAN et Jean Jacques MOREAU. Comme l'indique son nom, cette méthode numérique entre dans le cadre

de la mécanique non régulière. Elle tient compte des éventuels chocs entre grains, chaque grain ayant sa propre dynamique et son propre comportement.

La modélisation par éléments discrets consiste à calculer, au niveau du grain, des efforts de contact et des déplacements de chacun de ces grains. L'algorithme de calcul est incrémental. Il passe par une détection des contacts, une détermination des déplacements et les efforts de contacts, en fin du pas de temps, pour tous les grains. Dans le pas d'après, on réactualise les nouvelles positions et les nouveaux efforts de contact et ainsi de suite.

L'interaction entre les différents blocs est gérée par un contact unilatéral de Signorini, souvent associé à un frottement de type Mohr-Coulomb. L'avantage de cette méthode est de tenir compte de l'anisotropie du massif et du comportement individuel de chaque bloc. Le schéma numérique de la méthode NSCD est implicite.

La méthode NSCD a été programmée dans le code de calcul LMGC90 au Laboratoire de Mécanique et Génie Civil à l'Université de Montpellier II. Ce code de calcul traite les problèmes de la mécanique des milieux granulaires en 2D et en 3D. Il nous a servi de support de modélisation et de développement au cours de ce travail.

Les modèles géométriques représentatifs d'un milieu rocheux fracturé ont été créés par les codes écrits dans les langages Visual Basic et Lisp, dans le logiciel Auto CAD. Ces modèles sont basés sur les caractéristiques statistiques obtenues à partir des mesures effectuées sur le terrain. Ensuite, les modèles créés en gardant toutes leurs particularités géométriques au sens statistique, sont traités par le code LMGC90.

Le présent manuscrit comporte cinq chapitres.

Le premier présente une synthèse détaillée des modèles existants des systèmes de fractures pour la génération d'un milieu rocheux fracturé. Nous expliquons, également dans ce chapitre, les codes développés dans le cadre de cette thèse pour simuler un modèle de massif rocheux fracturé en considérant toutes les données obtenues à partir des mesures effectuées sur le terrain.

Le deuxième chapitre porte sur diverses méthodes de modélisation d'un milieu fracturé et en particulier sur la méthode par éléments discrets.

Le troisième chapitre présente des applications de la méthode NSCD à la modélisation des structures discontinues, en particulier des structures en maçonnerie. Dans ce chapitre nous présentons les résultats obtenus pour les structures en maçonneries dans le cadre d'expériences en laboratoire, ainsi que sur des structures à échelle réelle.

Nous nous intéressons aux modèles de massifs rocheux fracturés, en particulier à l'étude de la stabilité des pentes rocheuses, dans le quatrième chapitre, à travers des études de cas dédiées à une carrière ciel ouvert et à un talus routier. Les modèles stochastiques générés par les algorithmes expliqués dans le premier chapitre seront traités du point de vue de leur stabilité, par le code de LMGC90, en deux et trois dimensions.

Enfin, le cinquième chapitre est consacré à la modélisation exploratoire de certains ouvrages souterrains, ainsi qu'à certaines perspectives envisagées dans l'application de nos travaux. Dans cette partie de l'étude, nous présentons les résultats d'une analyse de stabilité d'un tunnel, à partir de plusieurs modèles engendrés de façon stochastique, en prenant en compte différentes méthodes d'intégration des réseaux de fractures. Ces modèles sont ensuite étudiés en deux et trois dimensions. Dans la suite de ce chapitre, nous nous intéressons aux méthodes de soutènement et à leurs effets sur la stabilité du tunnel. Nous montrons, enfin, les résultats exploratoires sur quelques modèles, qui se veulent une illustration de perspectives de travail, tels que le comportement mécanique de filets pare-pierres, ou la prise en compte d'une sollicitation sismique dans l'analyse du comportement mécanique d'un milieu rocheux fracturé.



# Chapitre 1

## **Modélisation des systèmes de fractures des massifs rocheux.**

Dans le présent chapitre, plusieurs modèles de systèmes de fractures de massifs rocheux dans l'espace tridimensionnel sont passés en revue. Seuls seront présentés les concepts de base de la géométrie d'une fracture nécessaires pour le développement du système de fractures, dont les modèles peuvent être définis de plusieurs manières. La définition la plus rigoureuse d'un modèle implique des spécifications de la valeur exacte des caractéristiques de chaque joint dans le massif rocheux.

Les caractéristiques qui doivent être fournies pour chaque joint incluent sa forme, sa taille, sa localisation, son orientation, et sa planéité. Cette description est adaptée au cas par cas, selon le résultat recherché à l'aide d'une simulation numérique d'un modèle particulier de massif rocheux fracturé. Dans ce chapitre, les modèles engendrés de manière stochastique sont présentés par ordre de publication et de complexité croissante. Les avantages et les inconvénients conceptuels et géologiques des modèles sont discutés qualitativement. En outre, les méthodes développées dans le cadre de cette étude sont détaillées en utilisant des données artificielles, mais aussi, dans certains cas, issues de mesures sur sites. Le but principal de ce chapitre est, en effet, d'arriver, par la modélisation, à engendrer les modèles de massifs rocheux fracturés en y intégrant de façon à la fois efficace et pratique, tous les paramètres statistiques et structuraux provenant des données mesurées. L'objectif ultime est de pouvoir engendrer les modèles réalistes et exploitables, pour faire des études de leur comportement mécanique et analyser leur stabilité par des codes de calcul aux éléments discrets.

## 1.1. Concepts de base

Les joints jouent un rôle déterminant dans le comportement mécanique des massifs rocheux. Une description précise de la fracturation est donc un préalable nécessaire, et critique, à toute analyse en mécanique des roches. Les types d'information exigés pour la description complète de la fracturation peuvent être divisés en deux classes :

- Les caractéristiques géométriques : la forme, la taille, la localisation, l'orientation, l'espacement et la planéité des joints,
- Les paramètres de distributions de ces caractéristiques : distributions de formes, d'orientations, de localisation et de planéité.

Ce chapitre traite en particulier du développement et de la caractérisation des modèles existants pour diverses caractéristiques géométriques des systèmes de joints dans les massifs rocheux. Après avoir étudié les modèles existants, les modèles développés spécifiquement dans le cadre de notre travail sont présentés. Dans les chapitres suivants, ils seront employés pour étudier le comportement mécanique des massifs.

Les modèles de systèmes de joints sont construits à partir de spécifications de combinaisons particulières des caractéristiques géométriques de joints (forme, taille, position, orientation de joint).

Des joints rocheux peuvent être conceptuellement considérés comme des entités bidimensionnelles dans une région tridimensionnelle. Un des moyens d'obtention de la modélisation des systèmes de joints est de décrire les caractéristiques géométriques bidimensionnelles de ces entités, telles que la taille et la forme, et leurs caractéristiques tridimensionnelles de position et d'orientation. Dans cette section, les caractéristiques géométriques bidimensionnelles et tridimensionnelles seront brièvement discutées. En outre, des caractéristiques « secondaires » des joints et de l'auto-corrélation de joints, qui fournissent une description plus concise de certaines des caractéristiques primaires ci-dessus, seront discutées.

Bien que les joints soient des entités bidimensionnelles, dans la pratique, on évalue fréquemment leur trace unidimensionnelle dans un plan bidimensionnel. Toutes les caractéristiques géométriques de joints peuvent être définies de manière déterministe ou stochastique. Les caractéristiques stochastiques doivent être décrites par une information suffisante sur les distributions considérées.

## 1.2. Nature des joints

Afin de bien connaître la répartition et la géométrie des joints traversant le massif rocheux, il est nécessaire de procéder à un grand nombre de relevés dans toute la zone à étudier, afin d'avoir une bonne représentativité de leur répartition. Il est généralement important de déterminer la nature de ces joints.

On recense quatre grandes familles de nature de joints :

- Les joints stratigraphiques : ils sont le résultat d'une discontinuité dans le processus de formation sédimentaire. Ils possèdent une grande extension et une faible ondulation. Ils sont remplis par de minces dépôts argileux ou schisteux les rendant dangereux pour la stabilité.

- Les diaclases : elles sont souvent perpendiculaires ou obliques aux joints de stratification ou à la schistosité. Elles ne présentent pas de trace de mouvement et elles ont une extension limitée.

- les fractures d'extension : elles sont formées sous l'effet d'une traction qu'a subi le massif lors de mouvements tectoniques. Elles sont souvent remplies de calcite ou de quartz.

- Les failles : elles sont le résultat de la rupture d'une zone du massif qui a subi un grand effort de cisaillement (déplacement tangentiel important). Elles représentent ainsi des discontinuités séparant deux grandes entités du massif et sont caractérisées par une grande extension et souvent un remplissage de matériau broyé et altéré, parfois de recristallisation.

Il faut rappeler que sous le terme de joint sont regroupées toutes les discontinuités qui interviennent à l'échelle du massif rocheux.

## 1.3. Paramètres géométriques

La bonne connaissance de la distribution spatiale du réseau de joints au sein du massif rocheux est primordiale. On caractérise un joint par son orientation, sa fréquence, son extension, son ouverture, sa rugosité, le degré d'altération de ses épontes et ses matériaux constitutifs de remplissage. On a accès généralement à toutes ces caractéristiques en procédant à des mesures effectuées sur affleurement rocheux ou des carottages.

Il est cependant illusoire de prétendre obtenir une description déterministe d'un réseau de fractures dans un massif rocheux. En conséquence, des approches stochastiques basées sur des théories probabilistes sont aussi mises en œuvre.

La modélisation de tels réseaux est réalisée à partir de paramètres géométriques variables. Chacun de ces derniers est alors associé à une variable aléatoire dont les lois de distribution sont à ajuster à partir des données acquises sur le terrain. Certains paramètres géométriques de

joints seront brièvement définis dans les sections suivantes, pour plus de détails sur ces paramètres, on se reportera utilement à S. Priest [1].

### 1.3.1. Forme de joint

Les formes de joint dans les massifs rocheux dépendent d'un grand nombre de facteurs liés à la formation du joint, y compris la lithologie du massif, à la structure cristalline, à l'historique du chargement, et aux mécanismes de fracturation de la roche. Etant donnée la variété des conditions géologiques, il est raisonnable de s'attendre à ce que les joints présentent une grande variété de formes, et que plusieurs de ces formes ne puissent pas être décrites par les formes mathématiques usuelles.

Généralement cependant, des modèles de systèmes de joints sont limités aux formes mathématiques régulières et convexes, qui sont les plus accessibles pour l'analyse et la simulation. Comme formes bidimensionnelles régulières, on peut citer le cercle, l'ellipse, le triangle, le carré, le rectangle, et le polygone avec  $n$  côtés.

### 1.3.2. Taille de joint

Le terme de joint s'applique à une large gamme d'entités structurales, depuis l'échelle du centimètre jusqu'à la centaine de mètres. Là où les joints se prolongent au delà de l'échelle du problème évalué, ou traversent la totalité du massif rocheux, ces joints sont qualifiés de taille « illimitée » ou « infinie ». Pour les joints de taille finie, celle-ci peut être représentée par l'aire du joint ou, pour des formes régulières, par des dimensions de bord ou des rayons de joint.

On peut supposer que la taille de joint pour les joints de taille finie est constante ou stochastique. La plupart des analyses de la fracturation tridimensionnelle ont supposé la taille de joint comme stochastique, définie par une distribution du rayon ou de la dimension de bord de joint, (cf. par exemple les travaux de Warburton [2,3]).

Si les positions de joint sont stochastiques, même si les tailles de joint sont déterministes, les traces de joint seront stochastiques. La distribution des longueurs de trace de joint dépend des tailles de joint et des formes de joint.

Des tailles de traces de joints sont mesurées seulement sur les plans de trace bidimensionnels. Des distributions de grandeurs tridimensionnelles de joint doivent donc être faites sur la base de l'inférence, à partir de mesures à deux dimensions, des lois de

distributions à trois dimensions, inférence qui dépend des choix des distributions de forme et d'orientation des joints.

Trois formes de distribution pour la longueur de trace de joint  $L_j$  sur la base des observations in-situ et des analyses statistiques ont été proposées. Robertson[4] et Call [5] maintiennent que les données démontrent une forme exponentielle pour des distributions de longueur de trace. McMahon[6], Bridges[7], Barton[8], et Einstein et al. [9] soutiennent une forme log-normale. Siegel et Pollard [10,11] proposent une forme distributionnelle hyperbolique, postulant un continuum de tailles du joint de cristal à la microfissure, à la fracture, au joint, jusqu'aux échelles de failles.

Dans la plupart des modèles utilisés dans cette étude, la distribution de la taille de joint étant considérée comme une distribution exponentielle ou log-normale, on en rappelle avec un certain niveau de détail, les principales caractéristiques.

La distribution exponentielle est définie par

$$F(L_j|\lambda) = \lambda e^{-\lambda L_j} \quad (1.1)$$

Les moments de la distribution exponentielle sont,

$$\begin{aligned} E[L_j] &= 1/\lambda \\ V[L_j] &= 1/\lambda^2 \end{aligned} \quad (1.2)$$

La distribution log-normale est définie par

$$F(L_j|m, V) = (1/L_j)(2V\Pi)^{-0.5} e^{(-0.5\log(L_j/m)^2)/V} \quad (1.3)$$

Avec les paramètres  $m$  et  $V$  égaux à la médiane et à la variance de  $\log(L_j)$ . Les moments de cette distribution sont

$$\begin{aligned} E[L_j] &= me^{1/(2V)} \\ V[L_j] &= E[L_j]e^{V-1} \end{aligned} \quad (1.4)$$

### 1.3.3. Orientation

Une discontinuité est, au moins localement, plane. La position du plan de discontinuité est décrite par son orientation dans l'espace muni d'un repère ayant un axe parallèle au Nord magnétique.

L'orientation du plan est définie par celle du vecteur-pendage  $\underline{P}$ , dirigé vers le bas, qui est la ligne de plus grande pente du plan (Figure 1.1):

- Azimut : angle  $\alpha$  de la projection horizontale du vecteur  $\underline{P}$  avec le Nord  $\underline{N}$  ;  $\alpha$  varie de  $0^\circ$  à  $360^\circ$  ;
- Pendage : angle  $\beta$  que fait  $\underline{P}$  avec le plan horizontal ;  $\beta$  varie de  $0^\circ$  à  $90^\circ$ .

Pour représenter les directions des plans, on utilise la projection stéréographique. Cette projection des discontinuités sur un canevas permet de faire un classement des discontinuités en familles directionnelles. Une étude statistique permet d'identifier les familles et de dégager une loi de distribution des discontinuités au sein de chaque famille. Bien qu'apparemment désordonnées dans le détail, les discontinuités d'un massif constituent le plus souvent un ensemble structuré et leurs orientations observées, en un site donné, se répartissent alors en un petit nombre de familles.

L'orientation et le pendage peuvent être traités comme une seule variable (vecteur) ou séparément. Leur distribution est souvent représentée par une loi de distribution hémisphérique dans le premier cas et par des lois normales ou log-normales dans le second cas.

#### 1.3.4. Extension

Ce paramètre caractérise la dimension de la discontinuité dans l'espace. Sa mesure est dans les faits très difficile à obtenir, les mesures réalisées ne pouvant être que locales. Pour déterminer la distribution de l'extension d'un joint dans l'espace tridimensionnel, on a recours à des hypothèses sur la forme de discontinuité. Warburton [3] exprime la loi de distribution des longueurs des traces des joints sur un plan infini, en fonction de la loi de distribution des diamètres des disques, qui peut suivre une loi exponentielle ou log-normale.

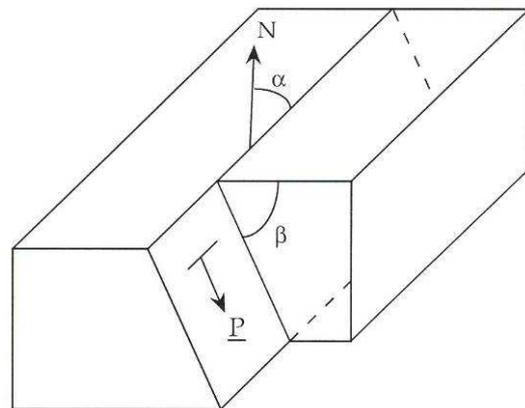


Figure 1.1 Orientation d'un joint en fonction du vecteur pendage P.

#### 1.3.5. Espacement et densité

L'espacement représente la distance moyenne séparant deux discontinuités d'une même famille et la densité est le nombre de discontinuités d'une même famille par unité de volume, de surface ou de longueur, d'après S. Priest [1].

### 1.3.6. Ouverture

L'ouverture est un paramètre représentant la distance qui sépare les deux épontes d'une discontinuité. Cette caractéristique est difficile à mesurer du fait du remplissage de la discontinuité, de sa rugosité et de sa grande variabilité le long d'un joint. En pratique, on suppose que chaque fracture a une ouverture constante et égale à son ouverture moyenne, qui est souvent ajustée par une loi log-normale.

### 1.3.7. Planéité de joint

Pour faciliter la modélisation de systèmes de joint, les joints sont généralement supposés plans. Les joints non-plans pourraient être représentés comme une série de plans, comme un ajustement spline à la forme non-plane désirée, ou par l'équation d'une courbe régulière.

Pour des modèles de joints planaires, les traces de joint dans deux dimensions sont linéaires. Les traces des joints non-planaires sont des courbes définies par l'intersection du joint tridimensionnel avec le plan de trace. Pour les joints orientés de façon parallèle au plan de trace, ces projections correspondront directement à la forme du joint tridimensionnel. Par exemple, les surfaces sinusoïdales produiront des traces de courbe de sinus. Que les joints s'orientent parallèlement au plan de trace ou non, l'équation de la trace d'un joint dans un plan de trace proviendra directement de sa représentation tridimensionnelle.

### 1.3.8. La persistance de discontinuité

La persistance de discontinuité est un paramètre affectant de façon significative la résistance des massifs rocheux, dont l'évaluation est difficile. Il nécessite, à ces deux titres, une description détaillée.

En premier lieu, la géométrie des joints internes d'un massif rocheux n'est pas connue encore avec certitude. Deuxièmement, la rupture d'un massif implique une combinaison de mécanismes, y compris le cisaillement le long des joints et des ruptures à travers la roche intacte, que ce soit en plan ou en échelon, mécanismes qui sont difficilement observables, et pour lesquels les enchaînements d'événements sont mal connus.

Par référence à un plan (un plan passant par le massif rocheux qui contient une mosaïque de discontinuités et des régions en roche intacte), la persistance de joint  $K$  est généralement définie comme la fonction d'aire qui est en fait discontinue, H. Einstein [12]. On peut donc exprimer  $K$  comme la limite

$$K = \lim_{A_D \rightarrow \infty} \frac{\sum a_{D_i}}{A_D} \quad (1.5)$$

où  $D$  est une région du plan avec l'aire  $A_D$  et  $a_{D_i}$  est l'aire du  $i^{\text{ème}}$  joint dans  $D$  (Figure 1.2).

La sommation dans l'équation (1.5) est au-dessus de tous les joints de  $D$ . D'une façon équivalente la persistance de joint peut être exprimée sous forme d'un rapport de longueur limite le long d'une ligne donnée sur un plan de joint [12]. Dans ce cas,

$$K = \lim_{L_S \rightarrow \infty} \frac{\sum l_{S_i}}{L_S} \quad (1.6)$$

où  $L_S$  est la longueur d'un segment de droite  $S$ , et  $l_{S_i}$  est la longueur du  $i^{\text{ème}}$  segment de joint dans  $S$  ; ou pour un joint particulier (Figure 1.3),

$$K = \frac{\sum JL}{\sum JL + \sum RBR} \quad (1.7)$$

Un autre indice utile de discontinuité des massifs rocheux est l'intensité de joint  $I$ , définie comme étant l'aire de joints par unité de volume de roche,

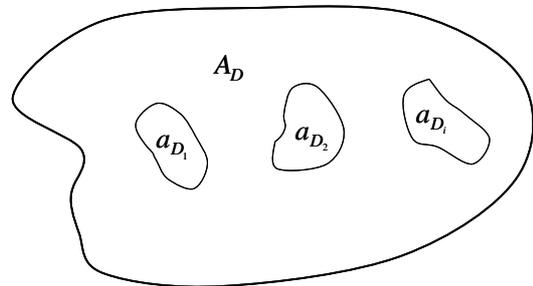
$$I = \lim_{V \rightarrow \infty} \frac{\sum a_i}{V} \quad (1.8)$$

où  $a_i$  est dans l'aire du  $i^{\text{ème}}$  joint dans une région 3-D de volume  $V$ .

La persistance de joint peut être utilisée pour estimer la résistance d'une massif rocheux au glissement le long d'un plan donné: si le plan de glissement est d'aire  $A$ , alors la résistance au cisaillement peut être correctement exprimée par

$$R_r = (\sigma_a \tan \phi_r + c_r)A \quad (1.9)$$

dans le cas de la roche intacte et



$a_{D_i}$  - l'aire d'un joint individuel

$A_D$  - l'aire de plan de joint

Figure 1.2 La persistance de joint [12].

$$R_j = (\sigma_a \tan \phi_j + c_j)A \quad (1.10)$$

dans le cas de région totalement fracturée.  $\phi_r$  et  $\phi_j$  sont les angles de frottement rocheux intacte et de joint respectivement,  $c_r$  et  $c_j$ , sont les cohésions de la roche intacte, et du joint [12].

Dans les deux cas,  $\sigma_a$  est la contrainte normale moyenne dans la région de glissement. Si la région de glissement est répartie sur une roche intacte en partie pour l'aire  $A_r$  et en partie pour une portion fracturée d'aire  $A_j = A - A_r$  (Figure

1.4), alors

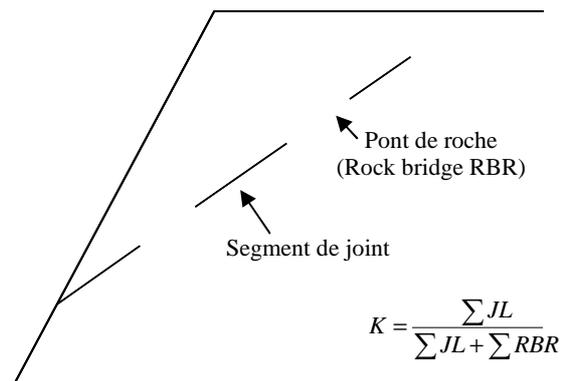


Figure 1.3 La persistance de joint comme rapport de longueur [12].

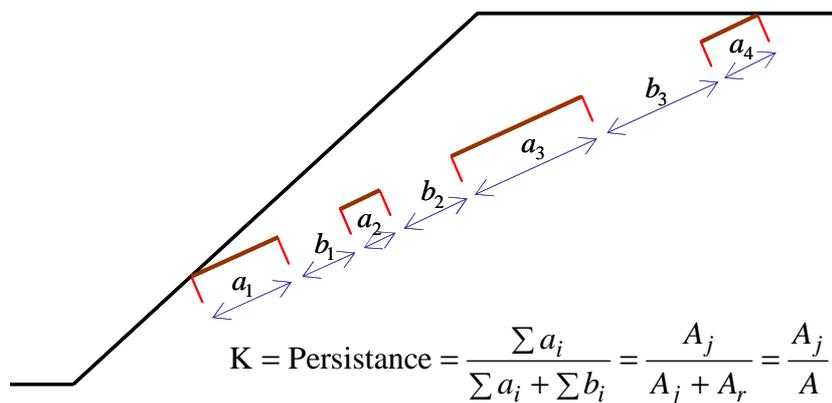


Figure 1.4 Les relations de Jennings [13].

d'après Jennings [13] , on peut évaluer la résistance au cisaillement,  $R$ , comme une combinaison pondérée  $R_r$  et  $R_j$  en fonction de l'expression

$$R = \frac{A_r}{A} R_r + \frac{A_j}{A} R_j \quad (1.11)$$

$$= (\sigma_a \tan \phi_a + c_a)A$$

où  $\tan \phi_a$  et  $c_a$ , appelés friction équivalente et paramètre de cohésion de Jennings, sont donnés par

$$c_a = (1 - K)c_r + Kc_j \quad (1.12)$$

$$\tan \phi_a = (1 - K) \tan \phi_r + K \tan \phi_j$$

L'utilisation des équations (1.11) et (1.12) pour la résistance au cisaillement des massifs rocheux fracturés a plusieurs imperfections:

(1) Les surfaces de rupture sont limitées à des plans des joints. Les ruptures en échelon (Figure 1.5), communément observées sur le terrain, sont négligées.

(2) La rupture par cisaillement ne se produit généralement pas pour des valeurs faibles de  $\sigma_a$ .

Par exemple, pour des pentes de 30 m de

hauteur,  $\sigma_a$  est d'environ 0,7 MPa, tandis que  $c_r$  est généralement de 10MPa à 100MPa. Si  $\sigma_a$  est négligeable, alors la contrainte principale majeure doit dépasser  $c_r$  pour que la rupture de cisaillement se produise (Figure 1.6). Ce n'est pas réaliste, comme Lajtai [14] et Stimpson [15] l'ont fait remarquer. Aussi, les résistances maximum au cisaillement dans la roche intacte et sur le joint ne sont probablement pas mobilisées simultanément.

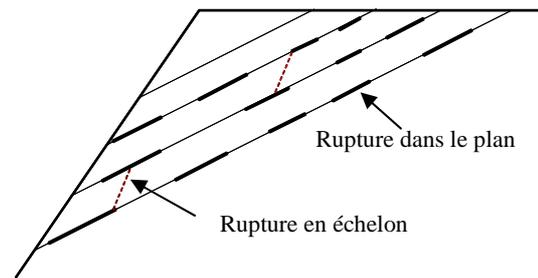


Figure 1.5 Ruptures en échelon et dans le plan [12].

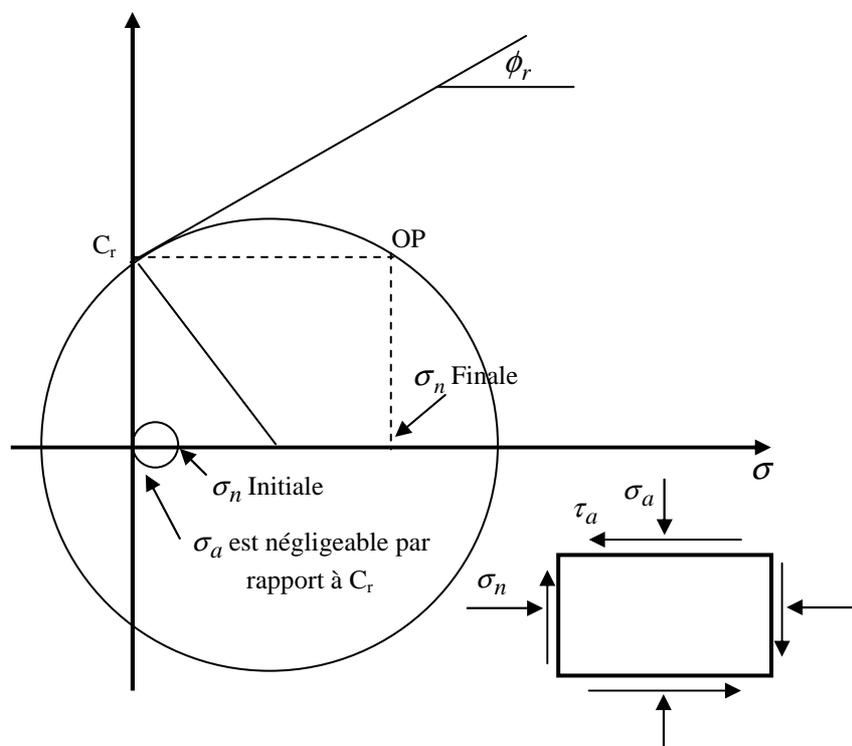


Figure 1.6 Cercle de Mohr à la rupture prédit par les relations de Jennings à faibles niveaux de contrainte  $\sigma_a$  [12].

(3) Les petites variations de la persistance produisent de grandes variations de la résistance. Par conséquent, même une modeste incertitude quant à la persistance oblige le concepteur à faire l'hypothèse prudente de 100% de persistance [12].

Pour surmonter ces difficultés, une nouvelle définition de la persistance est nécessaire. Toute surface plane ou non plane de joint (ou "cheminement") à travers la roche intacte et les joints dans un massif rocheux (Figure 1.5) constitue une surface de rupture potentielle (rupture cheminement) avec une force motrice associée  $L$  et une force résistante  $R$ . Pour la configuration donnée du système de joint et un ensemble donné des paramètres de résistance mécanique, il existe un cheminement de sécurité minimale ou cheminement critique (Figure 1.7). Le cheminement critique pour une configuration particulière de joint est la combinaison de joint et des portions rocheux intacte ayant la marge de sécurité minimale  $SM = R - L$ . Si le  $SM$  pour ce cheminement est négatif, la massif rocheux se fracture, et sinon elle résiste. Ainsi, un cheminement critique peut ou non être un cheminement de rupture. La probabilité de rupture  $P_f$  d'un massif rocheux aléatoirement fracturé peut être exprimée comme la limite de la fréquence relative de rupture ramenée à l'ensemble des configurations des joints,

$$P_f = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{N_f}{N} \quad (1.13)$$

où  $N$  est le nombre de cheminements critiques (rompus, et non rompus), et  $N_f$  est le nombre de cheminements critiques pour lesquelles  $SM < 0$  (le nombre de cheminements critiques) [12].

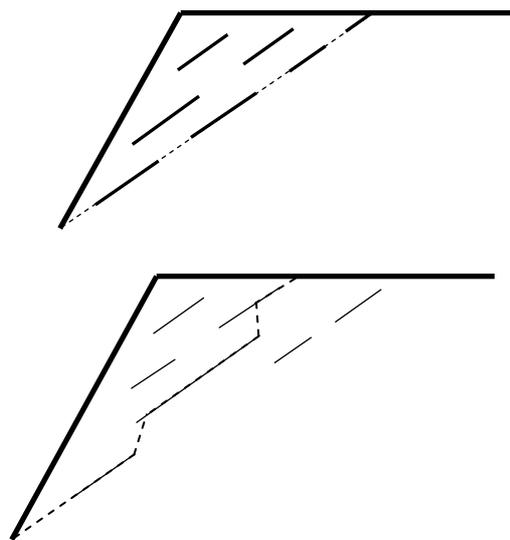


Figure 1.7 Cheminements critiques pour différentes configurations de joints [12].

L'équation (1.13) suggère une méthode pour estimer  $P_f$  : à l'aide des informations statistiques sur les distributions de la longueur et de l'espacement des joints, on peut simuler un certain nombre de réseaux de joints comme celui de la Figure 1.8 et déterminer la valeur de SM pour tous les cheminements possibles dans chaque réseau ou configuration. Le cheminement critique pour une configuration du type de celui présenté sur la Figure 1.8 est obtenu en identifiant le cheminement de SM minimale entre tous, ou parmi un nombre raisonnable des cheminements en plan et en échelon. Dans certaines configurations, le cheminement critique sera le cheminement de rupture ( $SM \leq 1$ ), tandis que dans d'autres, il ne le sera pas ( $SM > 1$ ). Simuler un grand nombre de configurations (réalisations) représente différentes façons selon lesquelles des populations de joints avec le même espacement et la même longueur caractéristique peuvent se manifester. Ceci permet d'obtenir les paramètres  $N$  et  $N_f$  à utiliser dans l'équation (1.13).

Dans l'une quelconque des réalisations de SM, le cheminement critique peut être utilisé pour calculer une persistance apparente. On obtient ainsi une relation entre la résistance et la persistance apparente pour un massif rocheux caractérisée par les distributions de la longueur et de l'espacement des joints[12].

Jusqu'à présent, ces principes ont été appliqués aux modèles 2-D de stabilité des talus dans lesquels la structure de la fracturation, et les coefficients de résistance mécanique, sont supposés similaires pour toutes les directions de coupes: les extensions 3-D pour les applications de stabilité de pente et de creusement de tunnels ont été limitées [16].

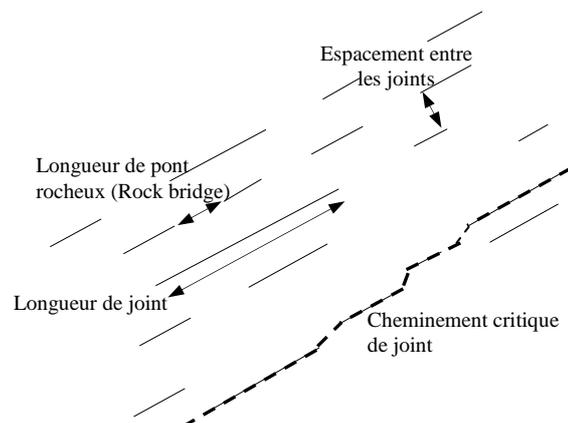


Figure 1.8 Configuration de joint et son cheminement critique dans une partie du massif rocheux.

## 1.4. Les modèles de joints

### 1.4.1. Le modèle orthogonal

Les modèles les plus anciens développés pour des systèmes de joint rocheux ont été basés sur une hypothèse supposant que tous les joints peuvent être définis par trois ensembles de joints orthogonaux illimités (Figure 1.9). Ce modèle a été caractérisé par Irmay [17], Childs [18], Snow [19], et leurs co-auteurs pour des applications en hydrogéologie. Des applications récentes du modèle ont été apportées par Smith et Schwartz [20]. Dans cette section, le modèle orthogonal de base, et des variations sur ce modèle, sont décrits et discutés d'un point de vue qualitatif.

La caractéristique spécifique du modèle de système de joint orthogonal est l'hypothèse que des joints sont contenus dans deux ou trois ensembles mutuellement orthogonaux de joints parallèles. Dans ce cadre, une variété d'hypothèses peut être faite pour augmenter le domaine des applications pour lequel le modèle reste satisfaisant.

Le modèle de base des joints orthogonaux comme défini par Snow [19] se compose d'ensembles orthogonaux de joints illimités parallèles, avec un espacement constant  $S_j$  entre chaque ensemble de joints. Le modèle peut être décrit complètement par un paramètre : l'espacement moyen entre les joints dans chaque ensemble mesuré sur une normale à l'ensemble.

L'hypothèse de l'espacement constant peut être levée, et remplacée par exemple par une distribution d'espacement suivant un processus de Poisson. Dans ce cas, la localisation des joints peut encore être décrite par la distance entre les joints dans chaque ensemble, définie par un espacement  $S_j$ , et  $S_j$  qui devient une variable aléatoire. Pour un processus de Poisson de paramètre d'intensité  $\lambda$ , l'espacement entre les joints est exponentiel,

$$F_s(S_j) = \lambda e^{-\lambda S_j} \quad (1.14)$$

La moyenne et la variance de l'espacement sont,

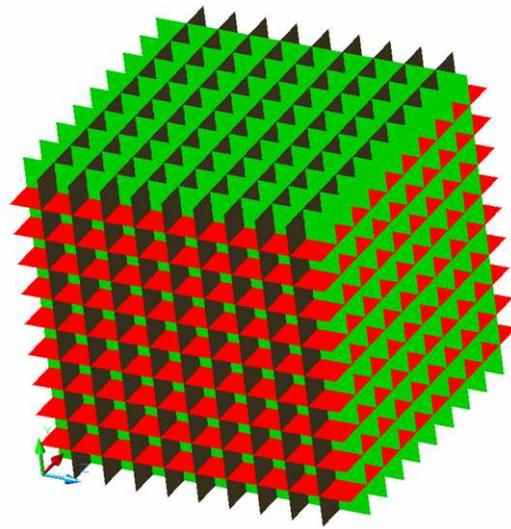


Figure 1.9 Le modèle orthogonal tridimensionnel.

$$\begin{aligned} E(S_j) &= 1/\lambda \\ V(S_j) &= 1/(\lambda^2) \end{aligned} \quad (1.15)$$

Si la position de joint est assimilée à un processus de Markov, l'espacement des joints  $S_j$  sera également distribué exponentiellement.

Le modèle des joints orthogonaux est le modèle le plus simple à évaluer analytiquement, et à modéliser numériquement, en raison de l'hypothèse des orientations déterministes des joints. En conséquence, le modèle orthogonal a été employé intensivement en hydrologie pour la prévision de la performance hydrologique des massifs rocheux fissurés. Pour des applications liées à la mécanique des roches où la représentation réaliste de l'orientation de joint est très importante, le modèle orthogonal a été d'une application beaucoup plus limitée.

#### 1.4.2. Le modèle de disques de Baecher

La caractéristique fondamentale du modèle de Baecher est l'hypothèse des formes circulaires ou elliptiques des joints (Figure 1.10 et Figure 1.11). Cette hypothèse produit des réseaux de joint plus complexes que ceux obtenus par le modèle orthogonal. Le nom utilisé pour le modèle est le résultat de l'introduction du modèle dans la littérature de la mécanique des roches par Baecher, Lanney et Einstein [22]. Le modèle a été employé en mécanique des roches par Einstein et al. [9], Warburton [3], Barton [23] et Cleary [24].

N'importe quelle combinaison de taille de joint, de position, et d'orientation est possible.

La taille des joints circulaires est définie complètement par un paramètre simple, le rayon de joint  $R_j$ . Le rayon de joint peut être défini de manière déterministe comme une constante pour tous les joints, ou de manière stochastique par une distribution des rayons  $F(R_j)$ . Puisque généralement des distributions de rayons de joint n'ont pas été mesurées in situ, le choix d'une forme de distribution est principalement une question de convenance.



Figure 1.10 Application du modèle de disques de Baecher. [21]

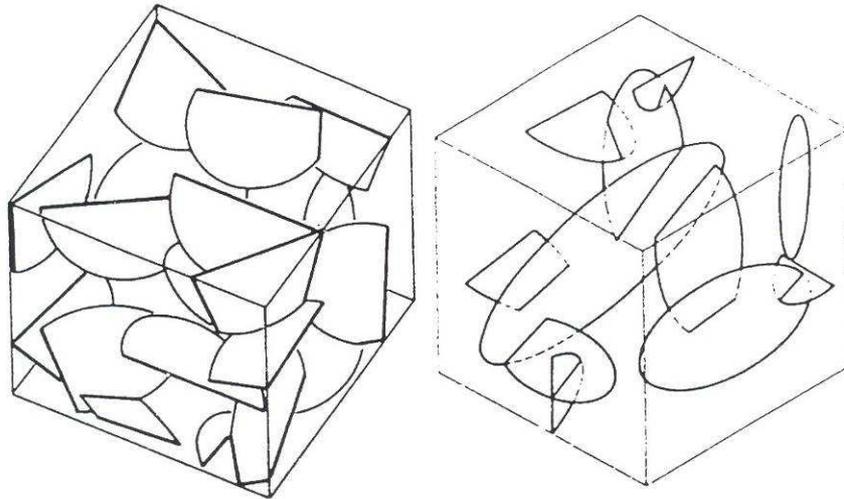


Figure 1.11 Le modèle de disques de Baecher. [25]

La taille des joints elliptiques est définie par deux paramètres, les longueurs de corde minimum  $C_{\min}$  et maximum  $C_{\max}$  pour des cordes passant par le centre du joint. La longueur d'une corde  $C_a$  passant par le centre, avec un angle d'orientation  $\alpha$  par rapport à la corde maximum est,

$$C_a = \left\{ (1 + \tan(\alpha)^2) / (1/C_{\max}^2 + \tan(\alpha)^2 / C_{\min}^2) \right\}^{0.5} \quad (1.16)$$

Ces paramètres peuvent également être définis par n'importe quelle forme de distribution, et peuvent être des variables aléatoires indépendantes ou corrélées. Des orientations de joint peuvent également être définies par n'importe quelle distribution d'orientation telle que la distribution de Fisher, ou par une orientation constante.

Le modèle de joint de Baecher est relativement difficile à évaluer en trois dimensions en raison de la complexité des intersections entre les disques dans trois dimensions et la complexité des blocs rocheux définis par ce modèle. Les intersections de joint dans le modèle de Baecher sont des lignes de segments constitués par l'intersection des disques circulaires ou elliptiques dans l'espace tridimensionnel. Ces intersections sont définies par la ligne de l'intersection entre les plans contenant les deux joints, et les deux points les plus centraux des quatre intersections entre les frontières des joints et la ligne d'intersection. Ces lignes d'intersection, ou fibres dans la terminologie stochastique de la géométrie, ont des distributions de localisation spatiale et d'orientation qui doivent être dérivées des distributions de localisation et d'orientation des joints.

Des blocs rocheux dans le modèle de Baecher ne sont pas des prismes rectangulaires réguliers, comme c'est le cas dans le modèle orthogonal, ou même en tant que polyèdres convexes comme dans les modèles de Veneziano, et de Dershowitz, par exemple, qui seront présentés, dans les sections suivantes. Au lieu de cela, des blocs sont seulement formés lorsque l'intensité de fracturation est suffisamment élevée pour avoir comme conséquence des intersections triples entre les joints plutôt que simplement doubles, et telles que des blocs rocheux peuvent être complètement définis et entourés par des joints.

Pour une intensité de fracturation plus faible, toute la matrice rocheuse est reliée par des ponts doublement concaves de roche intacte entre des joints se croisant ou adjacents. S'il peut être difficile de visualiser et de décrire analytiquement ce modèle de blocs rocheux, il présente néanmoins un ensemble de concepts réalistes pour modéliser des massifs rocheux ne contenant pas de blocs distincts.

La visualisation et l'analyse des modèles de Baecher est considérablement plus simple dans des cas bidimensionnels, et la plupart des réalisations utilisant les modèles de Baecher ont donc été bidimensionnelles [21,26].

### **1.4.3. Le modèle de Veneziano**

Priest et Hudson [27] ont été, à notre connaissance, parmi les premiers chercheurs à identifier la similitude entre la géométrie d'un système de joints rocheux observé sur le terrain, et les géométries obtenues par des plans et des lignes de distribution Poissonienne étudiées par des mathématiciens dans le domaine « de la géométrie stochastique ».

Priest et Hudson ont représenté des joints comme des plans de Poisson avec une distribution uniforme des orientations. Dans un plan bidimensionnel de trace, ce modèle produit une représentation du système des joints par des lignes de Poisson (Figure 1.12).

L'utilisation de plans de Poisson pour représenter des joints dans trois dimensions et de lignes de Poisson pour représenter des joints dans deux dimensions a un certain nombre d'avantages. L'avantage premier est que le modèle correspond bien aux systèmes observés de joints rocheux dans un certain nombre de contextes géologiques. Les avantages additionnels résultent de la disponibilité des solutions analytiques de la géométrie stochastique, particulièrement de ceux de Miles [28,29] et de Santalo [30,31]. Priest et Hudson ont utilisé leur modèle pour l'évaluation de la distribution des tailles de bloc rocheux (Hudson et Priest[32]), et pour l'interprétation des données statistiques issues de forages et de lignes de mesure de fracturation [33].

L'inconvénient majeur du modèle de joint de plan de Poisson est la dimension infinie des joints, qui rend le modèle peu adapté pour les échelles et les systèmes de joint dans lesquels des joints hiérarchisés (liés) sont nécessaires. Veneziano et al.[34] présentent une méthode pour l'adaptation du concept des joints de plan de Poisson aux joints liés. Dans l'approche de Veneziano, deux processus stochastiques consécutifs définissent la simulation d'un système de fracture :

(i) un réseau anisotrope des plans de Poisson dans l'espace,

Ces plans de joint sont situés dans l'espace grâce à une distribution uniforme, mais peuvent avoir n'importe quelle distribution désirée pour l'orientation. Après, une ligne gérée par un processus de Poisson sur chaque plan de joint divise des plans de joint en régions polygonales.

(ii) une répartition aléatoire de ces polygones de deuxième niveau est faite dans une région fracturée, et n'est pas faite dans les autres régions où la roche reste intacte.

Avec ce modèle, les formes de joint sont polygonales, et les tailles de joint sont définies par l'intensité du processus de ligne de Poisson. L'utilisation des plans de joint dans la génération des joints a comme conséquence une tendance vers la fissuration coplanaire. Dans une coupe bidimensionnelle de trace, le modèle de Veneziano ressemble au modèle de Baecher, sauf que des joints sont représentés par des segments linaires coplanaires ou fibres plutôt que par des fibres indépendantes. En outre, Veneziano[35] a démontré que son modèle conduit à une distribution exponentielle des longueurs de trace de joint, qui diffère de la distribution log-normale trouvée avec le modèle de Baecher.

Afin de comprendre le modèle de Veneziano, on doit considérer la base et les conséquences logiques de chacun des deux processus exigés pour produire le modèle. Le premier processus des plans de Poisson a défini les plans de joint qui seront plus fissurés que d'autres plans, puisque chaque plan de joint contient beaucoup de joints coplanaires. Ce processus peut être compris d'un point de vue mécaniste comme rendant compte de plans de faiblesse dans la roche, comme cela serait le cas en présence de stratification, à grande échelle, ou en présence d'une fabrique particulière en roche cristalline, dans laquelle les facettes de cristaux ont des orientations privilégiées.

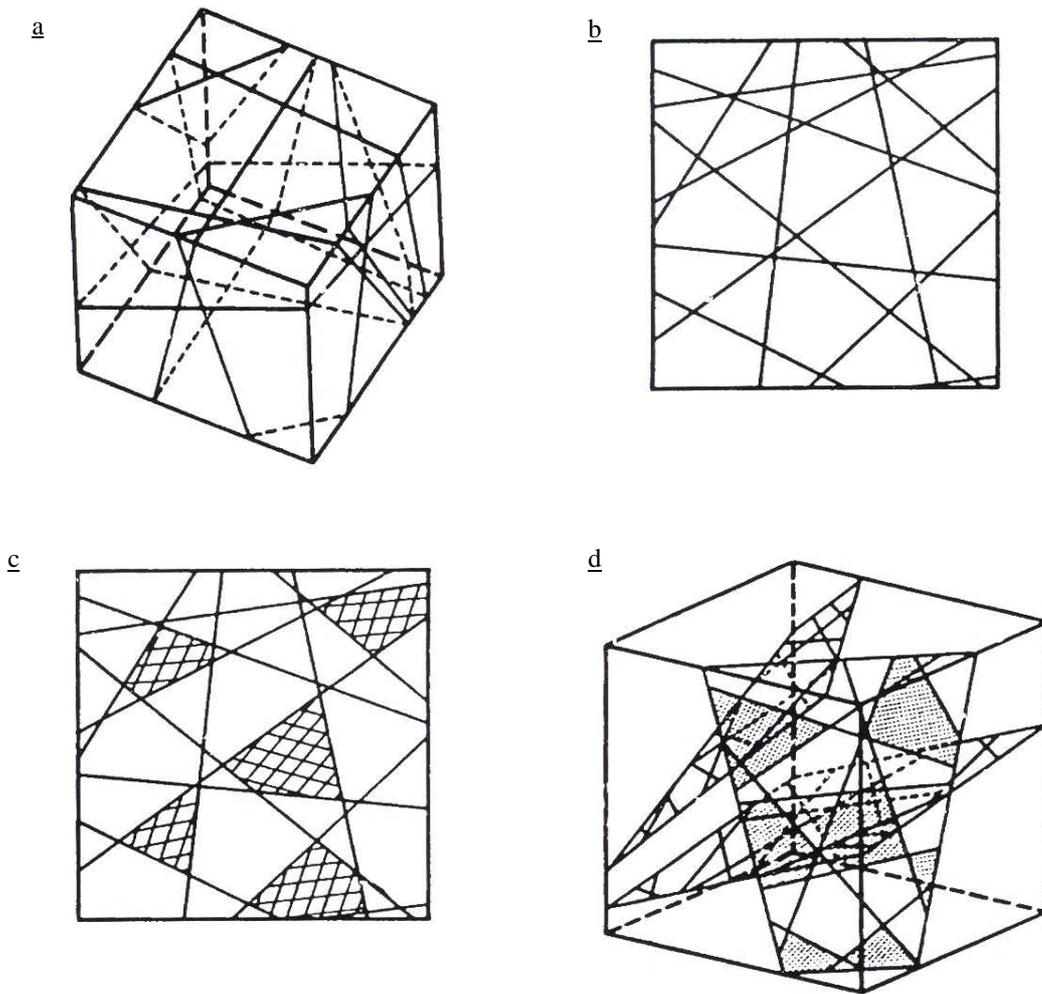


Figure 1.12 Le modèle de Veneziano: (a) le processus primaire: réseau des plans de Poisson dans l'espace 3D; (b) et (c) le processus secondaire: un processus de ligne 2D Poisson et le marquage des polygones des fractures; (D) le modèle en trois dimensions. [25]

Le deuxième processus du marquage des joints ouverts et de la roche intacte parmi les polygones définis sur des plans de joint peut être expliqué comme résultat des différences locales dans la résistance mécanique de la roche le long des plans de joint. Ce processus de marquage suppose implicitement qu'il n'y a pas tendance ou d'auto-corrélation dans la résistance mécanique de la roche le long des plans de joint. Cette hypothèse peut être discutée dans les contextes géologiques pour lesquels il a été mis en évidence que la résistance de la roche avait une structuration spatiale, mais elle peut être acceptable dans beaucoup d'autres cas.

En ce qui concerne la formation des blocs rocheux, en trois dimensions, la définition des joints sur chaque plan par les processus de ligne Poisson indépendants a pour résultat l'obtention d'intersections de joint et la définition de blocs qui sont bien plus complexes que

ceux issus du modèle de Baecher. Des intersections entre les joints sont définies par le segment linéaire de l'intersection entre deux polygones dans l'espace, qui est plus difficile à calculer que l'intersection entre des disques dans l'espace.

#### 1.4.4. Le modèle de Dershowitz

Dershowitz [36] a modifié le modèle proposé par Veneziano pour le système de fracturation en milieux rocheux, sous forme de plans et lignes de Poisson. La génération des fractures avec le modèle de Dershowitz suit deux processus stochastiques consécutifs. Le processus primaire, identique au processus primaire du modèle de Veneziano, est « la définition des plans de joint par un processus de plans Poissonniens distribués uniformément et par l'orientation suivant une distribution fixée » (Dershowitz et Einstein, [25]). Les lignes de l'intersection entre ces plans définissent un réseau des lignes sur chaque plan (qui est Poissonnien selon Veneziano [34]) qui divise le plan en polygones convexes. Le processus secondaire revient à effectuer un marquage d'une partie restante des polygones sur chaque plan comme fracturée, et le reste comme roche intacte. Comme pour le modèle de Veneziano, la probabilité du repérage en tant que région fracturée est égale pour tous les polygones. La Figure 1.13 illustre la génération d'un système de fracture de massif rocheux avec le modèle de Dershowitz.

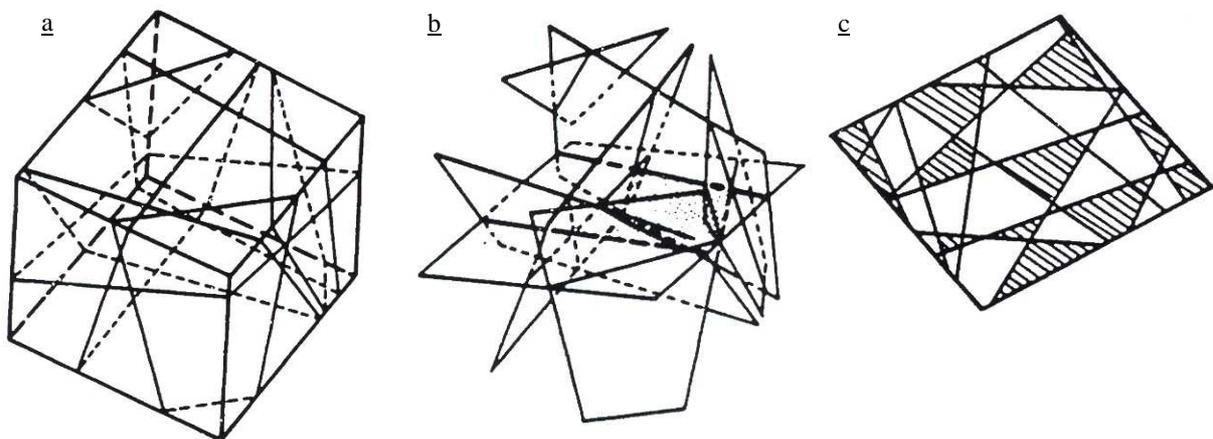


Figure 1.13 Le modèle de Dershowitz: (a) et (b) le processus primaire : le processus de plans Poissonniens 3D et ligne Poissonnienne formée par les intersections ; (c) le processus secondaire : le marquage des fractures polygonales. [25]

L'utilisation du procédé d'intersection des plans de joints pour créer des joints fournit au modèle de Dershowitz beaucoup de propriétés attractives, mais conduit également à beaucoup de difficultés. Les intersections de joint sont simples à déterminer et à représenter, parce qu'elles correspondent exactement aux arêtes de joints. De même, il est relativement facile de

comprendre le processus menant à l'interruption de la fracturation: on suppose que des joints se terminent aux intersections des plans de joints.

Les blocs rocheux définis par les joints du modèle de Dershowitz sont ainsi des agrégats des polyèdres définis par des plans de joint. À la différence du modèle de Veneziano, toutefois, les joints correspondent directement aux facettes de ces polyèdres. En conséquence, les facettes de polyèdre sont complètement intactes ou fracturées, et des polyèdres sont seulement reliés sur les facettes complètes. Ceci a comme conséquence des formes plus simples de blocs rocheux que dans le modèle de Veneziano, où les facettes de polyèdre ne coïncident pas avec des joints.

Les difficultés avec le modèle de Dershowitz résultent de la dépendance de la définition des arrêtes de joint aux intersections de plans de joint. Les tailles de polygones de joint sont contrôlées par l'intensité des processus d'intersection de plans de joint. À mesure que l'intensité du processus de plan augmente, le nombre de lignes d'intersection sur chaque plan augmente, et donc la taille des polygones définis par les lignes diminue. Si les joints définissent un pourcentage constant de chaque plan, l'augmentation de l'intensité du processus de plans a comme conséquence un plus grand nombre de plus petits polygones. Là où les orientations de plan de joint sont fortement dispersées, ou où il y a trois ensembles de joints orthogonaux, le processus de ligne de joint sur chaque plan de joint est bien défini, et il n'est pas difficile de marquer le processus des polygones. Cependant, pour un ensemble réduit de joints de fracturation semi-parallèles, les plans des joints n'ont pas une intensité d'intersection élevée, et, par conséquent, les polygones définis par les intersections de joint peuvent être plus grands que l'échelle du problème. Il peut alors être difficile de modéliser les joints délimités par des intersections avec d'autres joints, à l'intérieur même du modèle.

#### **1.4.5. Le modèle de mosaïque**

Le modèle de mosaïque (Mosaic tessellation model) est défini en deux dimensions par Ambartcumjan [37] comme processus « de la subdivision aléatoire du plan en polygones convexes sans chevauchement ». Cette définition peut être généralisée à trois dimensions en tant que subdivision de l'espace en régions convexes sans chevauchement par n'importe quel processus stochastique. Dans le modèle de mosaïque de joint rocheux, les facettes de ces polyèdres définissent des joints, et les polyèdres sont des blocs délimités par des joints.

Bien que la définition classique du modèle de mosaïque exige que les régions définies doivent être convexes, et que le processus de la division de l'espace soit stochastique, le terme

de modèle de mosaïque sera employé de manière impropre pour n'importe quel processus de division de l'espace en régions sans-chevauchement, que le processus de division soit stochastique ou pas. Avec cette définition, les modèles orthogonaux, de Veneziano, et de Dershowitz peuvent tous être considérés comme des cas particuliers du modèle de mosaïque dans lesquels l'espace est divisé par un processus de plans de joints.

L'espace peut également être divisé par des grilles régulières ou stochastiques, en régions constituées de polyèdres. Cette forme de mosaïque désignée sous le nom «de la mosaïque de bloc», puisque la mosaïque est basée sur la définition des blocs contenant l'espace plutôt que sur la définition des joints qui par ailleurs divisent l'espace en blocs.

Une variété des modèles de mosaïque a été caractérisée dans la littérature de la géométrie stochastique [25,38]. La Figure 1.14 illustre une variété de mosaïques déterministes et stochastiques en deux et trois dimensions. Les mosaïques bidimensionnelles régulières incluent le quadrilatère, l'hexagone, et les grilles triangulaires. Ces mosaïques bidimensionnelles représentent des sections par des mosaïques tridimensionnelles des prismes et des pyramides rectangulaires et orthogonaux.

Le modèle de mosaïque, et spécifiquement la mosaïque de bloc, représentent une classe des modèles de systèmes de joints rocheux qui n'a pas été utilisée précédemment en mécanique des roches. Les modèles de mosaïque font figurer les joints polygonaux, avec des arrêtes aux bords des blocs de roche, et les intersections systématiques de joint aux intersections de joint. Ces deux dispositifs rendent le modèle de mosaïque semblable au modèle de Dershowitz. Cependant, à la différence du modèle de Dershowitz, le modèle de mosaïque offre des possibilités pour la modélisation des joints qui ne sont pas coplanaires. Ceci fournit un nouveau niveau de flexibilité dans la modélisation des systèmes de joints.

Une autre caractéristique intéressante du modèle de bloc en mosaïque est la génération des blocs rocheux d'abord, suivie de celle des joints rocheux dérivés des facettes des blocs. Cette caractéristique du processus utilisé différencie nettement ce modèle de ceux qui ont été présentés précédemment. Puisque des joints sont modélisés seulement indirectement, les tailles, les formes, les positions, et les orientations de joints sont également modélisées indirectement. En conséquence, les spécifications des propriétés de ces distributions doivent être données indirectement, et de façon intégrée à la définition du processus de formation des blocs.

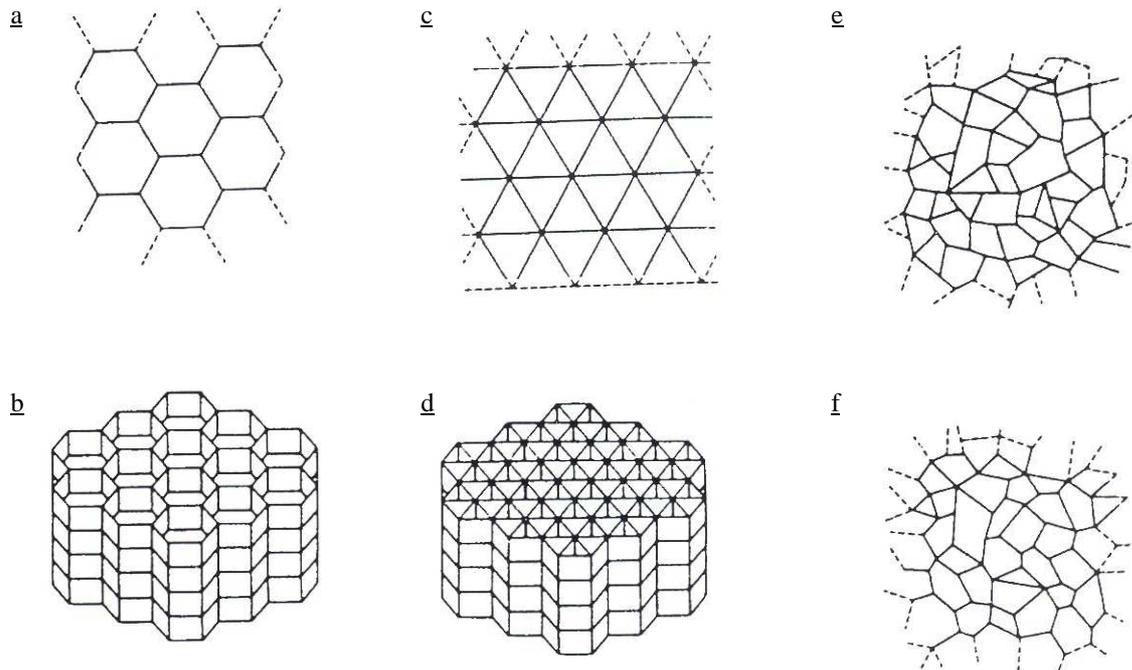


Figure 1.14 Le modèle de Mosaïque en deux et trois dimensions ; (a) et (b) les modèles 2D et 3D déterministes de forme hexagonale ; (c) et (d) les modèles déterministes de forme triangulaire ; (e) et (f) les modèles 2D stochastiques.[25]

#### 1.4.6. Modèle géostatistique de parent-fille

Le modèle de parent-fille est très semblable au modèle de disque de Baecher décrit dans la section 11.4.2). Le modèle conceptuel représente des joints en tant que disques minces aléatoirement situés dans l'espace tridimensionnel [39,40].

Les paramètres du modèle tridimensionnel sont inférés à partir des statistiques des données bidimensionnelles de terrain. Par une procédure d'essai et erreur, on peut obtenir une meilleure concordance des statistiques obtenues sur le champ des fractures simulées numériquement avec les statistiques du champ de fractures mesurées. Deux types de paramètres du modèle doivent être inférés à partir des données disponibles de terrain: en premier lieu les différentes caractéristiques des fractures, et en second lieu, les procédés de positionnement pour l'emplacement des centres de fracture. L'inférence détaillée pour les paramètres du modèle afin d'ajuster les statistiques observées du système de fracture dans la mine de Fanay-Augères en France peut être trouvée dans Billaux et al. [40].

Le modèle conceptuel représente la fracture en tant que disques circulaires dans l'espace. La taille est définie par le diamètre de disque. On suppose que la distribution des diamètres de disque est log-normale. A partir de l'hypothèse d'une distribution log-normale des diamètres

de disques, une distribution de l'intersection des disques avec un plan est dérivée et adaptée à la distribution observée des traces de fracture dans l'affleurement. On suppose que l'orientation des fractures appartenant à un ensemble particulier de fractures est uniformément aléatoire dans l'espace.

Après avoir défini les différentes propriétés des fractures, leur emplacement dans l'espace est défini par un processus de mise en position pour les centres des disques aléatoirement produits. L'approche géostatistique est utilisée afin de choisir un processus de positionnement dans l'espace pour localiser des centres de fracture en examinant des semi-variogrammes de densité de traces des processus ponctuels en 3-D projetés sur le plan en 2-D. Le semi-variogramme  $\gamma(\bar{x}, \bar{y})$  est défini comme:

$$\gamma(\bar{x}, \bar{y}) = \frac{1}{2} E \left[ (N(B_{\bar{x}}) - N(B_{\bar{y}}))^2 \right] \quad (1.17)$$

où  $\bar{x}$  représente un point dans l'espace bidimensionnel,  $\mathbb{R}^2$ ,  $B_{\bar{x}}$  est un petit sous-ensemble de  $\mathbb{R}^2$ , centré au point  $\bar{x}$ , et  $N$  représente un processus de mise en position qui est une projection 2-D d'un processus 3-D. Les processus de mise en position qui seront considérés sont stationnaires du second ordre, c'est-à-dire que ces processus,  $\gamma(\bar{x}, \bar{y})$  soit seulement une fonction de la différence  $\bar{x} - \bar{y}$  (pour l'explication des semi-variogrammes et d'autres méthodes géostatistiques voir, l'annexe B).

Les processus de mise en position suivants peuvent être employés dans le modèle conceptuel développé par Billiaux et al. [40] pour l'emplacement des centres de fractures dans l'espace 3D:

Le processus de Poisson : la projection en 2D d'un processus de Poisson en 3D est également un processus de positionnement de Poisson. Si  $N$  est un point de Poisson en 2D avec l'intensité  $\lambda$ , alors  $N(B)$  est une variable de Poisson avec le taux  $\lambda A$  où  $A = \text{aire}(B)$ . La moyenne et la variance d'une variable de Poisson sont égales, c'est-à-dire  $E[N(B_{\bar{x}})] = \text{var}[N(B_{\bar{x}})]$ . Pour un processus de Poisson,  $N(B_1)$  et  $N(B_2)$  sont les variables aléatoires indépendantes quand  $B_1$  et  $B_2$  sont disjoints.

Le processus régionalisé de Poisson : c'est un processus de Poisson dans lequel la densité est également une variable aléatoire dans l'espace. Le processus s'appelle également le processus doublement stochastique de Poisson. Localement, quand cette densité aléatoire a une variance faible, la variance de  $N(B_{\bar{x}})$  est approximativement égale à sa moyenne comme dans le processus pur de Poisson.

Le processus de parent-fille : la génération des centres de fracture avec ce processus de point commence avec un processus de Poisson pour les parents ou les graines. Alors un nuage des points (filles) est placé autour de chacun des parents. Le nombre de filles dans chaque nuage est une variable aléatoire de Poisson. Chaque point est placé par rapport à la graine selon une distribution définie de probabilité, indépendamment de tous les autres points. Dans le processus de point de parent-fille la variance de  $N(B_{\bar{x}})$  est plus grande que sa moyenne.

Le processus régionalisé de parent-fille : les parents sont produits avec un processus (doublement stochastique) régionalisé de Poisson. Pour ce processus, localement, la variance de  $N(B_{\bar{x}})$  est plus grande que sa moyenne [40].

La Figure 1.15 montre des exemples des systèmes de fracture rocheuses simulées avec le modèle de parent-fille développé par Billiaux et al.(1989) [40]. Les systèmes de fractures sont montrés pour deux sections S1 et S2 de la mine de Fanay-Augères en France.

Le choix du procédé ponctuel pour la génération des centres de fractures est basé sur les semi-variogrammes de densité de traces dérivées des données. Les semivariogrammes pour cinq ensembles de fracture pour la section S<sub>1</sub> sont illustrés dans la Figure 1.16. Pour les deux systèmes de fractures dans la mine de Fanay-Augères, le modèle régionalisé de parent-fille a été choisi pour déterminer l'emplacement des centres de fractures engendrées.

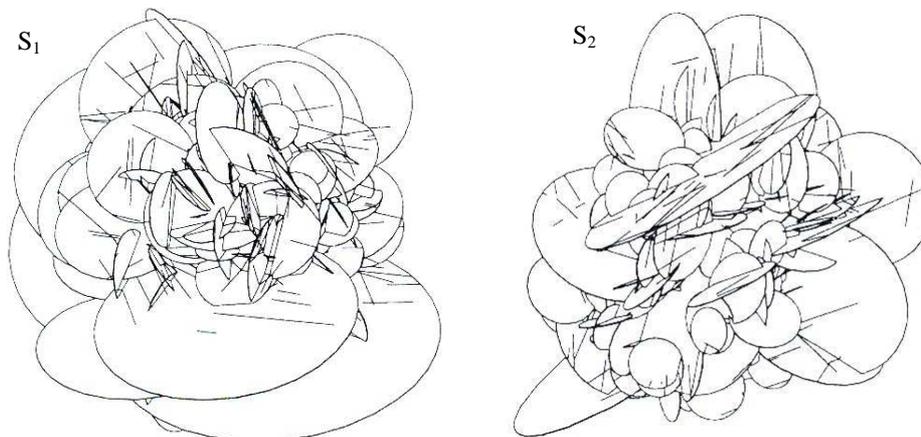


Figure 1.15 Génération des systèmes de fractures en massif rocheux avec le modèle parent-fille [40].

La caractéristique la plus attractive du modèle de parent-fille est qu'il est capable de modéliser des groupes ou des essaims de fractures. En outre, le modèle est relativement simple. L'hypothèse de formes circulaires des fractures simplifie considérablement les calculs. Le modèle peut être appliqué avec succès pour la simulation des systèmes de fractures dans la masse homogène de roche. Comme précédemment indiqué, le modèle a été appliqué

par Billiaux et al. (1989) [40] pour étudier des écoulements à travers les systèmes de fractures rocheuses dans la mine de Fanay-Augères en France.

Ce modèle a plusieurs insuffisances. D'abord, l'hypothèse de la forme circulaire des fractures est une simplification exagérée, car on l'a déjà précisé, les fractures in situ sont habituellement polygonales du fait de l'arrêt de fractures sur d'autres plans de fractures, ou des discontinuités géologiques planes. En outre, très souvent elles sont anisotropes du fait de la variation directionnelle du champ de contraintes et à cause de propriétés anisotropes de la roche constituant la matrice. En second lieu, le procédé d'inférence est inachevé. Beaucoup de choix différents de paramètres du modèle 3D peuvent donner les statistiques 2D similaires, c'est-à-dire qu'une solution unique de paramètres ne peut pas être obtenue à partir des données de terrain en utilisant le procédé existant d'inférence (Billiaux et al. 1989) [40]. Troisièmement, bien que le modèle produise des fractures groupées en ensembles de fractures, des relations spatiales entre les différents ensembles n'ont pas été établies. Dans la nature, cependant, il est fréquent que les nouveaux ensembles de fracture se forment de façon dépendante des fractures préexistantes.

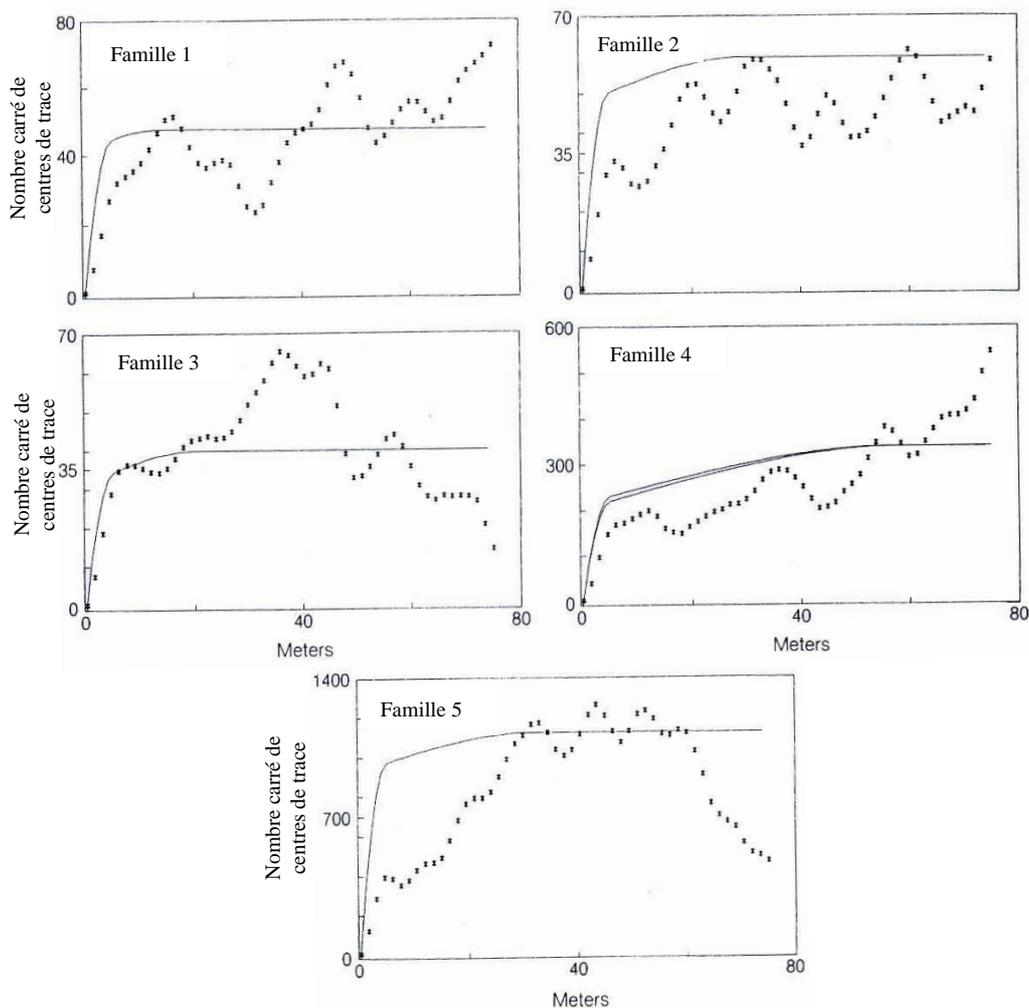


Figure 1.16 Semi-variogrammes de la densité de traces, les données et l'ajustement par des variogrammes théoriques, pour cinq ensembles de fracture dans la section S1 de la mine de Fanay-Augères en France [40].

Un grand avantage du modèle est l'utilisation des méthodes géostatistiques pour l'inférence des paramètres des modèles à partir des données de terrain. L'application du modèle de parent-fille démontre comment la géostatistique peut être un puissant outil dans la modélisation des systèmes de fractures dans un massif rocheux.

### 1.5. Les modèles de joints développés

Comme exposé dans la section précédente, en fonction de l'application recherchée, et à partir de l'analyse de données sur des mesures in situ, différentes méthodes de génération de systèmes de joints ont été élaborées et présentées dans la littérature scientifique. Chacune de ces méthodes, a ses avantages et ses inconvénients, selon son champ d'application. On présente maintenant les méthodes développées dans le cadre de notre étude pour engendrer un

milieu rocheux fracturé en utilisant les paramètres statistiques obtenus à partir des données mesurées sur le terrain. Il convient de mentionner que tous les modèles engendrés dans cette étude sont développés par des codes en Visual basic dans l'environnement du logiciel Auto CAD, et pour les analyses statistiques et géostatistiques, on a utilisé une programmation en langage R.

Le premier modèle présenté suppose pour le plan de joint, une géométrie simple, en forme de disque, ayant une orientation aléatoire, et dont la taille suit une distribution statistique donnée, exponentielle ou log-normale. Ensuite, on expose une méthode particulière développée pour engendrer un modèle massif rocheux fracturé qui considère les joints comme des polygones irréguliers produits par intersections des plans de joints et respectant les orientations observées sur une représentation stéréographique classique en géologie structurale, à partir de relevés in situ.

### **1.5.1. Les modèles de joint en forme de disque**

Dans cette méthode, on représente les joints comme des disques, comme dans les modèles de Baecher et « parent-fille ». Les joints sont ainsi représentés par des disques en trois dimensions et par des lignes en deux dimensions. Ces lignes sont l'intersection du réseau des fractures en forme de disques avec le plan de l'affleurement. Dans cette partie, on expliquera les modèles développés en trois phases, en fonction des hypothèses concernant la modalité de prise en compte de l'orientation et de la distribution spatiale des joints. Les joints peuvent avoir leurs orientations données ou attribuées aléatoirement. En ce qui concerne le positionnement des joints dans l'espace, nous pouvons prendre comme hypothèse un processus de Poisson ou une simulation géostatistique basée sur le paramètre de la densité des joints.

Un autre élément nécessaire dans ces modèles est la taille de joint pour laquelle on applique une loi de la distribution statistique, ici la distribution exponentielle ou log-normale. En considérant les données mesurées sur terrain, on peut utiliser d'autres lois de distribution pour ce paramètre. On a également la possibilité de simuler des ensembles de disques de rayon constant.

#### **a. Les joints distribués uniformément dans l'espace**

Les résultats d'une simulation en deux dimensions pour 1000 joints linéaires sont représentés sur la Figure 1.17. Ce modèle a été engendré à partir des paramètres d'entrée

comprenant les valeurs minimum et maximum du rayon des joints, ainsi que la valeur moyenne de la distribution. La distribution statistique utilisée dans ce modèle pour la taille est une distribution exponentielle bornée entre 0.1 m et 6 m ayant une taille moyenne de 1m. Les joints sont répartis dans l'affleurement par un processus Poissonien qui prend comme éléments d'entrée la frontières du modèle, ici un carré de dimensions 10m10m. Chaque joint se place de manière aléatoire et indépendamment des autres joints. L'histogramme des tailles de joints obtenus à partir du modèle engendré est illustré dans la Figure 1.17 b. Cet histogramme est caractéristique d'une distribution tout-à-fait proche d'une distribution exponentielle.

Les orientations des joints sont obtenues par une fonction aléatoire uniforme entre 0 et  $\pi$ . La Figure 1.17 c montre le diagramme polaire produit à partir des orientations des segments du modèle présenté dans la Figure 1.17 a. Comme on peut le voir dans ce diagramme, on a une distribution des orientations à-peu-près uniforme, sans direction privilégiée.

Pour le réseau des fractures en 3-D, nous avons utilisé les joints en forme de disque, avec une orientation aléatoire et une distribution des rayons des disques respectant une loi exponentielle délimitée par les valeurs minimum et maximum. Ces valeurs de la délimitation peuvent être déterminées par les valeurs mesurées sur le terrain et entrées dans le code par l'utilisateur. Par exemple, les résultats illustrés en Figure 1.18 sont obtenus pour les valeurs de 0.1m et 6m respectivement pour les tailles minimum et maximum, et une valeur moyenne de 1m. Le réseau des joints est montré sur la Figure 1.18a, dans ce modèle on a seulement 100 joints pour faciliter la distinction des formes de joints. Ce code est capable de gérer un réseau de joints sans limitation pratique du nombre des joints, autre que celle induite par le codage numérique usuel des nombres. L'histogramme de la distribution des rayons des disques est illustré dans la Figure 1.18 b. Même avec un nombre réduit de joints dans ce modèle, on voit bien que la distribution des rayons des disques suit une distribution exponentielle. Pour l'emplacement des joints en forme disque, nous avons pris en compte seulement le centre de chaque disque (germe de joint), et on a réparti ces germes uniformément par un processus Poissonien dans un espace 3D, enveloppé par un cube défini par l'utilisateur. Par exemple, dans ce modèle, on a distribué 100 joints dans un cube de 10m×10m×10m.

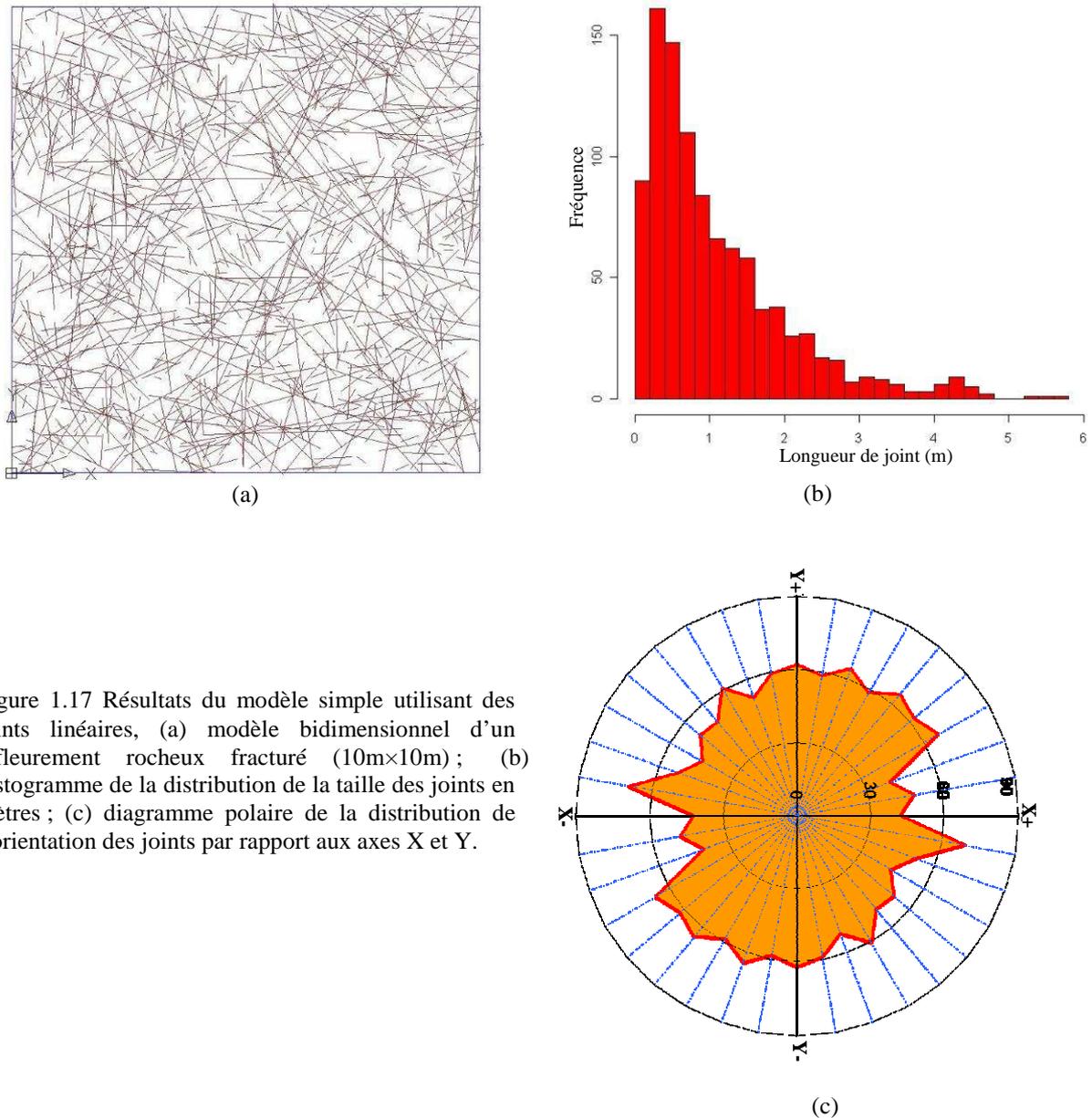


Figure 1.17 Résultats du modèle simple utilisant des joints linéaires, (a) modèle bidimensionnel d'un affleurement rocheux fracturé (10m×10m); (b) histogramme de la distribution de la taille des joints en mètres; (c) diagramme polaire de la distribution de l'orientation des joints par rapport aux axes X et Y.

### b. Les joints engendrés selon le variogramme de la densité

Ce qu'on a exposé dans le dernier modèle est très simplifié par rapport à ce qui est le cas sur le terrain. En général, les joints ne sont pas distribués uniformément dans les massifs rocheux. On distingue, bien souvent, des zones fortement fracturées et des zones moins fracturées. En d'autres termes, les joints sont souvent liés aux phénomènes physiques qui leur ont donné naissance, c'est-à-dire aux déformations tectoniques du massif. Ces phénomènes physiques peuvent fortement contraindre la distribution des joints par rapport à leur orientation et aussi leur emplacement au sein des massifs rocheux.

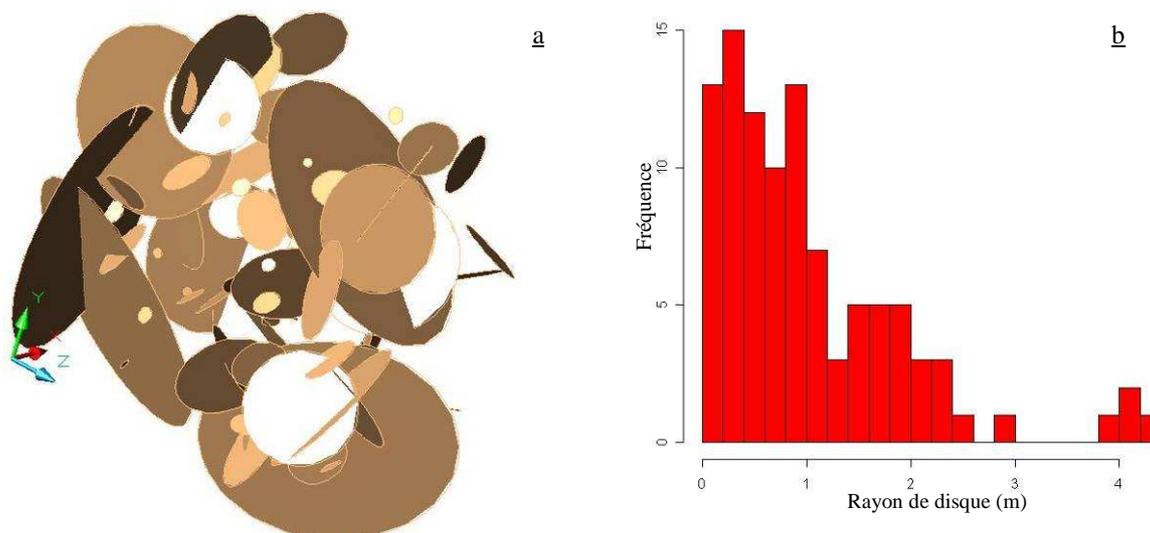


Figure 1.18 Modèle 3-D (a) réseau de joints en forme de disque avec une orientation aléatoire (b) histogramme de la distribution des rayons de disques.

Pour améliorer notre modèle de massif rocheux fracturé, dans première temps, on a recours aux outils géostatistiques afin d'intégrer au mieux la distribution spatiale des joints dans le modèle (pour plus de détails sur la méthode géostatistique et ses applications dans l'analyse des données de fracturation, voir annexe B). Pour cela, on s'est intéressé à la variable de la densité des joints qui peut être une indicatrice efficace et utile de la distribution spatiale de ces derniers. Nous considérerons, ici pour l'analyse géostatistique, la densité de germes (point milieu de joints linaires et centre de joints en forme de disque) comme une variable régionalisée.

Les techniques de simulation visent à construire des images réalistes de la variable régionalisée, respectant ses propriétés statistiques (histogramme, variogramme, etc.) et restituant les mesures effectuées aux points d'échantillonnage. Leur mise en œuvre fait appel à l'interprétation de la variable régionalisée en tant que réalisation d'une fonction aléatoire, et consiste à construire d'autres réalisations de cette même fonction aléatoire. De telles réalisations constituent des scénarios plausibles et équiprobables et permettent de mesurer l'incertitude portant sur les valeurs inconnues de la variable régionalisée.

En fait, pour faire une analyse géostatistique avec la variable régionalisée de la densité des joints, sur une station de mesure qui représente une surface, on imagine une maille de taille constante, et ensuite on compte le nombre de centres de joints observés dans chaque maille. En utilisant cette variable on peut calculer le variogramme de la densité des joints à partir d'un support donné. A l'aide de ce variogramme, la distribution spatiale des joints peut être

contrôlée dans le modèle. En effet, on utilisera le variogramme calculé à partir des valeurs de la densité des joints mesurés sur terrain à partir d'une loi de distribution (par exemple la loi gaussienne) afin d'obtenir une réalisation de la fonction de la densité des joints. Pour mieux comprendre les processus appliqués dans ces trois phases, les démarches nécessaires seront expliquées dans le cadre d'exemples académiques.

Les résultats obtenus pour un modèle 2D sont présentés dans la Figure 1.19. Dans cette figure, après avoir calculé le variogramme de la densité des données mesurées, on l'a utilisé pour obtenir une réalisation de la fonction aléatoire de la densité de fracture à l'aide de la loi de distribution gaussienne. Cette simulation nous permet de calculer le nombre des germes de joints par support de taille donnée. La Figure 1.19a montre le variogramme omnidirectionnel du nombre des joints engendré par une simulation géostatistique sur un support de  $1 \text{ m}^2$ . La distribution de nombre des joints pour un affleurement rocheux de  $10\text{m} \times 10\text{m}$  est illustrée sur la Figure 1.19b. Cette carte de la distribution des joints, va ensuite être utilisée comme un paramètre d'entrée pour le code développé sur Auto CAD pour gérer la répartition des joints sur l'affleurement en question. Pour engendrer un modèle stochastique, en plus du nombre des joints fourni par la simulation géostatistique, on aura besoin de définir les paramètres nécessaires concernant la taille des joints tels que le type de sa distribution (ici la loi exponentielle) et les valeurs minimum et maximum (0,1 et 6 m respectivement) ainsi que la taille moyenne des joints qui est considérée dans ce modèle (ici égale à 1m). La réalisation du modèle est illustrée dans la Figure 1.19c. Comme on peut le voir sur cette figure, le réseau des joints obtenus par simulation, présente un variogramme expérimental cohérent avec celui utilisé pour la simulation géostatistique (variogramme sphérique dans notre cas).

Pour construire le modèle en 3-D, on procède de façon analogue à celle utilisée pour engendrer le modèle de massif rocheux fracturé en 2-D. Cette fois, on considère qu'on dispose du variogramme isotrope de la densité des joints en 3D. Dans le cas d'une anisotropie géométrique, un changement adéquat du système de coordonnées ne poserait pas de problème de fond. Dans le cas isotrope, qui est le seul que nous avons utilisé, le variogramme nous donnera la possibilité d'effectuer une simulation géostatistique afin d'estimer le nombre des joints par cellule. Les résultats de cette simulation vont être ensuite employés pour produire, en 3-D, les joints en forme de disques.

La Figure 1.20 montre les résultats obtenus pour un modèle en 3-D engendré à l'aide d'une simulation géostatistique. Ce modèle comporte 3344 joints en forme de disque répartis dans un cube de  $10\text{m} \times 10\text{m} \times 10\text{m}$ , de façon contrainte par le variogramme (Figure 1.20a).

Autrement dit, la distribution spatiale des joints est gérée par la simulation effectuée en 3-D. Comme précédemment, dans ce modèle on a engendré les disques avec une orientation aléatoirement attribuée par une loi uniforme, ce qui nous donne une répartition à peu près homogène des pôles des disques sur la projection hémisphérique, comme illustré sur la Figure 1.20d. En ce qui concerne la distribution de la taille des rayons de disques, on a appliqué une loi exponentielle délimitée par les valeurs 0.1 m et 3 m et une taille moyenne de 0,92 m. L'histogramme de cette distribution est présenté dans la Figure 1.20e.

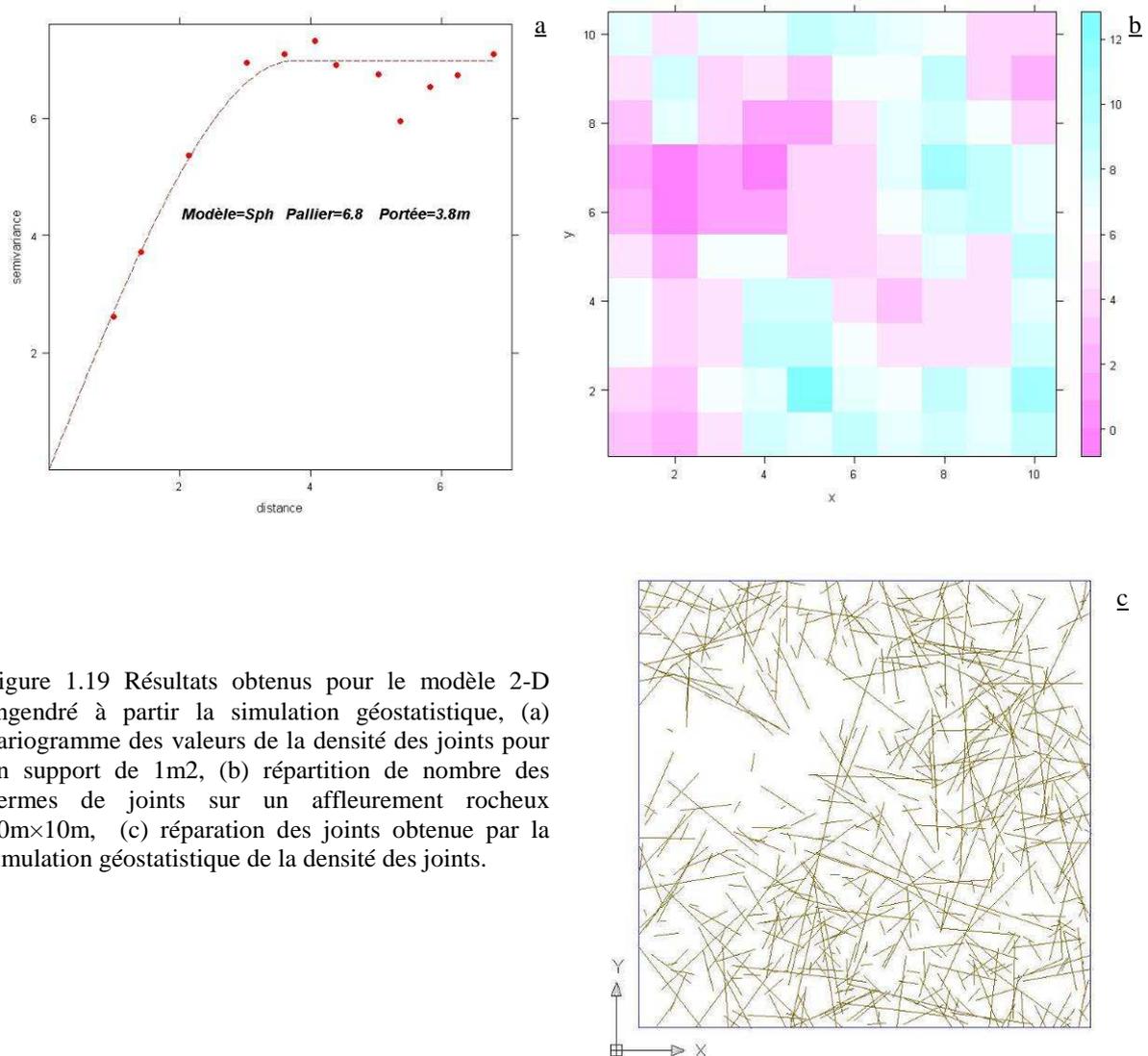


Figure 1.19 Résultats obtenus pour le modèle 2-D engendré à partir la simulation géostatistique, (a) variogramme des valeurs de la densité des joints pour un support de 1m<sup>2</sup>, (b) répartition de nombre des germes de joints sur un affleurement rocheux 10m×10m, (c) répartition des joints obtenue par la simulation géostatistique de la densité des joints.

### c. Les joints engendrés en considérant les familles principales

Comme on l'a vu dans tous les modèles présentés dans cette section, les orientations des plans de joints sont considérées aléatoirement réparties dans l'espace, alors qu'on sait bien que ce n'est pas souvent le cas des massifs rocheux naturels. Les orientations des fractures

sont assez variables, mais ne sont pas distribuées de façon complètement aléatoire. On observe généralement un regroupement autour de quelques pôles. Il faut en tenir compte pour l'analyse de la fracturation, et ne pas traiter toutes les discontinuités comme une seule population très hétérogène ; au contraire on subdivise les fractures en sous-populations centrées sur ces pôles.

Pour visualiser l'orientation des plans des fractures, une représentation commode et couramment utilisée en géologie structurale est la projection stéréographique des pôles des fractures (c'est-à-dire de la normale au plan de la fracture). Des explications complètes sur la méthode du traitement et du regroupement des pôles des fractures sont présentées en annexe A.

On peut donc créer les modèles plus réalistes en intégrant les orientations obtenues par le regroupement des pôles dans la procédure de génération des réseaux de joints. Pour mieux expliquer cette procédure, on a essayé d'engendrer un modèle 2D avec les paramètres d'orientation et statistiques relatifs aux tailles des joints, famille par famille, fournis dans le Tableau 1-1. Dans ce modèle, on a un affleurement avec une dimension de 10m×10m, fracturé par trois familles de joints. Pour la variable «densité des joints », chaque famille a son propre comportement structural qui peut être analysé à partir du calcul du variogramme.

Tableau 1-1 Les paramètres utilisés pour engendrer un modèle stochastique 2-D ayant trois familles de joints, (le pendage est ici l'angle entre l'axe des X pris dans le sens positif et la direction des joints sur l'affleurement)

Nom de Famille	Pendage (°)	Tolérance de Pendage (°)	Ta ille Minimum (m)	Taille Moyenne (m)	Taille Maximum (m)
Famille 1	35	15	0.1	1	6
Famille 2	60	10	0.1	0.5	3
Famille 3	110	20	0.1	0.7	4

Le variogramme des valeurs simulées de la densité des joints pour la première famille est présenté sur la Figure 1.21a qui montre un variogramme ajusté avec une modèle sphérique. Les simulations sont effectuées à partir des variogrammes des valeurs mesurées pour les trois familles. Ensuite, à partir des données des simulations, le nombre des joints pour un support de 1m<sup>2</sup> est utilisé afin d'engendrer le modèle d'un affleurement rocheux fracturé. Les résultats obtenus sous forme de cartes pour la répartition du nombre des joints par cellule sont illustrés pour les deux familles 1 et 3 respectivement sur les Figure 1.21(b) et (c). L'ensemble de ces données nous permet de construire d'un modèle stochastique du réseau des joints qui prend en compte, en plus de la structure spatiale des joints famille par famille, l'orientation des familles principales observées obtenues par le regroupement. La Figure 1.21d montre une réalisation

stochastique de ce réseau de joints pour trois familles illustrées par trois couleurs différentes. Le procédé de la distribution de l'orientation des joints dans ce modèle est présenté dans la Figure 1.21e par un diagramme en rosace.

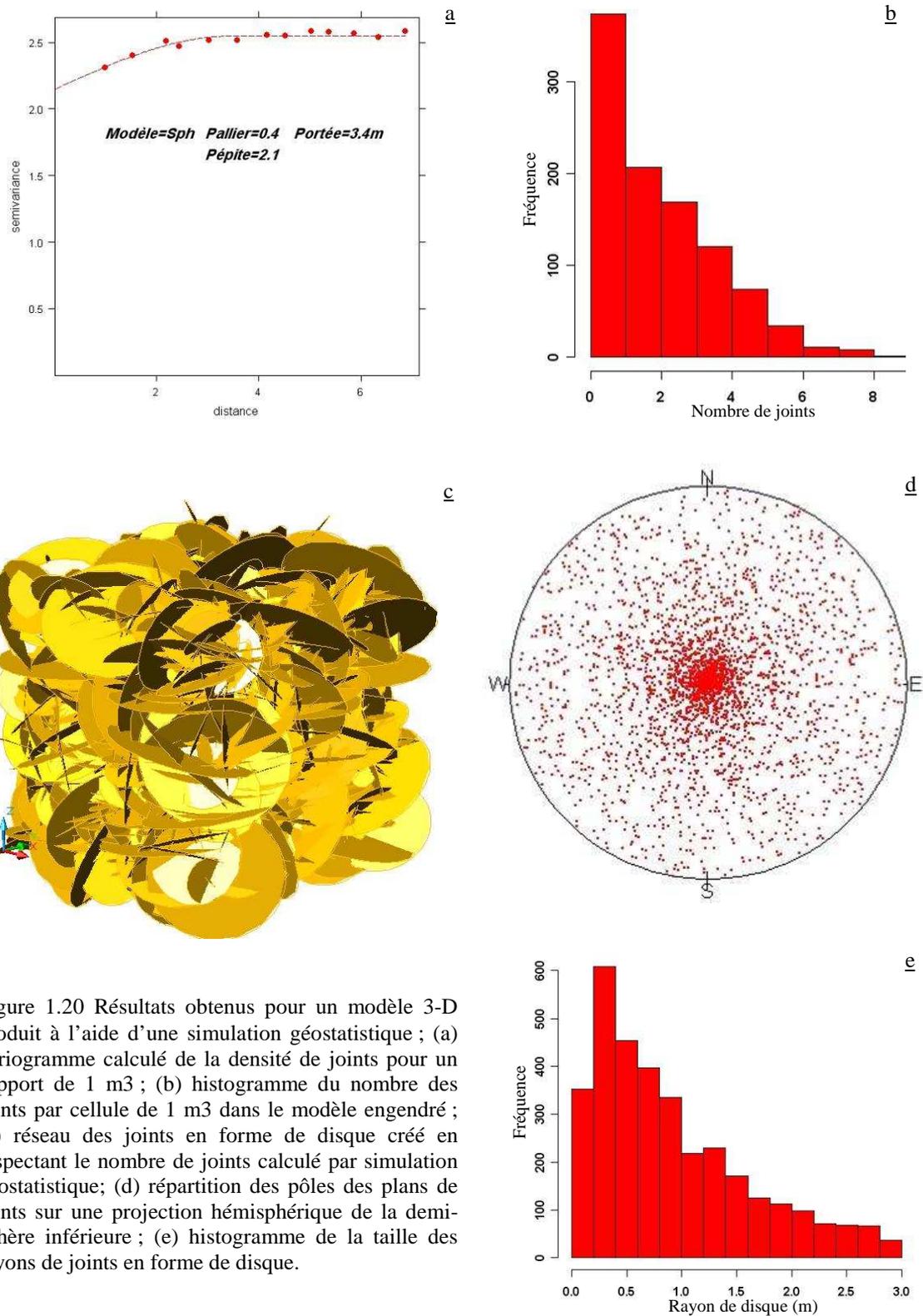


Figure 1.20 Résultats obtenus pour un modèle 3-D produit à l'aide d'une simulation géostatistique ; (a) variogramme calculé de la densité de joints pour un support de 1 m<sup>3</sup> ; (b) histogramme du nombre des joints par cellule de 1 m<sup>3</sup> dans le modèle engendré ; (c) réseau des joints en forme de disque créé en respectant le nombre de joints calculé par simulation géostatistique; (d) répartition des pôles des plans de joints sur une projection hémisphérique de la demi-sphère inférieure ; (e) histogramme de la taille des rayons de joints en forme de disque.

A l'aide d'un procédé similaire à celui qui a été utilisé pour le modèle 2D, nous pouvons intégrer les paramètres d'orientation des joints dans le modèle 3D. Cette démarche est expliquée dans le cadre d'un exemple 3D avec trois familles principales de joints. Le Tableau 1-2 présente les valeurs des paramètres d'orientation utilisées pour construire un modèle 3D stochastique pour les joints en forme disque. Les valeurs des tailles des joints utilisées pour ce modèle sont les mêmes valeurs

que celles employées pour le modèle 2D (Tableau 1-1).

Pour ces trois familles, on a d'abord analysé les structures

des variogrammes de densité de fractures. Ensuite les simulations géostatistiques ont été effectuées sur la base de ces variogrammes. Le variogramme des valeurs simulées pour le nombre des joints de la famille 1 est illustré en Figure 1.22 a. Ce variogramme montre la structure de la répartition du nombre des joints par cellule de 1m<sup>3</sup> obtenue à l'aide d'une simulation géostatistique basée sur les paramètres statistiques des données mesurées. Dans l'étape suivante, les joints sont engendrés dans l'espace 3D ( Figure 1.22 d), en respectant les distributions de densité obtenue par simulation (Figure 1.22 b, c) et d'orientation déterminée par la méthode de regroupement en famille. En considérant des valeurs de tolérance données pour la direction et le pendage des joints, chaque joint aura une valeur différente pour ses paramètres de direction et de pendage, automatiquement enregistrés par le code. Ces valeurs d'orientation seront ensuite utilisées pour étudier la répartition des joints engendrés dans modèle, dont l'image de la projection hémisphérique est présentée dans la Figure 1.22 e.

Cette figure montre la répartition des pôles des joints autour des centres des familles principales. Dans ce modèle, pour générer une valeur d'orientation qui soit délimitée dans la zone de tolérance définie, on a utilisé la loi uniforme bornée. L'utilisateur de ce code aura la possibilité de choisir une autre loi pour déterminer l'orientation des joints à partir des familles principales, telle qu'une loi de distribution normale.

Tableau 1-2 Paramètres de l'orientation utilisés pour engendrer le modèle 3D avec trois familles principales de joints

Nom de Famille	Direction (°)	Tolé. de Dir. (°)	Pendage (°)	Tolé. de Pend. (°)
Famille 1	240	20	40	15
Famille 2	290	25	80	10
Famille 3	90	25	60	15

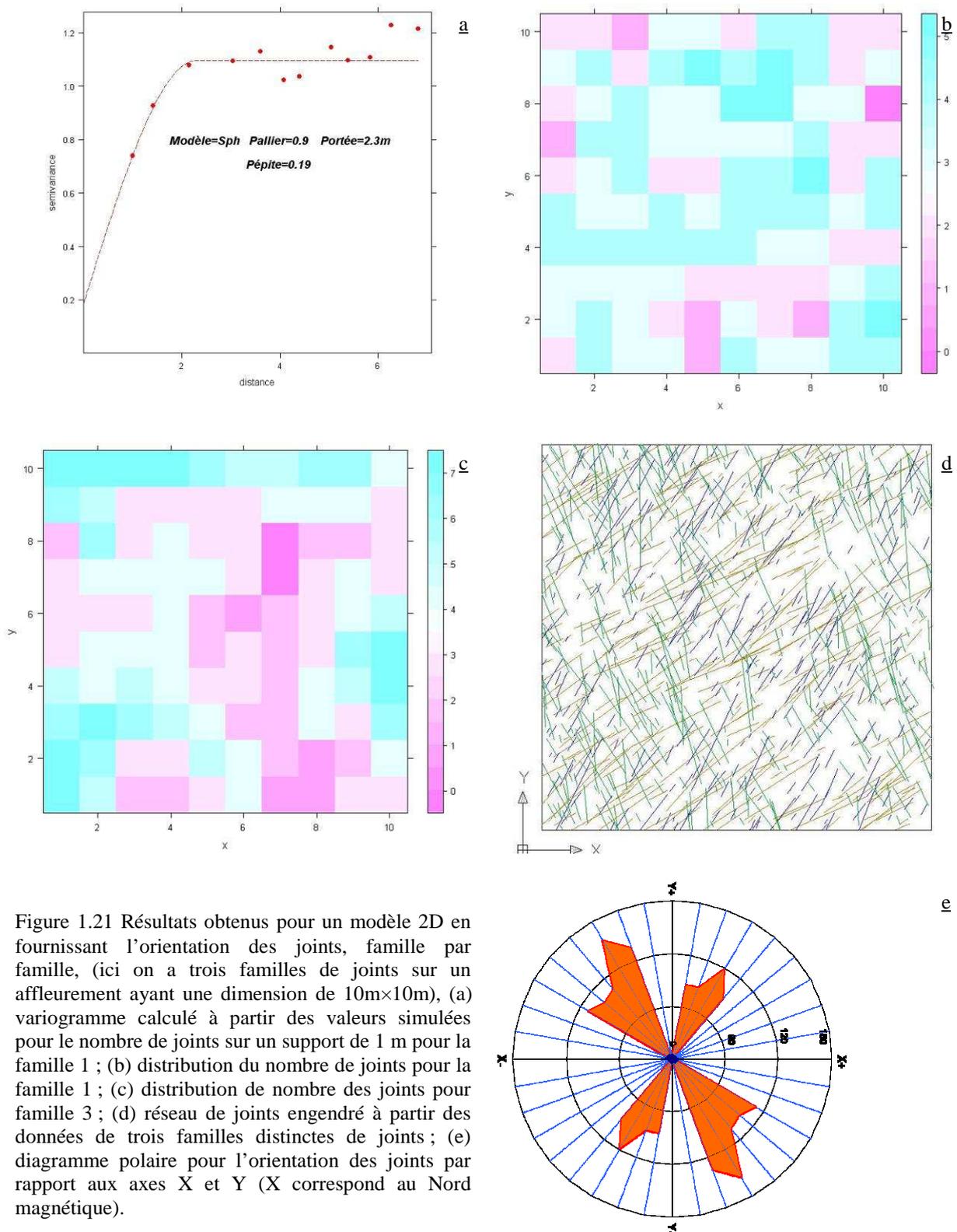


Figure 1.21 Résultats obtenus pour un modèle 2D en fournissant l'orientation des joints, famille par famille, (ici on a trois familles de joints sur un affleurement ayant une dimension de 10m×10m), (a) variogramme calculé à partir des valeurs simulées pour le nombre de joints sur un support de 1 m pour la famille 1 ; (b) distribution du nombre de joints pour la famille 1 ; (c) distribution de nombre des joints pour famille 3 ; (d) réseau de joints engendré à partir des données de trois familles distinctes de joints ; (e) diagramme polaire pour l'orientation des joints par rapport aux axes X et Y (X correspond au Nord magnétique).

Les modèles qui considèrent les joints comme des disques, comme on l'a rappelé dans la section relative au modèle de Baecher, sont relativement difficiles à mettre en œuvre en trois dimensions, en raison de la complexité des intersections entre les disques. De même, les blocs

rocheux produits par ces modèles s'ils sont délimités complètement pas les surfaces des joints ne sont pas facilement identifiables. Il se peut en effet qu'ils contiennent des joints intérieurs, ou soient partiellement «entaillés» par des portions de joints voisins, comme le ferait une lame de scie circulaire, mise en contact avec ces blocs. Ces multiples configurations géométriques possibles de blocs, rendent difficile l'utilisation des géométries obtenues à partir des modèles de fractures sous forme de disques, pour une étude du comportement mécanique des massifs rocheux fracturés.

En conséquence, on va faire appel à d'autres modèles de massifs fracturés constitués de blocs en forme de polyèdres sur lesquels on aura la possibilité d'effectuer des calculs mécaniques, de façon relativement plus simple. On présente donc, ci-dessous, l'algorithme spécifiquement développé afin d'engendrer les modèles de massifs rocheux fracturés en prenant en compte les joints plans polygonaux.

### **1.5.2. Les modèles de joints polygonaux**

Pour détailler les diverses étapes de la méthodologie que nous avons développée, à partir d'un cas pratique en vraie grandeur, il est nécessaire d'en présenter brièvement le contexte, et les caractéristiques des données utilisées, mesurées sur le terrain.

Dans le cadre d'un aménagement de la route nationale 116 entre Prades et Mont-Louis, un certain nombre d'aménagements de sécurité est prévu, dont la réalisation de créneaux de dépassement. Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse a conduit une reconnaissance détaillée du créneau du Pallat (600 mètres) et plus particulièrement des conditions de réalisation des talus rocheux [41].

La protection des ouvrages existants à proximité de l'emprise du projet, engendre de fortes contraintes (Figure 1.23). Les talus amont et aval de la route actuelle devront faire l'objet d'une purge des blocs susceptibles d'être déstabilisés par les vibrations. Le relevé de fracturation constitue le cœur de l'étude, il a été réalisé sur 9 lignes de mesures représentatives de l'ensemble du massif. Ce relevé a été pratiqué sur des lignes continues situées à 1,50 m du sol en ne tenant compte que des discontinuités naturelles (diaclasses, filons, schistosité), les zones présentant des désordres liés au terrassement ont été écartées (effets arrières). Les données d'orientation des discontinuités sont obtenues par les mesures faites sur les « ligne de mesures » positionnées sur les parois exposées [41].

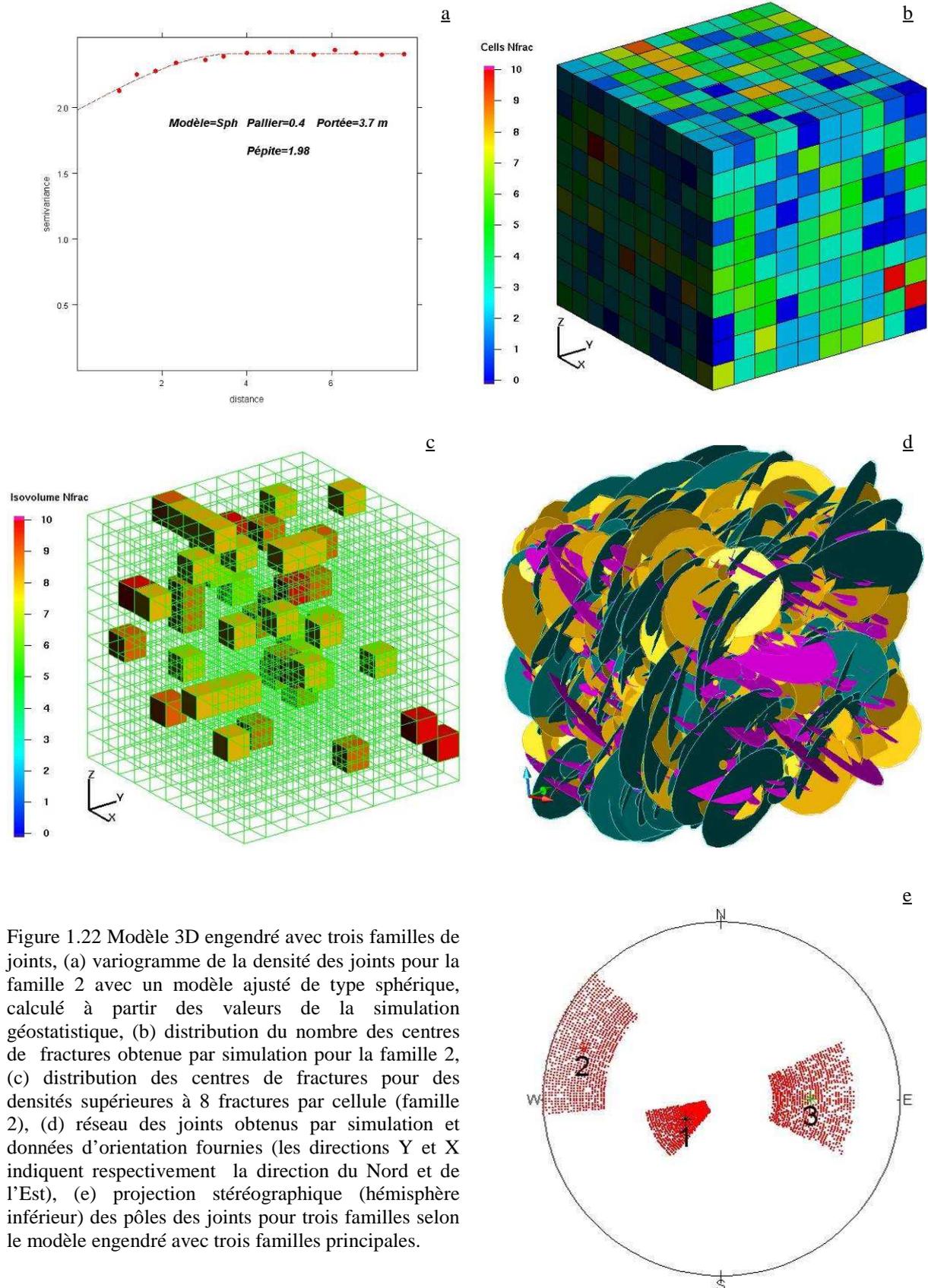


Figure 1.22 Modèle 3D engendré avec trois familles de joints, (a) variogramme de la densité des joints pour la famille 2 avec un modèle ajusté de type sphérique, calculé à partir des valeurs de la simulation géostatistique, (b) distribution du nombre des centres de fractures obtenue par simulation pour la famille 2, (c) distribution des centres de fractures pour des densités supérieures à 8 fractures par cellule (famille 2), (d) réseau des joints obtenus par simulation et données d'orientation fournies (les directions Y et X indiquent respectivement la direction du Nord et de l'Est), (e) projection stéréographique (hémisphère inférieur) des pôles des joints pour trois familles selon le modèle engendré avec trois familles principales.

Le tracé recoupe deux grands ensembles :

- Les Migmatites : ensemble qui à l'échelle de l'affleurement est un mélange de roches de types granite et gneiss. Celui-ci, en général, est à grain grossier et à foliation souvent peu marquée ou confuse. Ces roches sont à la limite des roches métamorphiques cata-zonales et des roches magmatiques. Leur genèse est liée à une fusion partielle (Figure 1.24).



Figure 1.23 Vue panoramique du secteur du Pallat (aperçu de l'ensemble des ouvrages à protéger, notamment d'une voie ferrée en bas de la photo) [49].

- Les Micaschistes : il s'agit de roches métamorphiques grises à patine « rouille », à grain moyen, à schistosité plane et bien marquée, riche en lamelles de mica visibles à l'œil nu et à débit facile en plaques. Les lits de mica (parallèles à la schistosité) forment des surfaces brillantes propices aux glissements plans. Les micaschistes ont pour origine des argiles, des pélites ou encore des pélites calcaires (Figure 1.24) [41].

Dans cette étude, nous avons choisi la ligne de mesure sur laquelle un nombre important de fractures a été mesuré pour qu'on puisse avoir la possibilité de faire des analyses statistiques. La ligne de mesure numéro 1, dans la migmatite, avec 392 mesures de fractures, est longue de 90 m. Le regroupement des discontinuités en ensembles principaux, pour cette ligne de mesure, est réalisé selon la méthode de regroupement spectral, proposée récemment par Jimenez-Rodriguez R. et Sitar N. [42]. Nous avons élaboré un code dans l'environnement logiciel R sur la base de l'algorithme proposé par ces auteurs. Les détails de cet algorithme sont présentés en annexe A.



Figure 1.24 (A gauche) Photographie d'un affleurement de migmatite (ligne de mesure n°5), (A droite) Photographie d'un affleurement de micaschistes (ligne de mesure n°7) [41].

Dans la Figure 1.25, nous présentons les partitions calculées du regroupement spectral sur la projection de l'hémisphère inférieur, lorsque quatre familles principales sont prises en compte pour l'ensemble des données. Le calcul de la direction du vecteur normal moyen pour chaque famille de discontinuités et la partition des données en quatre familles a été faite sur les joints. Ceux-ci sont rattachés à la famille dont le point de référence, ou direction moyenne, est le plus proche, avec une tolérance donnée. En conséquence, certains des joints n'appartiennent à aucune de ces quatre familles. La Figure 1.26 montre les résultats du regroupement spectral de 315 joints, dont les orientations sont situées dans un voisinage de moins de  $25^\circ$  de la direction moyenne de chaque famille. Les pôles étiquetés avec les symboles \* n'ont pas été pris en compte pour le calcul du pôle moyen. Ils représentent, dans notre cas, près de 20% de l'ensemble complet des données.

Le choix de  $25^\circ$  pour l'angle de proximité a été fait en comparant les résultats obtenus pour les différents angles de proximité. En fait, pour calculer de manière plus adéquate les points représentatifs de chaque famille de joints, il est nécessaire d'éliminer les pôles les plus éloignés des centres de ces familles. Ainsi, en utilisant 25 degrés dans cette étape d'élimination de joints, une grande quantité de données est conservée, alors que cela n'aurait pas été le cas pour des valeurs angulaires de  $5^\circ$ ,  $10^\circ$ ,  $15^\circ$  et  $20^\circ$ . Le choix d'un angle de proximité élevé conduit, également, à avoir plus de points marginaux dans l'ensemble et, par conséquent, diminue

la pertinence du point représentatif. Par conséquent, dans la Figure 1.26 en choisissant le voisinage de l'angle de  $25^\circ$ , nous avons essayé simultanément d'éliminer certains points marginaux et de garder un nombre raisonnable de points pour les prochaines étapes du traitement des données.

Le Tableau 1-3 présente les vecteurs normaux moyens pour chaque famille de discontinuités et le nombre de joints appartenant à chaque famille définie selon le calcul dont le résultat est présenté dans la Figure 1.26. L'espacement moyen en cm pour chaque famille des joints est également fourni dans le Tableau 1-3 (l'espacement est calculé le long d'une ligne perpendiculaire à l'orientation moyenne de chaque famille).

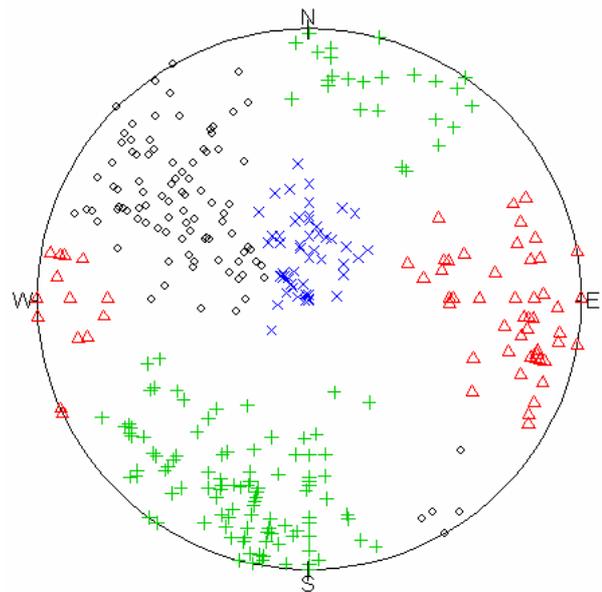


Figure 1.25 Regroupement spectral en quatre ensembles principaux des orientations de 392 discontinuités mesurées dans le massif rocheux des migmatites, orientation projetées sur l'hémisphère inférieur.

Tableau 1-3 Orientation des vecteurs normaux moyens pour chaque famille de discontinuités, obtenue à partir de la Figure 1.26, nombre de joints et espacement réel (en cm) pour chaque famille.

Famille	Nombre de joints	Pendage(°)	Direction (°)	Espacement réel moyen(cm)
1 +	117	8	193	17.6
2 Δ	88	8	94	96.9
3 ○	78	17	308	88.1
4 ×	32	51	305	140

Pour chaque famille, l'espacement entre les joints est mesuré par la distance réelle qui sépare les intersections successives, sur la ligne de mesure, de joints appartenant à cette famille. Les histogrammes de l'espacement des quatre familles (Figure 1.27) suivent une distribution exponentielle.

Comme exposé dans la section précédente, dans cette étude, la fréquence est étudiée comme une variable régionalisée, objet d'une analyse géostatistique. Les histogrammes de la fréquence des discontinuités pour chacune des quatre familles, sont calculés pour des segments de 2 m de longueur, et présentés sur la Figure 1.28.

La Figure 1.29 illustre les semi-variogrammes moyens expérimentaux pour la densité des joints, sur des segments de taille 0,5 m, 1 m, 1,5 m et 2 m. Cette figure nous permet de comparer les caractéristiques des semi-variogrammes calculés pour les segments de différentes tailles. On peut voir immédiatement, comme prévu à partir de la théorie de la régularisation, que le semi-variogramme de 2 m a le plus faible effet de pépite, et le palier le plus bas. D'autre part, ces quatre semi-variogrammes présentent à peu près la même structure. En fait, ces semi-variogrammes révèlent tous un comportement périodique de la variable, avec une période d'environ 12 m.

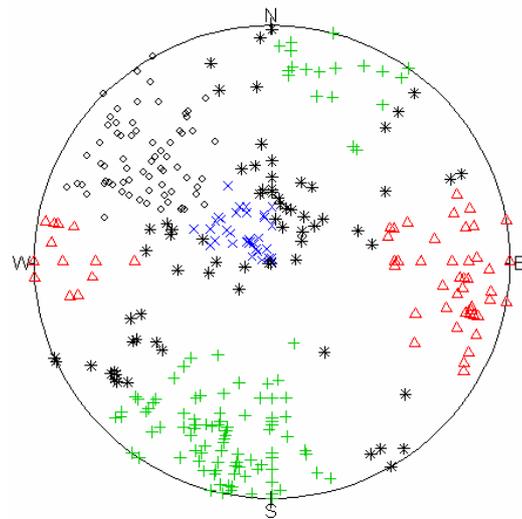


Figure 1.26 Regroupement spectral en quatre ensembles principaux de l'orientation de 315 discontinuités projetées sur l'hémisphère inférieur, en considérant un angle de voisinage de 25°. Les points indiqués avec le symbole \* n'appartiennent à aucune famille.

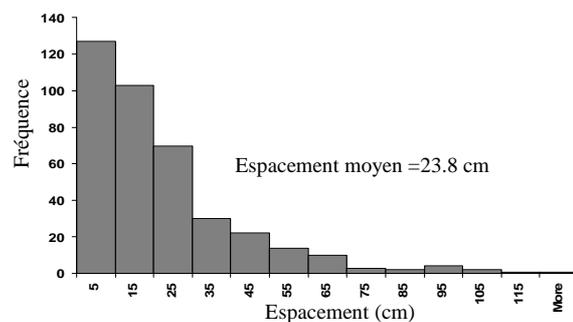


Figure 1.27 L'histogramme de l'espacement entre joints pour 392 joints mesurés sur la ligne de mesure 1.

Les semi-variogrammes expérimentaux augmentent souvent de façon continue, avec la distance. Cependant, ils ne se limitent pas toujours à de telles tendances monotones: des segments décroissant ou des modes cycliques peut être observés. On parle dans ce dernier cas de semi-variogrammes « à effet de trou » [43]. Ces structures variographiques indiquent une forme de périodicité, qui est une caractéristique spatiale fréquente en géologie. En ignorant de telles structures, on peut aboutir à des modèles qui ne reproduisent pas la structuration spatiale observée.

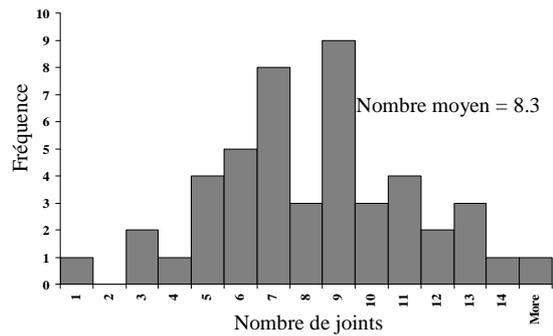


Figure 1.28 Histogramme du nombre de fractures (par segments de 2m) pour 392 discontinuités mesurées sur la ligne de mesures 1, dans les migmatites.

En outre, lorsque la taille du support de régularisation augmente progressivement et tend vers la valeur de la longueur caractéristique de la période, la structure périodique devient moins évidente. Dans notre cas d'étude, la taille du segment de 2m a été choisie pour l'analyse géostatistique, en considérant la perte et la faiblesse de la structure périodique pour les tailles de segment supérieures à 2m et aussi la distribution de fréquence (Figure 1.28), qui est presque normale pour cette taille de segment. Il convient de noter que la distribution de fréquence pour les trois autres tailles de segment était éloignée de la distribution normale.

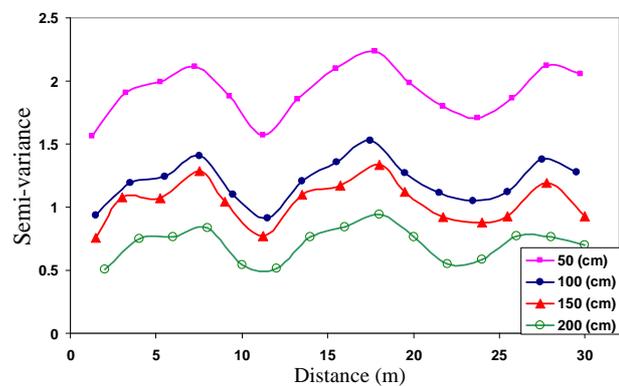


Figure 1.29 Semi-variogrammes moyens de la densité des joints pour les segments de tailles de 0,5 m, 1 m, 1,5 m et 2 m.

En raison de la forte influence de la distribution de la variable sur le calcul du semi-variogramme expérimental, les données sur des supports de 2 m ont donc été préférées [44].

Afin de mieux comprendre l'origine de ce modèle cyclique, les semi-variogrammes expérimentaux ont été séparément calculés pour les quatre familles de joints. La Figure 1.30 montre les semi-variogrammes de la densité des joints calculés pour les quatre familles. Comme on peut le constater, trois d'entre eux ont à peu près le même comportement, mais le semi-variogramme de la deuxième famille (Figure 1.30b) présente une forme similaire au

semi-variogramme obtenu pour tous les joints (Figure 1.29). Cela peut expliquer que ce comportement particulier dans le semi-variogramme calculé pour tous les joints, illustré en Figure 1.29, vient seulement des joints appartenant à la deuxième famille. Comme dans le cas du semi-variogramme de la Figure 1.29, nous avons le même comportement à effet de trou pour le variogramme de la densité des joints de la deuxième famille, avec la même période de 12 m.

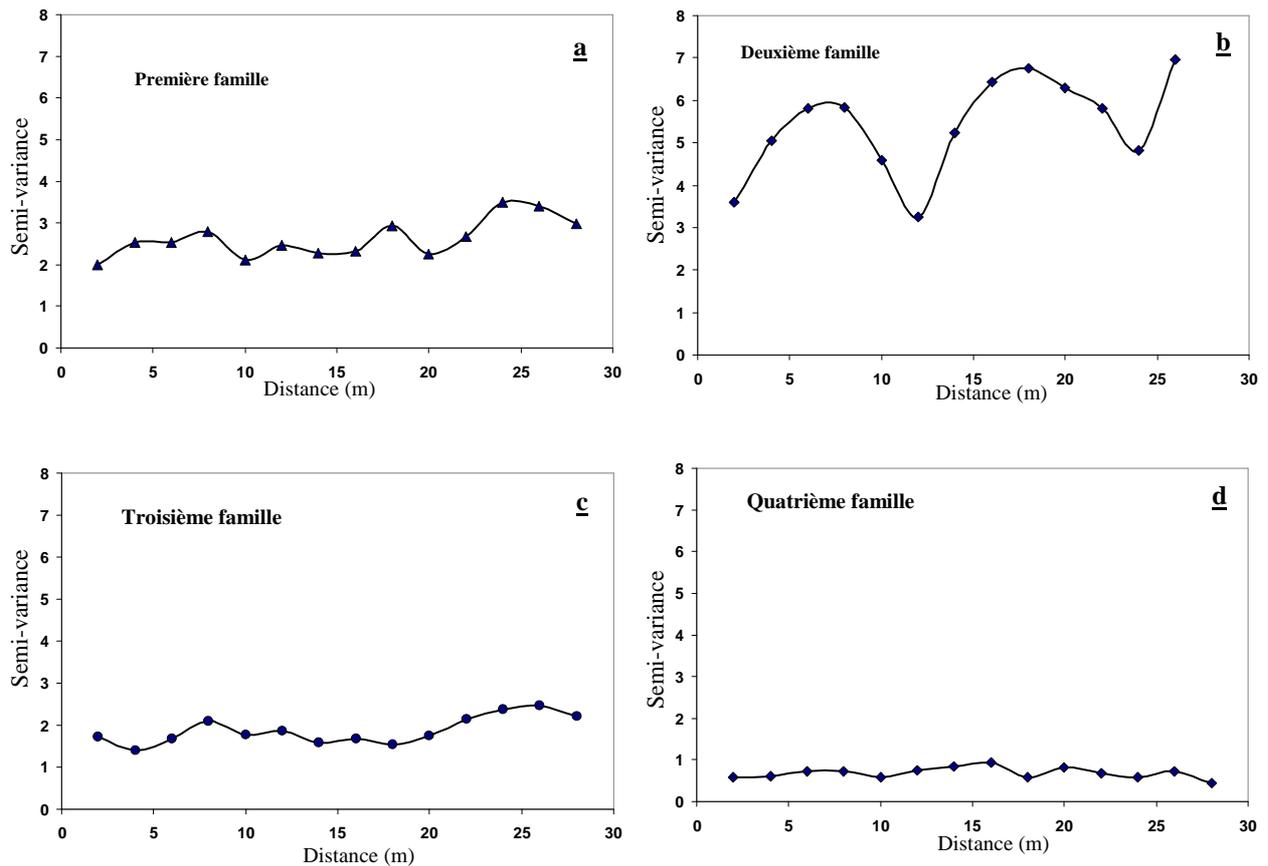


Figure 1.30 Semi-variogrammes de la densité des joints calculés pour les segments de 2m. (a), première famille, (b) deuxième famille, (c) troisième famille et (d) quatrième famille.

Afin de démontrer que cette similitude entre semi-variogramme sur l'ensemble des familles et semi-variogramme sur la famille 2 seule, n'est due qu'à la deuxième famille, le semi-variogramme de tous les joints sans ceux de la deuxième famille est calculé. La Figure 1.31 montre le semi-variogramme calculé à partir de ces données. Il n'y a aucune similitude entre ce variogramme et le variogramme illustré à la Figure 1.29. Par conséquent, les discontinuités de la deuxième famille sont à l'origine du comportement à effet de trou du semi-variogramme de la Figure 1.29.

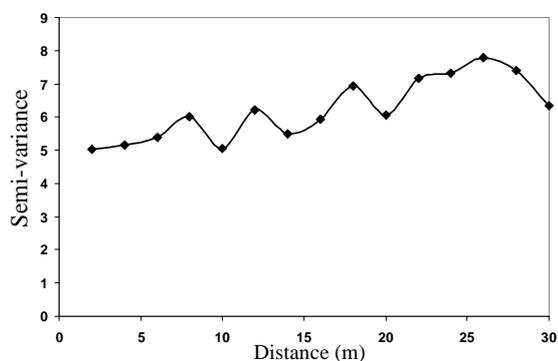


Figure 1.31 Semi-variogramme de la densité de joints pour les segments de 2m calculé pour tous les joints mesurés sur les lignes de mesures, sans les joints appartenant à la deuxième famille.

Après les analyses statistiques et géostatistiques, les résultats obtenus sont utilisés pour générer un modèle 3D de massif rocheux fracturé. Ce modèle est simulé en considérant trois phases distinctes: la génération des plans de joints famille par famille, l'intersection ordonnée des différentes familles, et enfin l'identification des différents blocs [45].

#### a. La génération des plans de joints famille par famille

Deux étapes sont nécessaires pour cette phase. La première étape consiste à générer les familles de joints qui n'ont pas de structure spatiale évidente: la création de ces ensembles repose uniquement sur leurs caractéristiques statistiques. La deuxième étape consiste à identifier les familles présentant une structure quasi-périodique dans leur semi-variogramme et à engendrer des familles en utilisant leurs caractéristiques géostatistiques révélées.

En ce qui concerne la première étape, nous générons dans notre exemple, les joints de la famille 1, 3 et 4. Il convient de mentionner que la méthode d'intersection ordonnée est utilisée uniquement durant la phase de l'intersection (voir la phase b), au cours de laquelle la géométrie primaire est divisée en blocs séparés par les surfaces de joints engendrés précédemment de manière stochastique.

Ces familles ne montrent pas une structure particulière dans leur semi-variogramme. Par conséquent, leurs systèmes de joint sont engendrés en considérant seulement leurs caractéristiques statistiques: la valeur moyenne et de l'écart-type obtenues à partir de la distribution de l'espacement. À cet effet, nous avons élaboré un code écrit au langage Visual

Basic dans le logiciel Auto CAD ®. Le schéma du procédé utilisé dans notre modèle est présenté dans Figure 1.32 a, en ne tenant compte que des caractéristiques statistiques simples. Ces trois ensembles ne sont pas nécessairement engendrés dans la direction de la ligne de mesure.

Pour la deuxième famille, en revanche, on a considéré la structure observée dans la direction de la ligne de mesure. L'emplacement du premier plan de joint dans l'espace pour chaque famille est obtenu en utilisant la procédure de Poisson. Les joints restants sont ensuite engendrés parallèlement à cette surface en prenant en compte les caractéristiques statistiques de la distribution de l'espacement.

Un massif rocheux fracturé est simulé par la création d'un modèle de joint qui est statistiquement fondé sur l'espacement entre joints, des données de l'orientation et la persistance de la discontinuité pour chaque famille. Il faut noter que dans cette étude, le joint est d'abord considéré comme une surface plane infinie, prenant en compte les paramètres de l'orientation moyenne (Tableau 1-3) (direction et pendage) et de la distribution de l'espacement, pour une famille donnée. Cette surface plane infinie peut ensuite être pivotée durant la phase d'intersection ordonnée, en effectuant un ajout ou un retrait, d'un angle donné, pris à l'intérieur d'une plage de variation donnée (tolérance) concernant son pendage et sa direction. En conséquence, chaque surface de joint peut prendre différentes orientations à l'intérieur de sa fourchette de tolérance, chaque fois que le joint est appelé par le code pendant la phase de calcul de l'intersection ordonnée. Le paramètre de l'espacement entre joints pour la présente étude suit une distribution exponentielle et les valeurs sont engendrées, selon cette distribution, en ayant recours à un générateur de nombres aléatoires.

Pour l'orientation des données, les résultats présentés dans le tableau 1 sont utilisés pour générer quatre familles de joints. Il faut mentionner qu'on peut donner un angle de tolérance pour le pendage et la direction, comme précédemment exposé (voir Figure 1.26). Les données sur l'orientation sont supposées suivre une loi normale et le programme prend la moyenne et écart-type de la distribution pour chaque famille des joints comme paramètres d'entrée.

La deuxième étape de la génération des fractures concerne le modèle de la famille de joint dont le semi-variogramme a un comportement pseudo-périodique particulier. Pour ce type de famille, les caractéristiques du semi-variogramme de la densité en plus de ses paramètres statistiques sont prises en compte dans le programme. Le modèle est engendré en considérant des segments de 2 m de longueur et la simulation géostatistique faite en considérant le semi-variogramme des données mesurées. Cette étape est effectuée en utilisant un code spécial

développé dans l'environnement logiciel R qui utilise les outils géostatistiques. En fait, les caractéristiques telles que la taille d'un segment, la portée, le modèle de semi-variogramme ajusté, le nombre maximal et minimal de joints par segment et l'écart-type de la distribution de la densité sont utilisés afin de générer un champ de fractures numériques dont les caractéristiques statistiques et géostatistiques sont prescrites. En outre, l'utilisateur de ce code peut comparer les semi-variogramme du modèle avec le semi-variogramme des données brutes, et accepter ou rejeter la réalisation particulière obtenue. En cas de rejet, une nouvelle simulation est réalisée jusqu'à ce qu'un modèle acceptable soit produit. Le semi-variogramme de la densité des joints, obtenu de cette manière pour la deuxième famille est présenté sur la Figure 1.33. Il présente une pseudo-période de 12 m et d'autres paramètres similaires du variogramme (effet de pépite partiel et dérive apparente).

Les données engendrées pour le calcul du semi-variogramme du modèle sont ensuite employées dans le code Auto CAD, comme expliqué précédemment, afin de générer un système de joints en prenant en compte le nombre de joints par segment et les paramètres statistiques de la distribution de l'espacement de cette famille. Cette famille est ainsi obtenue, segment par segment, afin de respecter les paramètres de son semi-variogramme. Il faut noter qu'en raison du nombre limité de fractures par segment, les paramètres statistiques utilisés dans cette étape pour la deuxième famille sont obtenus à partir l'ensemble de données, et que le nombre de fractures par segment est lié au modèle de semi-variogramme ajusté au semi-variogramme expérimental.

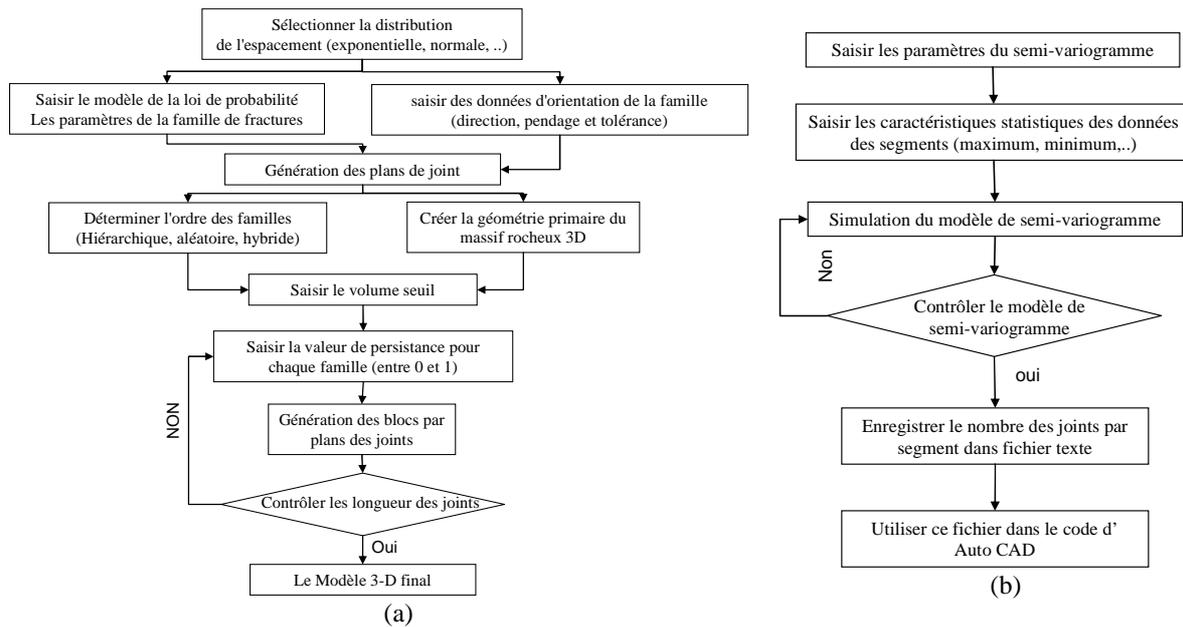


Figure 1.32 Schéma du procédé de la modélisation de massifs rocheux fracturés 3D: (a) modèle 3D sans structure en semi-variogramme (Auto CAD) et, (b) modèle 3D avec structuration de l'effet de trou sur le semi-variogramme (l'environnement R) [45].

## b. L'intersection ordonnée des différentes familles

La persistance est un paramètre indispensable pour la génération du modèle de joint dans la phase de définition des intersections de plans de joints. La persistance (continuité de discontinuité) peut être définie comme la probabilité que tout joint coupe un bloc qui se trouve sur son passage [46-48]. Il peut être considéré comme un paramètre de substitution à la définition d'une distribution de longueurs de joints. La persistance peut avoir une valeur comprise entre 0 et 1. En outre, c'est le paramètre de persistance qui détermine l'état de la terminaison du joint lors de l'intersection avec les joints pré-engendrés. Avec une persistance d'une valeur proche de 1, il y aura plus de fractures qui traversent les fractures préexistantes. Pour les valeurs proches de 0, les nouvelles fractures s'arrêtent lors de l'intersection avec les joints préexistantes. La valeur approximative de persistance pour chaque famille de joint peut être déterminée en comparant la distribution de longueur des joints obtenue par les mesures sur terrain avec la distribution résultant du modèle numérique engendré. Il convient de noter que cette comparaison doit être effectuée sur la même direction que la direction de la ligne de mesure. Cette partie du programme prend un temps considérable, mais c'est une tâche nécessaire pour obtenir un modèle réaliste.

Une fois que toutes les familles de fracture sont engendrées, et sur la base des observations faites lors des relevés de terrain, l'ordre des familles peut généralement être défini. En fait, le programme que nous avons développé, offre trois possibilités de mise en séquence des procédures de calcul d'intersection, que nous avons appelées : méthodes hiérarchique, aléatoire ou hybride. Dans notre cas d'étude, sur le ravin du Pallat, la méthode hiérarchique (1ère, 2ème, 3ème et enfin 4e famille) est utilisée pour la génération

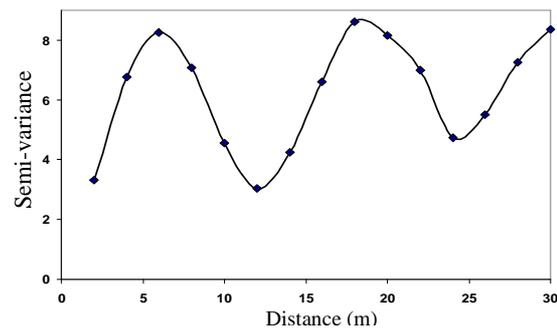


Figure 1.33 Les résultats du modèle: le semi-variogramme de la densité des fractures pour les segments de 2m à partir des joints engendrés à la base des données de la deuxième famille (à comparer avec Figure 1.30b).

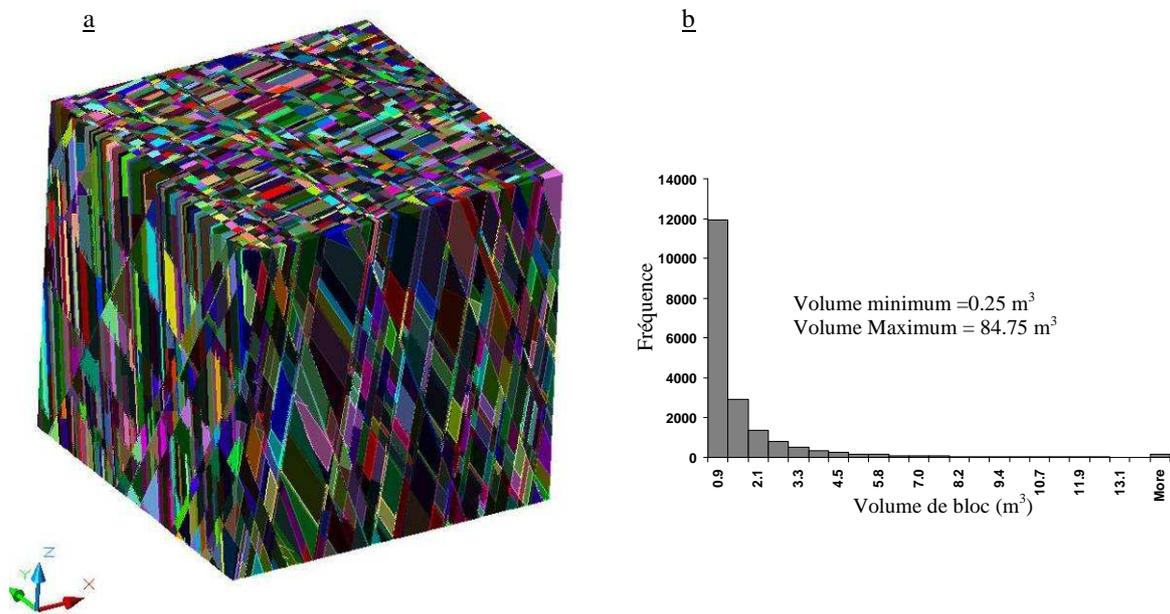
du modèle. La Figure 1.34 montre les résultats de la génération d'un modèle fracturé 3-D dans lequel quatre familles sont incorporées. Cette figure montre comment les familles de fracture sont incluses d'une façon hiérarchique dans le modèle. Les valeurs de persistance utilisées dans ce modèle sont 0,45, 0,35, 0,3 et 0,2 respectivement pour la 1ère, 2ème, 3ème et 4ème famille. Il faut remarquer que ces valeurs de persistance ont été déterminées par tâtonnement pour obtenir les distributions de la longueur de trace des fractures dans la direction de la ligne de mesure, semblables aux distributions des mesures in situ [45].

### c. L'identification des différents blocs

Parce que le but de notre travail est d'analyser le comportement mécanique du modèle numérique de massif rocheux fracturé que nous avons créé, une possibilité est ajoutée au code afin d'éviter d'avoir des blocs plus petits qu'un volume déterminé. En d'autres termes, l'utilisateur du code peut déterminer la valeur du seuil minimal pour le volume des blocs présents dans le modèle.

En considérant, les capacités existantes dans l'environnement d'AutoCAD et de plusieurs codes auxiliaire développés dans notre logiciel, chaque bloc engendré est considéré comme une entité distincte. Une série de codes est également mise au point pour l'acquisition des données à partir du modèle engendré. Les programmes développés nous permettent d'obtenir des données telles que la distribution du volume des blocs, la superficie et l'orientation des facettes des blocs et les coordonnées des sommets des blocs. Les distributions du volume des blocs illustrées dans la Figure 1.34 sont des exemples de leur application. Dans le modèle

présenté, la valeur seuil de volume est de  $0,25 \text{ m}^3$  et le modèle final comporte 19227 blocs engendrés de façon stochastique.



### 1.5.3. Les joints polygonaux pivotants

Dans cette partie, nous détaillons la méthode selon laquelle on prend en compte, en plus des données concernant la distribution de l'espacement des joints, les paramètres statistiques de la distribution des données d'orientation (direction et pendage). Les données du Pallat servent toujours de base à l'illustration de notre démarche. Les paramètres des distributions recherchés sont les valeurs de l'écart-type de l'angle de tolérance par rapport à des valeurs moyennes calculées par le regroupement des joints pour les données de la direction et du pendage pour chacune des familles. Ils sont calculés en considérant une distribution normale ajustée sur ces valeurs. L'écart-type de ces distributions est pris en compte pour créer le modèle. La Figure 1.35 présente les histogrammes des écarts aux valeurs représentatives pour chacune des familles. Les valeurs de l'écart-type de la distribution déterminées pour chaque famille, et ce pour sa direction et son pendage sont présentées dans le Tableau 1-4.

Tableau 1-4 Valeurs de l'écart-type calculées pour « l'angle de tolérance », ou écart aux valeurs moyennes représentatives, pour les quatre familles en (degré).

Famille	1		2		3		4	
	Direction	Pendage	Direction	Pendage	Direction	Pendage	Direction	Pendage
Ecart-type	22	14	20	14	22	21	40	25

Ces valeurs de l'écart-type seront utilisées pour faire pivoter les plans des joints dans la phase de définition de l'intersection afin de donner une nouvelle orientation au plan par les valeurs engendrées à partir d'une distribution normale centrée sur 0 et d'écart-type défini au dans le Tableau 1-4. Ensuite, le nouveau plan sera utilisé pour couper la géométrie du talus rocheux. Le schéma de cet algorithme est présenté en Figure 1.36, les parties ajoutées par rapport à l'algorithme de la Figure 1.32a sont écrites en rouge. A l'aide de cette méthode, on peut engendrer des modèles qui prennent en compte une fourchette de tolérance pour l'orientation des joints, ce qui nous permet d'intégrer dans le modèle les orientations similaires à celles qui sont mesurées sur le terrain. En outre, comme nous l'avons mentionné précédemment, les joints n'ont pas toujours la forme d'un plan, donc en procédant de cette façon, on peut essayer d'engendrer des évolutions d'orientations de joint par une succession de plans de joints pivotés lors de leurs intersections avec d'autres joints préexistants.

Cet algorithme est employé pour engendrer le modèle du talus de Pallat, un talus d'une hauteur de 130m orienté vers le sud (Figure 1.37). Les joints sont inclus dans le modèle selon un ordre hiérarchique, et le modèle est engendré en utilisant les valeurs de tolérance présentées au Tableau 1-4. Comme une possibilité auxiliaire dans cet algorithme, on peut avoir accès aux données de l'orientation des plans de joints qui sont utilisées pour intersecter le modèle primaire. On peut constater sur la Figure 1.37e que les plans créés par l'algorithme pour les familles 1, 2, 3 sont en concordance avec les mesures faites sur le terrain (Figure 1.37d), mais on voit bien que pour la famille 4 l'orientation des plans sur cette réalisation particulière du modèle ne donne pas la même distribution que celle mesurée. Il se peut que cette différence ait pour cause une distribution non gaussienne des écarts à la valeur moyenne représentative de cette famille. On constate une valeur de l'écart-type sur la direction et le pendage, pour les joints appartenant à cette famille, très élevée par rapport aux valeurs trouvées sur les trois autres familles.

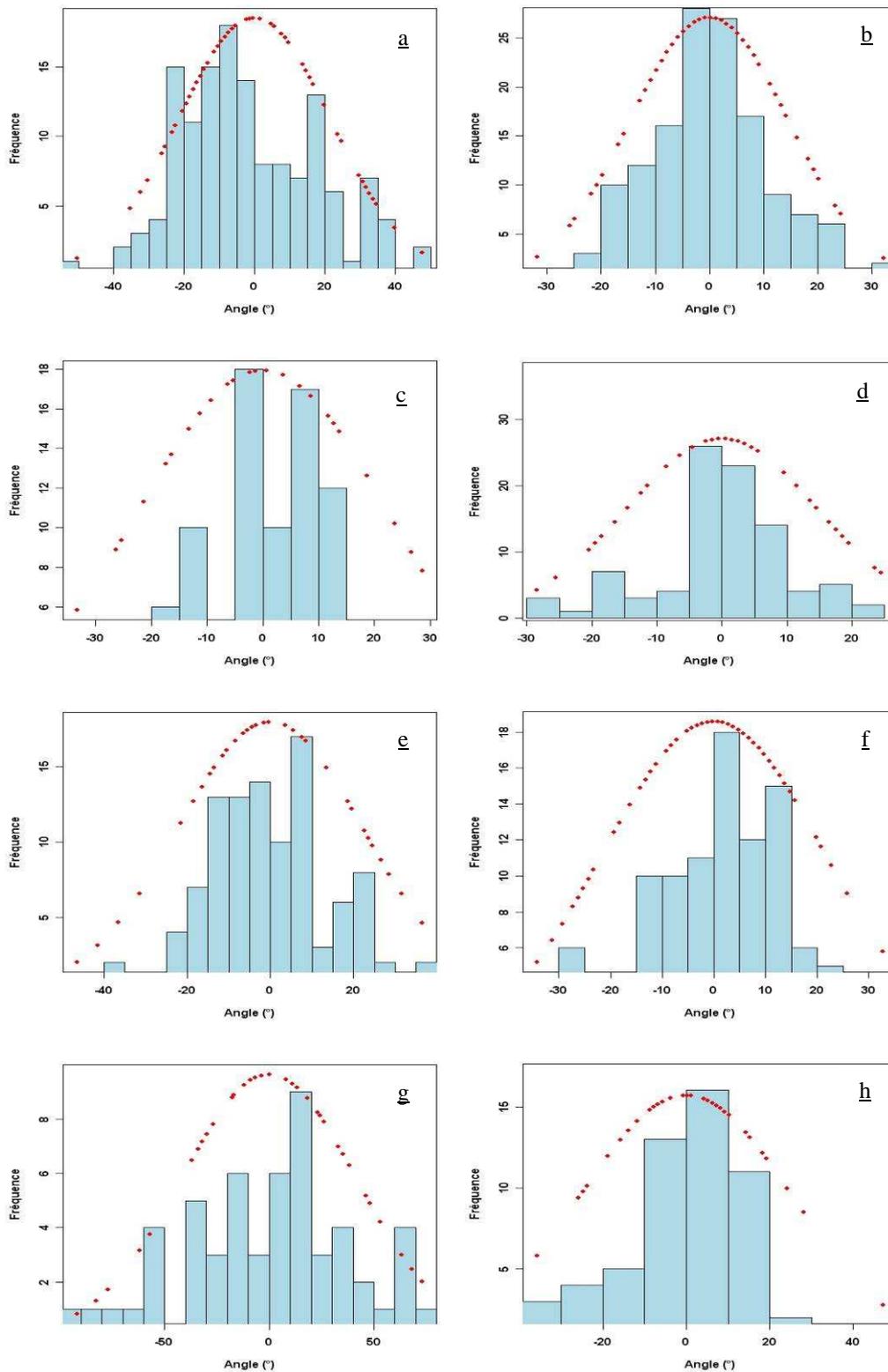


Figure 1.35 Histogrammes de l'angle de tolérance (pour l'orientation et le pendage) de quatre familles par rapport aux orientations moyennes, et modèles ajustés par la distribution normale. (a) famille 1, direction, (b) famille 1, pendage, (c) famille 2, direction, (d) famille 2, pendage, (e) famille 3, direction, (f) famille 3, pendage, (g) famille 4, direction, (h) famille 4, pendage.

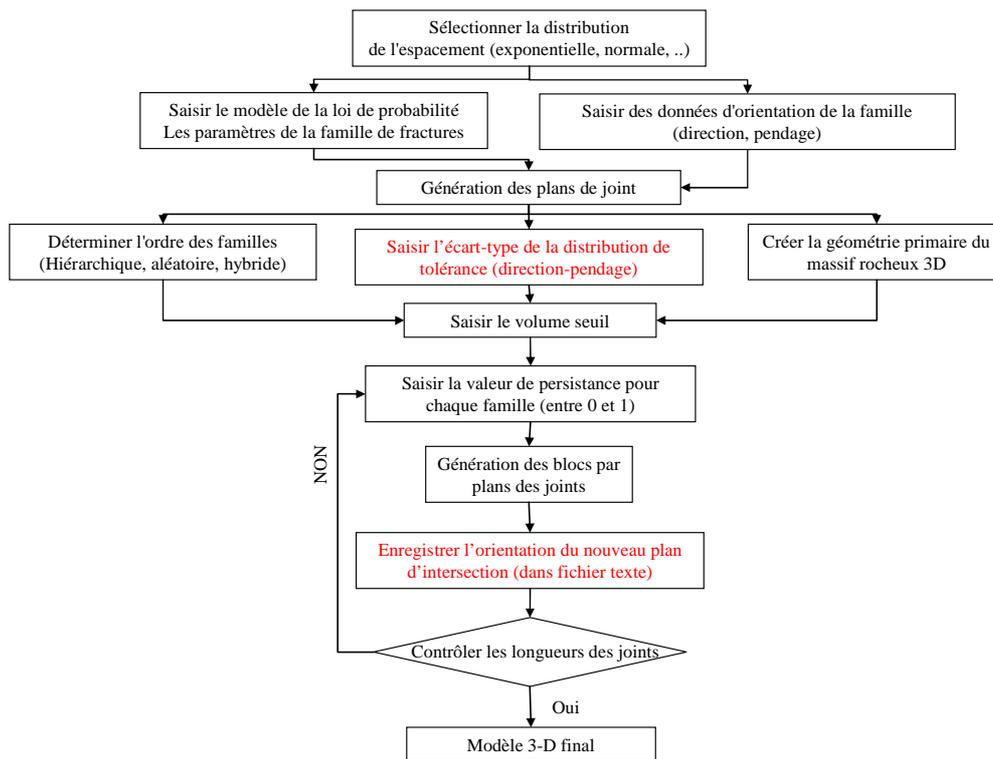


Figure 1.36 Schéma du procédé de la modélisation de massif rocheux fracturé 3D en intégrant les paramètres de la distribution de l'angle de tolérance pour la direction et le pendage.

On peut améliorer cet algorithme en remplaçant la distribution normale considérée pour l'orientation par la distribution de Fisher [49]. La distribution de Fisher est communément utilisée pour la modélisation de la distribution des vecteurs orientés en trois dimensions comme la distribution d'orientation des joints (vecteurs des pôles) sur une sphère. La distribution de Fisher décrit la répartition angulaire des orientations autour d'un vecteur d'orientation moyenne, et est symétrique sur la moyenne. La fonction de la densité de probabilité peut être exprimée comme:

$$f(\theta) = \frac{K \sin(\theta) e^{K \cos(\theta)}}{e^K - e^{-K}} \quad (1.18)$$

où  $\theta$  est l'écart angulaire du vecteur moyen, en degrés, et  $K$  est la "constante de Fisher" ou la facteur de dispersion. Einstein et Baecher [50], Kelker et Langenberg [51], Mardia [52], Bingham [53] et Watson [54] décrivent un certain nombre de modèles, comme la distribution de Bingham, qui peuvent fournir les valeurs mieux adaptées pour des données d'orientation asymétriques[1].

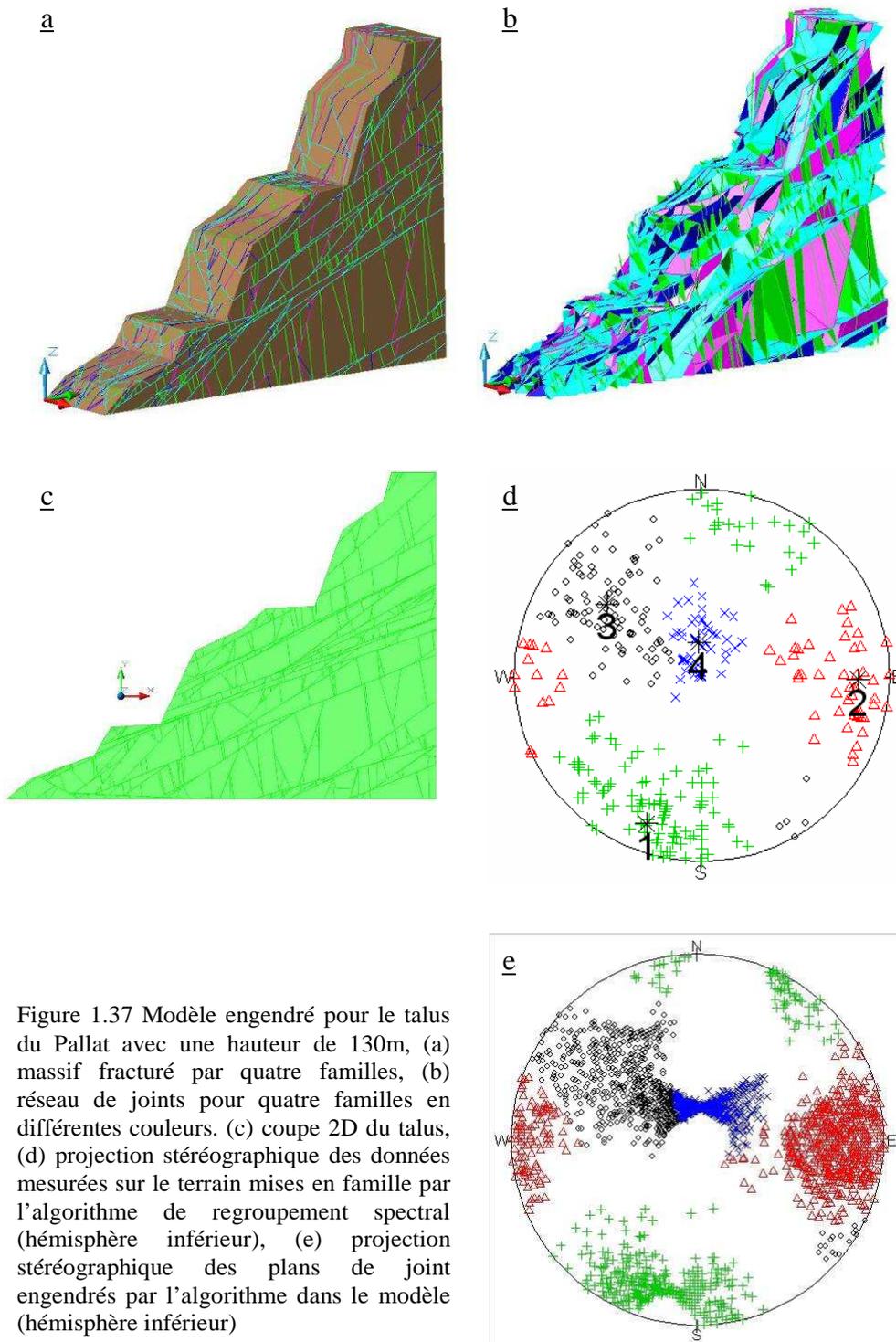


Figure 1.37 Modèle engendré pour le talus du Pallat avec une hauteur de 130m, (a) massif fracturé par quatre familles, (b) réseau de joints pour quatre familles en différentes couleurs. (c) coupe 2D du talus, (d) projection stéréographique des données mesurées sur le terrain mises en famille par l'algorithme de regroupement spectral (hémisphère inférieur), (e) projection stéréographique des plans de joint engendrés par l'algorithme dans le modèle (hémisphère inférieur)

Certains outils axillaires sont aussi mis en œuvre afin d'étudier certains paramètres comme par exemple la distribution de la superficie des joints, ou également le nombre des sommets par joints dans le modèle. Dans la Figure 1.38a, l'histogramme des superficies des plans des joints engendrés dans le modèle présenté en Figure 1.37b est illustré. Cet histogramme montre bien une forme de distribution proche d'une loi exponentielle. La Figure 1.38b montre l'histogramme du nombre des sommets pour chaque plan de joints, qui peut être un indicateur pertinent pour rendre compte de la complexité de la géométrie des joints [46]. Ce type de paramètres peut être aussi utilisé pour décrire les blocs discrets engendrés par ce modèle 3D.

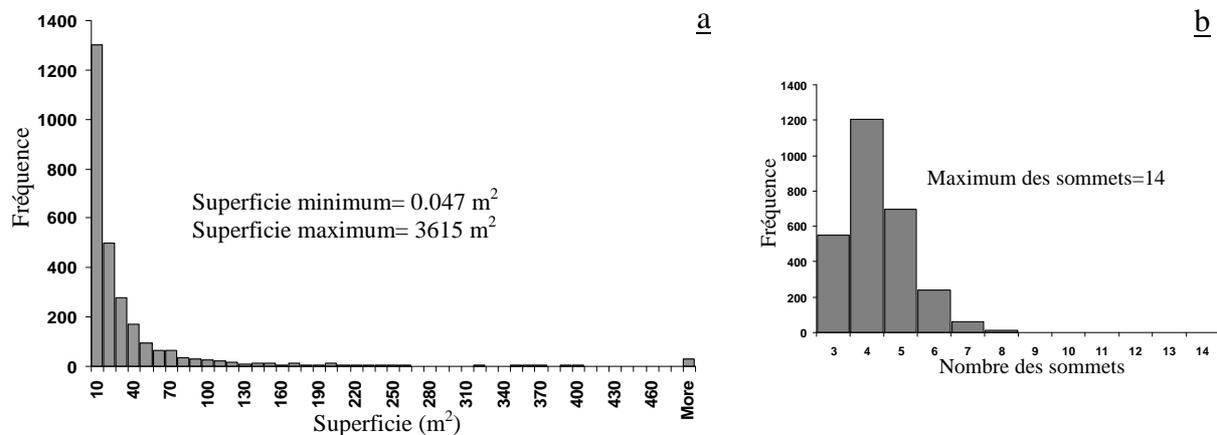


Figure 1.38 (a) Histogramme de la distribution des superficies des joints, (b) Histogramme des sommets par plans de joints, pour le modèle présenté dans la Figure 1.37b.

#### 1.5.4. Modèle considérant l'ouverture des joints

Dans la nature, les roches sont constituées d'un assemblage de minéraux qui forment un squelette solide, et des vides qui permettent les transferts de fluides. Ces vides représentent en général les pores ou les fractures. À une plus grande échelle, dans les milieux rocheux fracturés, souvent caractérisés par une matrice de très faible perméabilité, l'écoulement du fluide est généralement conditionné par et localisé dans les fractures fortement hétérogènes.

Les réseaux de fractures présentent des configurations géométriques très complexes. Ces configurations se retrouvent autant dans la génération stochastique des réseaux de fractures que dans les milieux naturels. La difficulté principale réside dans notre connaissance très imparfaite du milieu naturel à l'échelle du site. Comme nous l'avons déjà souligné, la géométrie tridimensionnelle des milieux fracturés n'est pas connue, et les seules données concernant la géométrie des joints sont mesurées, en général, à petite échelle sur les

affleurements, ou par échantillonnage, au moyen de carottes forées. La limitation des données sur les sites d'études, nécessite d'analyser statistiquement des données recueillies sur le terrain. Cette information, bien que très utile et indispensable, reste fragmentaire, d'où la nécessité d'utiliser des modèles statistiques pour déterminer des milieux équivalents simplifiés des réseaux de fractures en trois dimensions. Dans un modèle simple de porosité on suppose que la porosité réside dans les fractures, la porosité des blocs de la matrice entre les fractures est négligée. Dans un modèle de double porosité (Figure 1.39) les blocs de matrice ont une valeur de porosité non nulle.

Dans le but d'engendrer un modèle tridimensionnel qui puisse être utilisé pour la simulation du comportement hydraulique, on a pensé à ajouter un autre paramètre dans notre algorithme de génération des massifs rocheux fracturés. Il s'agit de l'ouverture des joints, qui peut être mesurée pendant les mesures de l'orientation des joints. Il faut noter que l'intégration de ce paramètre ne concerne pas seulement l'étude d'écoulements dans ce milieu, mais que ce paramètre joue également un rôle important dans la stabilité des talus rocheux. L'ouverture des joints est un des paramètres, qui jusqu'à

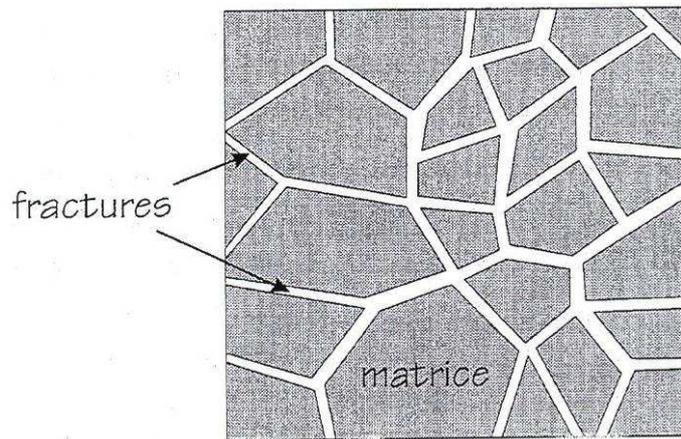


Figure 1.39 Modèle à double porosité. Schéma conceptuel d'un massif fracturé.

présent n'ont pas été pris souvent en considération malgré leur forte importance dans les modèles des massifs rocheux numériques engendrés dans le but d'étudier leur stabilité.

Afin d'expliquer les étapes prises pour engendrer un modèle du massif prenant en compte le paramètre de l'ouverture des joints, on a utilisé les données d'orientations de joints mesurées pour la carrière de Souraïde. Cette carrière est une des deux carrières des Pyrénées Atlantiques extrayant de l'ophite, utilisée surtout dans la construction des chaussées. Les mesures de l'orientation des fractures sont faites dans le cadre d'une étude de la stabilité des pentes de cette carrière.

La carrière de Souraïde présente une fosse d'une profondeur de 190 m (Figure 1.40a), cette profondeur importante n'est pas sans danger pour la stabilité du massif rocheux en question. Des relevés systématiques de fracturation ont été réalisés sur 5 lignes de mesures, en mesurant

le pendage, la direction et l'espacement des discontinuités observées sur les affleurements. Six familles des joints sont définies par le regroupement des joints ayant les paramètres présentés dans le Tableau 1-5. À cause de la complexité des phénomènes de mise en place des roches dans cette carrière, et de l'activité tectonique élevée de cette région de la France, on observe différents systèmes de fracturation. Malgré de bonnes caractéristiques mécaniques de la roche « ophite » intacte de cette carrière, la configuration géométrique des discontinuités donne lieu souvent à la génération de grands blocs mobiles potentiellement dangereux (Figure 1.40b).



Figure 1.40 (a) Photographie du talus sud de la carrière d'ophite de Souraïde, (b) un grand bloc, délimité par les joints, potentiellement amovible et dangereux.

Les données de l'orientation et les distances d'espacement calculées pour chaque famille, sont ici utilisées afin de créer un modèle de massif fracturé pour le côté Sud de cette carrière, illustré sur la Figure 1.40a. Outre ces données, on a considéré certaines valeurs pour le paramètre de l'ouverture des joints, qui ne sont pas les valeurs réelles, mais seulement pour engendrer un modèle qui puisse prendre en compte ce paramètre d'un point de vue algorithmique.

Tableau 1-5 Orientation des vecteurs normaux moyens, et espacement réel (en m) pour chaque famille, calculé à partir des données mesurées sur la carrière de Souraïde.

Famille	Direction(°)	Pendage(°)	Espacement réel moyen(m)
1	280	5	1.3
2	120	40	0.8
3	175	23	4.3
4	222	13	1.1
5	41	27	4.5
6	265	50	4.5

Le schéma de cet algorithme est présenté sur la Figure 1.41. Dans cette approche, on peut considérer, dans le modèle, une ouverture pour chaque famille de fractures, qui suit une distribution statistique normale. Les valeurs dont le code a besoin sont l'ouverture maximale

et minimale mesurée, et l'écart-type sur l'ensemble des valeurs mesurées. La moyenne est la valeur moyennée des valeurs minimales et maximales. Par exemple, dans ce modèle, ces valeurs sont prises dans une fourchette de 0 à 10 cm, et un écart-type de 1cm à 5cm. Dans un exemple réel, ces paramètres sont facilement déterminables.

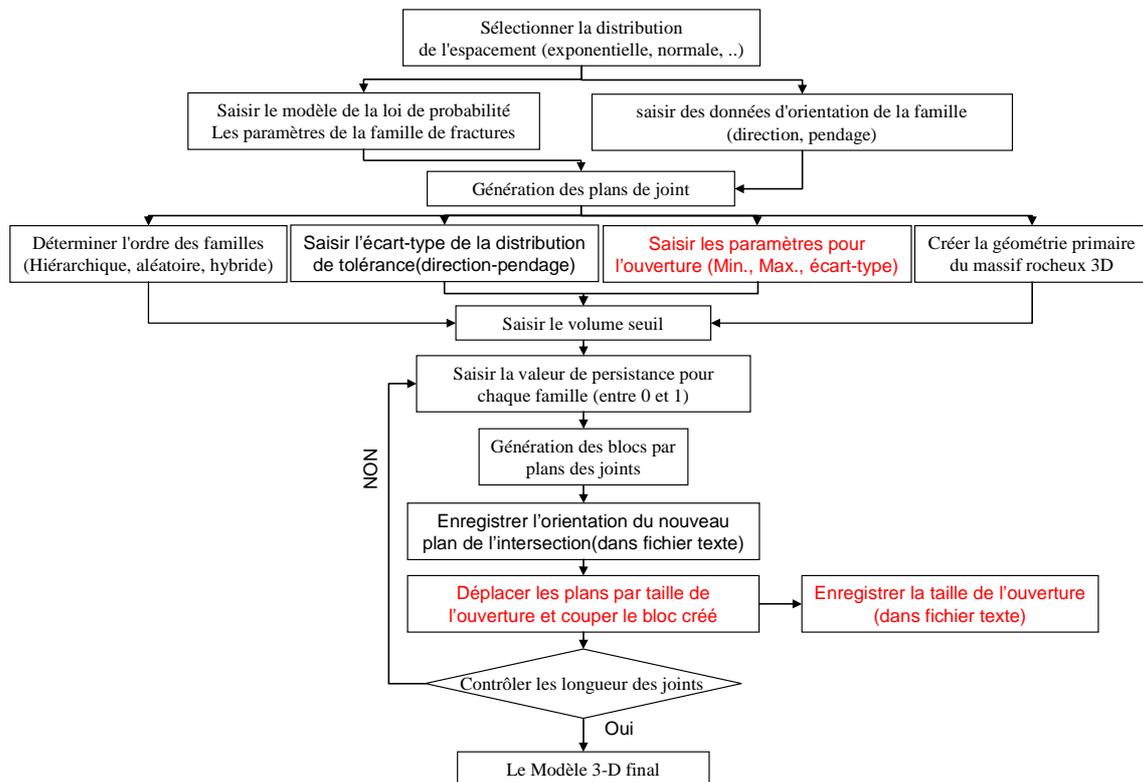


Figure 1.41 Schéma du procédé de modélisation du massif rocheux fracturé 3D en intégrant le paramètre d'ouverture des joints.

Une fois que ces valeurs sont entrées dans le code, dans la phase de l'intersection ordonnée entre plans de joints, pour chaque intersection, une valeur d'ouverture est affectée à un plan borné de joint de façon statistique, suivant les paramètres statistiques donnés. Cette valeur sera utilisée pour déplacer le plan de joint en question d'une façon parallèle. En fait, il y aura deux intersections pour chaque étape, et la partie entre ces deux plans parallèles sera considérée comme l'espace vide ou l'espace rempli de la fracture. De cette façon, on peut engendrer les réseaux de fractures en prenant en compte l'espace vide entre les blocs discrets, voire dans une étape ultérieure en considérant un volume entre blocs discrets auquel on pourra affecter des propriétés, mécaniques notamment, particulières.

Les résultats du modèle engendré par cette méthode sont illustrés sur la Figure 1.42. Les plans de fractures dans ce modèle n'ont pas d'épaisseur nulle, et les blocs s'écartent les uns

des autres d'une épaisseur correspondant à celle des plans des joints. Cette méthode nous permet d'avoir la possibilité d'étudier les réseaux de fractures pour déterminer leur connectivité, puis, à terme, de façon à permettre la simulation hydraulique d'écoulements dans un milieu fracturé. La Figure 1.42 b présente les réseaux de fractures créés pour six familles dans cette carrière, les plans sont d'épaisseur non nulle. L'historgramme des valeurs des ouvertures utilisées dans ce modèle est illustré dans la Figure 1.42 c, qui montre les valeurs entre 0 et 10 cm pour ce paramètre. En outre, on peut déterminer pour les réseaux de fractures, leur volume et d'autres caractéristiques géométriques. La Figure 1.42d montre l'historgramme des volumes vides produits par chaque plan de fracture en m<sup>3</sup>. Dans ce modèle la somme des volumes vides est 5906 m<sup>3</sup> et le volume de massif est 534334 m<sup>3</sup>, qui nous donne un pourcentage de vides de l'ordre de 1% .

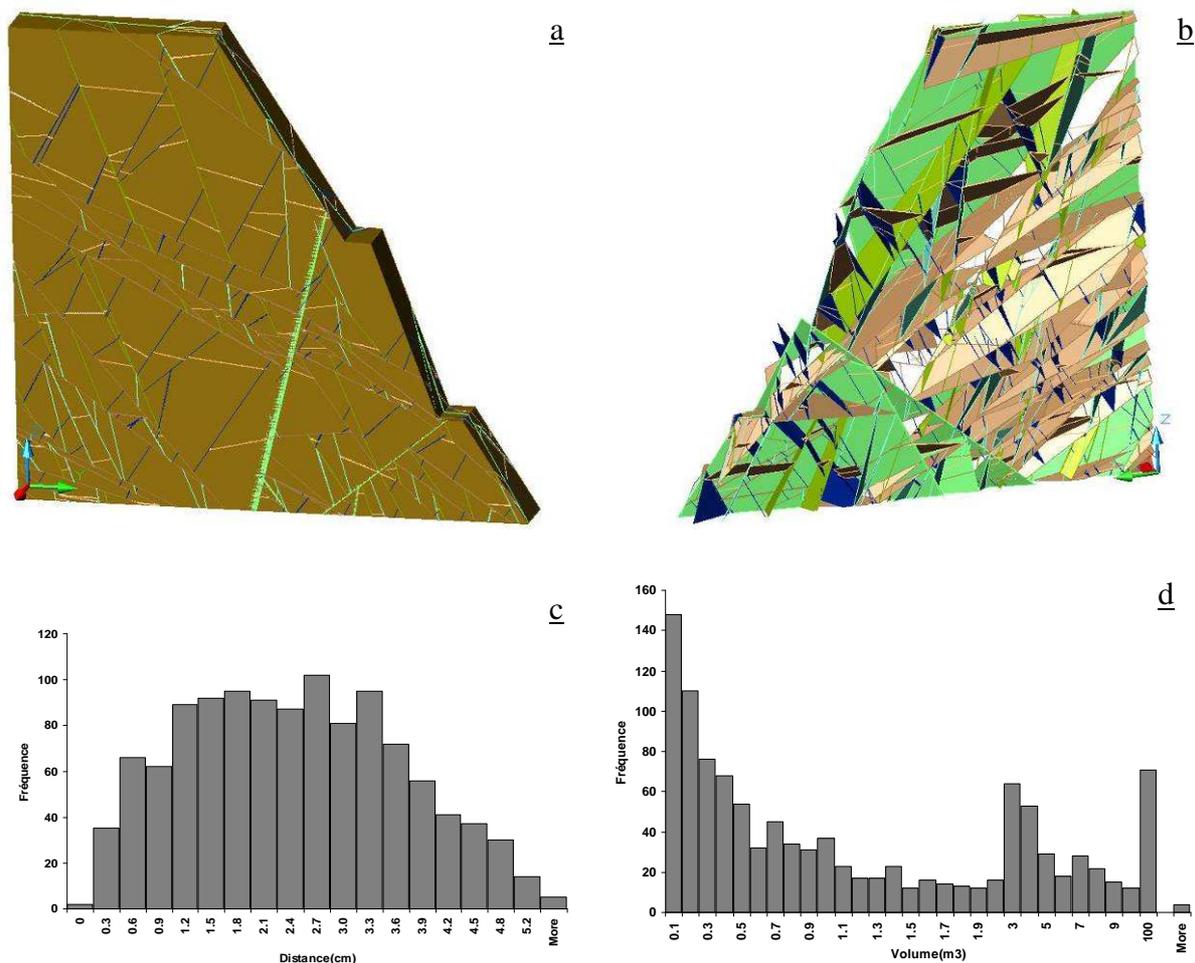


Figure 1.42 Modèle engendré pour le talus Sud de la carrière d'ophite de Souraïde avec une hauteur de 190m et une épaisseur de 20m (a) massif fracturé par six familles, (b) réseau de joints pour six familles en différentes couleurs et avec une épaisseur engendrée en fonction des paramètres entrés pour l'ouverture supposée distribuée selon une distribution normale tronquée (c) histogramme des valeurs d'ouverture des joints (en cm), (d) histogramme des volumes de l'espace vide créé par les ouvertures entre les blocs rocheux discrets.

## 1.6. Conclusion

L'étude du comportement mécanique et de la stabilité des massifs rocheux nécessite une bonne connaissance sur la structure complexe de ces milieux. En plus du squelette solide des massifs rocheux qui est également très hétérogène, ses paramètres mécaniques globaux sont difficiles à déterminer. La nature discontinue de ces milieux rend leur caractérisation géométrique elle-même compliquée. Les discontinuités jouent un rôle très important dans le comportement mécanique et hydromécanique des milieux rocheux. Aussi, afin d'obtenir des résultats admissibles pour leur modélisation, il est nécessaire de les prendre en considération d'une façon réaliste. Pendant des années, différents modèles et géométries ont été considérés par les scientifiques pour simuler un massif rocheux tenant compte ses réseaux de fracture selon les différentes procédures dont nous avons présenté un panorama actualisé.

En étudiant les modèles existants, on se rend compte que ces modèles présentent chacun des points forts et des inconvénients, souvent en fonction de l'objectif principal qui était celui de leurs concepteurs. Certains modèles, comme le modèle de Baecher, sachant qu'on n'a aucune certitude sur l'extension d'une discontinuité, peut être un modèle tout à fait acceptable pour répondre à certains problèmes d'écoulements souterrains de fluides. Par contre, ce modèle ne nous permet pas de déterminer facilement les blocs délimités par les disques, et, par conséquent, son application sera peu adaptée à une étude de la stabilité du massif rocheux qu'il modélise, d'un point de vue hydraulique. En comparant des modèles, on est arrivé à la conclusion qu'une méthode plus pratique et proche de la nature du massif rocheux, consiste à utiliser des plans polygonaux qui se coupent de façon éventuellement ordonnée, pour engendrer des modèles de massif rocheux fracturé.

Pour cela, on a développé des codes de calcul nous permettant d'engendrer les réseaux de fractures, par les plans orientés dans l'espace, en tenant compte des données d'orientation des discontinuités mesurées sur le terrain. Pour engendrer les plans de joint d'une manière stochastique, nous avons intégré certains paramètres statistiques issus des valeurs mesurées comme l'espacement entre des joints, la tolérance pour les données d'orientation, l'ouverture des joints. Nous avons également utilisé des outils géostatistiques afin d'intégrer les paramètres de structuration spatiale de la densité des joints dans des simulations, sur la base d'observations de terrain. L'ensemble de ces outils nous permet finalement de créer un modèle représentatif de milieu rocheux fracturé, qui est exploitable pour la modélisation de son comportement mécanique par les méthodes des éléments discrets. Cette modélisation mécanique par éléments discrets constitue la suite de notre étude.

**Références:**

1. Priest SD. Discontinuity analysis for rock engineering. London: Chapman & Hall; 1993
2. Warburton P.M. Stereological interpretation of joint trace data: Influence of joint shape and. implication for geological surveys. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 1980b;17:305-316
3. Warburton PM. A stereological interpretation of joint trace data. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 1980;17:181-190
4. Robertson A. The interpretation of geological factors for use in slope stability. In, *Syposium on the theoretical background to the planning of open pit mines with special reference to slope stability*; 1970:55-71
5. Call RD, Savely J, Nicholas DE. Estimation of joint set characteristics from surface mapping data. In, *Monograph on Rock Mechanics Applications in Mining*, WS Brown, SS Green, and WA Hustrulid, eds, AIME, New York; 1976:65–73.
6. McMahon B. A statistical method for the design of rock slopes. In, *Proceedings of 1st Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*, Melbourne 1971:314-321
7. Bridges MC. Presentation of fracture data for rock mechanics. In, *Proceeding of the symposium on the theoretical background to the planning of open pit mines South Africa: Johannesburg*; 1970 p 55-71
8. Barton CM. Analysis of joint traces. In, *Proceeding of 19th US Symposium on Rock Mechanics: American institute of mining engineers*; 1978:38-40
9. Einstein HH, Baecher GB, Veneziano D, al. e. Risk analysis for rock slopes in open pit mines-final technical report. In: *Department of Civil Engineering, MIT*; 1980
10. Segall P, Pollard DD. Joint formation in granitic rock of the Sierra Nevada. *Geological Society of America Bulletin* 1983;94:563-575
11. Segall P, Pollard DD. Mechanics of discontinuous faults *Geophysical Research* 1980;85:4337-4350
12. Einstein HH, Veneziano D, Baecher GB, O'reilly KJ. The effect of discontinuity persistence on rock slope stability. *Int J Rock Mech Min Sci* 1983;20:227-236
13. Jennings JE. A mathematical theory for the calculation of the stability of open cast mines. *Proc. Symp. on the theoretical background to the planning of open pit mines*, pp. 87-102, Johannesburg (1970). In
14. Lajtai EZ. Strength of discontinuous rocks in shear. *Geotechnique* 1969;19:218-233

15. Stimpson D. Failure of slopes containing discontinuous planar joints. Proc. 19th U.S. Symp. on rock mechanics, pp. 246-300 (1978).
16. O'reilly KJ. The effect of joint phase persistence on slope reliability, M.Sc. thesis, MIT, 533 pp (1980).
17. Irmay S. Flow of liquids through cracked media. Bulletin of the Resources Council, Israel 1955;5A, No.1:84
18. Childs EC. The anisotropic hydraulic conductivity of soil. Soil Science 1957;8:42-47
19. Snow DT. A parallel plate model of fractured permeable media. In, University of California: Berkeley; 1965:331
20. Smith L, Schwartz FW. Mass Transport 1. A Stochastic Analysis of Macroscopic Dispersion. Water Resour Res 1980;16:303-313
21. Long JCS, Gilmour P, Witherspoon P. A model for steady fluid flow in random 3D networks of disk-shaped fractures. Water Resources Research 1985;21:105-115
22. Baecher GB, Lanney NA. Trace length biases in joint surveys. In, 19th US symposium on rock mechanics: American institute of mining engineers; 1978:56-65
23. Barton CC. Systematic jointing in the Cardium Sandstone along the Bow River. In. Alberta, Canada: Yale University; 1983: 301 p.
24. Cleary MP. Internal progress report on joint industry research. In: MIT; 1984
25. Dershowitz WS, Einstein HH. Characterizing Rock Joint Geometry with Joint System Models. Rock Mech Rock Eng 1988;1:21-51
26. Long JCS. Investigation of equivalent porous medium permeability in networks of discontinuous fractures. In: Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley; 1983
27. Priest SD, Hudson JA. Discontinuity spacings in rock Int J Rock Mech Min Sci & Geomech Abstr 1976;13:135-148
28. Miles RE. On the homogeneous planar Poisson point process. Math Biosci 1970;6:85-127
29. Miles RE. Isotropic random simplices. Advances in Applied Probability 1971;3:353-382
30. Santalo LA. Integral Geometry and Geometrical Probability. In, Encyclopedia of Mathematics and its Applications: Reading: Addison Wesley; 1976
31. Santalo LA. Stochastic geometry and integral calculus. Massachusetts: Addison-Wesley publishing Company; 1976

32. Hudson JA, Priest SD. Discontinuity and rock mass geometry. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 1979;16:339-362
33. Priest SD, Hudson J. Estimation of discontinuity spacing and trace length using scanline surveys. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 1981;18 183-197
34. Veneziano D. Probabilistic Model of Joints in Rock In, Unpublished manuscript, Massachusetts Institute of Technology; 1978
35. Veneziano D. Probabilistic model of joints in fractured rock. In: Technical Report, Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.; 1979
36. Dershowitz. WS. A probabilistic model for the deformability of jointed rock masses. In, MS Thesis, MIT, Cambridge, MA; 1979
37. Ambarcumjan RV. Convex polygons and random tessellations. In: Harding E., Kendall D. eds, *Stochastic geometry*. New York; 1974:176-191
38. Cowan R., Properties of ergodic random mosaic processes. *Math. Nachr.* 97 (1980), pp. 89–102.
39. Billaux D. Hydrogéologie des milieux fracturés. Géométrie, connectivité et comportement hydraulique. In, Document Bureau de Recherches Géologiques et Minières 186; 1990:277
40. Billaux D, Chiles JP, Hestir K, Long J. Three-dimensional statistical modelling of a fractured rock mass-an example from the Fanay-Augères mine. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 1989;26:281-299
41. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse, Aménagement entre Villefranche de Conflent et Mont-Louis, Compte rendu du projet 2005.
42. Jimenez-Rodriguez R, Sitar N. Spectral method for clustering of rock discontinuity sets. *Int J Rock Mech Min Sci* 2006;43:1052-1061
43. Journel A, Froidevaux R. Anisotropic hole-effect modeling. *Mathematical Geology* 1982;14:217-239
44. Armstrong M. *Basic Linear Geostatistics*. New York: Springer, 1998.
45. Rafiee A, Vinches M. Application of geostatistical characteristics of rock mass fracture systems in 3D model generation, *Int J Rock Mech Mining Sci* (2007), doi: 10.1016/j.ijrmms.2007.09.009.
46. Kalenchuk K, Diederichs M, McKinnon S. Characterizing block geometry in jointed rockmasses. *Int J Rock Mech Min Sci* 2006; 43:1212-1225

47. Meyer T, Einstein H. Geologic Stochastic Modelling and connectivity assessment of fracture systems in the Boston area. *Rock Mech and Rock Eng* 2002;35:23-44
48. Einstein H. Modern developments in discontinuity analysis the persistence discontinuity problem. In: Hudson JA, editor. *Comprehensive rock engineering, volume 3 rock testing and site characterization*. New York: Pergamon Press; 1993. p. 215–39.
49. Fisher R. Dispersion on a sphere. *Proc. Royal Society London, A217*, pp. 295-305. 1953
50. Einstein HH, Baecher GB. Probabilistic and statistical methods in engineering geology. *Rock Mechanics and Rock Engineering* 1983;16:39-72
51. Kelker D, Langenberg CW. A mathematical model for orientation data from macroscopic elliptical conical folds *Mathematical Geology* 1987;19:729-743
52. Mardia KV. A multisample uniform scores test on a circle and its parametric competitor. *J. Roy. Statist. Soc. Ser. B* 34. 1972:102-113
53. Bingham C. An antipodally symmetric distribution on the sphere. *Annals of Statistics*, 2: 1201–1225. 1974
54. Watson G. The statistics of orientation data. *Journal of Geology* 1966;74:786-797.

## Chapitre 2

### Modélisation par les méthodes aux éléments discrets

Dans ce chapitre, on présente les approches par éléments discrets qui tiennent compte de l'aspect discontinu des massifs rocheux et des structures en maçonnerie. On détaillera les méthodes les plus utilisées dans le domaine de la modélisation des massifs rocheux, en particulier la méthode des éléments distincts de Cundall, mise en œuvre dans les codes de calcul UDEC et 3DEC. Cette méthode sera détaillée en raison de son application répandue dans le domaine de la mécanique de roche. Dans cette méthode, les forces d'interaction de contact et de frottement peuvent être décrites par des systèmes de ressorts et d'amortisseurs à réponse linéaire ou non. Cette méthode résout l'intégration numérique de l'équation de la dynamique par une approche explicite.

Ensuite, on expliquera les méthodes par éléments discrets non régulières (non smooth DEM) qui consistent à utiliser des lois d'interaction entre grains non nécessairement régulières. Autrement dit, les méthodes non-smooth font intervenir des sauts de vitesse ou des lois à seuils. Dans ce genre de méthode, l'interpénétration entre les blocs est considérée non-physique et l'algorithme ne tolère aucune interpénétration entre les blocs. Dans cette partie on présentera en particulier la méthode NSCD (Non Smooth Contact Dynamics) initiée par M. Jean et J.J. Moreau, qui est implantée dans le code de calcul de LMGC90. Ce code sera utilisé dans le reste de cette étude comme outil principal des simulations des milieux discrets. Dans la méthode NSCD, les actions inter-granulaires de contact frottant sont décrites par des lois de chocs, des conditions unilatérales (Signorini) et du frottement de Coulomb. Cette méthode nécessite un traitement implicite de l'équation de la dynamique et des relations inter-granulaires.

Ce chapitre a donc pour objectif principal de présenter les deux méthodes de Cundall et NSCD, et d'en comparer différents aspects. Outre ces deux méthodes qui seront détaillées, on en présentera brièvement d'autres, utilisées dans la modélisation des milieux discrets.

## 2.1. Modélisation numérique par éléments discrets

Tout système mécanique auquel s'intéresse le scientifique peut être décrit par un modèle physique qui se traduit souvent par une équation différentielle, une équation intégrale ou une équation aux dérivées partielles. Ces dernières relient entre elles les grandeurs intervenant dans le système étudié. La résolution analytique d'un problème différentiel se traduit par l'obtention des valeurs des inconnues (par exemple, le champ des vitesses, des déplacements...) du système en fonction d'une ou plusieurs variables pouvant prendre une infinité de valeurs possibles [1]. Cependant, les solutions analytiques sont rares. Elles sont, en général, associées à des cas d'études simple et/ou à des géométries particulières.

Dans le cas où la résolution analytique n'est pas possible, le recours au calcul numérique est nécessaire. La résolution numérique du problème consiste à approximer la solution continue grâce au découpage spatial et temporel des équations. C'est l'étape de discrétisation. Les différentes techniques de discrétisation (volumes finis, éléments finis, différences finies) sont plus ou moins adaptées en fonction de la nature de l'objet étudié.

En mécanique des sols, l'utilisation de la méthode aux éléments finis est largement répandue. Elle s'adapte très bien à un grand nombre de problèmes du génie civil. La pertinence de la solution est toutefois liée à la description du comportement du matériau considéré via sa loi comportement. Il faut souligner que cette approche est adaptée lorsque le matériau est assimilable à un milieu continu. Cependant, dans le cas de sollicitations extrêmes, par exemple de type impact, le maillage continu de la matière par éléments finis rend difficile le traitement de la fissuration et de la fragmentation du milieu [2]. En outre, la simulation numérique des grandes déformations est également difficile et ne permet pas toujours de simuler dans de bonnes conditions les processus observés expérimentalement. Les déformations importantes imposent au maillage de fortes distorsions qui ont pour effet d'altérer la précision du schéma numérique. La solution consiste à utiliser des procédures de remaillage mais qui s'avèrent délicates et sophistiquées [2].

Contrairement à l'approche éléments finis, la modélisation par éléments distincts (ou discrets), qui s'appuie sur une technique de discrétisation temporelle par différences finies, a la particularité de traiter le milieu étudié comme un assemblage de corps discrets. La principale différence entre les approches discrète et continue se situe au niveau des paramètres qui pilotent le modèle. L'approche continue décrit le milieu d'un point de vue macroscopique contrairement à l'approche discrète qui fait appel à une description à l'échelle microscopique.

Le modèle numérique discret ne demande pas la connaissance de la loi de comportement macroscopique du matériau. Les déplacements et les rotations des éléments sont calculés à chaque pas de temps grâce au principe fondamental de la dynamique et interagissant par l'intermédiaire de modèles de contact [3]. Les éléments discrets se comportent indépendamment comme des corps rigides possédant un nombre fini de degrés de liberté [4]. Il est possible, bien que plus complexe, d'introduire un comportement déformable des éléments discrets, et, dans ce cas, de prendre en compte des lois de comportement du matériau assez sophistiquées.

Le caractère discontinu des modèles étudiés ici a manifestement orienté le choix de la modélisation numérique vers une approche par éléments distincts. Les modèles des massifs rocheux fracturés et les ouvrages en maçonnerie sont des structures discontinues et généralement hétérogènes, en conséquence, la méthode des éléments finis n'est pas toujours capable de décrire tous les phénomènes qui se produisent dans ce genre de structures, dès lors que le nombre des surfaces entre blocs devient important. Dans ce qui suit, on propose une classification des modèles discrets, des comparaisons entre différents modèles, avant d'exposer le principe général de calcul des méthodes discrètes.

On rencontre plusieurs stratégies de positionnement et de résolution des problèmes parmi les méthodes reliées à une approche discrète. Nous présentons les principaux courants et modèles, classés comme indiqué sur la Figure 2.1, en nous basant sur les travaux de Hogue [5]. Nous commençons par l'analyse du modèle le plus simple.

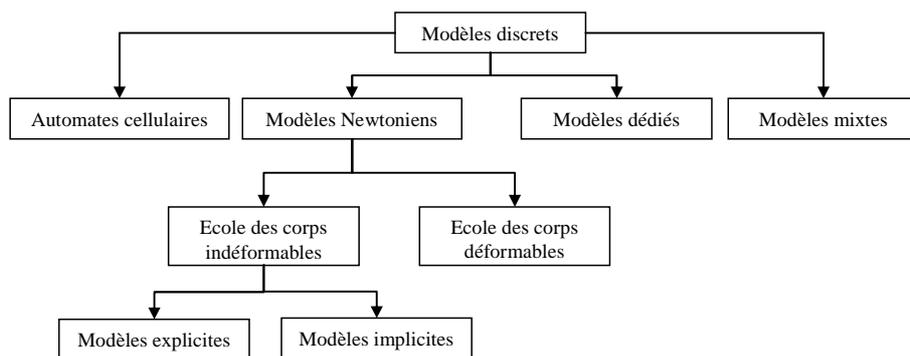


Figure 2.1 Classification des principaux modèles discrets

## 2.2. Les automates cellulaires

Un automate cellulaire (AC) se présente généralement sous la forme d'un quadrillage dont chaque case peut être occupée ou vide. Un grain sera bien entendu symbolisé par une case

occupée. La configuration des cases, que l'on appellera état de l'automate, évolue au cours du temps selon certaines règles. Le temps et l'espace sont discontinus. L'automate cellulaire le plus connu est le célèbre « jeu de la vie » qui simule la croissance d'une colonie de cellules. En utilisant des règles *ad hoc*, certains auteurs ont pu imiter la formation de tas de sable et les avalanches qui se produisent à leur surface [6,7], tandis que d'autres se sont intéressés aux écoulements [8-10].

Une caractéristique fondamentale par rapport aux autres techniques est que les lois de la physique n'interviennent pas. Mais évidemment, les règles d'évolution sont choisies de façon à reproduire au mieux les lois naturelles. En choisissant bien les règles d'évolution, on peut obtenir des résultats qualitatifs assez satisfaisants. La programmation d'un automate cellulaire est simple et rapide. Le voisinage fait partie intégrante du modèle. Le fait de discrétiser l'espace et le temps rend plus facile la détection des interactions : il suffit de regarder l'occupation des cellules. Si l'on évite de trop dessiner/afficher à l'écran (les entrées-sorties sont très lentes sur n'importe quel ordinateur), on peut faire des simulations mettant en jeu un très grand nombre d'éléments en des temps très courts.

Malheureusement, ce type de modèle n'est pas du tout flexible et a des limites dans le domaine du réalisme. On fait, en effet, des simplifications radicales, et discutables sur la forme et les caractéristiques des grains comme leur élasticité ou leur rugosité. De plus, les règles de l'automate sont déterminées de façon absolument empirique et intuitive et elles doivent être modifiées selon le cas d'étude. Il n'est pas certain, non plus, que l'on puisse reproduire tous les phénomènes spécifiques des milieux granulaires : le phénomène de ségrégation semble par exemple difficile à reproduire avec des règles simples, d'autant plus que, généralement, tous les grains ont la même grosseur dans les AC. Bien que limités et simplistes, les automates cellulaires peuvent quand même se révéler intéressants lorsqu'un très grand nombre de particules identiques sont impliquées et que le système est simple [11].

### **2.3. L'approche newtonienne**

Il existe des modèles plus proches de la réalité que les automates cellulaires. Dans l'approche newtonienne les déplacements et les chocs entre grains sont traités grâce à la mécanique classique. On peut diviser cette approche en deux écoles, comme l'avait fait Walton [12]: l'école des corps déformables (*soft-particle model*) et celle des corps indéformables (*rigid-particle model*). Ces deux types de modèles ont des philosophies complètement différentes. Le premier type modélise les contacts par un système basé sur

l'utilisation de ressorts, d'amortisseurs et les lois de Newton, tandis que le second utilise des lois de contact non régularisées associées au principe de la conservation de la quantité de mouvement.

### 2.3.1. L'école des corps déformables (le modèle de Cundall)

Cundall en 1971 [13], puis Cundall et Strack [14] qui présentèrent en 1979 un méthode des éléments distincts (abrégié DEM en anglais), aussi appelé méthode des éléments distincts (MED en français), furent parmi les précurseurs du modèle des corps déformables. De nombreux auteurs se sont inspirés de ce travail. Les contraintes mécaniques de non-interpénétrabilité de chaque paire de particules sont approchées par des lois de répulsion (ressort). En plus, quand deux grains sont en contact (ils peuvent se chevaucher un peu), ils sont supposés exercer l'un sur l'autre des forces dissipatrices (amortisseur) de façon à modéliser le frottement. Les contacts ont une durée non nulle et les interactions entre les particules varient de façon continue au cours du chevauchement. Il s'agit, pour calculer l'évolution du système, d'intégrer un système d'équations différentielles du second ordre.

Le calcul de l'évolution dynamique de l'assemblage de grains se fait à chaque pas de temps par l'application alternative du principe fondamental de la dynamique et de l'actualisation des forces de contact appliquées sur chaque particule (Figure 2.2). La DEM de Cundall alterne à la fois l'application de la seconde loi de Newton et la loi de force-déplacement au niveau des contacts. La loi de Newton donne le mouvement d'une particule sous l'effet des forces qui lui sont appliquées. La loi de force-déplacement est utilisée pour trouver la force de contact à partir de l'interpénétration évaluée par un déplacement calculé explicitement à partir de conditions initiales au début du pas de temps. Considérons une particule,  $p$ , au sein d'une collection de grains. A l'instant  $t$ , cette particule est soumise à un système de forces dû aux particules qui sont en interaction avec elle. Grâce au principe fondamental de la dynamique, on a :

$$\sum \vec{F}(\bar{p} \rightarrow p) = m \ddot{x}_G \quad (2.1)$$

$$\sum \vec{M}_G(\bar{p} \rightarrow p) = \frac{d}{dt} [I_G(p) \vec{\Omega}(p)] \quad (2.2)$$

où  $\vec{F}(\bar{p} \rightarrow p)$  est la somme des forces appliquées à  $p$  dues aux particules en interaction avec elle,  $G$  est le centre de gravité de la particule.  $m$  est la masse de la particule,  $\vec{\Omega}(p)$  sa vitesse angulaire,  $\ddot{x}_G$  son accélération et  $I_G(p)$  sa matrice d'inertie exprimée en  $G$ .

Le calcul des nouvelles positions des particules est réalisé par l'intégration des équations (2.1) et (2.2), à l'aide d'un schéma aux différences finies centré sur un pas de temps  $\Delta t$ . Le calcul des accélérations des particules est réalisé de la manière suivante :

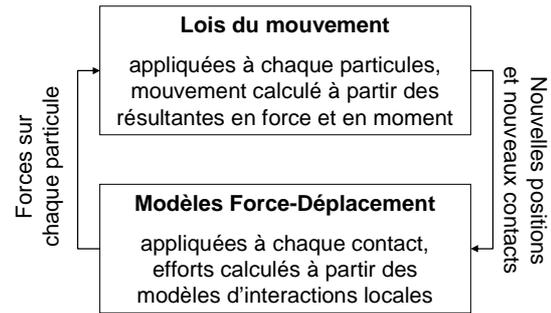


Figure 2.2 Cycle de calcul pour une approche MED

$$\vec{\ddot{x}}_G(t) = \frac{1}{\Delta t}(\vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t/2) - \vec{\dot{x}}_G(t - \Delta t/2)) \quad (2.3)$$

$$\vec{\ddot{\Omega}}_G(t) = \frac{1}{\Delta t}(\vec{\dot{\Omega}}_G(t + \Delta t/2) - \vec{\dot{\Omega}}_G(t - \Delta t/2)) \quad (2.4)$$

Ensuite, le calcul des vitesses au temps  $t + \Delta t$  est effectué en substituant ces expressions dans les équations (2.1) et (2.2):

$$\vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{x}}_G(t - \Delta t/2) + \left[ \frac{\sum \vec{F}(\bar{p} \rightarrow p)}{m} \right]_t \Delta t \quad (2.5)$$

$$\vec{\dot{\Omega}}_G(t + \Delta t/2) = \vec{\dot{\Omega}}_G(t - \Delta t/2) + \left[ \frac{\sum \vec{M}_G(\bar{p} \rightarrow p)}{I_G} \right]_t \Delta t \quad (2.6)$$

Pour finir, les vitesses des particules sont utilisées pour déterminer les nouvelles positions des centres des particules :

$$\vec{x}_G(t + \Delta t) = \vec{x}_G(t) + \vec{\dot{x}}_G(t + \Delta t/2)\Delta t \quad (2.7)$$

L'actualisation des positions des particules au pas de temps suivant donne alors un nouvel état mécanique. La détermination du réseau de force est faite par l'intermédiaire des modèles d'interaction.

Le comportement macroscopique de l'assemblage de grains simulé est directement relié aux modèles d'interaction implémentés. Ceux-ci permettent de décrire l'évolution de la force d'interaction d'un élément sur un autre (Figure 2.3). Les paramètres des modèles d'interaction sont dénommés microparamètres. Le choix des modèles d'interaction est fait en fonction de la nature rhéologique du système mécanique à étudier. Comme il a déjà été mentionné, la MED autorise une légère interpénétration des grains entre eux. Cette interpénétration est utilisée pour calculer les forces normale et tangentielle s'exerçant au contact via les raideurs de contact normal et tangentiel. Il est possible de prendre en compte le frottement de Coulomb et également de simuler des liaisons de nature cohésive entre les éléments.

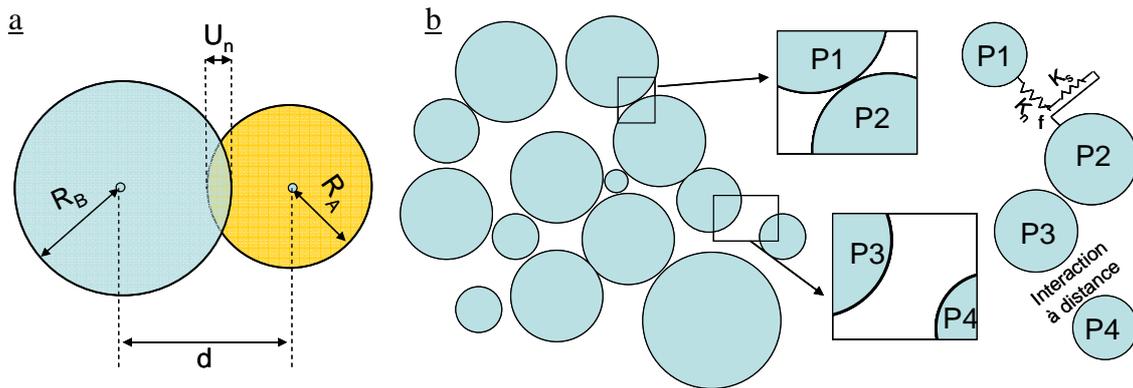


Figure 2.3 (a) Schéma de principe de l'interaction de contact entre deux particules.  $U_n$  est l'interpénétration entre les particules. (b) Des modèles d'interaction à distance peuvent être également considérés en plus des modèles de contact.

Dans le cadre linéaire les forces normale et tangentielle,  $F_n$  et  $F_s$ , sont définies comme suit :

$$F_n = K_n U_n \quad K_n = \frac{K_n^A K_n^B}{K_n^A + K_n^B} \quad (2.8)$$

$$\Delta F_s = K_s \Delta U_s \quad K_s = \frac{K_s^A K_s^B}{K_s^A + K_s^B} \quad (2.9)$$

où  $U_n$  est l'interpénétration au contact,  $\Delta U_s$  l'incrément de déplacement à la surface de contact,  $\Delta F_s$ , l'incrément de force tangentielle associé et  $K_{n(s)}^i$  la raideur normale (n) (ou tangente (s)) de l'élément  $i$ .

Il faut remarquer que dans le cadre de la théorie d'Hertz qui sort du cadre linéaire, les expressions de la raideur normale et tangentielle peuvent être calculées à partir des caractéristiques intrinsèques du matériau constitutif des grains (Module d'Young, module de cisaillement et coefficient de Poisson).

Le modèle inclut un frottement du type Coulomb, à savoir qu'en chaque point de contact la magnitude de la force de cisaillement doit obéir à la règle suivante :

$$|F_s| \leq \mu_{1,2} |F_n| \quad (2.10)$$

où  $\mu_{1,2}$  représente le coefficient de friction entre les particules 1 et 2. Si cette condition n'est pas respectée, on pose  $F_s := \mu_{1,2} F_n$ , en conservant le signe.

Dans les modèles cohésifs, on utilise le comportement constitutif d'un point de colle liant les éléments. Ce modèle cohésif peut transmettre à la fois des forces (traction/compression) et également des moments (flexion/torsion). Ces forces et moments sont reliés, via la théorie des

poutres, aux contraintes maximales normale et tangentielle qui se développent au sein du matériau de collage. La caractérisation de ce modèle est faite par introduction de cinq nouveaux paramètres qui s'ajoutent aux paramètres des précédents modèles : les raideurs de contact de cohésion,  $\bar{k}_n$  et  $\bar{k}_s$ , les contraintes normale et tangentielle maximales admissibles par le matériau cohésif,  $\bar{\sigma}_n$  et  $\bar{\sigma}_s$ , et le rayon de collage  $\bar{R}$  [15]. Durant une simulation, dès qu'une condition de rupture est atteinte, le lien cohésif est perdu. Les interactions avec les autres grains sont alors gérées avec les modèles linéaires et de frottement sec (sans cohésion) décrit plus haut.

Compte tenu de la nature élastique des interactions entre grains, la perte d'énergie ne peut se faire que par frottement. L'obtention d'un équilibre mécanique est donc compromise sauf si un amortissement numérique est introduit, son rôle étant d'atténuer les oscillations dans l'assemblage. Il existe un certain nombre de formes d'amortissements [16,17].

Dans la méthode de Cundall, l'amortissement utilisé agit de manière locale en atténuant à chaque pas de temps, les accélérations des particules. Lors du cycle de calcul, une force d'amortissement,  $\vec{F}_d$ , est ajoutée au bilan des forces (équation 1.1). On a alors l'expression suivante :

$$\sum \vec{F}(\bar{p} \rightarrow p) + \vec{F}_d = m\ddot{x}_G \quad (2.11)$$

avec  $F_d^i = -\alpha \left| \sum F(\bar{p} \rightarrow p)^i \right| \text{sgn}(\dot{x}_G^i)$  où  $\text{sgn}(\dot{x}_G^i) = \begin{cases} +1 & \text{si } \dot{x}_G^i > 0 \\ -1 & \text{si } \dot{x}_G^i < 0 \\ 0 & \text{si } \dot{x}_G^i = 0 \end{cases}$

où  $x^i$  désigne la  $i^{\text{eme}}$  composante associée au vecteur  $\vec{x}$ . C'est en fait une force proportionnelle à la vitesse et de sens opposé. Cet amortissement dit non visqueux, par opposition au modèle d'amortissement visqueux qui agit sur la vitesse relative des éléments (modèle de Kelvin-Voigt), ne représente pas une grandeur physique du système. Dans la méthode de DEM de Cundall, il faut utiliser cet amortissement artificiel, pour deux raisons. Tout d'abord, ce type d'amortissement est introduit pour assurer la stabilité numérique du schéma d'intégration, et d'autre part lorsque l'origine de la dissipation d'énergie au sein du système n'est pas entièrement représentée par les frottements inter-particulaires.

$\alpha$  est adimensionnel et est compris entre 0 et 1. Dans des conditions quasi-statiques, la valeur recommandée par Cundall est  $\alpha = 0.7$ . Dans des conditions dynamiques, l'amortissement devra être pris très faible pour éviter toutes dissipations énergétiques

parasites au cours du mouvement des particules. Hentz [18] recommande une valeur inférieure à 0.1 lorsque l'on souhaite amortir le milieu après le passage d'une onde élastique. L'énergie dissipée dans ce modèle est due au frottement, au contact et à l'amortissement global. L'amortissement global est utilisé pour que l'assemblage des grains atteigne, dans toutes les conditions, un état d'équilibre. Si aucun contact n'est réalisé et il n'y a pas d'amortissement global, on n'atteint jamais un état d'équilibre donné. Le schéma numérique est stable seulement lorsqu'on prend le pas de temps  $\Delta t$  légèrement inférieur à une valeur critique qui a été déterminée par Cundall [13].

Ce pas de temps doit être suffisamment grand pour réduire la durée totale du calcul et suffisamment petit pour ne pas engendrer une propagation trop rapide des forces d'un pas de temps à un autre. Le code de calcul UDEC fournit un ajustement automatique du pas de temps en vue de garantir la stabilité et la convergence du modèle. Ce pas de temps est donné de la façon suivante :

$$\Delta t_n = 2A \sqrt{\frac{m_{\min}}{k_{\max}}} \quad \Delta t_z = \frac{\sqrt{A_z}}{L_{\max}} \sqrt{\frac{m_z}{K + \frac{3}{4}G}} \quad \Delta t = \min(\Delta t_n, \Delta t_z) \quad (2.12)$$

où  $A$  est un paramètre permettant à l'utilisateur de contrôler manuellement le pas de temps. Il est pris par défaut égal à 10% ;  $m_{\min}$  est la plus petite masse sur tous les blocs;  $k_{\max}$  est la raideur maximale des joints;  $A_z$  et  $m_z$  sont respectivement la surface et la masse minimales sur tous les éventuels éléments finis composant les blocs déformables;  $L_{\max}$  est la plus grande longueur sur tous les éléments finis composant les blocs;  $K$  et  $G$  sont respectivement les modules de compression et de cisaillement du matériau.

Cette méthode tolère l'interpénétration entre les particules, à condition que cette distance soit négligeable devant les dimensions des particules, Cundall, 1971 [13]. Les réactions de contact sont fonction de l'interpénétration entre les particules. Les réactions calculées serviront à déterminer les nouvelles positions des particules. La convergence du schéma numérique de cette méthode exige l'utilisation d'artifices numériques comme l'atténuation visqueuse et l'amortissement global. Ces paramètres n'ont aucune réalité physique et voient leur intérêt seulement pour des considérations numériques de stabilisation des champs cinématiques calculés. Les paramètres d'atténuation visqueuse sont reliés aux raideurs normale et tangentielle du contact en question.

Afin de donner plus de réalité physique aux modèles, on a tendance à augmenter les raideurs du contact pour diminuer les interpénétrations entre les blocs. Mais le problème est

qu'ainsi, on risque de mettre en péril la convergence du modèle. Ces raideurs sont prises de façon parfois aléatoire dans le seul but de satisfaire les critères de convergence du modèle et les résultats pourraient être fortement dépendants du choix de ces paramètres. Cette méthode considère des champs cinématiques continus et assez réguliers et ainsi elle ne prend pas en compte les éventuels chocs et les sauts de déplacements et de vitesses qui en découlent.

### **2.3.2. L'école des corps indéformables**

Malgré de nombreuses études portant sur les collisions de corps solides et la dynamique du milieu solide, il reste beaucoup de difficultés non résolues, comme le choc entre deux corps solides qui est un phénomène compliqué. Les principales caractéristiques en sont de très courtes durées de contact et de grandes ampleurs des forces engendrées. Plusieurs modèles existent pour représenter les chocs entre deux corps. Nous présentons dans cette partie la méthode Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) appartenant à l'école des corps indéformables qui a un schéma numérique implicite. Cette méthode est capable de prendre en compte les éventuels chocs et les irrégularités qui peuvent se produire. Le code de calcul LMGC90 développé au Laboratoire de Mécanique et de Génie Civil à l'Université de Montpellier II est basé sur la méthode NSCD. Ce code sera utilisé dans le cadre de cette étude pour la modélisation des massifs rocheux et des structures en maçonneries. Avant d'aborder des explications sur les équations dynamiques auxquelles on a recours dans cette méthode, on commence par une présentation des lois de contact employées dans l'algorithme de la méthode NSCD.

#### **a. Lois de contact**

##### **a.1. Condition de Signorini (unilatéralité)**

Pour décrire le mouvement d'un système, des informations sur les forces de contact doivent être déterminées afin de pouvoir compléter des équations de la dynamique. Contrairement à la méthode de Cundall, dans la méthode NSCD les grains ne sont pas autorisés à s'interpénétrer. L'impénétrabilité de contact signifie que les corps candidats au contact doivent éviter de traverser les frontières des corps antagonistes. Nous considérons également que les corps en contact ne sont pas attirés les uns vers les autres : à savoir par convention que la composante normale de la force de réaction est toujours positive ou égale à zéro lorsque le contact disparaît. Ce comportement de contact conduit à la représentation

classique de la loi de Signorini (Figure 2.4). En effet, l'unilatéralité consiste à considérer que les deux corps ne se pénètrent pas. Ceci se traduit par le fait que la distance d'interstice  $g$  doit rester positif ( $g \geq 0$ ). Autrement dire, lorsqu'il y a contact, la réaction qui permet d'assurer la liaison  $g=0$  peut satisfaire diverses lois. La plus simple est celle qui exclut tout phénomène d'adhésion ou d'attraction entre les blocs, c'est-à-dire  $r_n > 0$  (la force réaction normale). Enfin, lorsqu'il n'y a pas de contact, c'est-à-dire lorsque  $g > 0$ , la réaction  $R$  est nulle ( $R=0$ ).

$$g \geq 0 \quad r_n \geq 0 \quad g \bullet r_n = 0 \quad (2.13)$$

Les explications complémentaires peut également être trouvé dans [19]. A la suite des travaux de Moreau [20], nous proposons d'utiliser une formulation fondée sur la vitesse, ce qui est bien adapté à un traitement numérique :

$$si \quad g \leq 0 \quad \Rightarrow \quad u_n \geq 0 \quad r_n \geq 0 \quad u_n \bullet r_n = 0 \quad (2.14)$$

Si le mouvement est suffisamment régulier, c'est à dire  $u$  existe et  $r_n$  est une fonction continue du temps, alors les équations (2.13) et (2.14) seront équivalentes.

## a.2. Lois de frottement

Pour gérer le déplacement des corps dans le système, on a besoin des lois constitutives prenant en compte des paramètres physiques du modèle. Une loi de frottement est une relation reliant la force de frottement  $r_f$  à la

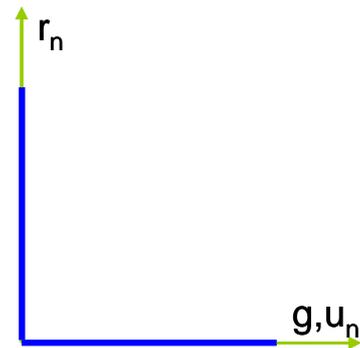


Figure 2.4 Loi de Signorini

vitesse de glissement  $u_t$ . Le frottement sec a pour caractéristique le fait que la force motrice doit dépasser un certain seuil pour provoquer le glissement. De façon générale, pour les géomatériaux, le contact entre les blocs est le frottement sec. La loi la plus répandue tenant compte du frottement sec est la loi de Coulomb (Figure 2.5) [21].

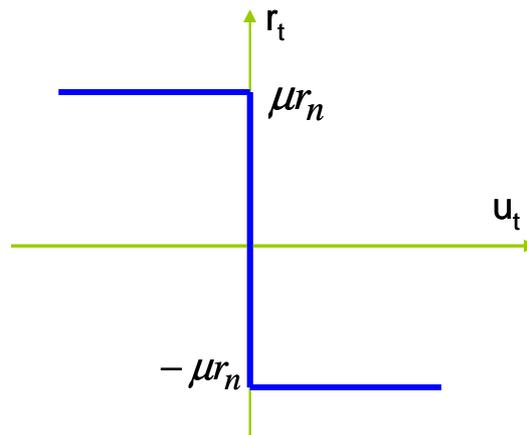


Figure 2.5 Loi de Coulomb

Nous pouvons résumer les explications précédentes par la relation suivante[22] :

$$\begin{cases} \text{si } \|u_t\| = 0, & \|r_t\| \leq \mu r_n \\ \text{si } \|u_t\| \neq 0, & \|r_t\| = \mu r_n, \quad u_t = -\kappa r_t, \quad \kappa \geq 0 \end{cases} \quad (2.15)$$

Cette relation exprime que la réaction, de composantes normale  $r_n$  et tangentielle  $r_t$ , reste dans un cône (le cône de Coulomb). La deuxième équation de (2.15) montre que si le glissement se produit, le vecteur de la force de frottement  $r_t$  est opposé au vecteur de la force de glissement  $u_t$ . De plus, la réaction tangentielle est proportionnelle à la réaction normale. Cette loi est empirique et dès que des expériences sont menées, on rencontre peu de matériaux qui satisfont vraiment la loi de Coulomb. En effet, pendant le frottement divers phénomènes physico-chimiques peuvent avoir lieu. Les surfaces de contacts peuvent subir une abrasion ou un arasement des aspérités et un grippage. Une couche mince appelée troisième corps composée de débris pourrait se créer entre les deux corps en contact. A une échelle plus grande, les arrêtes des blocs de pierre ou des rochers risquent d'être épaufrées [21].

Il faut signaler que dans le code LMGC90, il existe d'autres lois de frottement [16,23,24]. On peut utiliser une loi qui prend en compte un seuil pour la cohésion normale et tangentielle, ou l'endommagement de l'état de la surface de contact et la diminution du coefficient de frottement en fonction de la vitesse de cisaillement.

### a.3. Loi généralisée d'impact de Newton

Pour les corps rigides, la condition de vitesse de Signorini est équivalente à la loi d'impact parfaitement plastique. Si une balle tombe sur un plan horizontal, elle ne rebondit pas. En effet pour qu'elle rebondisse, il faut avoir une loi d'impact. La loi d'impact de Moreau choisie, avec ses notation habituelles, est une extension de la loi d'impact classique de Newton ( $u_n^+ = -e u_n^-$  ( $u_n^+$  la vitesse normale après contact et  $u_n^-$  la vitesse normale avant contact) [22,25] :

$$-r_n \in \partial \Psi_{T_{R+(g)}}(u_n^+ + e_n u_n^-) \quad (2.16)$$

qui est équivalente à

$$\text{si } g \leq 0 \quad \text{puis } u_n^+ + e_n u_n^- \geq 0, \quad r_n \geq 0, \quad (u_n^+ + e_n u_n^-) \bullet r_n = 0 \quad (2.17)$$

Cette loi de choc ne peut pas représenter tous les phénomènes de choc, en particulier, les impacts multiples simultanées, voir [26].

### b. Systèmes multicontact rigides

On considère  $q = (q_1, \dots, q_n)$  soit  $\in R^N$ , le vecteur des coordonnées généralisées d'une collection de  $n_b$  corps rigides, avec  $N = 6n_b$ . Pour des raisons de simplicité, nous supposons que les éventuels liens bilatéraux imposés au système ont été pris en compte par la réduction de la taille de  $q$ . Les contraintes unilatérales de non-pénétration sont exprimées par l'ensemble d'inégalités suivant:

$$f_\alpha(t, q) \geq 0, \quad \alpha \in \{1, \dots, n_c\} \quad (2.18)$$

Chaque fonction  $f_\alpha$  dépend à la fois de la configuration du paramètre  $q$  et du temps  $t$ . Cette double dépendance implique une contrainte géométrique entre les corps, qui ne peuvent pas se chevaucher les uns les autres (dépendance de  $q$ ) et certains obstacles extérieurs se déplaçant dans le temps (dépendance de temps). Lorsque l'égalité survient ( $f_\alpha = 0$ ), ceci correspond à l'existence d'un contact fermé dans le système (l'écart entre les corps est réduit à zéro). Le résultat de l'interaction du corps antagoniste  $B_a$  sur le corps candidat  $B_c$  peut être décrit par une simple force  $r_\alpha$  agissant à un point de contact  $I_\alpha$ . À ce même point, on peut définir un cadre  $F_\alpha$  composé de trois vecteurs: un vecteur normal,  $n_\alpha$ , pointant de  $B_a$  vers

$B_c$  et deux vecteurs tangentiels qui sont  $s_\alpha$  et  $t_\alpha$ , qui définissent l'espace tangentiel, et par convention  $n_\alpha = s_\alpha \times t_\alpha$ . On note  $g_\alpha$  l'écart entre les corps dans la direction normale. Cette valeur est négative lorsque les corps se chevauchent. Les forces locales  $r_\alpha \in R^3$ , exprimées dans le repère local sont liées au repère global  $R_\alpha \in R^N$  par une relation linéaire:

$$R_\alpha = H_\alpha(q)r_\alpha \quad (2.19)$$

où  $H_\alpha(q): R^N \rightarrow R^{N \times 3}$  est un mappage, qui contient des informations locales sur les contacteurs et  $q$  est le paramètre de configuration (variables de Lagrange généralisées) qui permet de représenter les déplacements discrétisés pour un corps déformable, ou les coordonnées généralisées du mouvement ( déplacement et rotation du centre de gravité ) pour un corps rigide. Chaque composante  $R_\alpha$  peut être comprise comme la contribution du contact  $\alpha$  aux forces globales et peut être décomposé en  $n_b - 2$  vecteurs nuls ( $\in R^6$ ), et deux vecteurs  $R_{\alpha,c}$  et  $R_{\alpha,\alpha}$  correspondant respectivement au couple du corps candidat et du corps antagoniste. La construction du vecteur des forces de contact global est désignée par

$$R = \sum_{\alpha} R_\alpha \quad (2.20)$$

De la même manière, la vitesse du corps peut être exprimée dans le repère local  $F_\alpha$ . Nous définissons la vitesse relative  $u_\alpha$  au point de contact  $I_\alpha$  entre  $B_a$  et  $B_c$  par,

$$u_\alpha = H_\alpha^T(q)\dot{q} \quad (2.21)$$

où  $H^T$  est la transposition de  $H$ . La vitesse relative  $u_\alpha$  est décomposée en une partie normale représentée par  $u_{\alpha,n}$  et une partie tangentielle  $u_{\alpha,T} = (u_{\alpha,s}, u_{\alpha,t})$ . Notez que le dérivée de la fonction d'interstice  $t \rightarrow g_\alpha(t)$  est égale à  $u_\alpha \bullet n_\alpha$ . Par la suite, nous définissons le mappage  $H(q): R^N \rightarrow R^{N \times 3n_c}$  comme l'agrégation des matrices  $H_\alpha$ .

Ces deux relations permettent la transition entre les deux échelles globale et locale. Les vitesses relatives sont reliées aux réactions locales  $R$  par les relations cinématiques : Signorini et Coulomb explicitées ci-dessus. Le diagramme dans la Figure 2.6 montre bien la dualité entre les différents espaces.

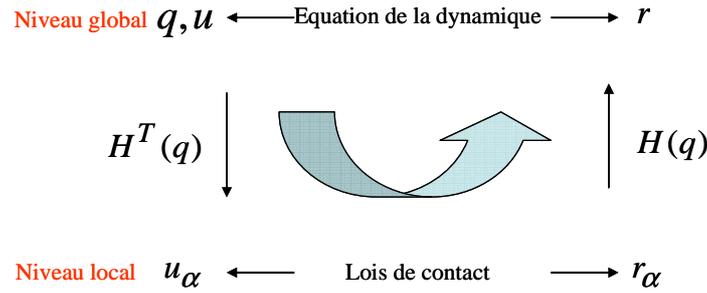


Figure 2.6 Schéma synoptique de l'approche NSCD.

L'équation de la dynamique régissant le mouvement d'un corps ayant de contacts peut s'écrire sous la forme synthétique suivante :

$$M d\dot{q} = F(t, q, \dot{q}) dt + dR \quad (2.22)$$

où  $dt$  est la mesure de Lebesgue sur  $\mathbb{R}$ ,  $d\dot{q}$  est une mesure différentielle qui indique la mesure de l'accélération et  $dR$  est une mesure réelle non négative représentant les forces et les impulsions. La matrice  $M$  de l'équation (2.22) est la matrice de masse et le vecteur  $F(t, q, \dot{q})$  collecte les forces discrétisées internes et externes agissant sur le système.

Une des caractéristiques les plus intéressantes du schéma d'intégration sur le pas de temps est comprise dans le fait qu'il n'y a pas à traiter explicitement les événements de contact, contrairement au schéma événementiel habituel. Lorsque nous procédons à une discrétisation du temps sur des intervalles  $[t_i, t_{i+1}]$  de longueur  $h$ , notre problème de contact est résolu sur l'intervalle en termes de mesures de cet intervalle. Pour obtenir cette propriété l'équation (2.22) est intégrée sur chaque subdivision, ce qui conduit à :

$$\begin{cases} M(\dot{q}_{i+1} - \dot{q}_i) = \int_{t_i}^{t_{i+1}} F(t, q, \dot{q}) dt + R_{i+1} \\ q_{i+1} = q_i + \int_{t_i}^{t_{i+1}} \dot{q}(t) dt \end{cases} \quad (2.23)$$

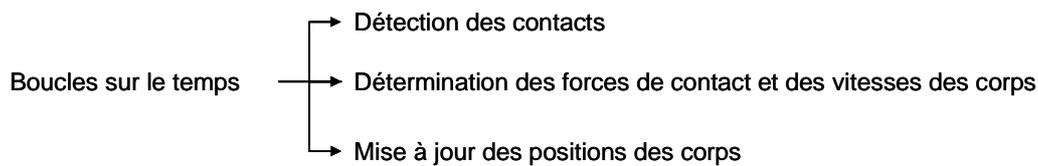
où la variable  $\dot{q}_{i+1}$  désigne le rapprochement de la limite droite de la vitesse au temps  $t_{i+1}$ , et  $q_{i+1} \approx q(t_{i+1})$ . Pour le contact  $dR$ , nous rapprochons la mesure de l'intervalle de temps  $[t_i, t_{i+1}]$  par  $dR$  définie à l'aide de:

$$dR([t_i, t_{i+1}]) = \int_{[t_i, t_{i+1})} dR \cong R_{i+1} \quad (2.24)$$

Pour approcher les deux intégrales du système (2.23), on utilise une  $\theta$  méthode qui est un système de premier ordre en utilisant seulement les paramètres de configuration, et de sa première dérivée. Il convient de mentionner que la  $\theta$  méthode a un schème implicite, identique au système de Backward Euler lorsque  $\theta = 1$ . La condition de la stabilité du régime implique que  $\theta$  reste entre 0,5 et 1. Ce rapprochement conduit à l'équation suivante,

$$\begin{cases} \int_{t_i}^{t_{i+1}} F(t, q, \dot{q}) ds = h\theta F(t_{i+1}, q_{i+1}, \dot{q}_{i+1}) + h(1-\theta)F(t_i, q_i, \dot{q}_i) \\ q_{i+1} = q_i + h\theta\dot{q}_{i+1} + h(1-\theta)\dot{q}_i \end{cases} \quad (2.25)$$

Finalement, le principe général de la méthode de Dynamique des Contacts ou Non Smooth Contact Dynamics (NSCD) [24,27,28] peut être résumé simplement par le diagramme suivant :



Pour la résolution, on utilise un « solveur » basé sur la méthode de Gauss-Seidel non linéaire [24,27]. De manière générale, l'unicité de la solution n'est pas garantie pour les particules parfaitement rigides. Cependant, en initialisant chaque étape de calcul avec les forces calculées dans l'étape précédente, l'ensemble de solutions admissibles se rétrécit aux seules fluctuations autour de la solution numérique [29]. L'état initial de « l'échantillon » peut être construit séquentiellement, contact après contact, afin d'éviter l'indétermination.

La méthode de résolution présentée permet de traiter un problème d'interaction entre corps rigides ou déformables à l'aide d'un schéma implicite. Cette caractéristique importante permet d'employer des pas de temps plus grands qu'avec une approche de type « Molecular Dynamics », en contrepartie le nombre d'opérations à effectuer est beaucoup plus grand (résolution itérative, construction d'opérateur de passage). La méthode NSCD présente l'avantage d'être stable, le schéma d'intégration implicite, et le « solveur » local de type Gauss-Seidel est robuste [30].

### c. Détection du contact

Habituellement, dans la mécanique des milieux continus, les forces de contact sont données par une densité surfacique. Dans le cas des approches discrètes, les points de contact

doivent être choisis de façon pertinente. Dans le cas de grains rigides, il existe des situations où le point de contact est déterminé de façon simple et unique comme c'est le cas des corps de forme sphérique [21].

Mais généralement, lorsque deux polyèdres se touchent, la situation est beaucoup plus complexe. Il peut exister une infinité de points proximaux. Cundall, (1988)[31] précise que le choix de ce point de contact doit être vu comme une propriété dépendante de la rotation relative des deux surfaces en contact. Dans la majorité des cas, on choisit de ramener les configurations de contact à une association de liaisons ponctuelles [30].

La détection de contact entre deux corps consiste à rechercher les superpositions des parties de l'espace qu'ils occupent. Le traitement de l'interaction mécanique entre deux corps exige une étape supplémentaire qui consiste en l'identification d'un plan commun tangent aux deux corps (une ligne dans le cas 2D). Naturellement, le contact peut avoir lieu par une ou plusieurs grandes zones de contact (c'est-à-dire en un point, ou deux,...). Plusieurs algorithmes existent pour la détermination de superposition entre les polygones et polyèdres convexes.

L'objectif de l'algorithme de détection est de déterminer s'il y a contact entre deux corps et dans ce cas de fournir des informations nécessaires et suffisamment précises afin de pouvoir résoudre le problème. Ces informations contiennent : les coordonnées des points de contacts, le repère local de contact et de l'interpénétration géométrique. Pour les objets avec une géométrie complexe, comme une enveloppe polygonale ou polyédrique, il faut d'abord déterminer s'il y a contact, et dans ce cas calculer la position des points de contact. Le problème majeur dans la phase de la détection des contacts est le temps de calcul puisque, en général, il faut traiter des interactions entre plusieurs milliers de corps. Deux méthodes sont utilisées pour prédéterminer les conditions de contacts: 1) méthode de type Shadow Overlap introduite par J.J Moreau [32] et généralisée au cas tridimensionnel par G. Saussine [30]; 2) la méthode du type Common Plane (Figure 2.7b) introduite par P.A. Cundall [31,33]. Dans tous les cas, afin de diminuer le nombre des tests, une première détection dite « grossière » est réalisée : partant d'informations géométriques grossières, comme par exemple une distance d'alerte qui consiste à estimer la proximité de deux corps, des situations où il n'y a pas de contacts sont éliminées rapidement.

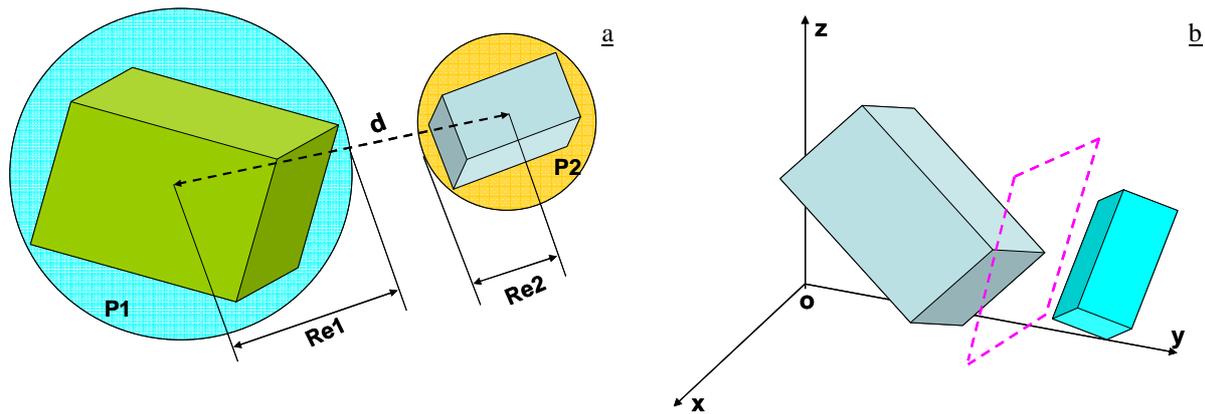


Figure 2.7 (a) Méthode des sphères d'encombement, Moreau [20,30,32], (b) Méthode du Common Plane.

La méthode classique utilisée dans le code de calcul LMGC90 est la méthode de J.J. Moreau [34]. Cette méthode comporte une première phase de prédétection des contacts. Cette phase peut se faire à l'aide des sphères d'encombement. On attribue à chaque polyèdre un rayon égal à  $d_{\max} + \varepsilon$  avec  $d_{\max}$  est la distance maximale entre les sommets de ce polyèdre et le centre de masse.  $\varepsilon$  est une petite distance. Une première étape de détection consiste à examiner le recouvrement des différentes sphères. Si la distance entre les centres de masse de deux polyèdres P1 et P2 est inférieure à la somme des rayons de ces deux polyèdres alors une détection plus fine est lancée (Figure 2.7).

Dans deuxième phase de la détection des points de contact, la méthode dénommée « Shadow-overlap » (recouvrement d'ombre) est implantée dans ce code, pour les détails de cette méthode, voir [34,35]. L'algorithme utilisé dans cette méthode, nous permet de déterminer s'il existe un plan tel que deux polyèdres soient contenus dans les deux demi-espaces dont il forme la frontière. Cette méthode ne permet pas de statuer s'il y a contact mais de déterminer une direction pour laquelle le recouvrement entre deux polyèdres est le plus petit. Ensuite cela permet de sélectionner les faces des polyèdres candidates au contact. Les faces étant discrétisées en triangle, le contact apparaît lorsque l'intersection de ces triangles est nulle. Cet algorithme est adapté aux grains de ballast.

L'algorithme de la détection de contact utilisé pour la modélisation des massif rocheux fracturés et les structures en maçonnerie dans cette étude est un algorithme modifié de l'algorithme de Cundall [31]. L'algorithme de Cundall est basé sur la recherche itérative d'un plan séparateur entre deux polyèdres. Cet algorithme permet de positionner un plan entre deux polyèdres de façon à maximiser l'interstice entre les deux blocs en appliquant des perturbations. Par cet algorithme, on peut détecter trois situations de contact :

interpénétration, contact affleurant et non contact. Cet algorithme a été modifié pour la modélisation des structures en maçonnerie, implanté dans le code de LMGC90 [36].

Une fois qu'une situation de contact est détectée, l'étape suivante consiste à déterminer de quel type de contact il s'agit. Concrètement, en 2D seules deux possibilités sont envisagées : soit un contact côté-sommet, soit un contact côté-côté. Dans le cas tridimensionnel trois possibilités existent : face-sommet, face-arête et face-face (Figure 2.8).

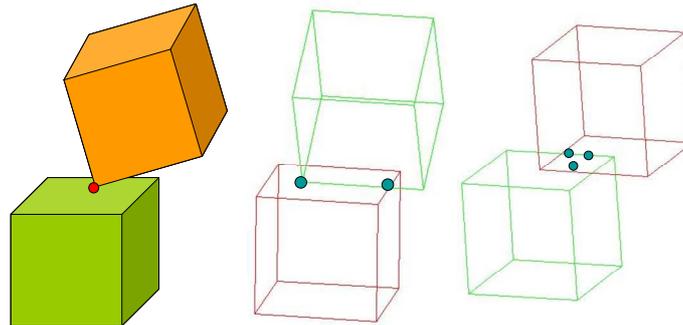


Figure 2.8 Différents états de contact en 3D, sommet-face, arête-face, et face-face.

### 2.3.3. La méthode de l'analyse limite

On peut considérer que les premières études mécaniques concernant l'effondrement des ouvrages d'art ont commencé avec les travaux de Coulomb en 1773 [37]. Coulomb a développé les concepts de la plasticité appliqués aux sols, ainsi que le concept d'une limite plastique, appliqué aux constructions de soutènement. La charge de rupture dans des problèmes de stabilité peut être obtenue d'une manière indépendante grâce à l'application des théorèmes de l'analyse limite (limite supérieure ou inférieure). Lorsque la charge de rupture est obtenue à partir d'un champ de contrainte appliquée statiquement admissible, elle est considérée comme une limite inférieure de la charge véritable de rupture. De la même manière, si la charge de rupture est obtenue au moyen d'un mécanisme de rupture établi de façon cinématiquement admissible, elle est considérée comme une limite supérieure pour la charge véritable de rupture. Dans la pratique, la mise en place des mécanismes de rupture de façon cinématiquement admissible est en général plus facile si on le compare à la création des champs statiquement admissible de contraintes. Ainsi, différentes solutions analytiques sont disponibles aujourd'hui en utilisant différentes formes des mécanismes simplifiés de rupture [38]. Plutôt que d'exposer, ici, le cadre général de la théorie de l'analyse limite, qu'on pourra

trouver dans [39], il a semblé préférable d'en illustrer une application sur un problème de stabilité de massif rocheux, soumis à des variations de niveau de nappe d'eau.

Selon Miao et al. [40], sur un problème de stabilité de pente, la masse en glissement peut être divisée en deux parties. La partie arrière est composée de matériau massif, un ensemble, de blocs disposés selon le processus de dépôt original. La partie avant de cette masse est constituée de fragments de blocs. Généralement, la cause la plus importante du phénomène de glissement est une très faible résistance des sols au frottement [21, 40].

Dans le modèle d'analyse limite adopté par Musso et al. [41], nous considérons l'hypothèse suivante fondée sur les observations in situ de glissements de terrain: les blocs se déplacent de façon continue. Cela signifie qu'ils ne sont pas séparés, d'un point de vue macroscopique, tandis que la hauteur et la largeur de chaque bloc varient durant le processus de déplacement. Cette hypothèse est similaire à celle de Liao et al. [42] et Miao et al.[40]. Le glissement se produit dans la direction de la pente. Les rotations de blocs ne sont pas prises en compte dans le modèle, et si, pendant le calcul, un déplacement négatif est obtenu, il sera initialisé à zéro pour le pas de temps suivant [21].

Cette approche considère le problème de glissement comme un problème en déformation plane. Dans la suite, les détails du calcul pour un système ayant  $n$  blocs sont présentés. La configuration adoptée pour les contacts entre les blocs dans cette méthode a été illustrée dans la Figure 2.9.

Dans le cadre de la configuration précédente, chaque bloc est soumis à des forces d'interaction avec les blocs voisins, le poids et la force de réaction avec le plan de glissement. Toutes ces forces sont résumées dans la Figure 2.10. Si nous supposons que la masse de chaque corps est concentrée dans son centre de masse, on peut considérer que la force de contact  $(T_i, N_i)$  entre chaque corps et le plan de glissement est appliquée uniformément sur le plan d'interface. Cette configuration suppose que le bloc est une masse ponctuelle, et que le point de contact entre la masse et le plan est unique. Les forces de réaction sont donc appliquées au point de tangence.

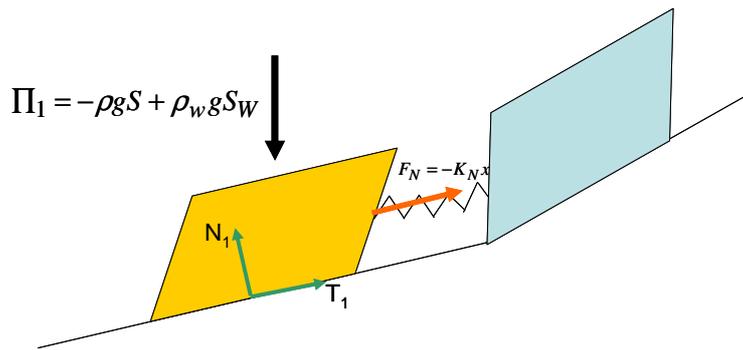


Figure 2.9 Configuration adoptée pour les contacts entre les blocs dans la méthode d'analyse limite.

La force  $W_i$  est une force verticale correspondant au poids bloc moins la poussée d'Archimède s'il est immergé. Les deux blocs sont reliés par un contact élastique. Physiquement, cela se signifie que l'on néglige les frictions entre les deux blocs, et que nous autorisons de l'interpénétration. L'interaction entre les deux blocs est proportionnelle à l'écart entre ces blocs reliés par une rigidité normale  $k_N$  (voir la Figure 2.9).

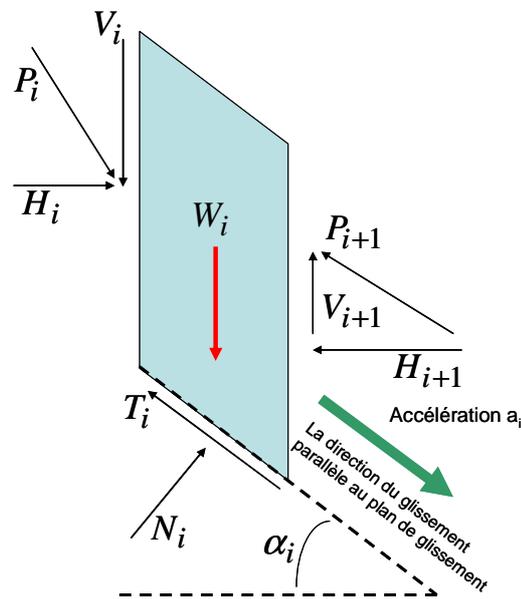


Figure 2.10 Forces appliquées sur un bloc dans la configuration précédente.

L'objectif d'un modèle numérique, dans ce cas, est d'évaluer l'éventuel déplacement des blocs à fonction d'une force hydrostatique donnée  $\Pi$ . L'approche par analyse limite estime

que les déplacements deviennent possibles lorsque les forces tangentielles atteignent la valeur maximale, donnée par la formule:

$$T_i = T_{\max} = \mu N_i \quad (2.26)$$

Dans ce cas, le bloc atteint la limite de glissement. Ainsi, il se déplace et sa vitesse augmente à partir de zéro.

En se référant à la Figure 2.9, les équations du mouvement du bloc  $i$  peuvent être écrites:

$$m_i a_i = P_i \cos(\alpha_{i-1} - \alpha_i) - P_{i+1} + W_i \sin \alpha_i - T_i \quad (2.27)$$

$$m_i \frac{V_i^2}{r_i} = N_i - W_i \cos \alpha_i - P_i \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (2.28)$$

où  $m_i$  est la masse du bloc,  $W_i$  est son poids et  $r_i$  est le rayon de courbure de la trajectoire de glissement. Parce que généralement les changements dans la courbe de la trajectoire de glissement sont insignifiants pour la plupart des cas, selon Miao et al. [40], nous pouvons établir  $r_i \rightarrow \infty$ , et l'équation (2.28) devient :

$$0 = N_i - W_i \cos \alpha_i - P_i \sin(\alpha_{i-1} - \alpha_i) \quad (2.29)$$

Si les déformations de tous les blocs sont connues au temps  $t$ , les forces résultante de  $P_i$  et  $P_{i+1}$  sont déterminés comme suit. La relation entre la force horizontale  $H_i$  exercée sur le bloc  $i$  par bloc  $i - 1$  et la variation de la largeur  $s_i$  (positives pour la compression) du bloc  $i$  est :

$$H_i = k_i s_i \quad (2.30)$$

Où  $k_i$  est la raideur de ressort et  $s_i$  est la variation de la largeur du bloc.

La force résultante inter-blocs est :

$$P_i = \frac{H_i}{\cos \alpha_{i-1}} \quad (2.31)$$

L'accélération  $a_i$  peut être calculée à l'aide des équations (2.27), (2.29) et (2.31).

Ensuite en considérant le pas de temps assez petit  $\Delta t$ , nous supposons que l'accélération reste constante dans l'intervalle  $t$  à  $t + \Delta t$ . Alors la vitesse est calculée comme suit:

$$v_{i,t+\Delta t} = v_i + a_i \Delta t \quad (2.32)$$

et l'emplacement du bloc est donné par

$$x_{i,t+\Delta t} = x_i + \frac{v_i + v_{i,t+\Delta t}}{2} \Delta t \cos \alpha_i \quad (2.33)$$

Il faut préciser que dans l'algorithme de cette méthode, si certaines valeurs négatives apparaissent pour la vitesse calculée, elles sont ramenées à zéro. Le calcul est terminé lorsque la vitesse de tous les blocs est égale à zéro [21].

Musso et al. [41], ont supposé que les facteurs initiaux de sécurité des blocs sont égaux à une valeur fixe. En effet, sans cette hypothèse, le système d'équations défini précédemment reste hyperstatique.

Cette hypothèse consiste à définir une valeur initiale du coefficient de sécurité de chaque bloc égale au facteur global de sécurité. Le facteur de sécurité d'un bloc  $i$  est donné comme suit:

$$v_i = \frac{T_{i,\max}}{T_i} = \frac{\mu_i N_i}{T_i} \quad (2.34)$$

où  $\mu_i$  est le coefficient de frottement à l'interface entre le bloc  $i$  et la surface de glissement.

Le facteur de sécurité globale est donné :

$$v = \frac{\sum T_{i,\max}}{\sum T_i} \quad (2.35)$$

Ce facteur de sécurité est considéré comme un indicateur moyen global de glissement. Sa valeur initiale est conditionnée par le coefficient de frottement à l'interface entre les blocs et la surface de glissement et les caractéristiques géométriques des blocs [21].

Cette méthode a été détaillée ici puisqu'on montrera les comparaisons faites entre les simulations effectuées par cette méthode et la méthode NSCD. En plus, certains critères comme le facteur de sécurité seront utilisés pour l'étude de la stabilité des massifs rocheux fracturés.

## 2.4. Approche dédiée

Etant donné que les méthodes newtoniennes sont très lourdes, certains auteurs n'utilisent pas la mécanique newtonienne pour calculer les trajectoires et résoudre les chocs, mais des lois mimant la réalité aussi bien que possible, un peu comme dans le cas des automates cellulaires, en utilisant un espace continu [11,43,44].

Cette méthode est fréquemment utilisée en mécanique statistique. L'idée générale est de ne pas calculer les trajectoires exactes des particules, mais de les engendrer de façon aléatoire de telle sorte que le comportement statistique ressemble beaucoup à la réalité. Les lois physiques sont remplacées par des lois de probabilité.

À chaque cycle, on parcourt toutes les particules et on les déplace une à une légèrement. Si à un endroit donné, la particule courante en chevauche une autre, alors on change intelligemment son vecteur déplacement dans une direction aléatoire jusqu'à ce que l'on trouve un emplacement vide. Pour simuler les secousses, il faut favoriser pendant certains

cycles les vecteurs déplacements pointant vers le haut, puis pendant d'autres cycles favoriser ceux pointant vers le bas pour faire redescendre les particules [45].

R. Jullien décrit dans [46] une modélisation permettant de visualiser qualitativement le phénomène de ségrégation par vibrations en utilisant plus de cinquante mille sphères. Étant donnée une configuration, on trouve la suivante en remontant toutes les boules suffisamment haut, puis en les laissant tomber et se stabiliser dans un état d'équilibre, en déplaçant les boules une près l'autre. Ce modèle simule des vibrations très violentes et suffisamment espacées. Il simplifie grossièrement la réalité, par exemple en supposant que les boules ne se gênent pas en retombant et que les vibrations les font toutes monter verticalement (on peut d'ailleurs se demander si ces hypothèses ne sont pas trop restrictives pour pouvoir ensuite tirer des conclusions sur le comportement réel). D'autre part, certaines caractéristiques physiques des boules comme l'élasticité ou la rugosité n'interviennent pas dans la simulation. Ce modèle est très rapide car il ne calcule pas les chocs entre les boules, mais seulement deux états successifs. Le comportement particulier de chaque grain est faux, mais le comportement général est plus ou moins correct, c'est-à-dire que les grosses particules remontent bien à la surface[11].

Cette approche est intéressante pour un très grand nombre de particules et peut donner de bons résultats. Par contre, il faut se méfier des résultats obtenus, car on ne connaît pas toujours les effets de bord que l'on induit. Son inconvénient majeur est son manque de souplesse, un peu comme pour les automates cellulaires.

## 2.5. Approche mixte

En combinant l'approche dédiée et l'approche newtonienne, on obtient une approche dite mixte ou hybride. On essaie de combiner la rapidité de l'approche dédiée avec la flexibilité de l'approche newtonienne. Les trajectoires des grains suivent les lois de la mécanique classique, tandis que l'on traite les chocs en deux étapes : on détermine les nouvelles vitesses de translation des grains en faisant abstraction de leur rotation; ensuite on leur donne une vitesse de rotation dépendant de leur vitesse de rotation précédente et de l'impact. Quoique discutable, ce modèle donne des résultats finalement assez bons [11].

Cette méthode a été utilisée par Hawkins [47], qui utilise un modèle de particules rigides représentées par des disques. En effet, les trajectoires ne suivent pas des paraboles, mais des lignes droites. Cette simplification se justifie par l'expérience simulée : en effet, les grains se déplacent dans un tuyau horizontal, ce qui fait que les trajectoires des grains sont des portions

de paraboles très courtes, donc presque assimilables à des droites. De plus, les chocs ne se produisent que si le chevauchement de deux particules est suffisamment grand. Par contre, les nouvelles trajectoires sont calculées de manière assez réaliste, en utilisant la loi de conservation des moments linéaires et angulaires et en tenant compte des coefficients de friction et de restitution des disques. Les particules sont en outre dotées d'un mouvement de rotation sur elles-mêmes.

## 2.6. Conclusion

En rassemblant dans un même chapitre les modèles discrets, notre idée était de comparer leurs avantages et inconvénients respectifs. En particulier, on avait l'intention de présenter la méthode NSCD, qui sera utilisée par le code LMGC90 dans les chapitres suivants pour la modélisation des massifs rocheux fracturés et des structures en maçonnerie. Afin de mieux connaître cette méthode et ses différences par rapport à des méthodes connues dans le domaine de la mécanique des roches, on a fourni certaines explications plus ou moins détaillées sur les approches discrètes, en mettant l'accent sur la méthode de Cundall, d'utilisation connue grâce aux codes de calcul UDEC et 3DEC.

En résumé, la méthode de Cundall est une méthode avec un schéma de résolution itérative explicite, qui utilise un système de ressort et d'amortissement entre les particules. Cette méthode introduit un amortissement et un ressort aux points de contact, afin de calculer la force de contact à l'aide de leur raideur, et les chevauchements autorisés entre les particules en contact. Le gros problème de ce modèle est la valeur à donner aux paramètres pour représenter le matériau aussi bien que possible. En fait les paramètres artificiels intervenant dans ce modèle peuvent modifier les résultats obtenus. En effet, ces paramètres artificiels sont utilisés pour stabiliser le calcul, et sans y avoir recours, le système ne serait pas en équilibre. Par ailleurs, à cause de l'utilisation d'un schéma itératif et de contraintes exposées sur la propagation d'ondes, le pas de temps de calcul doit être très petit.

La méthode NSCD, pensée pour répondre aux problèmes de Mécanique Non Régulière en dynamique, a un schéma de calcul itératif implicite ( $\theta$  méthode), et permet de calculer la dynamique de nombreux contacts simultanés. Pour calculer la force de contact elle utilise un algorithme de passage entre deux niveaux : local et global. Au niveau local en utilisant les lois de contact on peut calculer la force de contact. Ensuite à l'aide de la matrice de l'application qui permet la transition entre les deux niveaux, la force de contact au niveau global est calculée. En utilisant l'équation de la dynamique, la vitesse globale est déterminée, et elle sera

utilisée par un passage au niveau local pour calculer la vitesse relative. Cette méthode a l'avantage d'utiliser les lois d'interactions non régulières, et elle emploie une méthode de la détection explicite du contact. Elle est utilisée pour la simulation des milieux granulaires formés par des grains rigides, Moreau [20], Jean et Moreau [48] ou des grains déformables Jean [49] et Acary [50].

### Références:

1. Euvrard D. Résolution numérique des équations aux dérivées partielles, Editions Masson. 1994.
2. Dragon A, Hild F, Rota L, Trumel H. Modélisation du comportement et de la rupture des matériaux sous sollicitations dynamiques. *Mec Ind* 2000;1:521-537.
3. Cundall P, Hart RD. Numerical modelling of discontinua. *Eng Compu* 1992;9:101-113.
4. Bertrand D. Modélisation du comportement mécanique d'une structure cellulaire soumise à une sollicitation dynamique localisée, PhD thesis, Université Joseph Fourier. 2006.
5. Hogue C. Computer modelling of the motions of granular particles, PhD thesis, University of Cambridge. 1993.
6. Barker GC, Mehta A. Avalanches in real sandpiles: The role of disorder, In: Dynamics of powder systems, International Journal of Modern Physics B, Taguchi Y-h. et al. (eds.), Vol. 7, No 9 & 10, April 1993.
7. Prado C, Olami Z. Inertia and break of self-organized criticality in sandpile cellular automata models. *Physical Review A* 1992;45:665-669.
8. Bak P, Tang C. Wiesenfeld K., "Self-organized criticality. *Physical Review A* 1988;38:364-374.
9. Baxter GW, Behringer RP. Cellular automata models of granular flow. *Physical Review A* 1990; 42:1017-1020.
10. Désérable D, Martinez J. Using a cellular automaton for the simulation of flow of granular material, In: Powders & grains 93, Proceedings of the second international conference on micromechanics of granular media Thornton C. (ed.), Birmingham, 12-16 July 1993, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1993 pp. 345-350.
11. Müller D. Techniques informatiques efficaces pour la simulation de milieux granulaires par des méthodes d'éléments distincts , PhD thesis, École Polytechnique fédérale de lausanne. 1996.

12. Walton OR. Particle-dynamics calculations of shear flow, In: Mechanics of granular materials, Studies in applied mechanics 7, Jenkins J.T. ,Satake M. (eds.), Elsevier Science Publishers B.V.,1983 pp.327-338.
13. Cundall. PA. A computer model for simulating progressive large scale movements of blocky rock systems. In Symposium of the International Society of Rock Mechanics, volume 1,pp.132–150, 1971.
14. Cundall PA, Strack ODL. (1979) A discrete numerical model for granular assemblies. *Géotechnique*;29:47-65.
15. Itasca. PFC3D-Theory and background, Itasca Eds,2003b.
16. Cambou B, Jean M. Micromécanique des matériaux granulaires, Hermens Science Eds,2001.
17. Cundall P. Distinct element models of rock and soil structure. *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics* 1989:129-163.
18. Hentz S. Modélisation d'une structure en béton armé soumis à un choc par la méthode aux éléments discrets, Thèse de Doctorat,UJF, Université Joseph Fourier Grenoble I, 2003.
19. Rockafellar RT. *Convex Analysis*. Princeton University Press, 1970.
20. Moreau JJ. Unilateral contact and dry friction in finite freedom dynamics. In J.J.Moreau and eds. P.-D. Panagiotopoulos, editors, *Non Smooth Mechanics and Applications*, CISM Courses and Lectures, volume 302 (Springer-Verlag,Wien, New York), pages 1-82, 1988.
21. Chetouane B. Approche combinée éléments finis/éléments discrets pour la modélisation des structures maçonnées, PhD thesis, Université Montpellier II, 2004.
22. Renouf M, Acary V, Dumont G. 3D Frictional contact and impact multibody dynamics: a comparison of algorithms suitable for real-time applications. In, *Multibody Dynamics 2005*, ECCOMAS Thematic Conference,JM Goicolea, J Cuadrado, JC Garcia Orden (eds) Madrid, Spain, 21–24 June 2005.
23. Dubois F. Simulation of multi body problems contact. *Non Smooth Contact Dynamics*,Autrans- October 27-31, 2003.
24. Jean M. The non-smooth contact dynamics method” computer methods in applied mechanics and engineering. *Comput. methods appl. mech. Eng.*, 177, No 3-4 :235–257, 1999.

25. Moreau JJ. Some numerical methods in multibody dynamics: application to granular materials. *Eur. J. Mech. A Solids*, 13(4-suppl.):93–114, 1994.
26. Acary V, Brogliato B. Concurrent multiple impacts modelling - case-study of a 3-ball chain. In K. J. Bathe, editor, *Second MIT conference on computational Fluid and Solid Mechanics*, pages 1842–1847. Elsevier, juin 2003.
27. Moreau JJ. New computation methods in granular dynamics. In *Powders & Grains 93*, page 227, Rotterdam, 1993. A. A. Balkema.
28. Radjai F, Wolf DE, Jean M, Moreau JJ. Bimodal character of stress transmission in granular packings. *Phys. Rev. Letter*, 80 :61–64, 1998.
29. Azéma E. Étude numérique des matériaux granulaires à grains polyédriques: rhéologie quasi-statique, dynamique vibratoire, application au procédé de bourrage du ballast, PhD thèse, Université Montpellier 2, 2007.
30. Saussine G. Contribution à la modélisation de granulats tridimensionnels-application au ballast, PhD thèse, Université Montpellier 2, 2004.
31. Cundall PA. Formulaion of a three-dimensional distinct element model-part i : A scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *Int. J. of Rock Mech., Min. Sc. and Geomech.*, 25 :Abstr.107–116, 1988.
32. Saussine G, Cholet C, Gautier PE, Dubois F, Bohatier C, Moreau JJ, Modelling ballast behaviour under dynamic loading. part1 : A 2d polygonal discrete element method approach. *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, 195 :2841 – 2859, 2006.
33. Nezami E.G., Hashash Y.M.A., Zaho D., Ghaboussi. J., A fast contact detection for 3-D discrete element method. *Computers and Geotechnics*, 31 :575–587, 2004.
34. Moreau JJ. Contact and friction in dynamics of the rigid body systems. *European review of the Finite elements*, 9 :9–28. (in French), 2000.
35. Saussine G. Modélisation par approche discrète du ballast des chemin de fer. Thèse de l'Université de Montpellier II, Contrat SNCF, 2004.
36. Perales R. Modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels. Contribution à la définition d'éléments de contacts surfaciques, PhD thesis, Université Montpellier II, 2007.
37. Chen W. *Limit analysis and soil plasticity*. Amsterdam: Elsevier;1975.
38. Chen W, Liu X. *Limit analysis in soil mechanics*. Amsterdam:Elsevier; 1990.
39. SALENÇON J. (1983) *Calcul à la rupture et analyse limite*. Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1983, 366 pages.

40. Miao T, Liu Z, Niu Y, Ma C. A sliding block model for the runout prediction of high-speed landslides. *Can. Geotech. J.*, 38 :217–226, 2001.
41. Musso A, Provenzano P. Identification of a sliding block model to analyse the stability of motion of detretical reservoir banks. *Proceedings to Lagrangium Colloquim, LMGC, Montpellier, 2003.*
42. Liao XP, Xu JL, Zheng J. Dynamic analysis and movement simulation of highspeed and long-distance landslides. In *Proceedings of Landslides*, 12 :45–49, 1997.
43. Rosato AD, Prinz F. Monte Carlo Simulation of particulate matter segregation, *Powder Technology* 49, 1986, pp. 59-69.
44. Rosato AD, Lan Y, Wang DT. Vibratory particle size sorting in multi-component systems, *Powder Technology* 66, 1991, pp. 149-160.
45. Barker GC, Grimson MJ, Mehta A. Segregation phenomena in vibrated powders, in *Proceedings of the second international conference on micromechanics of granular media*, Birmingham, A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 1993, pp. 253-257.
46. Jullien R, Meakin P, Pavlovitch A. Three-dimensional model for particle-size segregation by shaking, *Physical Review Letters*, Vol. 69, No 4, July 1992, pp.640-643.
47. Hawkins GW. Simulation of granular flow, in *Mechanics of granular materials*, *Studies in applied mechanics* 7 Jenkins J.T., Satake M. (eds.), Elsevier Science Publishers B.V., 1983], pp. 305-312.
48. Jean M, Moreau JJ. Unilaterality and dry friction in the dynamics of rigid body collections. *Proc. Contact Mechanics Int. Symp.*, Edt A. Curnier, pages 31–48, 1992.
49. Jean M. Frictional contact in collections of rigid and deformable bodies : numerical simulation of geomaterials. *Mechanics of geomaterials Interfaces*, A.P.S. Saladurai and Mr. JJ. Bolt, eds., Elsevier Science, Amsterdam, pages 463–486, 1995.
50. Acary V. Contribution à la modélisation mécanique et numérique des édifices maçonnés. Thèse de l'Université de la Méditerranée, Aix-Marseille II, 2001.



## Chapitre 3

### **Modélisation des structures en maçonnerie et comparaison entre différentes méthodes de calcul**

Dans ce chapitre, consacré en majeure partie à la modélisation des structures en maçonnerie, nous avons pour but la comparaison de résultats des méthodes connues comme celle des éléments finis et de l'analyse limite, avec ceux de la méthode NSCD. La raison principale du choix d'exemples en maçonnerie est que leurs structures ont généralement une géométrie bien définie (déterministe) à la différence de celles des massifs rocheux. De tels massifs, naturellement fracturés, nécessitant à de très rares exceptions près des relevés précis et coûteux, ne sont pas modélisés à partir d'une géométrie déterministe. Comme on l'a exposé dans le premier chapitre, pour engendrer un modèle de massif rocheux en y intégrant les réseaux de fractures, on est obligé d'avoir recours aux méthodes probabilistes. En conséquence, du fait de la différence touchant un des paramètres les plus importants : la géométrie des corps constituant les modèles, la comparaison des résultats issus de modèles réalisés selon différentes méthodes paraît difficile.

Deuxièmement, pour comparer deux méthodes de calculs bien différentes, il vaut mieux commencer par des exemples simples avec l'analyse des résultats obtenus par les diverses méthodes, et surtout une confrontation de ces résultats à ceux d'essais expérimentaux [1]. Les modélisations faites sur les structures en maçonnerie sont souvent faciles à trouver dans les publications scientifiques, et elles présentent, pour la plupart, les informations nécessaires afin de recréer l'état initial précis du modèle du point de vue de la géométrie et de ses paramètres mécaniques. Les données concernant l'historique ou le processus de mise en charge sont cependant parfois peu détaillées.

Pour ces raisons, dans ce chapitre nous avons l'intention de comparer la méthode NSCD (intégrée dans le code LMGC90) avec certaines méthodes connues, à partir d'exemples simples. Ensuite, pour démontrer la capacité de cette méthode à résoudre des problèmes à échelle réelle, nous présentons les résultats obtenus pour la modélisation de quelques structures historiques en France.

### 3.1. Introduction

La maçonnerie est la plus ancienne des méthodes de construction qui se trouve encore aujourd'hui largement utilisée dans l'industrie du bâtiment. D'importantes évolutions dans les matériaux de maçonnerie et leurs applications sont survenues au cours des dernières décennies, cependant les techniques d'assemblage des briques et blocs sont essentiellement les mêmes que celles qui ont été élaborées il y a quelques milliers d'années. Naturellement, des variations innombrables de matériaux de maçonnerie, de techniques et d'applications se sont produites au cours du temps.

Les facteurs les plus influents sont surtout la culture locale et la richesse des maîtres d'ouvrages, la connaissance par les sociétés des matériaux et des outils, la disponibilité du matériel et les représentations ou règles architecturales en vigueur lors des diverses phases de construction.

La caractéristique la plus importante de la construction de maçonnerie est sa simplicité. Poser des morceaux de pierre ou de briques les uns sur les autres, que ce soit avec ou sans cohésion par l'ajout de mortier, est simple, avec une technique adéquate qui a fait ses preuves depuis des âges lointains. Les autres caractéristiques importantes sont l'esthétique, la solidité, une durabilité importante à échelle humaine, un entretien faible, et la polyvalence du matériau pour l'absorption acoustique et la protection incendie. Les murs porteurs, les panneaux de remplissage pour résister à des séismes et des surcharges dues au vent, et des immeubles de faibles hauteurs sont des exemples de constructions où l'utilisation structurale de la maçonnerie est actuellement compétitive. Toutefois, les applications novatrices des structures de maçonnerie sont entravées par le fait que le développement de règles de conception n'a pas suivi le rythme de l'évolution pour le béton et l'acier. La raison sous-jacente est le manque de perspicacité et la complexité des modèles de comportement des unités, le mortier, la maçonnerie et les joints comme un matériau composite. Les méthodes de calcul actuelles sont essentiellement empiriques. L'utilisation des outils numériques pour l'analyse ou la conception de structures en maçonnerie est plutôt naissante. Un autre inconvénient important est la formation des ingénieurs. Dans la plupart des programmes de formation en calcul de structures, la conception et le champ de connaissance de la maçonnerie sont insuffisants. Il semble donc que la situation actuelle n'est pas tellement un défaut du produit, mais plutôt illustre les difficultés de transférer le savoir de la pratique de terrain.

Dans le passé, les structures de maçonnerie ont été érigées par la méthode du tâtonnement. Les méthodes traditionnelles et les règles empiriques ont été adoptées, parfois dans le secret,

d'une génération à l'autre. Sans mathématiques ou méthodes de prévision, mais avec beaucoup de talent et d'expérience, une impressionnante connaissance empirique a été obtenue. L'évolution des techniques anciennes et modernes dans de nouvelles applications n'est pas réellement survenue. Actuellement, les préjugés persistent contre les structures maçonneries, fondés sur l'affirmation qu'elles sont coûteuses, fragiles, incapables de résister à des tremblements de terre et dépendantes d'une main-d'œuvre peu fiable et de qualité incertaine. En conséquence, seuls peu de ressources ont été mises dans la recherche consacrée aux structures en maçonneries. Les règlements et codes de bonnes pratiques actuels sont insuffisants et il y a un manque de connaissances sur le comportement de ce matériau composite. Le point fondamental de la recherche d'aujourd'hui dans les structures maçonneries est donc de rationaliser l'ingénierie de conception. Un effort de recherche considérable a été fait au cours des deux dernières décennies, mais les progrès ont été entravés par le manque de communication entre les analystes et les "constructeurs".

Une base combinée, liant expérimentation et analyse numérique, est la clé pour valider, étendre et améliorer les méthodes existantes. Au stade actuel des connaissances, les simulations numériques sont fondamentales pour donner un aperçu du comportement structurel. Néanmoins, le pas vers un développement fiable et exact des modèles numériques ne peut pas être effectué sans une description approfondie du matériel et une bonne validation par comparaison avec un nombre important de résultats expérimentaux. Cela signifie que les essais de petits échantillons de composants de maçonnerie, soigneusement contrôlés pour le suivi des déformations, dans les tests à grande échelle de maçonnerie, sont nécessaires.

Un autre aspect important, est la sécurité des structures existantes sous chargement actuel ou de nouvelles conditions, avec un accent particulier dans la préservation des structures historiques. Les modèles numériques fiables sont nécessaires pour évaluer et renforcer les structures de maçonnerie.

Le dernier point est la nécessité d'améliorer la performance des bâtiments en maçonnerie dans de nombreux pays. La recherche doit être effectuée sur des techniques qui utilisent des matériaux locaux, qui doivent rester aussi simples que possible et ne pas augmenter de manière significative le coût de construction. Ce n'est pas seulement une question de transfert des technologies existantes. Un exemple de la mauvaise performance de la maçonnerie traditionnelle est donné par le tremblement de terre en Iran, Bam (2003), où la ville historique réalisée en partie en maçonnerie s'est totalement effondrée.

### 3.2. Modélisation des structures en maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite qui présente des propriétés d'anisotropie du fait des joints de mortier qui agissent comme des plans de faiblesse. En général, la démarche vers une représentation numérique de son comportement peut se concentrer sur la micro-modélisation des différents composants, à savoir, des unités (briques, blocs, etc.) et du mortier ou sur la macro-modélisation de la maçonnerie comme un composite, voir Rots (1991). Selon le niveau de précision et de simplicité souhaité, il est possible d'utiliser les stratégies de modélisations suivantes, voir Figure 3.1:

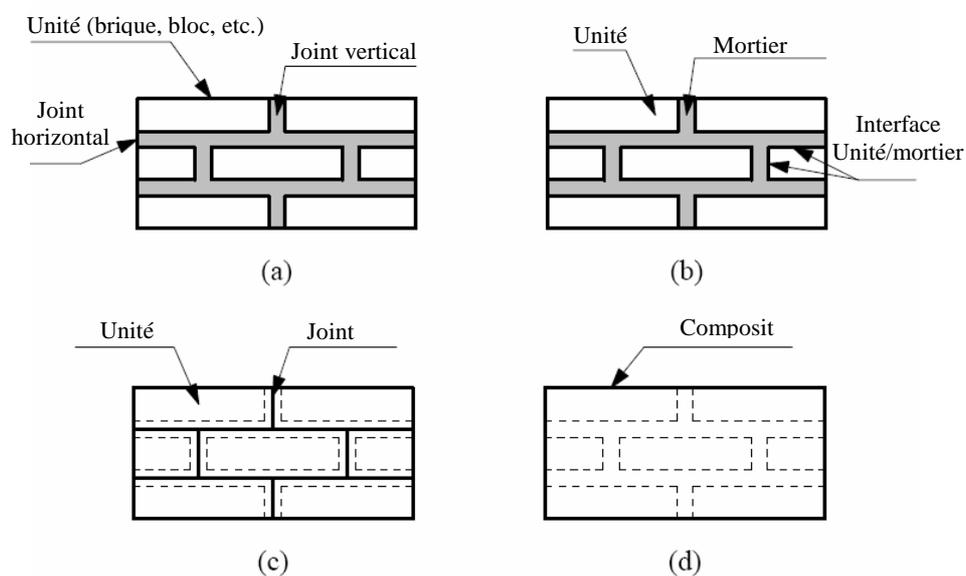


Figure 3.1 Stratégies de modélisation pour les structures en maçonnerie: (a) échantillon de maçonnerie, (b) micro-modélisation détaillée, (c) micro-modélisation simplifiée, (d) macro-modélisation [2].

- micro-modélisation détaillée : les unités et le mortier dans les joints sont représentés par des éléments de continuité alors que l'interface entre l'unité et le mortier est représentée par les éléments discontinus;

- la micro-modélisation simplifiée : les unités élargies sont représentées par des éléments de continuité alors que le comportement du mortier et de l'interface de l'unité et du mortier est localisé dans des éléments discontinus;

- Macro-modélisation : les unités, le mortier et l'interface de l'unité avec mortier sont propagés dans le continuum [2].

Dans la première approche, le module d'Young, le coefficient de Poisson, et éventuellement, les propriétés d'inélasticité de l'unité et du mortier sont prises en compte. L'interface représente un plan potentiel de fracture ou de glissement, doté d'une rigidité

initiale factice, de façon à éviter l'interpénétration de la matière. Cela nous permet d'étudier précisément l'action combinée de l'unité, du mortier et de l'interface.

Dans la seconde approche, chaque joint, composé de mortier et les deux interfaces d'unités/mortier, est considéré comme une interface "moyenne" tandis que les unités sont élargies afin de maintenir la géométrie globale du problème inchangée. La maçonnerie est donc considérée comme un ensemble de blocs élastiques collés par les lignes de glissement (fracture) potentiel(le). La précision dans la description du comportement est diminuée puisque l'effet du coefficient de Poisson du mortier n'est pas inclus.

La troisième approche ne fait pas de distinction entre les différentes unités et les joints mais elle traite la maçonnerie comme un continuum homogène anisotrope. Une stratégie de modélisation ne peut pas être préférée à l'autre, car il existe différents domaines d'application pour les micro- et macro- modèles. Les études en échelle micro sont nécessaires pour donner une meilleure compréhension du comportement local des structures de maçonnerie. Ce type de modélisation s'applique notamment à des détails de structure, mais aussi à la création de systèmes modernes, composés de béton ou blocs bétons, dans lesquels les ouvertures de portes et de fenêtres débouchent souvent sur des piliers qui sont à seulement quelques unités de blocs de distance. Ces piliers sont susceptibles de déterminer le comportement de l'ensemble du mur et c'est pour cette raison que la modélisation séparée des blocs et des joints est préférable. Les modélisations à l'échelle macro sont applicables lorsque la structure est composée de murs solides avec des dimensions suffisamment importantes pour que les contraintes à travers ou le long des murs seront essentiellement uniformes. Manifestement, la macro modélisation est plus orientée vers la pratique en raison de la réduction du temps de calcul et de mémoire ainsi que d'une utilisation plus facile de génération de maillage. Ce type de modélisation est apprécié quand un compromis entre la précision et l'efficacité est nécessaire.

La micro- ou macro- modélisation précise des structures de maçonnerie implique une bonne description expérimentale des matériaux. Toutefois, les propriétés de la maçonnerie sont influencées par un grand nombre de facteurs, tels que les propriétés des matériaux de l'unité et du mortier, l'aménagement des joints horizontaux et verticaux, l'anisotropie des unités, la dimension des unités, la largeur des joints, la qualité de la main d'œuvre, le degré de durcissement, l'environnement et l'âge de la construction. En raison de cette diversité, la communauté de la recherche en maçonnerie a commencé récemment à manifester de l'intérêt pour les modèles numériques sophistiqués en opposition à la tradition, où prévalaient des

règles, des tracés ou des formules empiriques. En outre, l'obtention de données expérimentales, fiables et utiles pour les modèles numériques, a été entravée par le manque de communication entre les analystes et les constructeurs. L'utilisation de différentes méthodes de test, des paramètres de test et des matériaux exclut les comparaisons et les conclusions de la plupart des résultats expérimentaux. C'est aussi une pratique courante de ne mentionner et de ne mesurer que la force et de faire abstraction des caractéristiques de déformation. En particulier, pour le domaine de post-pic presque aucune information n'est disponible dans la littérature.

Dans ce chapitre, la plupart des modèles sont faits en utilisant une approche par micro modélisation simplifiée (Figure 3.1c). Nous allons commencer la modélisation des structures en maçonnerie par les modèles simples pour comparer les résultats obtenus par les études faites en utilisant les méthodes connues comme la méthode des éléments finis et aussi l'analyse limite. Pour cela, certains modèles sont choisis à partir des publications faites dans le domaine de l'étude du comportement des structures en maçonnerie. On essaiera d'utiliser les cas fournissant des explications détaillées sur les conditions de test, et aussi, pour plupart des cas, les résultats de l'étude expérimentale.

### **3.3. Comparaison des résultats expérimentaux et la modélisation**

Dans cette partie de l'étude, afin de comparer les résultats de différentes approches, nous avons effectué des modélisations sur les cas étudiés par de nombreux auteurs. Certaines de ces études présentent des résultats sur des modèles expérimentaux, qui nous permettent de comparer les résultats sur nos modèles numériques, à la fois, aux résultats d'autres approches et aux observations faites lors des expériences. Il faut noter qu'on a essayé de s'approcher autant qu'il était possible des conditions appliquées dans ces tests. Cependant, cela n'empêche pas de voir certaines différences entre les résultats obtenus. Les méthodes utilisées dans les modélisations sont basées sur différentes hypothèses et on peut constater, dans tous les cas, des simplifications à différents niveaux qui engendrent, ou expliquent, ces différences.

Les autres méthodes d'analyse utilisées dans cette partie sont la méthode des éléments finis et la méthode de l'analyse limite. Les exemples sont choisis parmi des cas avec des géométries simples comportant des murs en brique, pour faciliter la comparaison des résultats. Ces modèles nous permettront de comprendre les phénomènes physiques qui peuvent se produire au sein d'une structure en maçonnerie. Les exemples suivants sont les constructions à joints secs, tels qu'on peut les trouver fréquemment dans les monuments historiques. Dans

une première étape, on s'intéresse aux modèles de murs en maçonnerie à joints secs étudiés expérimentalement et numériquement dans les références [3-5].

### 3.3.1. Cisaillement des murs en maçonnerie

Oliveira (2003) [3] a testé en cisaillement une série de murs de refend, faits de blocs de maçonnerie en pierre sèche sous différents niveaux de charge verticale et avec une charge latérale monotone croissante, cf. Figure 3.2. Tous les tests ont été réalisés sous chargement monotone en raison de restrictions d'équipement. Toutefois, il serait d'un grand intérêt d'effectuer ces tests dans un mode cyclique, afin d'obtenir des données expérimentales sur le comportement cyclique, qui est souvent inaccessible dans la pratique. L'essentiel est alors d'évaluer le niveau de sécurité des constructions historiques en zones sismiques.

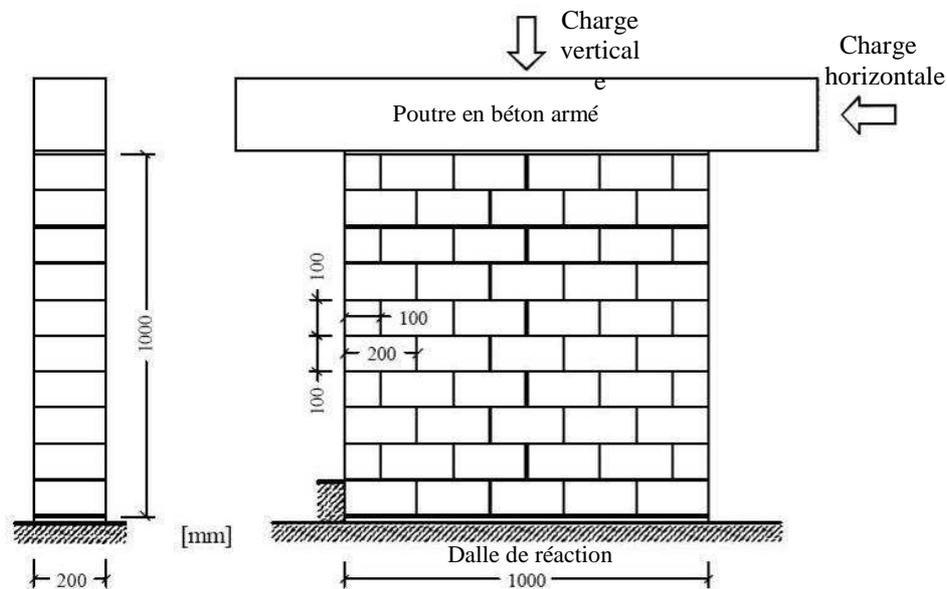


Figure 3.2 Géométrie adoptée des murs de la maçonnerie de pierres sèches et arrangement schématique du chargement [3].

Le mur a une taille de 1000×1000 mm, avec une épaisseur de 200 mm (Figure 3.2). Toutes les pierres utilisées sont coupées mécaniquement et ont des surfaces lisses. La terminologie adoptée pour définir les murs, en se fondant sur la valeur de la charge verticale appliquée, est donnée dans le Tableau 3-1.

Considérant que les structures historiques sont généralement soumises à des états de compression faible et en tenant compte des installations du laboratoire, les murs ont été testés pour les charges verticales de 30, 100, 200, et 250 kN, ce qui a entraîné une compression de 0,15, 0,50, 1,00 et 1,25 MPa , respectivement [3]. Les murs ont été testés un jour après leur

construction. Les principales étapes de la procédure adoptée pour l'essai sont décrites comme suit:

- Initialement, une force de compression verticale a été appliquée au moyen d'un vérin hydraulique de 1000 kN, avec un asservissement en force, à un taux de  $1\text{ kN/s}$ , jusqu'à ce que la charge souhaitée soit totalement appliquée sur le mur. Ultérieurement, le vérin hydraulique est maintenu en fonctionnement, l'asservissement ayant pour résultat l'application d'une charge verticale constante, cf. Figure 3.3. Par conséquent, la poutre peut se déplacer verticalement et horizontalement.

Tableau 3-1 Références des murs en fonction de la charge verticale appliquée[3].

Dénomination des murs	Charge verticale (kN)	Contrainte normale (kPa)
SW.30.1	30	150
SW.30.2		
SW.100.1	100	500
SW.100.2		
SW.200.1	200	1000
SW.200.2		
SW.250.1	250	1250

- Ensuite, la charge horizontale a été appliquée en imposant de petits incréments de déplacements. À cet effet, un vérin hydraulique a été fixé horizontalement et la charge qu'il générerait a été appliquée contre la poutre en béton armé;
- Lors de l'essai, les principaux événements, comme l'ouverture des joints et l'apparition de fissures, ont été enregistrés au moyen de photographies.

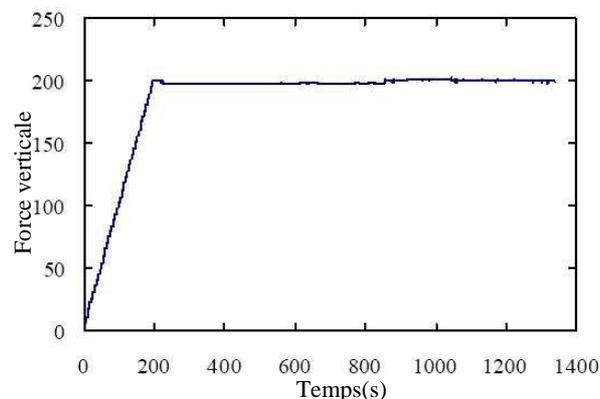


Figure 3.3 Histoire chronologique de la charge verticale appliquée au mur SW.200.1, sous asservissement en force.

Dans cette partie de l'étude, les modèles de rupture pour les murs SW-30.1 et SW-200.1 sont illustrés respectivement dans la Figure 3.4 et la Figure 3.5. Les comparaisons entre la rupture observée sur les expériences et les résultats obtenus par les méthodes de calcul, y compris la méthode des éléments finis, l'analyse limite et la méthode NSCD, seront effectuées. Les images montrent que les modes de rupture dépendent du niveau de charge verticale sur les murs. Ces résultats sont déjà bien connus pour les maçonneries ordinaires, par exemple Page et al. [6] et Mann et Müller [7], qui ont montré que le niveau de compression contrôle le mode de rupture des murs en cisaillement.

Pour les niveaux bas de contrainte, la rupture s'est produite par une simple rotation de la partie supérieure du mur et le glissement sur les joints horizontaux, conduisant à une fissure échelonnée diagonale, sans fissuration visibles dans les pierres, voir Figure 3.4 (a,b). Pour les charges verticales élevées, l'obtention de ce genre de mouvement de corps rigide est progressivement empêchée. La fissuration dans les pierres a commencé à se manifester, la fissure diagonale échelonnée étant remplacée partiellement par une bande de fissuration diagonale, avec plusieurs fissures passant à travers les pierres, dans lesquelles des endommagements visibles sont localisés, voir Figure 3.5 (a,b).

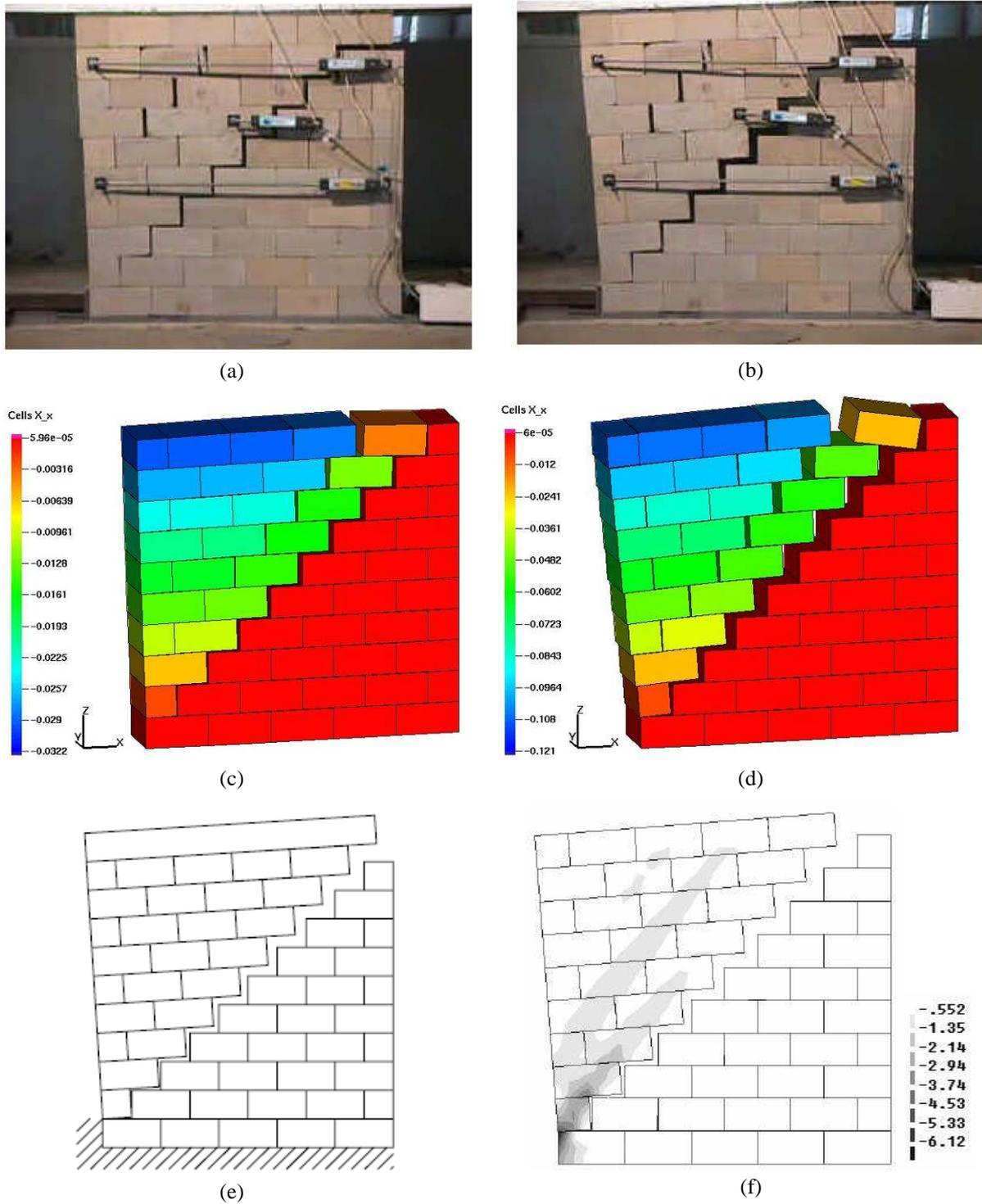
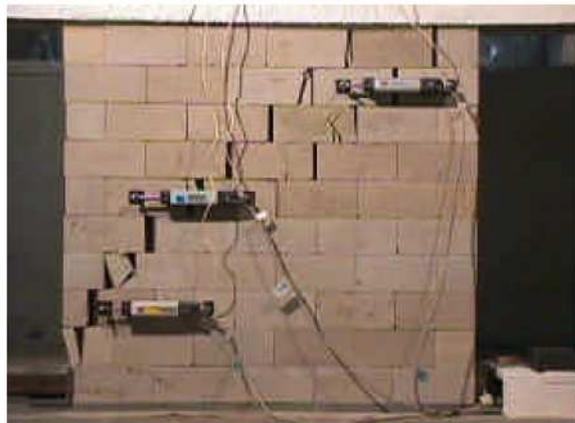
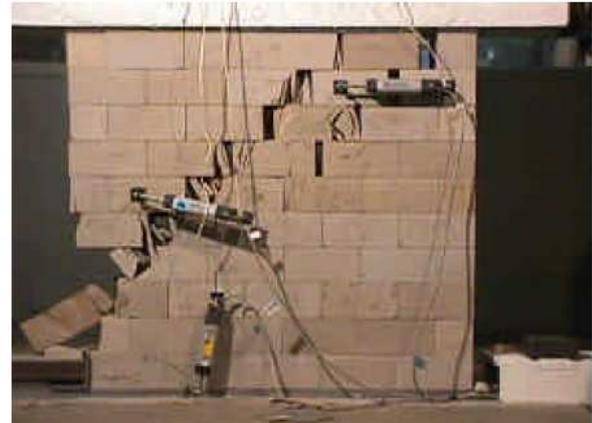


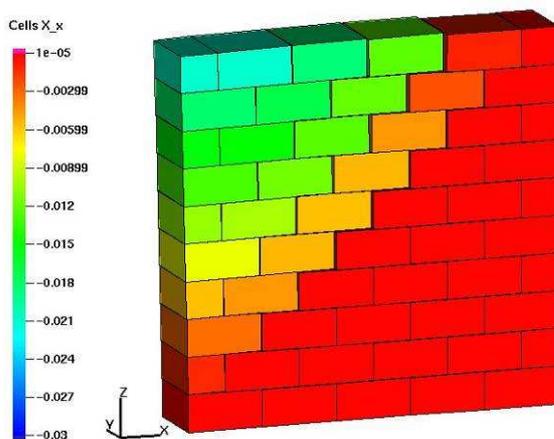
Figure 3.4 (a, b) Modèles de ruptures observées pour le mur SW-30.1 dans deux étapes [3] (c, d) résultats de calcul en deux étapes du chargement sur des blocs rigides en 3D avec LMG90. (e) résultat obtenu par la méthode de l'analyse limite [4] (f) répartition des contraintes principales en ( $\text{N/mm}^2$ ) sur le modèle déformable calculé par éléments finis avec joint [3].



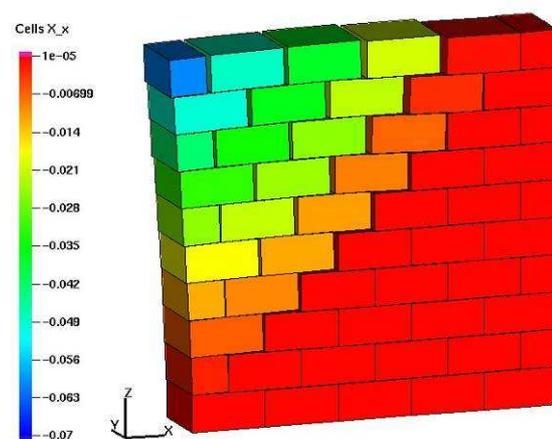
(a)



(b)

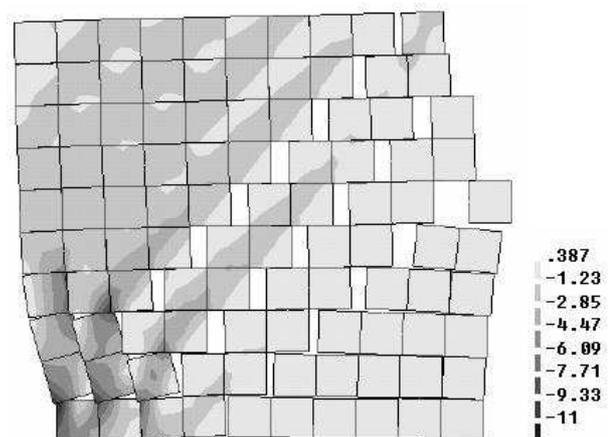


(c)



(d)

Figure 3.5 (a,b) Modèles des ruptures observées pour le mur SW-200.1 à deux étapes du chargement [3] (c,d) résultats du calcul pour ces deux étapes pour des blocs rigides en 3D par LMGC90. (e) répartition des contraintes principales en ( $\text{N}/\text{mm}^2$ ) sur le modèle déformable calculé par éléments finis [3].



(e)

Les simulations sont effectuées pour ces deux murs par la méthode NSCD (le code LMGC90) pour les blocs 3D rigides ayant une masse volumique de 2570 kg/m<sup>3</sup>. La loi de Coulomb est prise en compte pour les interactions entre les blocs avec un coefficient de frottement égal à 0.66. Nous avons pris en compte les mêmes paramètres physiques et les mêmes conditions de chargement appliquées dans les tests expérimentaux et dans la méthode des éléments finis [3] afin de pouvoir comparer nos résultats de calculs aux résultats expérimentaux. Les valeurs des paramètres utilisés dans la modélisation du mur SW30 par la méthode des éléments finis sont présentées dans le Tableau 3-2.

Tableau 3-2 Paramètres mécaniques utilisés pour le mur SW-30 dans l'approche par éléments finis [4].

Blocs			Les interfaces			
$E$ , kN/mm <sup>2</sup>	$\nu$	$\gamma_{vol}$ , kN/m <sup>3</sup>	$k_n$ , N/mm <sup>3</sup>	$k_s$ , N/mm <sup>3</sup>	$\mu$	$\psi$
15.5	0.2	25.0	5.87	2.45	0.66	0

Les résultats obtenus grâce au code LMGC90 pour le mur SW-30.1 (Figure 3.4 c et d) montrent une concordance avec la méthode de l'analyse limite (Figure 3.4 e) et également la méthode des éléments finis (Figure 3.4 f). La similitude entre le modèle de rupture observé expérimentalement et les résultats de la méthode NSCD, démontre la capacité de cette approche dans la modélisation des structures en maçonnerie. Dans les Figure 3.4 c et d, on peut constater le développement de la fissuration échelonnée diagonale, et la présence des fissures diagonales dans la partie gauche du mur, observée au cours de l'expérience.

En ce qui concerne le modèle de cisaillement sous charge verticale plus élevée, nos résultats numériques, Figure 3.5 (c, d) sont similaires à ceux du modèle expérimental : la fissuration diagonale complète ne se propage pas. En conséquence, une fissure diagonale ne parvient pas à se propager et le mode de rupture semble être principalement contrôlé par du cisaillement, avec basculement de morceaux de pierre cassés dans le pied du mur en compression.

Nous avons vu, dans cet exemple, les comparaisons effectuées entre trois différentes approches numériques et les observations expérimentales faites sur un mur en pierre soumis à un test de cisaillement. Les modes de rupture dans les divers cas sont comparés, et nous avons constaté une bonne concordance entre les résultats de la méthode NSCD, ceux de l'expérience et certains de ceux des autres méthodes de calcul utilisées.

La deuxième comparaison entre les résultats du cisaillement de mur en maçonnerie est faite sur un modèle utilisé par Vasconcelos and Lourenço [8]. Le mur fait 1,2 m de haut, 1,0 m de largeur et 0,2 m d'épaisseur (Figure 3.6). La dimension des blocs est  $0,15 \times 0,20 \times 0,20 \text{ m}$ . Le poids volumique de la pierre est de  $25,7 \text{ kN/m}^3$ . Un coefficient de frottement de 0,7 est considéré pour les modélisations. Une charge verticale constante s'élevant à 250 kN est appliquée et horizontalement, des déplacements cycliques sont imposés grâce à une poutre d'acier rigide.

La Figure 3.7a présente l'état de ce mur pour un déplacement horizontal modéré engendré par une force égale à 81,6 kN. Le résultat de la méthode d'analyse limite pour cette condition est présenté sur la Figure 3.7b, et le résultat de la simulation effectuée pour cette condition, sur un modèle 3D rigide par le code LMGC90 est présenté sur la Figure 3.7c. Comme on peut le constater dans ces trois figures, le même type de fissuration est observable au sein du mur. Les déplacements des blocs et le mode de rupture par cisaillement dans le modèle calculé par le code LMGC90 montre plus de ressemblance avec les résultats expérimentaux.

Les Figure 3.7 (d) et (e) présentent respectivement les déplacements dans l'expérience et le modèle de l'analyse limite, pour la charge maximale. Dans cette étape, la charge horizontale appliquée est égale à 95,2 kN. Le modèle calculé par le code LMGC90 est représenté sur la Figure 3.7 (f). Dans les trois cas, on peut observer une fissuration diagonale échelonnée. Le mode de rupture constaté par le calcul effectué par LMGC90 est tout à fait en concordance avec l'expérience. Dans ce modèle, on peut voir les fissurations propagées au sein du mur, qui ne sont pas visibles dans le modèle calculé par la méthode d'analyse limite, mais qui pourtant sont présentes dans l'expérience. Cette constatation démontre la capacité de la méthode NSCD à la fois pour rendre compte du mode de rupture global, et aussi des détachements locaux des blocs.

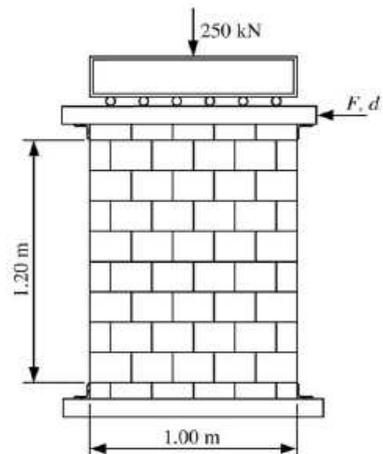


Figure 3.6 Géométrie du mur de cisaillement de Vasconcelos [8].

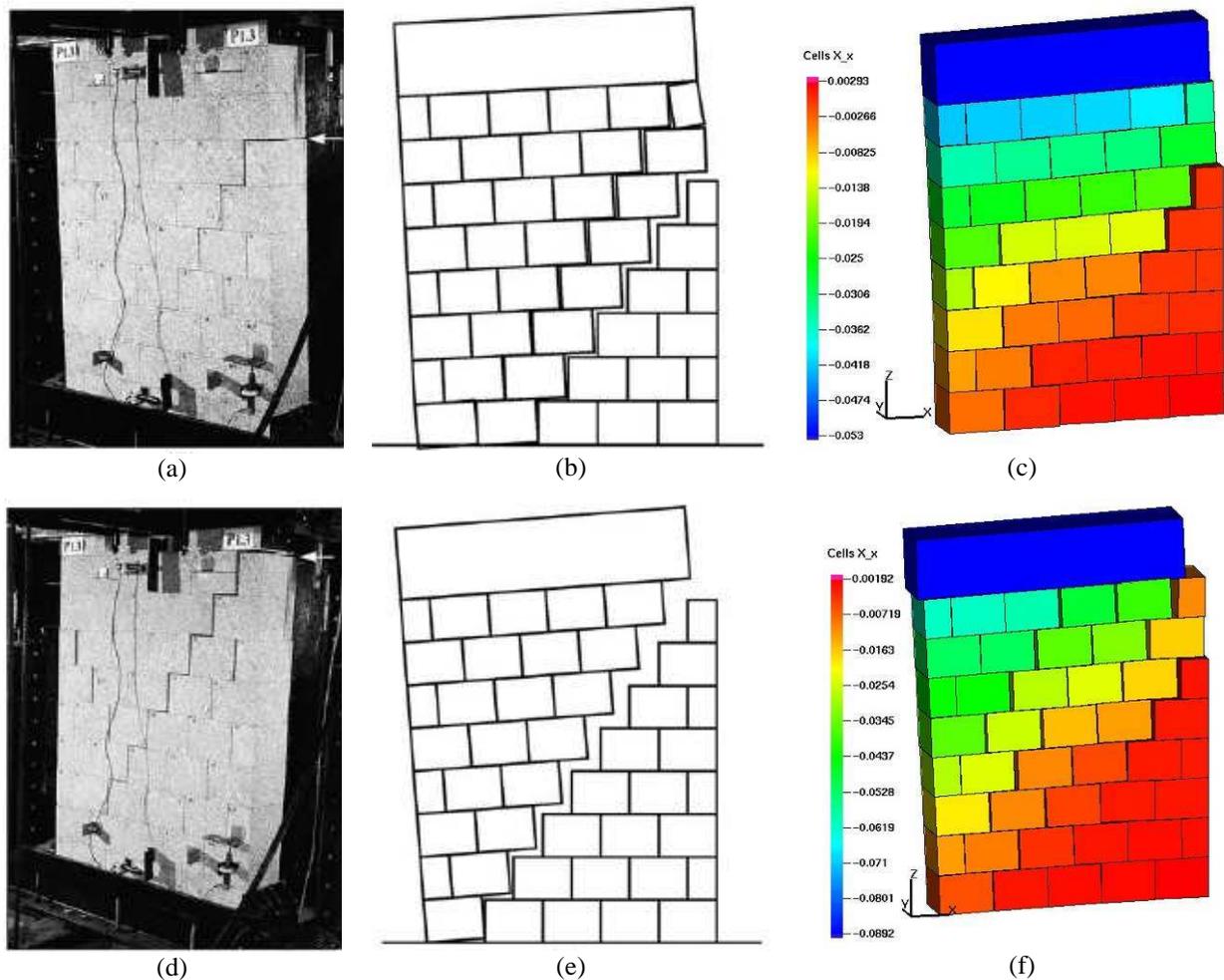


Figure 3.7 Mur de Vasconcelos, testé en cisaillement (a) essai avec la force horizontale  $F = 81,6$  kN [4], (b) déplacements calculés par la méthode de l'analyse limite [4], (c) calcul effectué par le code LMGC90, (d) essai avec la force horizontale  $F = 86,6$  kN [4] (e) déplacements obtenus par la méthode de l'analyse limite[4], (f) résultats du code LMGC90.

### 3.3.2. Pile en maçonnerie

La Figure 3.8 (a) montre le modèle numérique d'une pile de maçonnerie creuse. La pile est construite avec des blocs de maçonnerie sèche avec des dimensions  $0,2 \times 0,2 \times 0,4$  m. Les dimensions de la pile sont  $0,6 \times 0,8 \times 1,2$  m. Le poids volumique du matériau est  $20 \text{ kN/m}^3$  et le coefficient de frottement est de 0,7. Les charges permanentes sont le poids des blocs. Les charges variables sont proportionnelles au poids des blocs, mais appliquées horizontalement parallèlement au plus grand côté de la base (dans la direction X) [4].

Les résultats des simulations effectuées par trois méthodes sont montrés dans la Figure 3.8. Les paramètres utilisés dans le calcul sont présentés dans Tableau 3-3. Dans le modèle FEM,

les blocs ont été construits en brique, avec des éléments de brique à 20 nœuds connectés avec 16 nœuds par des éléments d'interface.

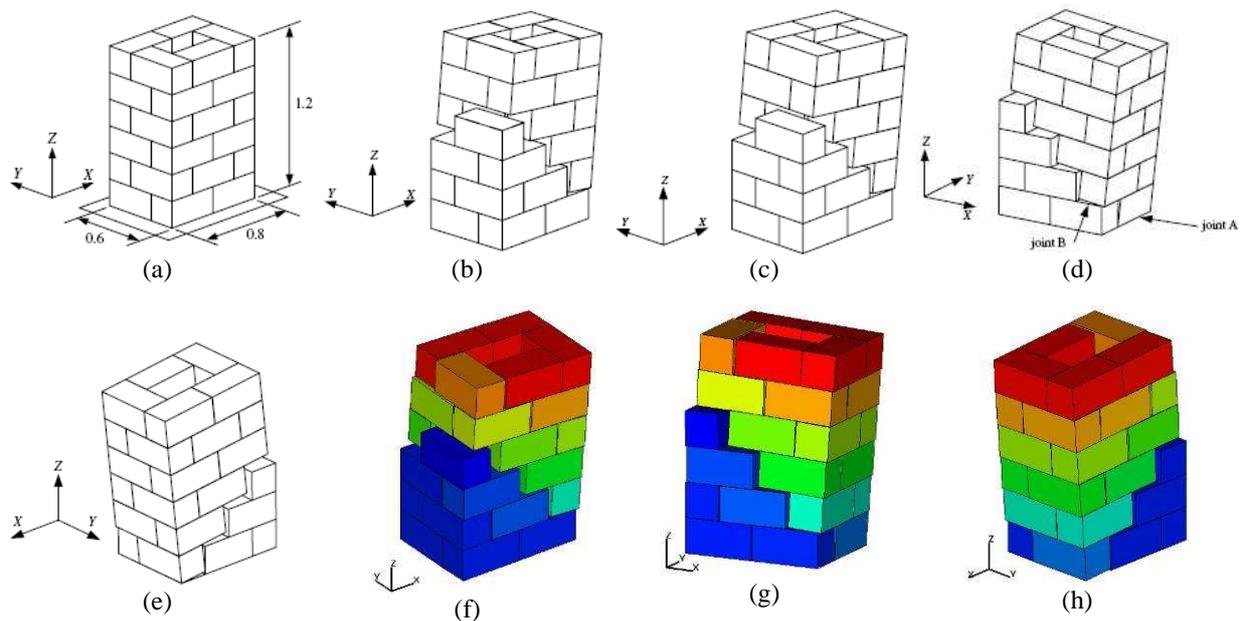


Figure 3.8 : Pile en maçonnerie (a) géométrie du modèle, (b) mécanisme de rupture obtenu par FEM, (c-e) différentes vues du résultat obtenu par la méthode de l'analyse limite [4], (f-h) résultats calculés par le code LMGC90.

Tableau 3-3 Propriétés mécaniques de la pile pour le modèle de FEM [4].

Blocs			Interfaces			
$E$ , kN/mm <sup>2</sup>	$\nu$	$\gamma_{vol}$ , kN/m <sup>3</sup>	$k_n$ , N/mm <sup>3</sup>	$k_s$ , N/mm <sup>3</sup>	$\mu$	$\psi$
1.0	0.2	20.0	$2.4 \times 10^3$	$1.0 \times 10^3$	0.7	0

La Figure 3.8b présente également les mécanismes de rupture obtenus par l'analyse par éléments finis. Le même mécanisme de rupture est obtenu par la méthode de l'analyse limite illustré dans la Figure 3.8(c-e), l'état de la pile a été présenté à partir de différents points de vue pour une meilleure compréhension. Pour comparer avec le mécanisme de rupture observé par la méthode des éléments finis et l'analyse limite, cette structure a été modélisée par la méthode NSCD en utilisant les mêmes paramètres mécaniques. Les images présentées dans la Figure 3.8 (f-h) montrent le mécanisme de rupture obtenu par le code LMGC90 pour cette pile. On peut constater que cette méthode montre une bonne concordance avec les deux autres méthodes. Les images sont enregistrées dans les mêmes directions que les images présentées pour la méthode de l'analyse limite, afin de faciliter la tâche de comparaison.

### 3.4. Cisaillement du mur de maçonnerie en briques (ETH Zurich)

Dans cette partie de l'étude, l'attention est consacrée à des essais de cisaillement effectués à l'ETH de Zurich [9,10]. Ces expériences sont bien adaptées à la validation de modèles, non seulement parce qu'ils sont grands et qu'ils présentent une bonne répartition de la fissuration, mais aussi parce que la plupart des paramètres nécessaires pour caractériser le modèle sont disponibles à partir de tests. La Figure 3.9 montre la géométrie du mur composé d'un panneau de  $3600 \times 2000 \times 150 \text{ mm}^3$  et deux plateaux de  $150 \times 2000 \times 600 \text{ mm}^3$ .

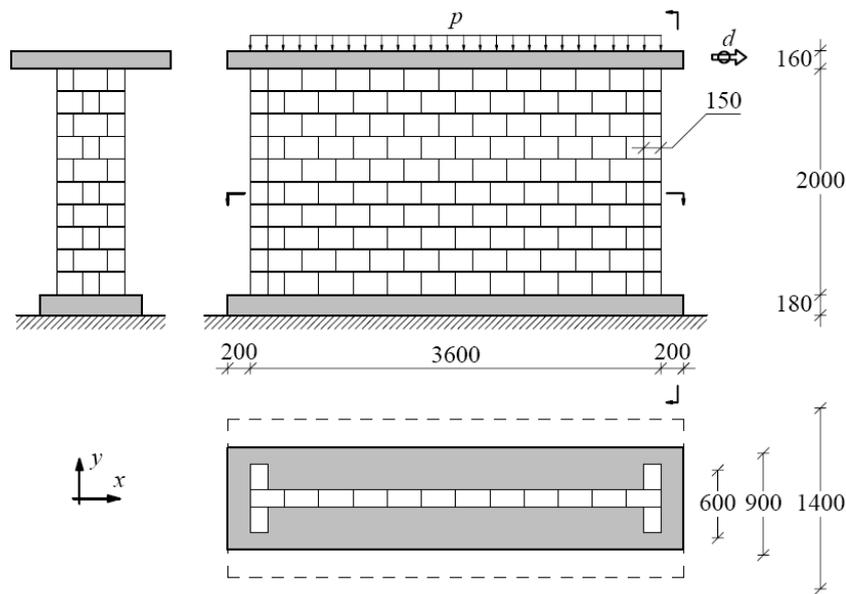


Figure 3.9 Géométrie et mécanisme d'application des charges pour le mur d'ETH Zurich [2].

Les conditions aux limites supplémentaires sont données par deux dalles de béton placées en haut et en bas de l'échantillon. Initialement, le mur est soumis à une charge verticale  $p$  uniformément répartie sur la longueur du mur avec une résultante  $P$ . Elle est suivie par l'application d'une force horizontale  $F$ , sur la dalle supérieure.

Le mur analysé ici, est l'objet d'une première charge verticale de  $415 \text{ kN} \equiv 0.61 \text{ N/mm}^2$ , et d'une charge horizontale incrémentée jusqu'à  $250 \text{ kN}$ . Le cisaillement de ce mur fait apparaître une fissure diagonale échelonnée. A partir des paramètres fournis par les auteurs, nous avons effectué les simulations en 2D et 3D. La Figure 3.10 (c, d) montre respectivement les résultats, pour les déplacements horizontaux et le champ de contraintes verticales, obtenus par le code de LMGC90, sur un modèle déformable soumis aux charges verticales et horizontales.

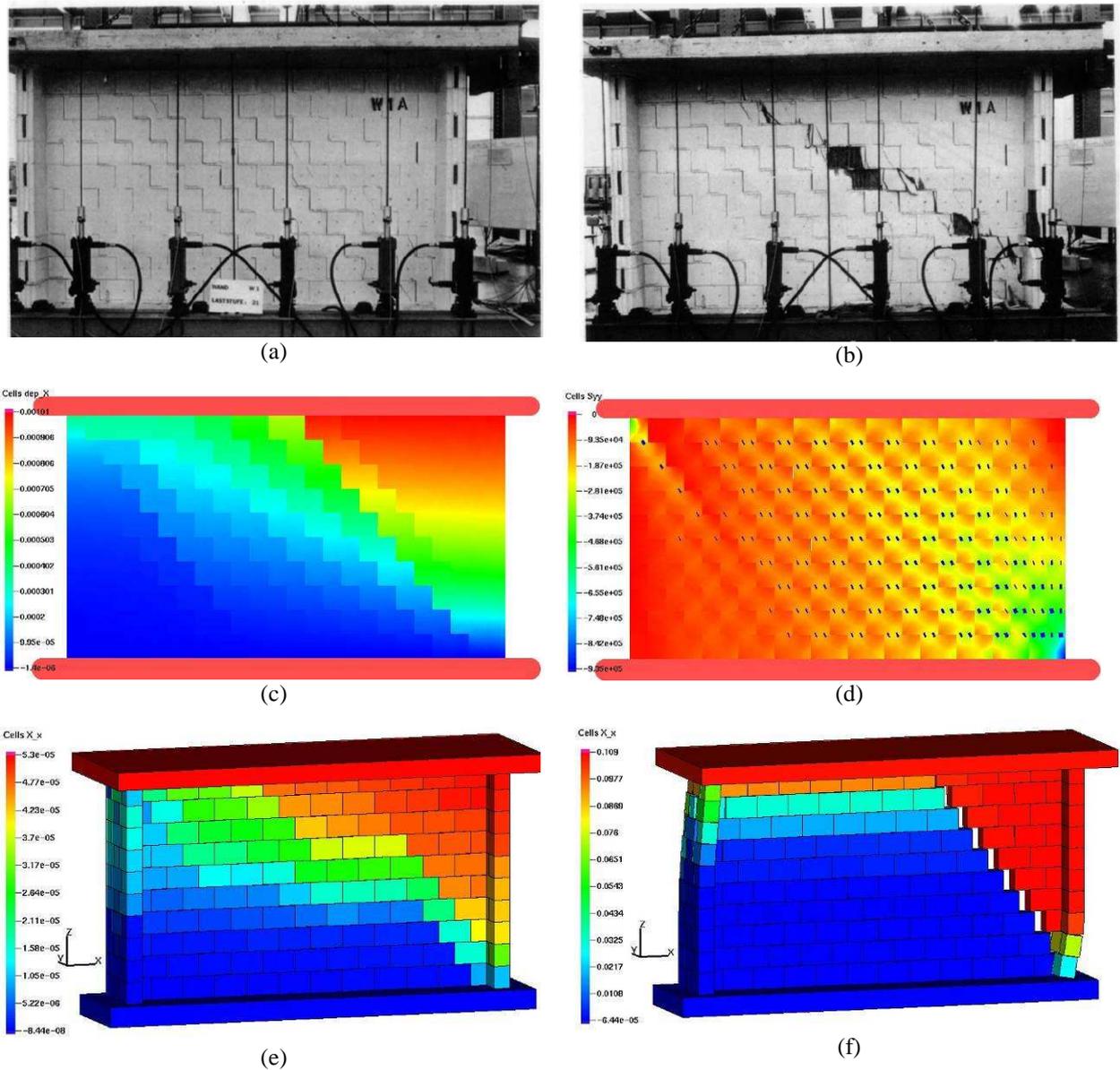


Figure 3.10 : Modes de rupture du mur d'ETH Zurich: (a) essai expérimental, état sous charge maximale, (b) en phase terminale [2].(c) déplacements horizontaux dans le modèle 2D déformable (LMGC90), (d) champ de contrainte dans la direction verticale (modèle 2D déformable), (e) déplacements dans la direction x (modèle 3D rigide), (f) phase de rupture du mur (modèle 3D rigide).

Sur la Figure 3.10c on peut observer les déplacements diagonaux au sein du mur qui provoquent les fissures échelonnées diagonales. La même constatation est visible dans la Figure 3.10d qui illustre le champ de contrainte verticale, et les orientations diagonales des forces de compression aux niveaux des points de contact. Dans le modèle 3D, on observe presque le même mécanisme de rupture du mur. Dans la Figure 3.10 e on peut voir les déplacements dans la direction x, qui révèlent une fissuration échelonnée qui montre presque la même orientation que celle observée lors de l'essai (Figure 3.10b). L'état du mur dans la

phase terminale (Figure 3.10f), obtenu sur notre modèle numérique, est un peu différent de celui présenté par l'expérience dans la Figure 3.10b. Cette différence pourrait être due au fait que, dans le modèle numérique, les briques sont considérées rigides contrairement à ce qui se passe lors de l'essai, pendant lequel des briques sont cassées. On peut noter toutefois que les résultats de la modélisation et de l'essai sont en concordance avant la rupture des briques. A l'avenir, la prise en compte de lois de comportement du matériau permettant l'apparition de fractures, et la mise en place, dans LMGC90, de maillages tridimensionnels des blocs, en les considérant comme déformables, devrait permettre de s'intéresser à des problèmes de cette nature.

### **3.5. Modélisation des monuments historiques en maçonnerie**

La modélisation du comportement structurel d'une construction historique, peut apparaître comme une tâche standard pour un système d'analyse mécanique de base. Or, un bâtiment historique, même d'un point de vue mécanique, apparaît comme un système complexe. Au cours des vingt dernières années, les modèles constitutifs et les techniques de calcul qui permettent de faire une description réaliste du comportement structural des structures en maçonnerie sont devenus disponibles [11-21].

Les constructions en maçonnerie sont faites de blocs de pierre, souvent liés par des joints de mortier. En raison de cette complexité géométrique intrinsèque, lorsque le comportement global d'un ensemble de la structure est étudié, il est souvent nécessaire de faire l'hypothèse d'un matériau bien homogénéisé et d'effectuer l'analyse en utilisant la méthode des éléments finis (FEM). Quand un seul élément structurel est à l'étude, la répartition effective des blocs et des joints est rarement représentée [22].

Dans cette partie de l'étude, une procédure générale pour évaluer la stabilité des structures historiques en maçonnerie est proposée en utilisant le code LMGC90® avec les éléments 3D rigides. En outre, des modélisations 2D déformables sont effectuées pour des sections choisies. Cette approche est appliquée à l'étude de l'aqueduc d'Arles et de l'arène de Nîmes (France). Les caractéristiques structurelles et la stabilité de ces deux monuments sont étudiées. Ces structures sont soumises à des vibrations, censées reprendre les caractéristiques d'un tremblement de terre. L'objectif principal de cette étude est de déterminer les zones de faiblesse de ce type de structures lors d'un événement sismique. Les résultats obtenus par une telle analyse peuvent être utilisés pour renforcer les monuments historiques, ou mettre en

œuvre une meilleure surveillance préventive, en la focalisant sur des endroits particuliers de la structure révélés comme les plus vulnérables.

### 3.5.1. Modélisation sismique

La France est un pays de sismicité faible à modérée avec une connaissance assez précise de dix siècles de sismicité historique qui montre environ cinq grands séismes destructeurs [23]. Bien que les paramètres de la source de ces tremblements de terre ne soient pas encore connus avec précision, leurs magnitudes sont approximativement estimées comme inférieures celle de  $M = 6$  et leurs effets destructeurs sont communément attribués à la mauvaise qualité de la construction. Les épicentres français de la sismicité historique et instrumentale sont situés principalement dans les chaînes de montagnes et de dépressions (Pyrénées, Alpes, Jura et Graben du Rhin), et dans les massifs anciens paléozoïques (Massif central, Bretagne, et Ardennes).

Les données paléo-sismiques recueillies sur les zones de failles françaises confirment que les événements sismiques avec des intensités proches de  $M_w=7$ , sont survenues en France [24-27]. La sismicité du sud de la France résulte probablement de la convergence entre l'Afrique et l'Europe, qui procède à un taux d'environ 0,8 cm/an à la longitude de la Provence [28]. La plupart des données intéressantes ont été obtenues dans trois localités de Provence (la faille de Nîmes), le bassin aquitain (Meilhan), et le Sud des Alpes (la faille de l'Argentera). La faille de Nîmes orientée NE-SW s'étend sur 100 km du nord-ouest de la Provence au golfe du Lion. Les deux structures de maçonnerie de la présente étude sont situées dans la zone de sismicité de cette faille active.

Dans cette étude, nous avons l'intention d'étudier l'effet d'un séisme sur deux monuments historiques en maçonnerie. Les charges hypothétiques horizontales et verticales fondées sur une vibration sinusoïdale avec une fréquence de 2 Hz sont appliquées pour simuler une oscillation sismique. Ce système de vibration est utilisé comme une fonction de la vitesse au niveau de la base de chaque modèle. De cette façon, les modèles de maçonnerie sont fondés, à leur base, sur un élément de support qui sert à les solliciter par des vibrations dans trois directions. Les graphiques des vitesses de vibration et les déplacements induits par les vitesses appliquées, pour les composantes horizontale et verticale, utilisées pour les deux modèles, sont présentés dans la Figure 3.11. Il convient de noter que les valeurs pour le déplacement des éléments de base sont obtenues à partir des données de post-traitement enregistrées pendant le calcul.

Comme on peut le constater sur ces graphiques, trois phases distinctes ont été retenues pour les vibrations sismiques. Cela a été fait pour étudier séparément, le comportement dynamique des structures concernées, pour les déplacements verticaux et horizontaux, puis pour les déplacements combinés. De cette manière, la direction de vibration pour laquelle la structure est la plus vulnérable peut être distinguée. Un véritable séisme présenterait des caractéristiques de vibration similaires. Le comportement général de la structure d'un tremblement de terre de la même ampleur pourrait alors être prédit. En fait, nous avons utilisé ce graphe pour simuler les phases distinctes d'un séisme d'une manière exagérée, mais cela nous permet de mieux comprendre le comportement d'une structure en maçonnerie pendant ces différentes phases. L'analyse sismique est réalisée pour les deux modèles dans les deux états. Chaque modèle sera étudié avec des éléments rigides en trois dimensions et avec des éléments déformables en deux dimensions.

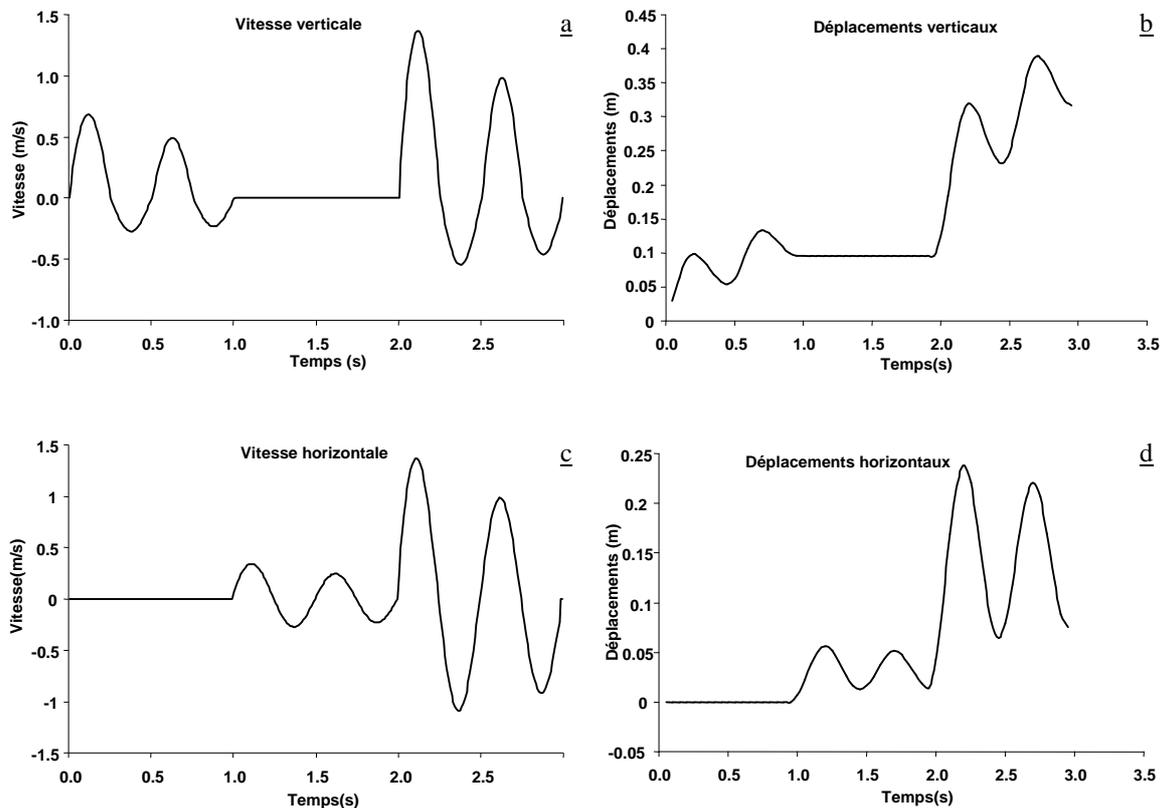


Figure 3.11 Vitesse appliquée au modèle en fonction de temps, en m/s, et déplacements induits en fonction du temps en mètre: (a) vitesse verticale (m/s), (b) déplacements verticaux (m), (c) vitesse horizontale (m/s), (d) déplacements horizontaux (m).

### 3.5.2. Aqueduc d'Arles

Au cours du deuxième siècle, la reconstruction complète d'un aqueduc au site du Vallon des Arcs, près de Fontvieille (France), peut être expliquée par la nécessité de fournir de l'eau à la colonie romaine d'Arles [29]. Le site révèle la présence de deux longs aqueducs parallèles de 325m de longueur.

L'aqueduc de l'ouest a été utilisé pour conduire à Arles, les eaux rassemblées sur le côté nord des Alpilles. Le deuxième pont supporte un conduit menant aux moulins de Barbegal les eaux rassemblées sur le côté sud des Alpilles. Construit sur le flanc sud du massif rocheux calcaire, ce bâtiment exceptionnel abritait 16 moulins en pierre capables de moudre simultanément.

La conduite de l'aqueduc d'Arles fut d'abord posée sur un mur de soutènement de 49m de long, puis sur un pont de 249 m de long. Les arches avaient 2,1 m de long et l'aqueduc se composait de 36 piles. La largeur moyenne de l'aqueduc est de 2m, (Figure 3.12). Les fondations, les piliers et les arcades, du côté nord, se trouvent construites en blocs de pierre sèche de grand appareil (sans maçonnerie). Les autres arches et la conduite sont en maçonnerie (blocs de pierre avec du mortier). Les murs extérieurs des arches et de la conduite ont été faits de petits blocs de pierre parallélépipédiques. L'étanchéité de la conduite est assurée par une épaisse couche de 25 cm de béton et un enduit de mortier de 5cm. Les gros blocs utilisés dans la construction de l'aqueduc sont du calcaire jaune, probablement extrait de la carrière de pierre située sous le village actuel de Fontvieille [30].

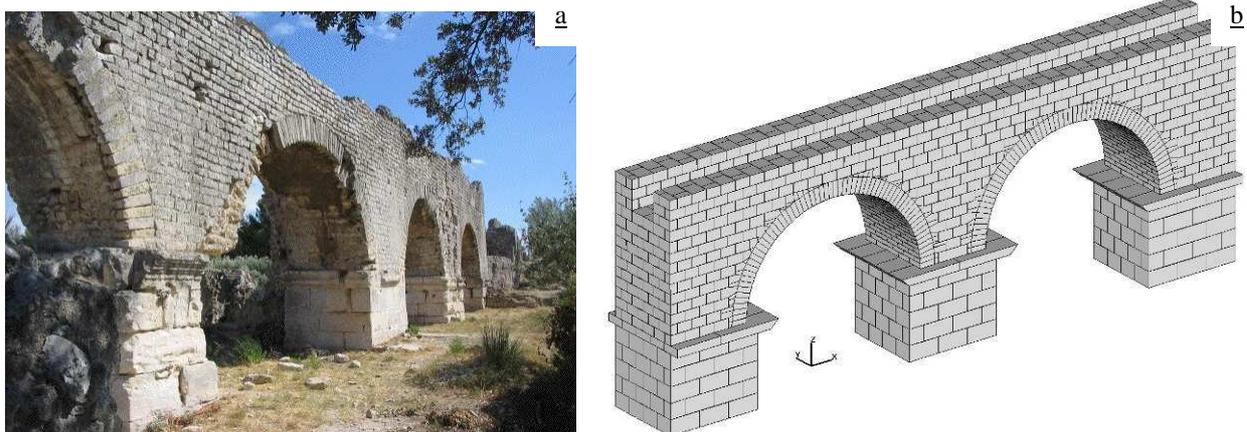


Figure 3.12 Aqueduc d'Arles (a) les arches montrant des piliers en grand appareil, (b) modèle 3D générés dans l'environnement d'Auto CAD pour deux arches en 2974 blocs discrets et avec une portée de l'arche de 4.8 mètres.

L'hypothèse d'une ruine accélérée par les mouvements de sols consécutifs à la construction de l'aqueduc parallèle est actuellement l'une des plus plausibles. Le surcroît de la masse rocheuse apporté près du premier aqueduc d'Arles pour construire l'aqueduc de Barbegal, pourrait avoir entraîné une compression des couches qui composent les fondations, au-delà de la limite de leur capacité portante. Un phénomène sismique ne devrait pas être exclu non plus, bien que des preuves sur le site soit presque impossibles à établir, en raison de la quasi-disparition du premier aqueduc. S'agissant de l'effondrement de l'aqueduc de Barbegal, et du deuxième aqueduc d'Arles, un phénomène sismique est considéré comme une cause possible [30].

Les analyses statiques et dynamiques, sont effectuées sur les modèles 3D et 2D de l'aqueduc d'Arles en utilisant le code LMGC90. Les structures en maçonnerie sont modélisées comme un ensemble de blocs discrets à peu près de taille réelle, suites aux observations effectuées in situ (Figure 3.12) [29,30]. Une section 2D du modèle 3D est utilisée pour la modélisation 2D déformable, et ce modèle est maillé en utilisant le logiciel Gmsh. Ce modèle contient 588 blocs maillés séparément. La loi de Mohr-Coulomb, avec un coefficient de frottement de 0,7, est appliquée aux points de contact entre les blocs. Le module d'Young est 25GPa, le coefficient de Poisson de 0,25 et la densité de 2000 kg/m<sup>3</sup>. La figure 3.13 montre les résultats obtenus pour les déplacements verticaux induits par les vibrations sismiques durant trois secondes, vibrations représentés dans les graphes de la Figure 3.11. Comme on peut le voir dans cette figure 3.13, deux zones plus sensibles dans lesquelles l'effondrement de la structure commence, peuvent être distinguées pour chaque arche.

En poursuivant les vibrations, il est observé que la structure est plus vulnérable aux vibrations horizontales, en particulier dans la troisième phase de la vibration qui est à la fois sous les fortes vibrations horizontales et verticales. Les déplacements relatifs des blocs sont clairement visibles dans la Figure 3.13. La structure commence à perdre de sa continuité, et commence à s'effondrer.

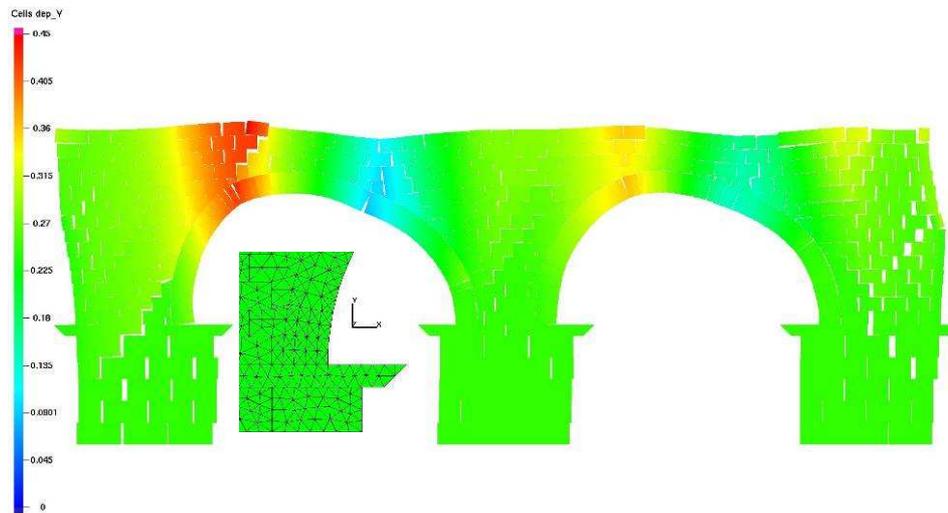


Figure 3.13 Déplacements verticaux dans le modèle 2D déformable, au bout de trois secondes de vibration (en m).

Afin de mieux comprendre l'effet d'une vibration sismique sur une telle structure, le modèle 3D ayant des blocs en vraies dimensions est étudié (Figure 3.12). Pour l'analyse statique, le modèle 3D est étudié sous son propre poids, la Figure 3.14 montre la répartition des forces verticales sur le modèle. En fait, cette analyse est utilisée pour distinguer les blocs supportant une haute charge verticale. Dans ce modèle, les blocs rigides sont utilisés en considérant les mêmes paramètres mécaniques, comme indiqué auparavant, et un coefficient de friction de 0,7. Contrairement à la méthode continue, dans ce modèle, nous pouvons observer, bloc par bloc, les forces verticales induites par les blocs situés au-dessus. Ces résultats peuvent être utilisés pour un renforcement local ou des réparations de la structure.

Pour le modèle 3D, le même système de vibration est utilisé pour étudier le comportement sismique de la structure. Les résultats obtenus pour les deux phases de la vibration sont illustrés en Figure 3.15. Comme on peut l'observer dans la Figure 3.15a, qui montre les déplacements dans la direction Y, la structure reste stable pendant les deux premières secondes avec un maximum de 12 cm de déplacement latéral. Cependant, en continuant les oscillations de vibration, sur la Figure 3.15b, on constate que, à la fin de la troisième seconde de vibrations, la structure perd sa stabilité et commence à s'effondrer. Comme dans le modèle 2D, pendant le calcul, on peut remarquer que la structure a une faible résistance aux vibrations horizontales, en particulier si elles s'accompagnent d'une vibration verticale. Il convient de remarquer que, dans les modèles 3D, une triangulation est réalisée pour la discrétisation des

surfaces des blocs afin de faciliter la procédure de détection de contact. Les lignes diagonales sur la surface des blocs servent simplement à indiquer cette division triangulaire.

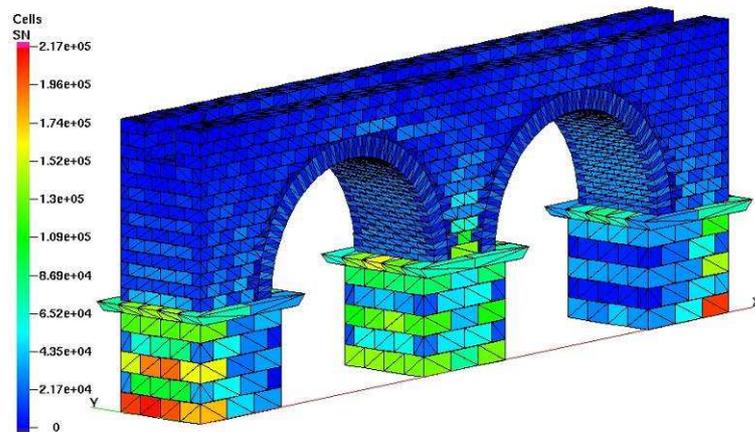


Figure 3.14 Modèle 3D rigide, distribution des forces verticales sur chaque bloc (en N).

En comparant les résultats obtenus avec les simulations sismiques et la condition actuelle de la structure, il semble possible qu'un tremblement de terre ait pu produire ce type de résultat. Le déplacement horizontal (perpendiculaire à l'axe de l'aqueduc) à la 50e seconde, obtenu après trois secondes d'oscillations (voir la Figure 3.11) est illustré dans la Figure 3.16.

La Figure 3.16 a montre les déplacements dans la direction Y, à partir d'une vue latérale. Comme on peut le voir sur cette figure, un grand nombre de détachements de bloc est observé dans certaines parties des piliers: cet aspect est plus évident sur la Figure 3.16 b, qui présente la structure vue de dessus. Il convient de rappeler que la largeur de l'aqueduc est de 2m. Des nombreux détachements de blocs dans le pilier se produisent en raison du contact direct de ces éléments de structure avec l'élément de support, directement soumis à l'excitation. Par conséquent, il peut être observé sur la Figure 3.16 b qu'il y a une ouverture relativement élevée entre les blocs situés dans ces régions. La Figure 3.16 c montre une vue rapprochée de l'arche, les détachements de blocs sont concentrés dans les régions extérieures, comme on peut l'observer dans la structure in situ.

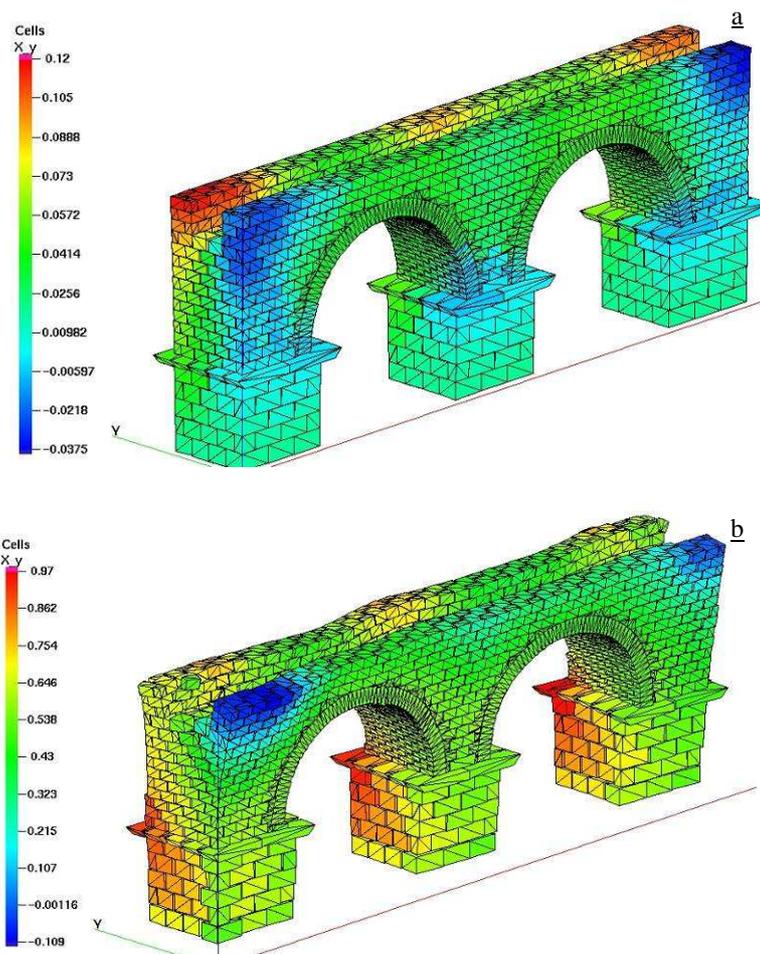


Figure 3.15 Modèle 3D rigide, déplacements dans la direction Y (en m), résultant des vibrations sismiques (a) au bout de deux secondes (b), après trois secondes.

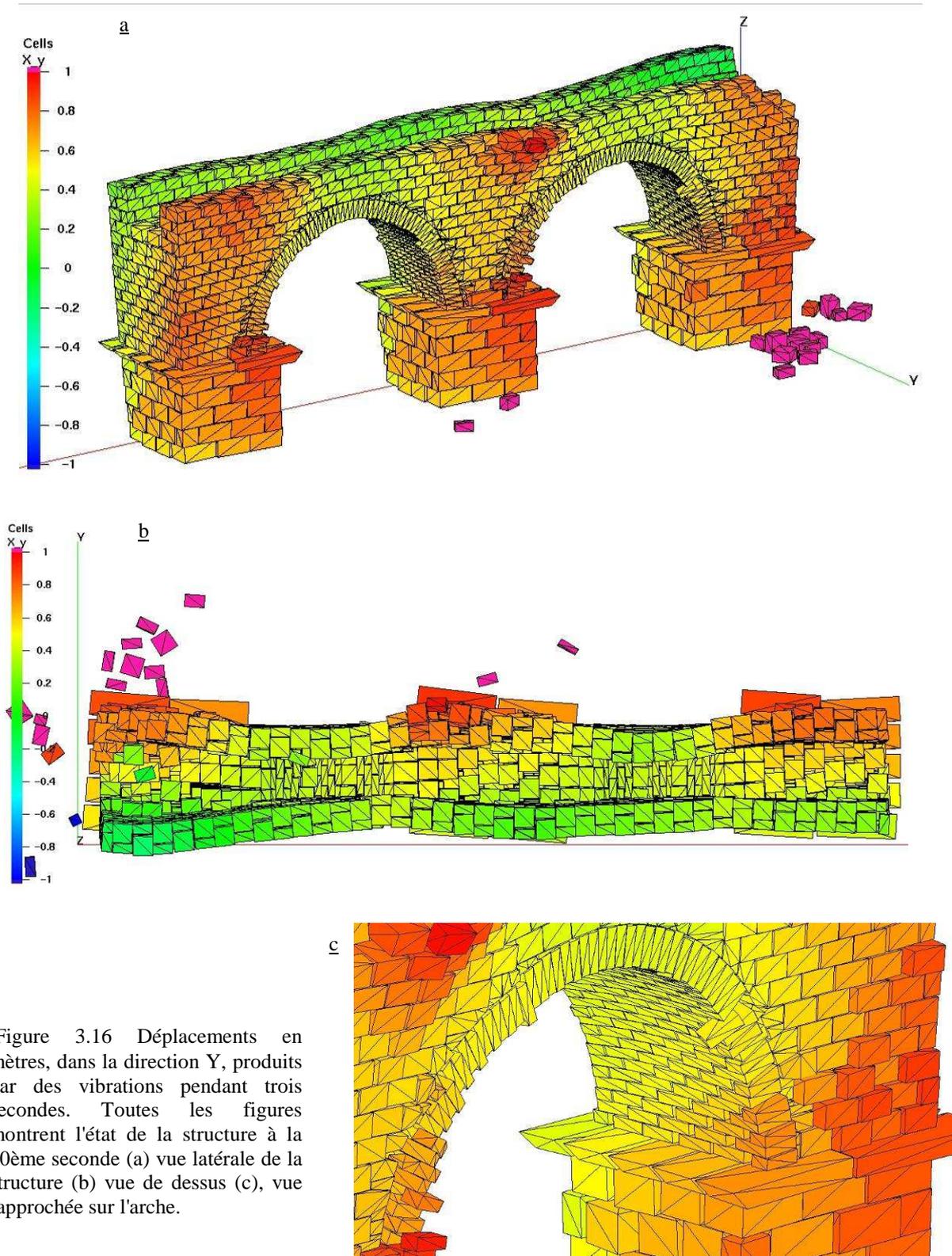


Figure 3.16 Déplacements en mètres, dans la direction Y, produits par des vibrations pendant trois secondes. Toutes les figures montrent l'état de la structure à la 50ème seconde (a) vue latérale de la structure (b) vue de dessus (c), vue rapprochée sur l'arche.

Enfin, afin de mieux comprendre les détachements de blocs causés par les sollicitations de vibration, l'évolution du nombre de points de contact par rapport au temps de calcul est analysée. La Figure 3.17 illustre l'évolution du nombre de contacts au cours des 50 secondes

du calcul. Comme on peut le constater, le nombre de points de contact avant le lancement de la vibration sismique est de plus de 50000, mais ce chiffre tombe à moins de 10000 points dans les trois premières secondes, c'est-à-dire le temps pendant lequel le modèle est soumis à l'excitation sinusoïdale. Le nombre de points de contact reste alors autour 15000 points jusqu'à la fin de la simulation.

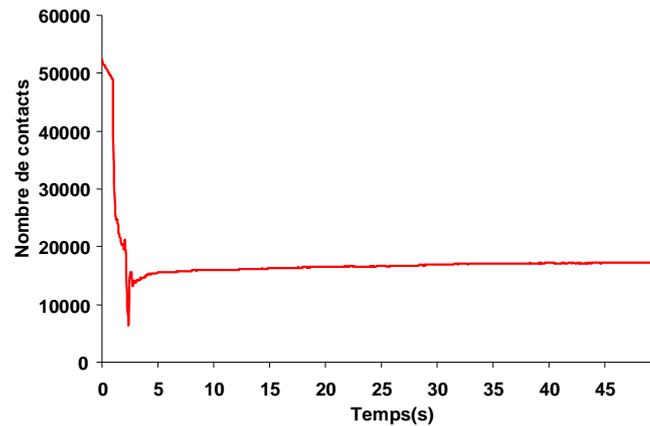


Figure 3.17 Évolution du nombre de contacts dans le modèle de l'aqueduc d'Arles, soumis à des vibrations pendant trois secondes, puis pendant 47 secondes de stabilisation.

Dans cette section, notre objectif est d'analyser le comportement d'une structure en maçonnerie, en particulier ses modes de rupture en cas de mouvement sismique. Le modèle de l'aqueduc d'Arles est donc soumis à une excitation sismique, dont l'accélérogramme présente un maximum de 0.7g en accélération verticale, et qui dure quatre secondes (une partie du tremblement de terre de Zanjiran, en Iran, le 20 Juin 1994, d'une magnitude d'environ 6,1 mb) [31]. Les graphiques de la Figure 3.18 illustrent les vitesses d'entrée utilisées dans les trois directions sur l'élément de support du modèle.

Une section 2D du modèle 3D est utilisée pour la modélisation 2D. Ensuite, un modèle rigide 2D de l'aqueduc, comportant cinq arches, est utilisé à la fois pour analyser sa réponse à deux sollicitations : l'une artificielle, spectre de synthèse, l'autre plus réaliste, spectre du séisme de Zanjiran, décrit ci-dessus. Notons que le modèle de l'aqueduc n'est pas bloqué longitudinalement, il n'y a pas de restriction pour les déplacements dans l'axe de l'ouvrage, ce qui correspond à l'état de la structure *in situ* actuelle.

Dans le but d'étudier l'effet d'un chargement alterné latéral, le modèle à cinq arches connectées est soumis à une sollicitation sismique. Pour ce modèle, l'interaction entre les blocs suit la loi de Mohr-Coulomb avec un coefficient de frottement égal à 0,7, et la densité des blocs est de 2000 kg/m<sup>3</sup>. La Figure 3.19 montre les résultats obtenus pour ce modèle avec

les vibrations sismiques présentées sur les Figure 3.11 et Figure 3.18. Nous rappelons que dans les deux cas soumis au chargement de Zanjiran, les vibrations horizontales appliquées aux modèles le sont dans la direction X, indiquée sur la Figure 3.18c. Comme on peut le constater sur les Figure 3.19 (a, b), les cinq arches présentent des mécanismes de rupture similaires. Deux points de faiblesse, de position assez voisine d'une arche à l'autre, sont notables pour chaque arche, de part et d'autre des claveaux centraux, mais localisés de façon non symétrique par rapport au centre de chaque arche. Les Figure 3.19 (c, d) présentent respectivement les vues rapprochées pour les déplacements verticaux en mètre pour l'arche centrale pour les deux sollicitations (sinusoïdale et de Zanjiran). L'évolution du nombre de contacts glissants pendant les 4 secondes de la sollicitation sismique est présentée sur la Figure 3.19 e. Une forte augmentation du nombre de contacts glissants est notable juste après la première demi-seconde : ceci est lié au net changement de la valeur du déplacement horizontal appliqué aux fondations, changement résultant des valeurs enregistrées de l'accélérogramme de Zanjiran (Figure 3.18 c).

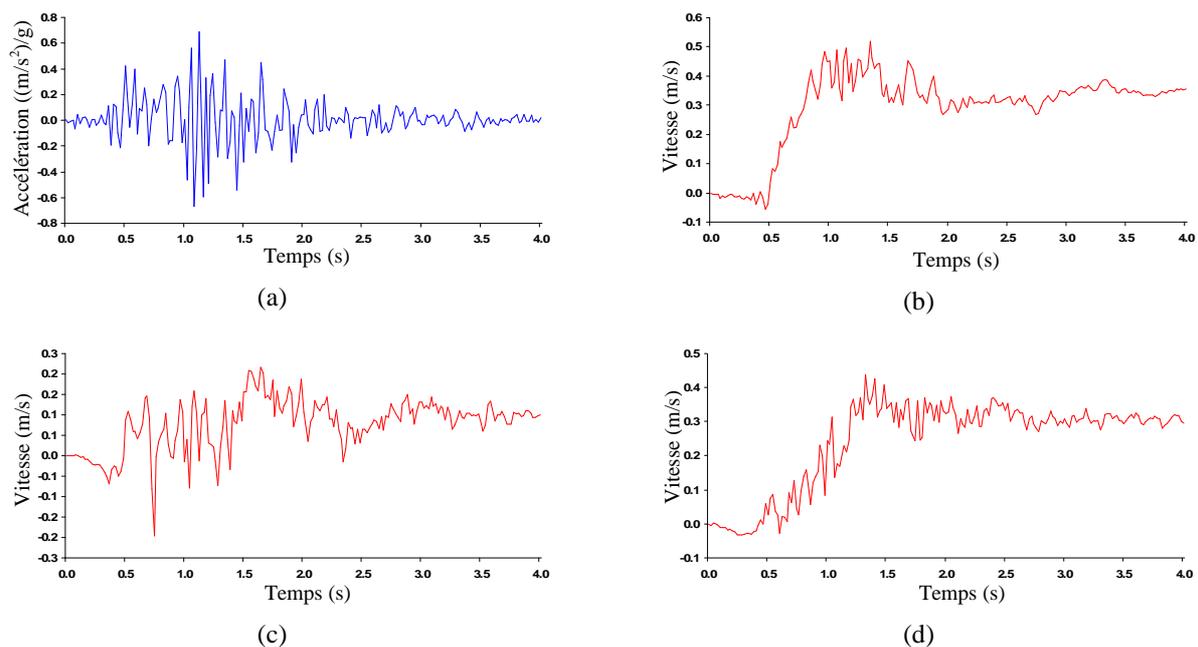


Figure 3.18 Accélérogramme : (a) accélération verticale du terrain, exprimée en g (9,81 m/s<sup>2</sup>), (b) vitesse verticale au sol (m/s), (c) vitesse horizontale (m/s) dans la direction X, (d) vitesse horizontale (m/s) dans la direction Y.

Pour le modèle 3D rigide, le même système de vibrations est employé pour étudier le comportement dynamique de la structure. Dans le cas de la sollicitation sismique, les résultats obtenus (Figure 3.20) montrent que le détachement des blocs se produit localement au niveau des reins des arches. Cette constatation est clairement observable sur les Figure 3.20 (a, b), et est également visible dans la structure *in situ* (Figure 3.12 a). Un autre résultat intéressant de

ce modèle 3D est le constat que les déplacements latéraux survenus au niveau des piliers sont plus importants que ceux visibles sur les murs latéraux au niveau des clés des arches. La Figure 3.20 c présente la vue de dessus de la structure au cours de la quatrième seconde. L'ouverture entre les blocs, et leur déplacement selon la direction Y, est plus visible au niveau du pilier.

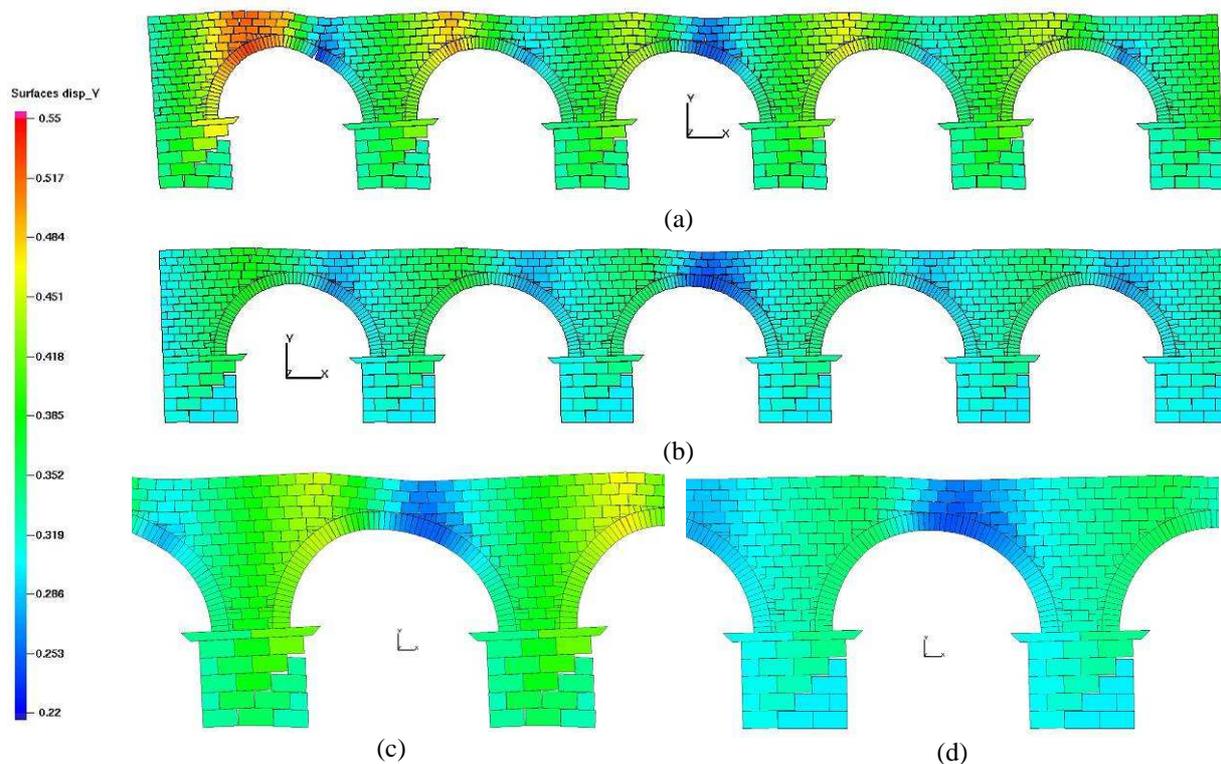
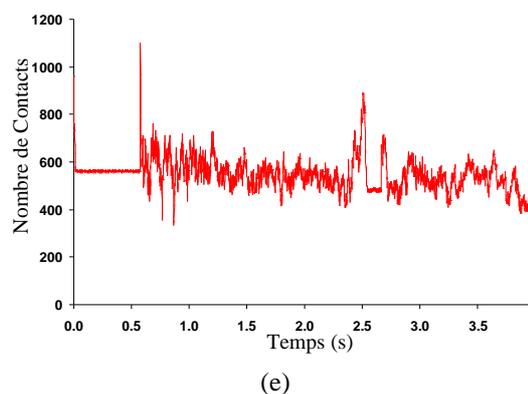


Figure 3.19 Déplacements verticaux (en mètre) pour 5 arches consécutives de l'aqueduc d'Arles, modèle 2D rigide (a) après chargement sismique (spectre Zanjiran) (Figure 3.18), (b) après chargement dû à une excitation sinusoïdale artificielle (Figure 3.11) (c) vue rapprochée de l'arche centrale après la sollicitation sismique, (d) vue rapprochée de l'arche centrale après l'excitation sinusoïdale, (e) évolution du nombre de contacts glissants pendant les quatre secondes de la sollicitation sismique.



L'évolution du nombre de contacts glissants durant quatre secondes de vibrations pour le modèle 3D est présentée dans la Figure 3.21 a. On note une nette augmentation du nombre de contacts glissant simplement dans la première demi-seconde, ce qui est causé par les changements simultanés dans les trois composantes de vibrations sismiques, et en particulier à la verticale (Figure 3.18). Après la première seconde, le nombre de contacts reste presque sans fluctuation élevée, en raison de la douceur des séismes survenus dans les oscillations, mais ce

nombre reste environ un quart de tous les contacts actifs. La Figure 3.21 b montre l'énergie totale dissipée au cours de la vibration par des agents tels que le frottement et les chocs.

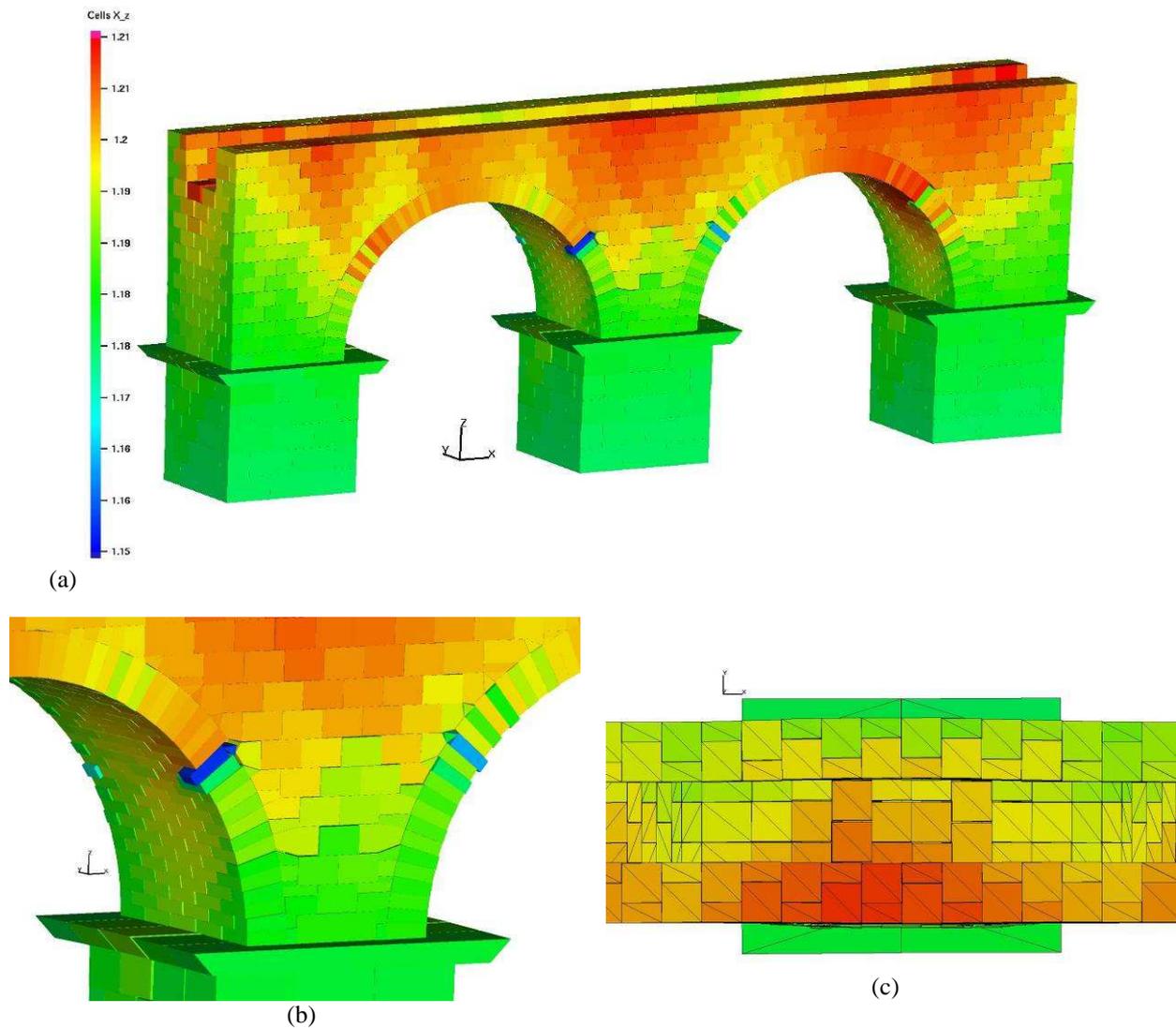


Figure 3.20 Modèle 3D rigide, déplacements verticaux (en mètre) à la suite de quatre secondes de vibrations sismiques réelles (a) au bout de quatre secondes, (b) vue rapprochée sur l'arche centrale (c) vue de dessus du pilier central.

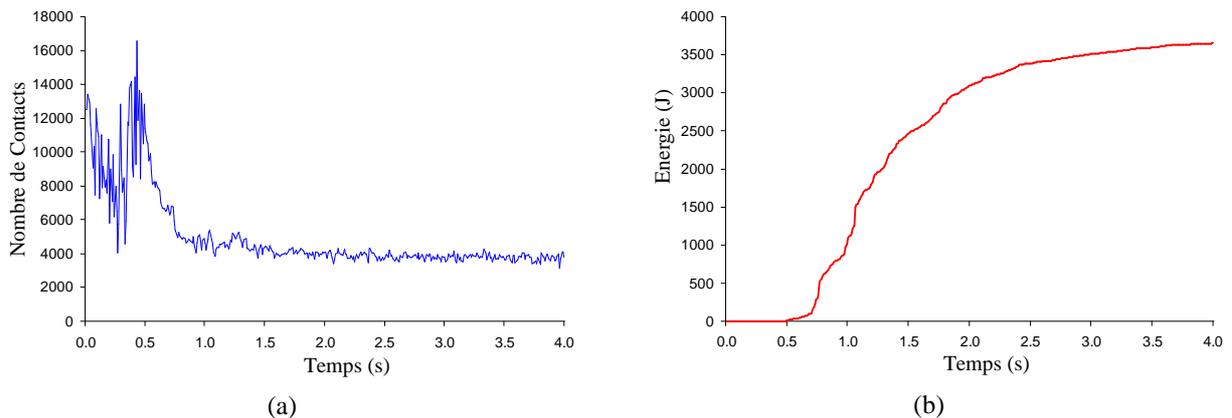


Figure 3.21 Modèle 3D rigide de l'aqueduc d'Arles : (a) évolution du nombre de contacts glissants pendant les quatre secondes de la vibration sismique réelle (Figure 3.18), (b) énergie dissipée au cours du chargement sismique.

### 3.5.3. Arènes de Nîmes

L'amphithéâtre, plus communément appelée arène, fut construit à l'époque des empereurs romains pour le divertissement public. L'arène de Nîmes est l'une des arènes romaines les plus belles et les mieux conservées. Le périmètre extérieur de l'amphithéâtre et le contour de l'arène forment deux ellipses. Leurs axes mesurent, respectivement, 132,15 pour 100,26 m et 68,19m pour 37,38m. La hauteur de l'amphithéâtre, de la fondation jusqu'au niveau du sommet du mur de la galerie de l'attique, est d'environ 21.3m. Quatre portes, nord, est, sud et ouest, donnent accès à l'intérieur de l'arène (Figure 3.22).

La paroi extérieure est constituée de deux arcs, l'un sur l'autre. Elle est surmontée d'une galerie, dite de l'attique, et est divisée en soixante arcades identiques qui forment les divisions radiales de l'arène. La hauteur des arches du rez-de-chaussée est d'environ 6.3m tandis que celle du premier étage est de 6.5m. Toutes ont une ouverture d'environ 6m.

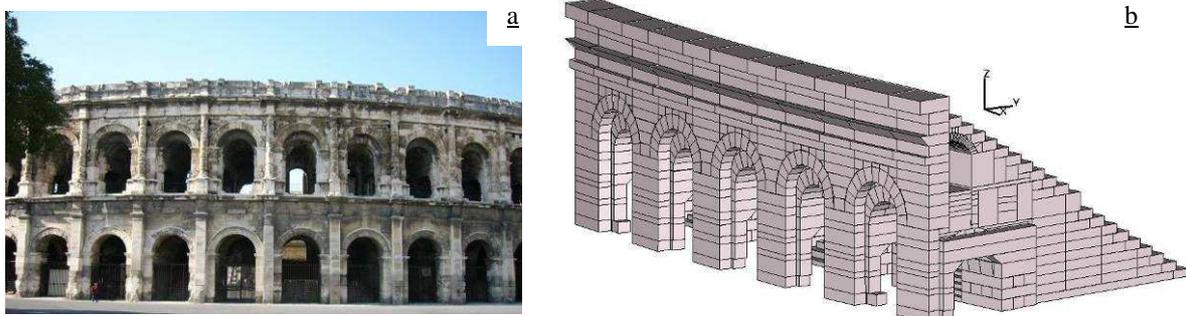


Figure 3.22 Arène de Nîmes, (a) Vue extérieure (b) Modèle 3D de cinq arches au premier étage, générées avec le logiciel AutoCAD, comprenant 2670 blocs discrets.

La connaissance sur les pierres utilisées dans l'arène est de première importance, à des fins de restauration. Ces pierres sont principalement extraites de Barutel, une carrière située à proximité de la ville de Nîmes. Les pierres sont un calcaire compact à grains fins. Le modèle 3D de l'arène est généré à partir des données mesurées in situ (Figure 3.22b). Ce modèle, comme ce fut le cas pour le modèle de l'aqueduc d'Arles, est créé en utilisant le logiciel AutoCAD. Le modèle de l'arène, dans lequel nous avons 2670 blocs discrets, se compose uniquement de cinq arches au premier étage, y compris l'attique et le mur de cette galerie.

Comme dans le cas de l'aqueduc d'Arles, la même procédure est utilisée pour la structure en maçonnerie de l'arène de Nîmes. Tout d'abord, compte tenu de la complexité géométrique de cette structure, une partie 2D est étudiée pour l'analyse statique. Nous sommes pleinement conscients de l'importance des forces hors plan, en raison de la structure elliptique du monument. En Figure 3.23, le résultat de l'analyse statique sur le modèle 2D déformable est indiqué en termes de déplacements horizontaux provoqués par le poids des blocs. En raison des similitudes entre les matériaux des deux modèles, les paramètres mécaniques utilisés dans ce modèle sont les mêmes que ceux utilisés pour l'aqueduc d'Arles. Comme on peut le constater sur cette figure, un maximum de 1mm du déplacement latéral apparaît dans la section 2D.

Ensuite, le même modèle a été soumis à une vibration dont les caractéristiques sont identiques à celles utilisées pour le cas de l'aqueduc Arles. La Figure 3.23 illustre les résultats obtenus pour les vibrations au bout de trois secondes. Dans cette figure, on peut voir que la partie supérieure de l'arche de l'attique est la partie la plus vulnérable de la structure. En fait, les forces horizontales produites dans cette arche poussent le mur support vers l'extérieur de l'arène. En conséquence, c'est l'endroit où la structure commence à s'effondrer.

Vu la grande taille de l'arène, sa structure quasi-périodique et le temps de calcul nécessaire, la modélisation 3D de cette structure est effectuée sur cinq arches de son premier étage seulement (Figure 3.22). Bien entendu, il convient de mentionner que toutes les formes et de tailles de blocs de ce modèle ont été mesurées in situ, pour obtenir un modèle géométrique qui soit aussi représentatif que possible [32,33].

Le résultat obtenu pour la distribution des charges verticale induites par des blocs situés au-dessus, est illustrée dans la Figure 3.24. De cette façon, on peut identifier les blocs soumis à des charges verticales élevées. L'analyse dynamique est également menée pour le modèle rigide 3D de l'arène, et ces résultats sont présentés dans la Figure 3.25.

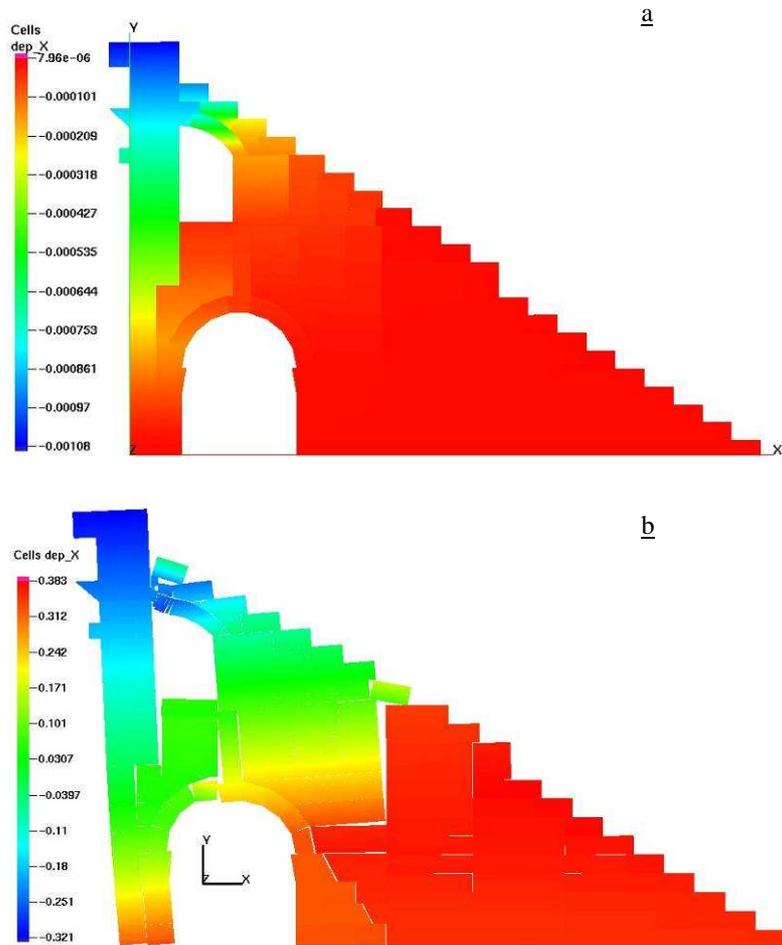


Figure 3.23 Modèle 2D déformable de l'arène de Nîmes, déplacements (en m) dans le sens horizontal. (a) soumis à la gravité (b) au bout de deux secondes de vibrations.

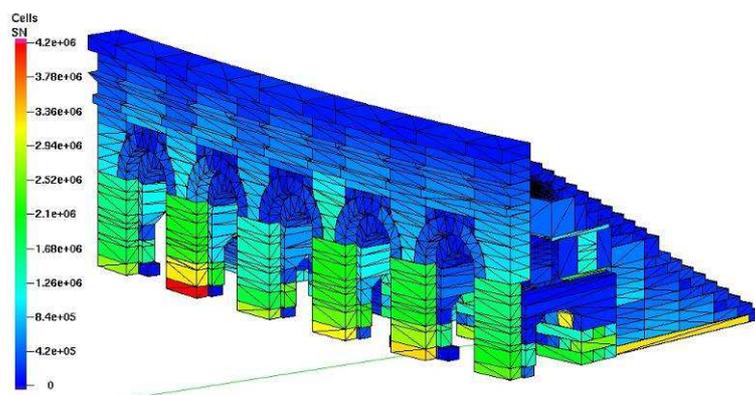


Figure 3.24 Modèle 3D de l'arène de Nîmes en blocs rigides, distribution des forces verticales sur chaque bloc (en N).

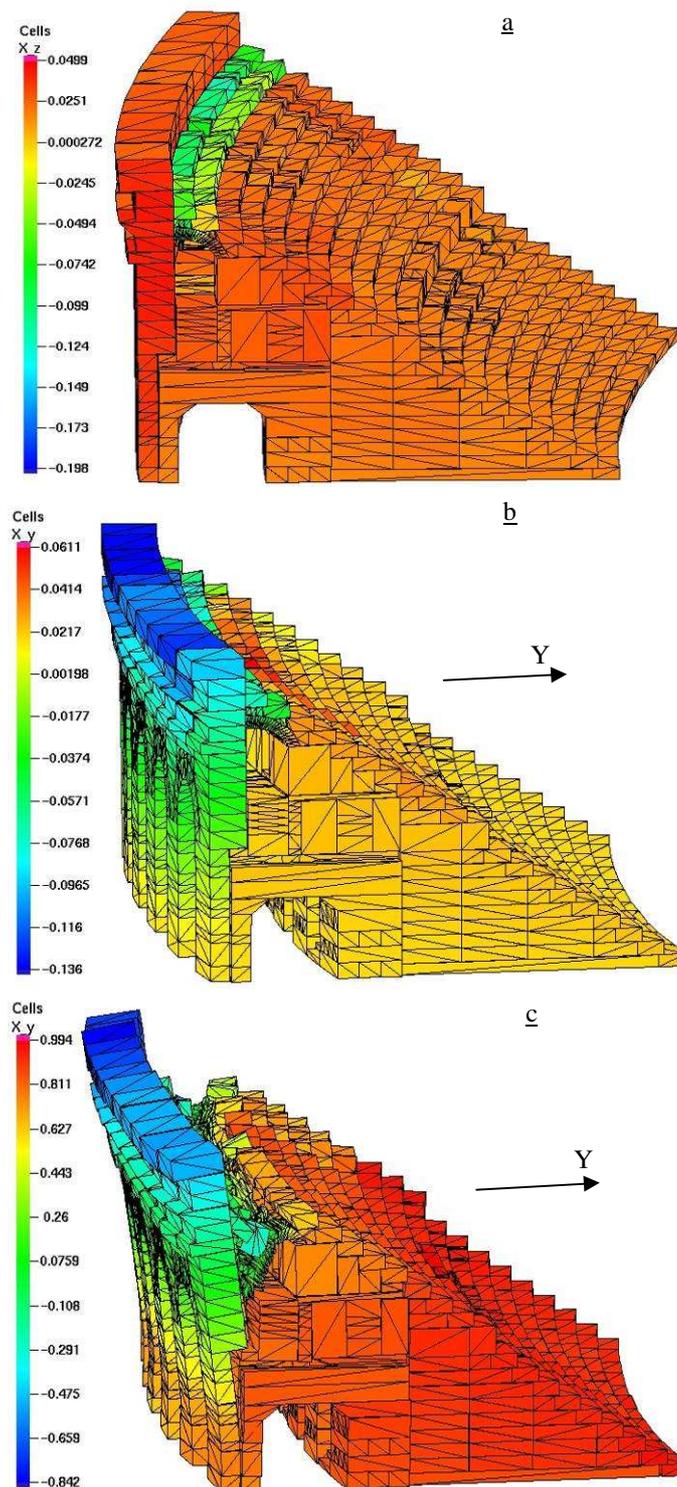


Figure 3.25 Modèles 3D en blocs rigides de l'arène de Nîmes, déplacements, en mètres, produits par des vibrations, (a) déplacements verticaux au bout de deux secondes, (b) déplacements dans la direction Y au bout de deux secondes, (c) déplacements dans la direction Y au bout de trois secondes.

Afin de confirmer le résultat illustré pour la modélisation par des éléments 2D déformables (Figure 3.23), les résultats obtenus dans le modèle 3D pour les déplacements verticaux sont présentés dans la Figure 3.25a. Comme on peut le constater, des déplacements élevés se produisent au niveau de l'arche supérieure pour les deux premières secondes de vibration. Ceci est similaire à la situation observée dans le modèle 2D. En conséquence, cette arche devrait être considérée comme un point faible pour l'arène, donc plus de suivi de contrôle pourrait être effectué sur cette partie là. Il faut remarquer que cette partie du bâtiment est détruite maintenant sur la plupart du périmètre du monument actuel.

En Figure 3.25b, on peut voir les résultats obtenus pour les déplacements horizontaux dans la direction Y après les deux premières secondes de vibration. Le même comportement est observé pour le modèle 3D, comme attendu à partir des résultats obtenus sur le modèle 2D. Le mur d'enceinte commence à se détacher de l'ensemble de la structure, probablement sous des forces horizontales concentrées au niveau supérieur de l'arche. En conséquence, en poursuivant l'application de vibrations, on peut observer que le détachement total intervient à ce stade, Figure 3.25c. En fait, la composante horizontale des forces rassemblées sur cette arche provoque l'effondrement du mur extérieur de l'arène.

### 3.5.4. Modélisation de la coupole de Junas

Cette structure est à l'état d'étude et sa construction commencera en 2008. Cette étude a été proposée par l'Association des Compagnons Passants Tailleurs de pierre (Deltour). Cet édifice sera construit bénévolement dans le cadre des Rencontres de la pierre de Junas qui rassemblent depuis 1988 des tailleurs et des professionnels de la filière venus de France et d'Europe. Deltour, avec ce projet culturel, a pour but de renouer les fils entre architectes, ingénieurs et artisans de la pierre. En fait, la coupole reposera sur cinq piliers (avec cinq entrées de mêmes dimensions) pour représenter cinq continents (Figure 3.26).

#### a- Les études précédentes

Les études de la stabilité de cette structure en pierre ont été effectuées (Perales 2007 [34], et Chétouane 2004 [32]). La structure à modéliser est une voûte en pierre de 8m de diamètre et de 4m de hauteur qui s'inscrit dans une demi-sphère. Elle comporte une ouverture au sommet de 1m de diamètre et repose sur cinq piliers de 2 m de hauteur, 70 cm de largeur et 40 cm d'épaisseur. Chetouane [32] a étudié l'effet du choix d'un seul matériau sur cette structure. Ses résultats montrent que le choix d'un seul matériau peut engendrer des dégâts (fissures des blocs...) dus à des sollicitations parfois trop élevées. Il a souligné que le choix des pierres et leurs positions dans la structure est très important pour en assurer la stabilité. Le choix de la répartition des pierres a été fait en fonction de la quantité disponible des pierres de chaque type et de leurs caractéristiques générales (masse volumique, module d'Young...).

Dans les deux études effectuées précédemment, les résultats montrent que la structure par approche discrète, elle n'est pas auto-stable. Chetouane a étudié cette structure avec une loi de frottement de Coulomb, en mettant le coefficient de frottement sec égal à 0.65 au niveau des joints. Il a observé un effondrement de la structure au bout de quelques pas de temps de calcul.

De la même façon, Perales [34] a étudié cette structure de point de vue de sa stabilité. Dans son étude, les résultats montrent que pour assurer la stabilité de cette structure, il faut envisager de mettre un câble de précontrainte au niveau des sommiers. Dans cette étude, les

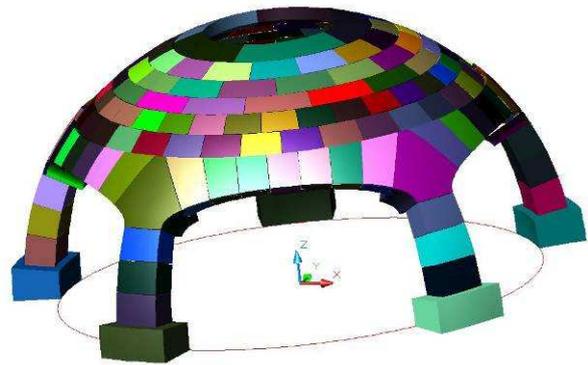


Figure 3.26 Géométrie de la coupole de Junas

caractéristiques de câble ont été déterminées en considérant les valeurs des forces exercées (en particulier les forces horizontales) au niveau des sommiers. La stabilité de cette structure a été obtenue grâce au câble de précontrainte qui bloque les sommiers.

Le calcul continu par éléments finis de ce modèle a été effectué en détail. Les résultats obtenus montrent que la structure soumise à la gravité, ne se déforme que de  $50\ \mu\text{m}$  (Figure 3.27 a). L'étude de la contrainte principale nous permet de visualiser et de quantifier les zones de traction-compression dans la coupole. La valeur maximum de cette contrainte est inférieure à la résistance en compression de la pierre de Junas :  $R_{\text{comp-tract}} = 9.6\ \text{MPa}$ . Le matériau résiste donc aux contraintes qui lui sont imposées. Les zones les plus sollicitées en traction se situent au niveau de la clé de voûte de chaque arche dans la partie intérieure de la coupole.

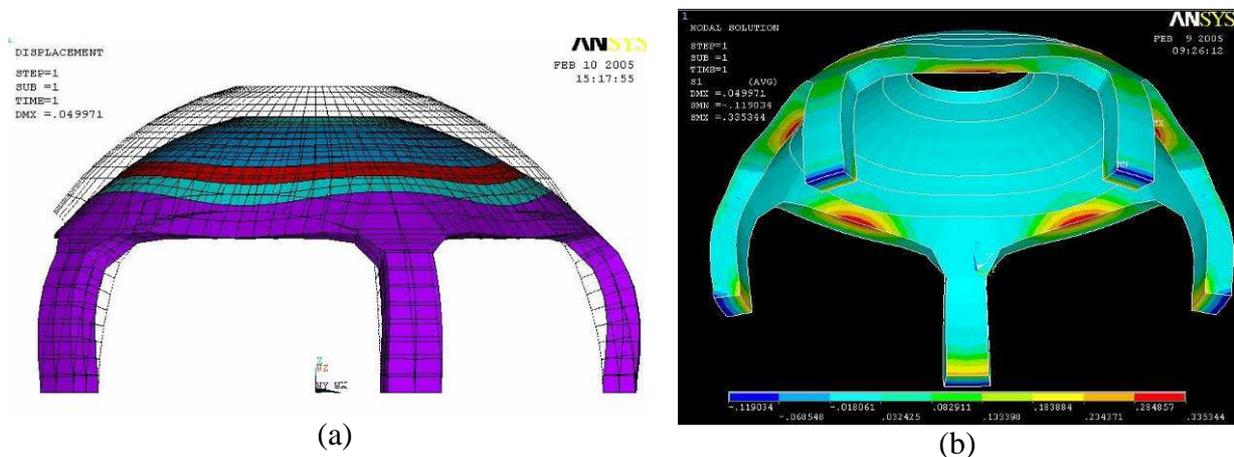


Figure 3.27 (a) déformation de la coupole sous son propre poids. Le déplacement maximum est de  $50\ \mu\text{m}$  suivant  $z$ . (b) Répartition de la contrainte principale. Valeur maximum de  $0.34\ \text{MPa}$  localisée au niveau de la clé de voûte de chacune des arches.

### b- La modélisation de la coupole de Junas en géométrie réelle

Comme nous l'avons présenté dans la section précédente, les résultats obtenus pour cet édifice par approche discrète ont montré une instabilité au niveau des arches. Mais le modèle créé à petite échelle en respectant la géométrie réelle de la structure qui a été testé par l'association des tailleurs de pierre est tout à fait stable. En plus, l'étude de cette structure par éléments finis a aussi montré que la déformation au niveau des arches reste à un niveau négligeable. Si l'on ne peut pas comparer les résultats de ces deux approches avec les logiciels de l'époque, l'effondrement de la structure avec un coefficient de frottement égal à  $0.65$  reste toutefois douteux.

C'est pour cette raison que nous nous concentrons à nouveau, sur la géométrie utilisée dans l'étude par la méthode discrète. En examinant la géométrie des modèles numériques, on constate très vite que Chétouane et Pérales n'ont pas pris vraiment en compte la géométrie réelle de la structure (Figure 3.28). En fait, les contacts entre les blocs sont dans la plupart du temps considérés comme des contacts arête-surface, à cause d'une géométrie de calcul simplificatrice.

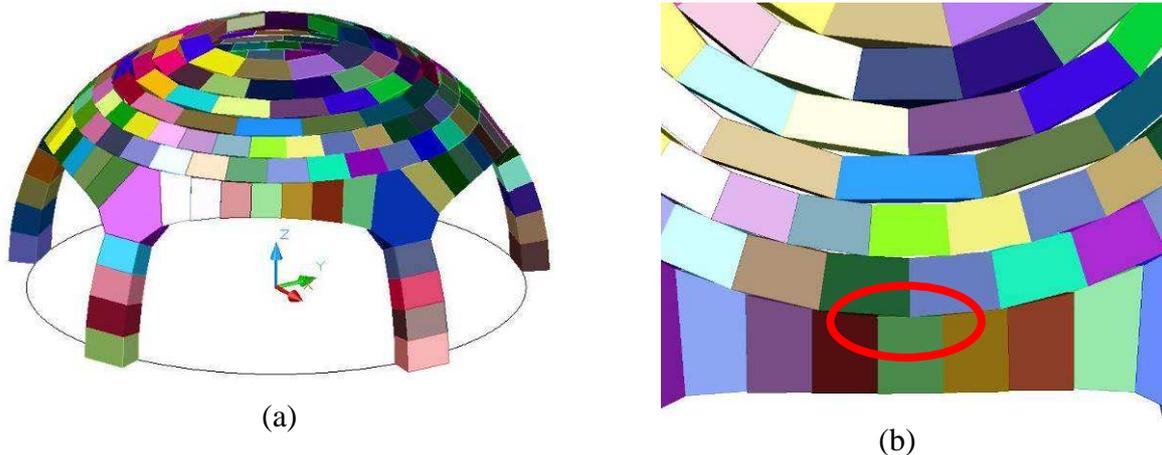


Figure 3.28 (a) Géométrie utilisée dans les études précédentes, (b) vue rapprochée de la structure.

Cette simplification de la géométrie a engendré des espaces vides entre les blocs, et surtout elle change complètement la configuration de la structure. Or, les charges produites par les blocs du toit se concentrent et s'orientent, par les contacts arête-surface, vers le centre de chaque arche, ce qui explique pourquoi les arches sont s'effondrer rapidement, en commençant par les blocs clés (Figure 3.28b).

Les résultats obtenus pour le modèle simplifié ont illustrés dans la Figure 3.29. Cette figure montre trois stades consécutifs de l'effondrement de l'édifice. Dans ce modèle, nous avons pris en compte des interactions de type sec avec comme coefficient de frottement 0.7, et une masse volumique égale à  $2000\text{kg/m}^3$ . Comme on peut le constater, l'instabilité de la structure commence par le bloc central de chaque arche poussé par les charges concentrées produites par les blocs du toit. Les études précédentes basées sur ces résultats ont conclu en trouvant la solution de l'introduction d'un câble de précontrainte au niveau des sommiers, ce qui est premièrement très difficile à mettre en pratique, et deuxièmement non justifié par la prise en compte de la géométrie réelle de la structure.

Dans la deuxième étape de l'étude de cet édifice, nous avons décidé de créer une géométrie la plus proche possible de la réalité de géométrie qui sera finalement mise en œuvre dans la structure. Nous avons repris le plan de l'association des tailleurs de pierre, ensuite on a essayé

de construire la géométrie de la coupole à l'aide de polyèdres convexes. Cette fois chaque bloc non-convexe est constitué de plusieurs blocs convexes. L'ensemble des blocs convexes construits de cette manière, nous donne la possibilité de tenir compte de la forme arrondie des blocs, et d'éviter d'avoir seulement les contacts de type arête-surface entre les blocs.

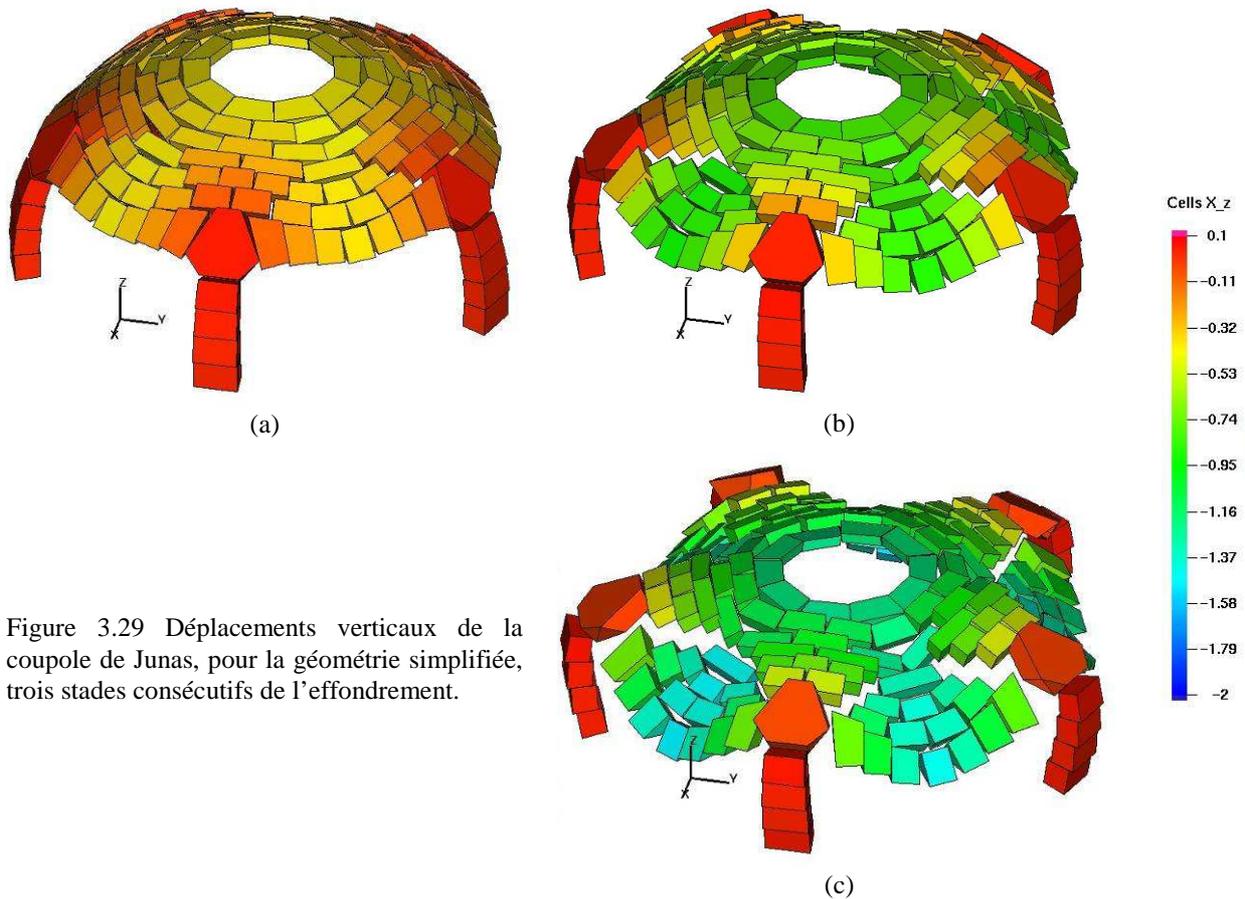


Figure 3.29 Déplacements verticaux de la coupole de Junas, pour la géométrie simplifiée, trois stades consécutifs de l'effondrement.

De cette façon, nous sommes arrivés à recréer numériquement la géométrie réelle de la structure comportant 850 polyèdres convexes à la place de 205 polyèdres utilisés dans les précédentes études (Figure 3.30a). Dans la Figure 3.30a les couleurs attribuées à un ensemble de blocs convexes adjacents signifient que ces blocs constituent un seul bloc non-convexe. Ensuite, grâce à l'outil ajouté récemment dans le code LMGC90, nous avons pu considérer l'ensemble des polyèdres construits de cette manière comme un seul polyèdre (diviser chaque bloc non-convexe à plusieurs blocs convexes). Le calcul sur la nouvelle géométrie de la coupole a montré que cette structure est tout à fait stable sous son propre poids. Les calculs sont effectués en considérant une loi d'interaction de type frottement sec de Coulomb entre les blocs et une masse volumique égale à 2000 Kg/m<sup>3</sup>. Les résultats obtenus pour un coefficient de frottement de 0.7 sont présentés dans la Figure 3.30b, la vitesse verticale

obtenue pour cette structure montre une stabilité persistante puisque le calcul est effectué sur plus de 50 secondes.

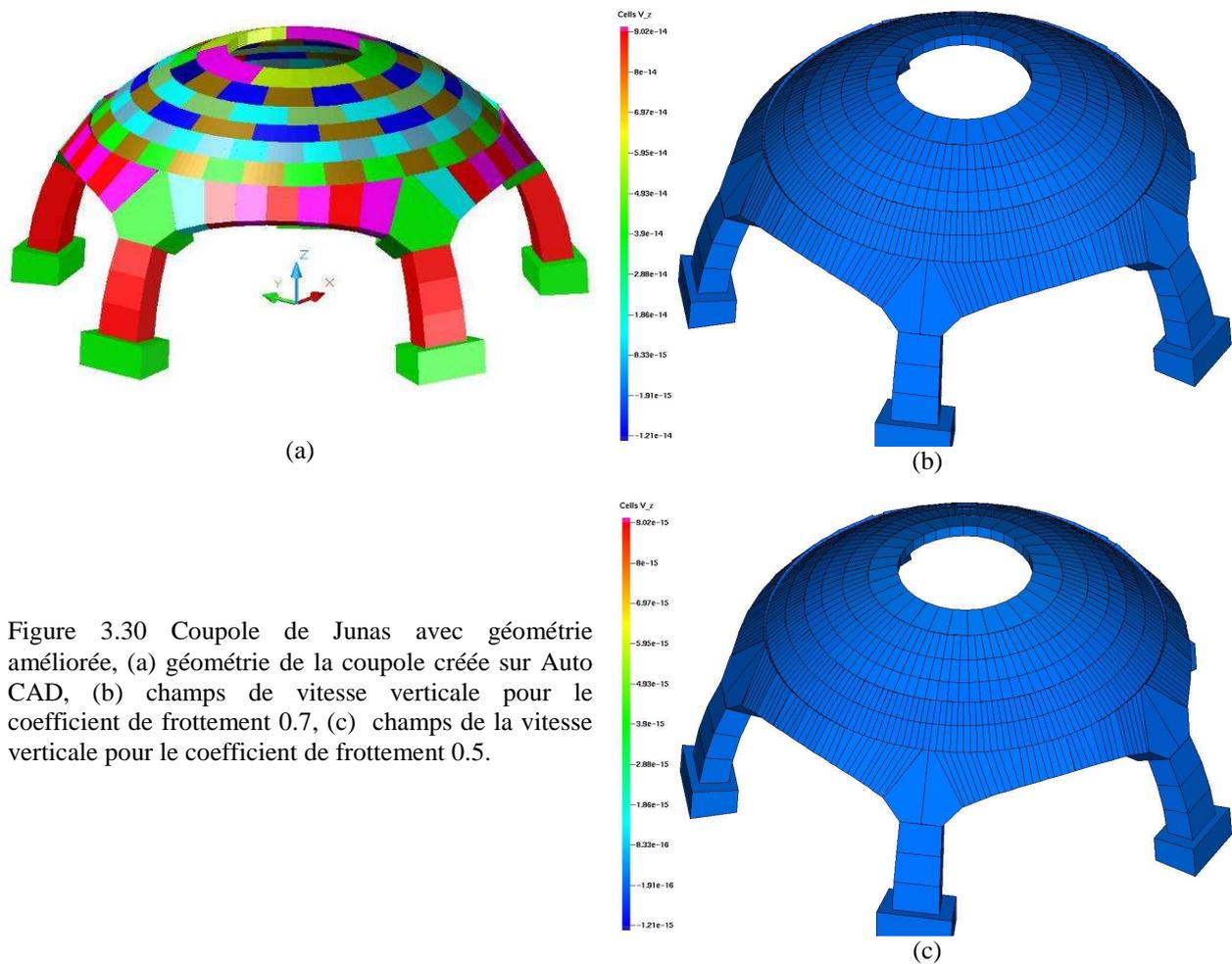


Figure 3.30 Coupole de Junas avec géométrie améliorée, (a) géométrie de la coupole créée sur Auto CAD, (b) champs de vitesse verticale pour le coefficient de frottement 0.7, (c) champs de la vitesse verticale pour le coefficient de frottement 0.5.

La même procédure a été effectuée pour cet édifice avec le coefficient de frottement égal à 0.5. La Figure 3.30c illustre le champ de la vitesse verticale observé, l'édifice reste stable pendant le temps de calcul et la vitesse verticale reste complètement négligeable. Le comportement de la structure avec un frottement très faible ( $\mu = 0.3$ ) a été étudié. Les états de l'édifice dans cette condition ont été illustrés dans la Figure 3.31. On peut constater que l'instabilité de la structure commence par les arches, ce qui provoque ensuite l'effondrement de l'ensemble de la structure. En fait, en raison de la faiblesse des forces confinant la structure au niveau des arches, les arches s'ouvrent vers l'extérieur. Ces déplacements progressent vers l'intérieur du toit de l'édifice, et finalement les cinq blocs clés centraux des arches se détachent.

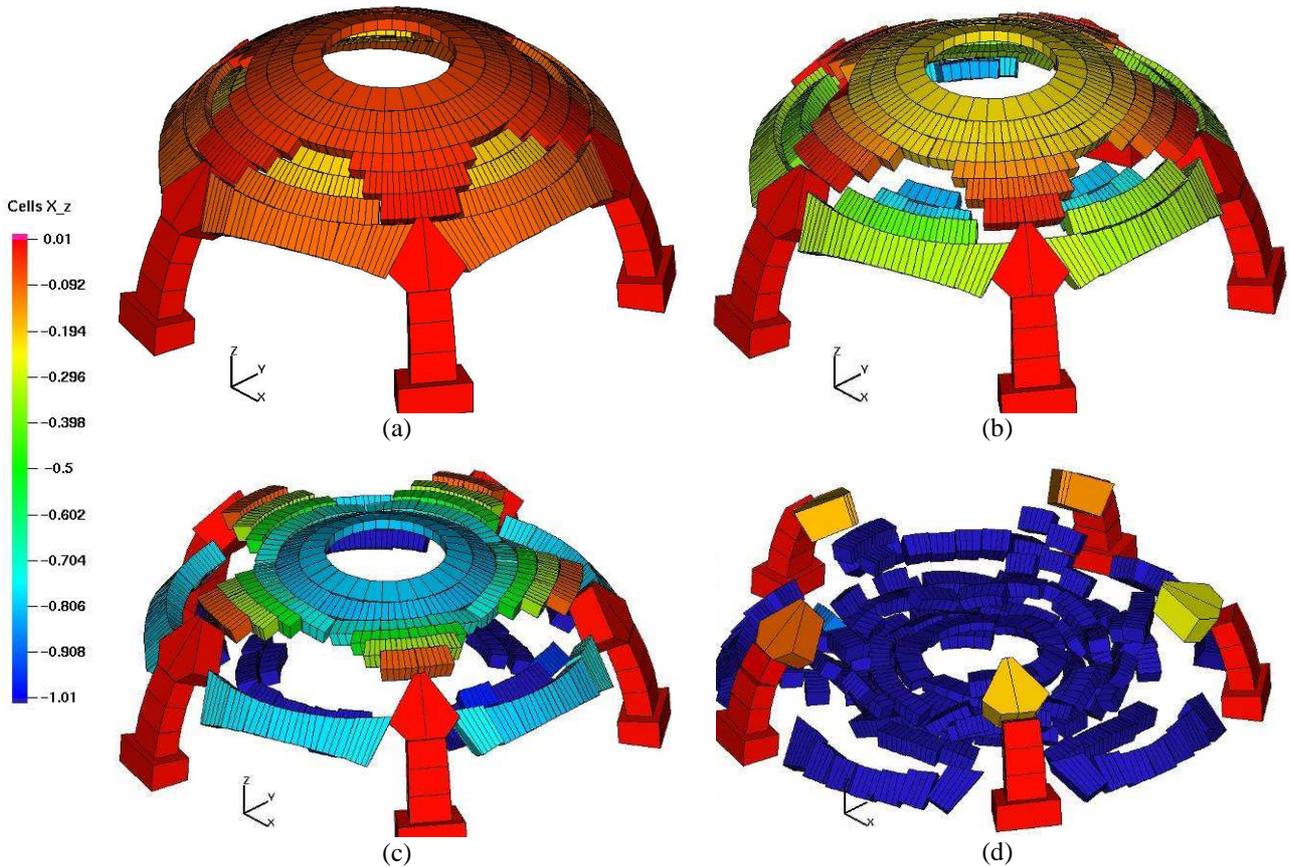


Figure 3.31 Déplacements verticaux en mètre de la coupole de Junas pour un frottement sec de 0.3, (a, b, c et d) montrant les quatre états de l'effondrement de cette structure.

Dans cet exemple, nous avons l'intention de montrer l'importance des paramètres utilisés dans la modélisation, en s'appuyant sur l'aspect géométrie du modèle, qui joue un rôle très important dans la cohérence des résultats obtenus. Nous avons vu l'effet de la simplification de la géométrie d'un modèle discret sur les résultats finaux, ainsi que sur les décisions inadéquates fondées sur des hypothèses discutables. En plus, ces modélisations prouvent le caractère indispensable de la prise en compte de la complexité de la géométrie et l'importance des fonctionnalités des outils de calcul (prise en compte de solides rigides non-convexes) permettant d'approcher et de traiter précisément la géométrie réelle de la structure.

### 3.6. Conclusion

Les différents exemples de structures en maçonnerie traités dans ce chapitre, nous ont permis de tester les résultats acquis par la méthode NSCD, et de les comparer avec ceux issus de l'utilisation d'autres méthodes numériques, d'une part, et ceux provenant d'essais, d'autre part. Étant donné les caractéristiques des structures en maçonnerie, on ne peut pas les considérer dans la plupart des cas comme des milieux continus. Il s'ensuit que l'utilisation des

méthodes de modélisation prenant en compte l'aspect discontinu de ces structures devient de plus en plus fréquente. Ces méthodes utilisant des éléments discrets nous permettent de caractériser une structure de maçonnerie en la considérant comme un assemblage de corps distincts interagissant les uns envers les autres par une loi d'interaction déterminée par les caractéristiques physiques des corps eux-mêmes et du mortier.

L'objectif de ce chapitre, même s'il peut paraître, à première vue, un peu loin du sujet principal de la thèse, est de tester la méthode que nous voulons utiliser par la suite pour la modélisation des massifs rocheux, par des exemples et des comparaisons bien documentés, sur des structures en maçonnerie. D'une part, les structures en maçonnerie ont des caractéristiques tout à fait similaires aux massifs rocheux, d'autre part il est facile de tester expérimentalement une structure de maçonnerie. En plus, l'utilisation des méthodes des éléments discrets dans le domaine de la maçonnerie est devenue aujourd'hui fréquente, ce qui nous donne la possibilité d'avoir des exemples bien étudiés par les différentes méthodes.

Dans la première partie de ce chapitre nous avons essayé de voir les résultats de la méthode NSCD pour les essais effectués sur les structures simples et de les comparer à ceux d'autres méthodes telles que l'analyse limite et la méthode des éléments finis. Les comparaisons ont montré, malgré les différences entre les méthodes, que les résultats restent qualitativement assez comparables.

Ensuite, dans la deuxième partie, nous avons utilisé la méthode NSCD (le code LMGC90) pour les cas d'étude plus complexes, afin de vérifier la capacité de ce code pour des cas de structures en maçonnerie, à échelle réelle. Les structures sont étudiées du point de vue de la mécanique et pour certaines structures, nous avons effectué des simulations pour étudier leur comportement dynamique, lorsqu'elles sont soumises à des vibrations. L'ensemble des modélisations faites démontre la bonne adaptation de la méthode NSCD à l'étude des structures en maçonnerie, considérées comme des assemblages de solides discrets, à échelle réelle, et sous sollicitation dynamique. Il faut noter que, comme pour d'autres méthodes utilisant des éléments discrets, le calcul effectué par le code LMGC90 prend un temps considérable en fonction de la complexité et de la taille du modèle.

**Références :**

1. Starfield AM, Cundall PA. Towards a methodology for rock mechanics modelling IJRMMS, vol 25, N°3, pp 99-106, 1988
2. Lourenço PB. Computational strategies for masonry structures, PhD Thesis, Delft Technical University 1996
3. Oliveira DV. (2003). Experimental and Numerical Analysis of Blocky Masonry Structures under Cyclic Loading. Ph. D. thesis, University of Minho, Guimarães, Portugal.
4. Orduña A, Lourenço PB. Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part II: Load-path following solution procedure and validation. Int J Solids Structures 2005;42 5161-5180
5. Orduña A, Lourenço PB. Three-dimensional limit analysis of rigid blocks assemblages. Part I: Torsion failure on frictional interfaces and limit analysis formulation. Int J Solids Structures 2005;42:5140-5160
6. Page AW, Samarasinghe W, Hendry AW. The failure of masonry shear walls. Int J Masonry Constr 1980;1:52-57
7. Mann W, Müller H. 1982. Failure of shear-stressed masonry - an enlarged theory, tests and application to shear walls. Proc. British Ceramic Society, 30, pp. 223-235.
8. Vasconcelos GFM, Lourenço PB. 2004. Experimental assessment of the behaviour of unreinforced masonry walls subject to in plane cyclic actions (in Portuguese). In: 6th National Congress on Seismology and Seismic Engineering. Guimarães, Portugal, pp. 531-542.
9. Ganz HR, Thürlimann B. (1984) - Tests on masonry walls under normal and shear loading (in German). Report No. 7502-4, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland.
10. Lurati F, Thürlimann B. (1990) - Tests in concrete masonry walls (in German). Report No. 8401-3, Institute of Structural Engineering, ETH Zurich, Zurich, Switzerland.
11. Betti M, Vignoli A. Modelling and analysis of a Romanesque church under earthquake loading: Assessment of seismic resistance. Engineering Structures 2007;doi:10.1016/j.engstruct.2007.03.027
12. Burnett SJ, Gilbert M, Molyneaux TCK, Beattie G and Hobbs B, The performance of unreinforced masonry walls subjected to low-velocity impacts: Finite element analysis. Int J of Impact Engineering 2007;34:1433-1450

13. Cakmak A, Moropoulou A, Mullen CL. Interdisciplinary study of dynamic behavior and earthquake response of Hagia Sophia. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 1995;14:125-133
14. Carpinteri A, Invernizzi S, Lacidogna G. In situ damage assessment and nonlinear modelling of a historical masonry tower. *Engineering Structures* 2005;27:387-395
15. Chaimoon K, Attard MM. Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression. *Engineering Structures* 2006;doi:10.1016/j.engstruct.2006.10.019
16. Fanning PJ, Boothby TE. Three-Dimensional modelling and full-scale testing of stone arch bridges. *Comp Struc* 2001;79:2645-2662
17. Lee JS, Pande GN, Middleton J, Kraij B. Numerical modelling of brick masonry panels subject to lateral loadings. *Comp Struc* 1996;61:735-745
18. Lemos JV. Numerical issues in the representation of masonry structural dynamics. In, *Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*. Rethymno, Crete, Greece,; 2007
19. Mele E, Luca AD, Giordano A. Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading. *Journal of Cultural Heritage* 2003;4:355-367
20. Wua C, Haoa H, Lub Y. Dynamic response and damage analysis of masonry structures and masonry infilled RC frames to blast ground motion. *Engineering Structures* 2005;27:323-333
21. Zucchini A, Lourenço PB. A coupled homogenisation-damage model for masonry cracking. *Comp Struc* 2004;82:917-929
22. Giordano A, Mele E, Luca AD. Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures* 2002;24:1057-1069
23. Godefroy P, Lambert J, Levert A, Vaskou P. The French macroseismic database 'SIRENE', *Proceeding XXII ESC General assembly, Barcelona*. 1990
24. BRGM, EDF/TEGC, GEO-TER, IPSN/BERSSN, Université de Paris Sud (1993) *Paléosismicité et aléa sismique: méthodes d'études et recherches actuelles en France*. *Géochronique* 46, 17-21.
25. Ghafiri A. *Paléosismicité des failles actives en contexte de sismicité modérée :application à l'évaluation de l'aléa sismique dans le Sud-Est de la France*. Ph.D. Thesis, Paris-Sud Univ., France. 1995

26. Ghafiri A, Sauret B, Rosique T, Blès JL, Sébrier M. Mise en évidence d'un paléoséisme sur la faille de la Moyenne Durance, Colloque Mesures de la Déformation récente et actuelle, Chambéry, 18-19 mai 1993. Géol. Alpine, Sér. Spéc. Rés. Coll. 2, 24-25. 1993
27. Granier T, Grellet B, D. Carbon, Combes P, Cushing M. Paleoseismicity studies in France: main results. Proceedings Fifth International Conference on Seismic Zonation, pp. 1562-1569. Oct. 17-19, 1995, Nice.
28. DeMets C, Argus RG, Stein S. Current plate motions. *Geophys J Int* 1990;101:425-478
29. Leveau P., Les moulins de Barbegal, les pont-aqueducs du vallon des Arcs et l'histoire naturelle de la vallée des Baux (Bilan de six ans de fouilles programmées), CRAI, Janvier-mars 1995.115-144
30. Raffard D, Vinches M, Henry JP, et al. The building of the Roman aqueducts: financial and technological problems. The case of the Arles aqueduct. In: Jansen GCM ed, Tenth International congress on the history of water management and hydraulic engineering in the Mediterranean region. Syracuse, Italy; 1998
31. ISMN. Zanjiran earthquake, Iran, June 20th 1994, [http://www.bhrc.ac.ir/ISMN/SHABAKEH/accelerograms/earthquake/ten\\_years/zanjiran/zanjiran.htm](http://www.bhrc.ac.ir/ISMN/SHABAKEH/accelerograms/earthquake/ten_years/zanjiran/zanjiran.htm) .
32. Chetouane B. Approche combinée éléments finis/éléments discrets pour la modélisation des structures maçonnées, PhD thesis, Université Montpellier II, 2004.
33. Finker M. Analyse comparée des amphithéâtres d'Arles et de Nîmes, PhD thesis, Université Aix-en-Provence, 1988
34. Pérales R. Modélisation du comportement mécanique par éléments discrets des ouvrages maçonnés tridimensionnels, contribution à la définition d'éléments de contacts surfaciques. PhD thesis, University of Montpellier 2, September 2007, 241 pages.



## Chapitre 4

### Étude de la stabilité des pentes rocheuses

Dans ce chapitre, nous nous proposons principalement d'étudier, en deux et trois dimensions, le comportement mécanique des pentes des massifs rocheux fracturés. Les modèles engendrés par les méthodes stochastiques expliquées dans le premier chapitre seront analysés du point de vue de leur comportement mécanique, par les méthodes aux éléments discrets. On essayera, en outre, en deux dimensions, de comparer les résultats de quelques modèles traités par deux méthodes différentes aux éléments discrets : la méthode des éléments distincts de Cundall, mise en œuvre dans le code UDEC, et la méthode NSCD, à la base du code LMGC90.

Les modèles sont engendrés par les procédures détaillées dans le premier chapitre, en tenant compte de l'orientation des discontinuités mesurées sur le terrain. Les géométries créées sont ensuite converties en fichiers de données adaptés pour les codes de calcul tels que LMGC90 ou UDEC. Les paramètres physiques tels que la masse volumique et le coefficient de frottement sont déterminés pour chaque modèle à partir des caractéristiques des roches. Les conditions aux limites des modèles sont aussi déterminées, de façon aussi raisonnable que possible.

Les comparaisons entre les résultats obtenus par les modèles 3D et 2D seront présentées pour mieux comprendre l'importance d'un modèle géométriquement correct sur les résultats finaux. Du fait de la nature stochastique des modèles engendrés pour les massifs rocheux fracturés, nous avons effectué plusieurs modélisations pour certains cas. Ainsi, nous pouvons détecter les systèmes des fractures créant le plus de blocs potentiellement amovibles.

Cette partie de l'étude a comme objectif d'analyser l'état de stabilité de quelques cas réels de massifs rocheux par la méthode NSCD, et ensuite de démontrer l'efficacité de cette méthode pour étudier un milieu rocheux en deux et trois dimensions. Pour cela nous utiliserons les données provenant d'une carrière du sud-ouest de la France, et deux aménagements de routes dans la région montagneuse des Pyrénées.

## 4.1. Introduction

La mécanique des roches s'est individualisée en tant que discipline nouvelle au cours des dernières décennies. Le développement de la mécanique des roches est lié à plusieurs facteurs, dont la mécanisation dans les travaux miniers, la multiplication des aménagements hydroélectriques dans des sites difficiles et la construction d'infrastructures de transport [1]. Des éboulements de masses rocheuses à caractère catastrophique ont eu lieu au cours de l'histoire. Les dégâts importants produits par les catastrophes naturelles à grande échelle ont attiré l'attention de l'opinion publique sur l'importance d'une étude complète de la stabilité des masses rocheuses.

Pour éviter toutes sortes de risques liés à l'instabilité des massifs fracturés, l'étude des réseaux de fracturations et de leurs effets sur l'instabilité des fronts des mines et des carrières est une des premières études effectuées aujourd'hui presque partout dans le monde. Pour de telles études portant sur la stabilité des pentes rocheuses, par exemple dans une mine à ciel ouvert, différents aspects doivent être approfondis : étape principale, aux effets les plus importants, la caractérisation des fractures, puis l'étude des divers modes d'instabilité, enfin l'analyse de l'influence de la pression d'eau et de pressions de terrains sur la stabilité des pentes.

L'importance liée aux fractures s'explique à partir de deux besoins liés à la conception des ouvrages. Dans un premier stade, l'étude de la fracturation permet de mieux comprendre le contexte géo-mécanique réel du site en question. Elle permet également de planifier des ouvrages dans des massifs rocheux tout en assurant la sécurité des travailleurs et de la population. D'autre part, cette étude nous permet d'avoir des indications sur l'histoire tectonique d'une région donnée [2-6]. En effet, une discontinuité continue orientée de façon défavorable, ou un groupe de discontinuités, adjacent à un affleurement rocheux qui est sujet à des niveaux de faible contrainte, peut provoquer la chute d'un bloc ou un effondrement complet de cet affleurement rocheux. Les différents mécanismes tels que le glissement, le fauchage, un mécanisme de chute ou une combinaison de ces derniers, peuvent se produire pendant une chute de blocs ou l'écroulement de la pente rocheuse [7-9].

De nombreux risques d'instabilité peuvent se produire lorsqu'un massif rocheux est fracturé en raison des possibilités de développement de divers modes de rupture. Les modes de rupture tels que la rupture circulaire, le glissement sur un plan ou d'un dièdre engendré par les failles des joints et le développement de zone d'instabilité par la rupture en fauchage. Un des paramètres importants à fixer dans les carrières et les mines à ciel ouvert, est la

détermination des pentes sécuritaires et sa relation avec la maximisation des profits. C'est la raison pour la quelle l'analyse structurale est cruciale pour la rentabilité d'une mine.

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

Les roches dans l'écorce terrestre sont généralement saturées en eau. Cette eau a une grande influence sur leurs comportements, en particulier à la rupture. La circulation de l'eau dans les massifs rocheux est liée essentiellement à l'existence des discontinuités qui constituent des chenaux préférentiels. La présence d'eau dans les discontinuités entraîne une réduction de leur résistance au cisaillement [1].

Un autre facteur important dans l'étude de stabilité des massifs rocheux, est l'influence des pressions de terrain. Tous les massifs rocheux contiennent des composantes de contraintes in-situ non nulles. Les contraintes sont dues au poids des matériaux, au confinement et à l'histoire tectonique des contraintes [10] et ont des effets multiples. Elles accélèrent la déformation des parois ou des pentes rocheuse et causent leur rupture lorsqu'elles dépassent leur résistance. Les contraintes sont dites naturelles lorsqu'elles existent du seul fait de la pesanteur de la roche formée (contrainte verticale) et du passé tectonique (contrainte horizontale).

## 4.2. Les critères de rupture

Afin d'analyser la stabilité des pentes rocheuses en milieu fracturé, plusieurs modèles mathématiques ont été développés. Ils utilisent les différents critères de rupture des joints rocheux et des massifs rocheux discontinus développés par Jaeger [11], Barton [12,13], Ladanyi et Archambault [14]. Dans la suite on présente brièvement quelques uns des plus utilisés de ces critères.

### Critère de Mohr-Coulomb :

Le critère de Coulomb (1773) [15] définit une droite  $\sigma = f(\tau)$ , séparant les domaines de stabilité et d'instabilité (fracturation) d'un matériau. La zone d'instabilité est caractérisée par un couple de contraintes  $\sigma_n$  et  $\tau_n$  dont l'action conjuguée s'oppose aux forces de frottements (friction) et à la cohésion interne du matériau pour permettre la propagation d'un plan de

fracture. Ces paramètres, propriétés intrinsèques de la roche sont définis expérimentalement. Le critère de Coulomb s'exprime de la façon suivante:

$$\tau = C_0 + \mu \sigma_n \quad (4.1)$$

$\tau$  : contrainte de cisaillement

$\sigma$ : contrainte normale au plan de fracture potentiel.

$C_0$ : cohésion interne de la roche.

$\mu$ : coefficient de friction.

En fait, le critère de Mohr-Coulomb consiste en une enveloppe linéaire (Figure 4.1) tangente à tous les cercles de Mohr représentant des combinaisons critiques des contraintes principales. Le critère de Mohr-Coulomb est aussi utilisé pour représenter la résistance résiduelle. Dans ce cas précis, la cohésion devient égale à 0. Il faut noter que ce critère ne tient pas compte de la rugosité de la surface du joint, donc il est utile pour les joints lisses.

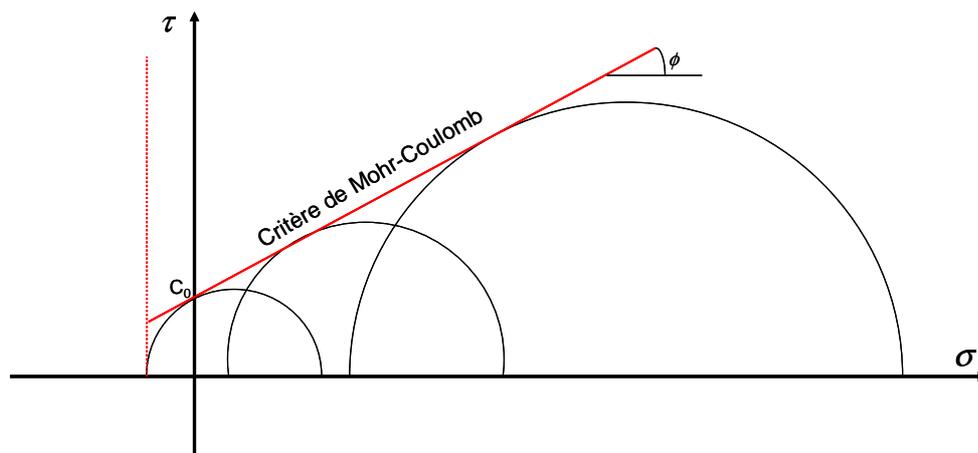


Figure 4.1 Critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Lorsque le joint est rugueux, le comportement devient dilatant, et la rupture intervient soit par glissement le long des surfaces, soit par cisaillement des aspérités, ou un mélange des deux processus. Un des premiers critères de rupture en cisaillement, mettant l'accent sur l'influence de la dilatance a été proposé par Patton [16]. Il a proposé à partir des résultats expérimentaux le critère bilinéaire suivant :

$$\begin{aligned} \tau_p &= \sigma_n \tan(\phi_u + i) & \text{si } \sigma_n < \sigma_t \\ \tau_p &= C_a + \sigma_n \tan(\phi_r) & \text{si } \sigma_n \geq \sigma_t \end{aligned} \quad (4.2)$$

où  $\phi_u$  est l'angle de frottement entre deux surfaces macroscopiquement lisses et planes,  $\phi_r$  est l'angle de frottement résiduel.  $C_a$  signifie la cohésion apparente et  $i$  est l'angle de dilatance.

Dans le code LMGC90, le critère de Coulomb est utilisé comme loi de contact. Nous pouvons définir la cohésion normale et tangentielle ainsi que deux coefficients de frottement pour la condition statique et dynamique. Ce qui peut nous permettre de compenser le manque du paramètre de rugosité. On peut considérer alors comme angle de frottement la somme de l'angle de frottement sur une surface lisse et de l'angle de dilatance.

#### Modèle de Jaeger :

Ce modèle empirique représente une façon simplifiée du modèle de Patton [16]. Il s'écrit :

$$\tau_p = c_r(1 - \exp^{-\beta\sigma_n}) + \sigma_n \tan \phi_r \quad (4.3)$$

avec,  $\beta$  une constante qui traduit l'effet de  $\sigma_n$  sur  $p$ , l'écart entre le critère de Jaeger et la droite du modèle de Patton de pente  $\phi_r$  [17].

#### Modèle LADAR :

Ladanyi et Archambault [14] ont proposé ce modèle à partir des travaux expérimentaux et théoriques sur le comportement des milieux fracturés. Ce modèle est basé sur une approche énergétique qui tient compte notamment du travail fourni par la force normale appliquée extérieurement, du travail dissipé par frottement le long des aspérités ainsi que celui nécessaire pour les cisailer.

Dans ce modèle, la résistance ultime au cisaillement d'une discontinuité peut être exprimée par :

$$\tau_p = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(\nu_p + \tan \phi_u) + a_s \tau_m}{1 - (1 - a_s)\nu_p \tan \phi_f} \quad (4.4)$$

où  $a_s$  est la proportion d'aire d'aspérités cisailées,  $(1 - a_s)$  est la proportion d'aire sur laquelle les aspérités glissent les unes par rapport aux autres lors du cisaillement.  $\phi_f$  désigne l'angle de frottement à la rupture totale des épontes,  $\nu_p$  est la taux de dilatance à la rupture, et  $\tau_m$  est la résistance au cisaillement de la matrice rocheuse constituant les aspérités. Ce dernier peut être obtenu par :

$$\tau_m = (m - 1) / N C_0 [1 + N \sigma_n / C_0]^{0.5} \quad N = -C_0 / T_0 \quad \text{et} \quad m = (N + 1)^{0.5} \quad (4.5)$$

Ce modèle permet de prendre en compte plusieurs caractéristiques importantes de comportement des discontinuités dans la roche telles que : un accroissement de la contrainte normale due à la dilatance, une augmentation de la friction due à la dilatance, la friction entre deux surfaces planes en contact, la résistance de la roche intacte, et aussi une diminution de résistance avec le désenchevêtrement.

Modèle LADAR simplifié :

Saeb et Amadei [18,19] ont modifié le critère LADAR avec une formulation plus simple et fournissant des résultats identiques. La résistance au cisaillement peut être calculée par :

$$\tau_p = \sigma_n(1 - a_s) \tan(\phi_u + i_p) + a_s S_r \quad (4.6)$$

où  $i_p$  est l'angle de dilatance au pic.

Critère de Barton :

Barton et al. [13] ont proposé un critère de rupture de nature semi empirique dans lequel la résistance au cisaillement dépend de la rugosité des épontes représentée par un facteur K. Dans ce critère la décroissance de la dilatance au voisinage du pic est prise en compte. Ce paramètre dépend de la résistance à la compression simple de la roche  $\sigma_c$  et de la contrainte normale appliquée  $\sigma_n$  :

$$\tau_p = \sigma_n \tan[\phi_b + K \log \frac{\sigma_c}{\sigma_n}] \quad (4.7)$$

où  $\phi_b$  est l'angle de frottement de base égal à  $\phi_u$  qui peut différer de quelques degrés du frottement résiduel  $\phi_r$ . Cette formulation a été modifiée () à la relation suivante :

$$\tau_p = \sigma_n \tan[\phi_b + JRC \log \frac{JCS}{\sigma_n}] \quad (4.8)$$

dans laquelle apparaît le coefficient de rugosité JRC que l'on peut estimer à partir des profils de joints, et le coefficient JCS qui est la résistance à la compression du joint. Le coefficient de rugosité est un nombre qui peut être estimé en comparant l'apparence de la surface de la discontinuité avec des profils standards publiés par Barton [12] (Figure 4.2).

Ces explications brèves sur les critères de rupture étaient nécessaires dans cette partie de l'étude afin de montrer les divers modes de rupture définis pour un milieu fracturé, et le besoin de les intégrer dans le code de LMGC90 qui n'est pas, à la base, un code adapté, de ce point de vue, pour la modélisation des massifs rocheux. Cependant, en modifiant certaines lois de contact déjà intégrées au code, on peut parvenir à des résultats satisfaisants.

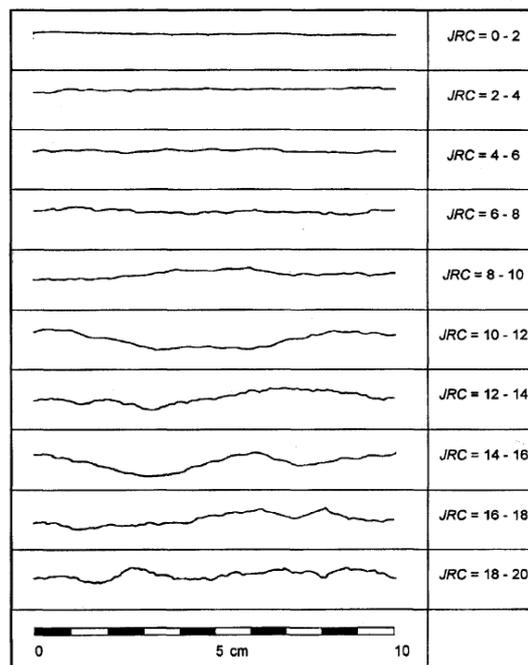


Figure 4.2 Profils de rugosité et valeurs correspondantes de JRC [17].

### 4.3. La carrière de Souraïde

#### 4.3.1. Contexte

La carrière de Souraïde est située au Pays Basque, près d'Espelette, dans le sud-ouest de la France. Elle est l'une des deux seules carrières des Pyrénées Atlantiques assurant une production d'ophite, utilisée surtout comme granulat pour les couches de roulement dans la construction des chaussées (Figure 4.3).

L'ophite extraite pour la construction d'ouvrages maritimes et la production de granulats routiers est une roche compacte, massive et dépourvue de toute anisotropie tant à l'échelle de l'affleurement qu'à celle de l'échantillon. Elle constitue la quasi-totalité des fronts de taille, à l'exception des recouvrements qui apparaissent à l'est et au sud de la carrière, représentant des assises sédimentaires respectivement calcaréo-schisteuses et argilo-gréseuses. Les seules perturbations relevées dans la stabilité des fronts de taille actuels ou anciens sont de nature essentiellement structurale, en liaison avec une fracturation qui affecte inégalement la carrière, rendant certaines zones plus sensibles à des glissements.

Bien que l'enveloppe totale du gisement ne soit pas connue, des sondages effectués au fil de l'exploitation surtout dans la paroi sud permettent d'appréhender avec une assez bonne précision la géométrie du mur de l'ophite et donc de contrôler l'épaisseur de ce qui constitue

un stot de protection vis-à-vis des terrains sédimentaires adjacents dont les caractéristiques mécaniques sont plus défavorables. Le maintien de ce contrôle lors de l'approfondissement de la fosse est obligatoire, les sondages horizontaux devant être doublés de sondages verticaux plus profonds pour prévenir toute diminution importante du pendage du mur de l'ophite. La coupe géologique représentée dans la Figure 4.4 montre bien la géométrie et l'emplacement du gisement d'ophite par rapport aux roches des parois. L'ophite massive est enveloppée par une couche de schistes noirs au sud et sud-est, et par une couche de calcaires gris-noirs du côté vers nord (Figure 4.4).

(a)



(b)

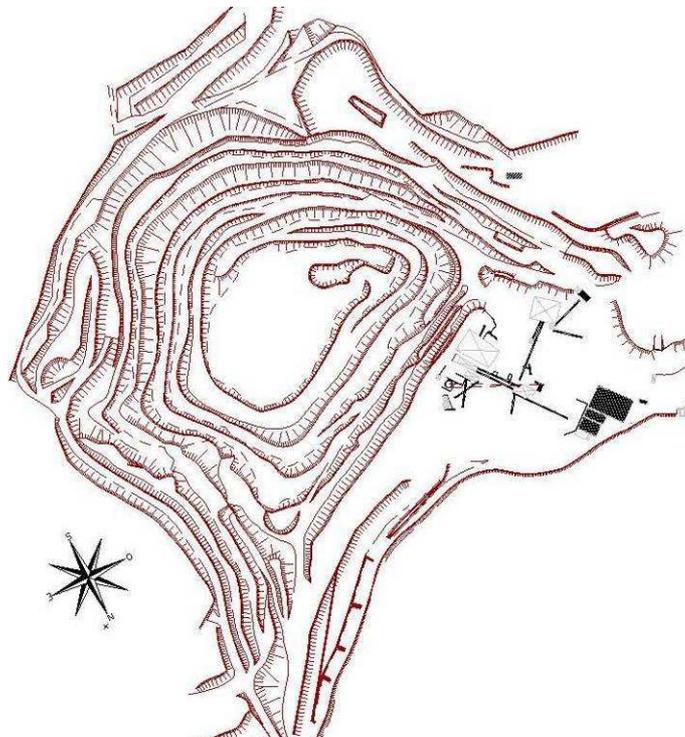


Figure 4.3 Carrière de Souaïde (a) Photo de la carrière prise vers la direction du Sud-ouest, (b) Plan de la carrière représentant les gradins et la géométrie de la fosse.

Cette carrière présente une fosse d'une profondeur importante puisque les sommets sont à la cote maximale de 265 m NGF et que la fosse, à l'heure actuelle, est environ à 80 m NGF. La carrière souhaite s'agrandir afin d'assurer pour quelques années l'exploitation du gisement d'ophite. Pour cela, il est prévu qu'elle descende jusqu'à la cote 5 m NGF, ce qui représentera une profondeur au niveau des extrema de 260 m. Cette profondeur importante nécessite un réexamen de la stabilité du massif rocheux, premièrement à cause du système de fracturation causé par la tectonique très active de cette région des Pyrénées et deuxièmement du fait d'éventuelles pressions d'eau. La couche des schistes noirs imperméables se trouve derrière l'ophite (parois sud, (Figure 4.4)), cette couche jouerait alors le rôle de barrage (la présence de l'eau est visible dans la photo Figure 4.3a). En effet, lorsqu'une fosse est creusée, le niveau de l'eau dans le massif environnant doit en principe baisser par effet de drainage. Dans cette carrière ce n'est apparemment pas le cas, ce qui, avec d'autres éléments, laisse supposer, au mur de l'ophite, l'existence d'une couche imperméable.

Pour l'étude de la fracturation dans cette carrière, nous avons procédé à des relevés des fractures sur cinq stations. Ils font apparaître un total de 100 discontinuités mesurées, en pendage, direction et espacement par famille. Le regroupement statistique par familles de fractures a été effectué sur le logiciel Rock3D. Six familles, définies dans le Tableau 4-1, permettent un regroupement de 99% des fractures, dont les limites sont montrées dans la Figure 4.5, qui est une projection hémisphère supérieure des pôles des fractures.

Ces données d'orientation des familles de fractures seront utilisées dans la suite de cette étude pour l'analyse de la stabilité des parois de la carrière, essentiellement composées d'ophite ayant des paramètres mécaniques très élevées. Cette roche a comme module d'Young des valeurs entre 55-80 GPa, une résistance à la compression de 60-240 MPa, et une densité autour de  $3000 \text{ kg/m}^3$  [20]. Le seul point faible de ce massif dans cette carrière, excepté l'effet de l'eau, est le système de fracturation défavorable. Étant donné que l'instabilité dans les parties est et sud-est de cette carrière pose plus de problèmes qu'ailleurs, nous concentrons nos études sur les coupes 2D et 3D se rapportant à ces secteurs de la fosse.

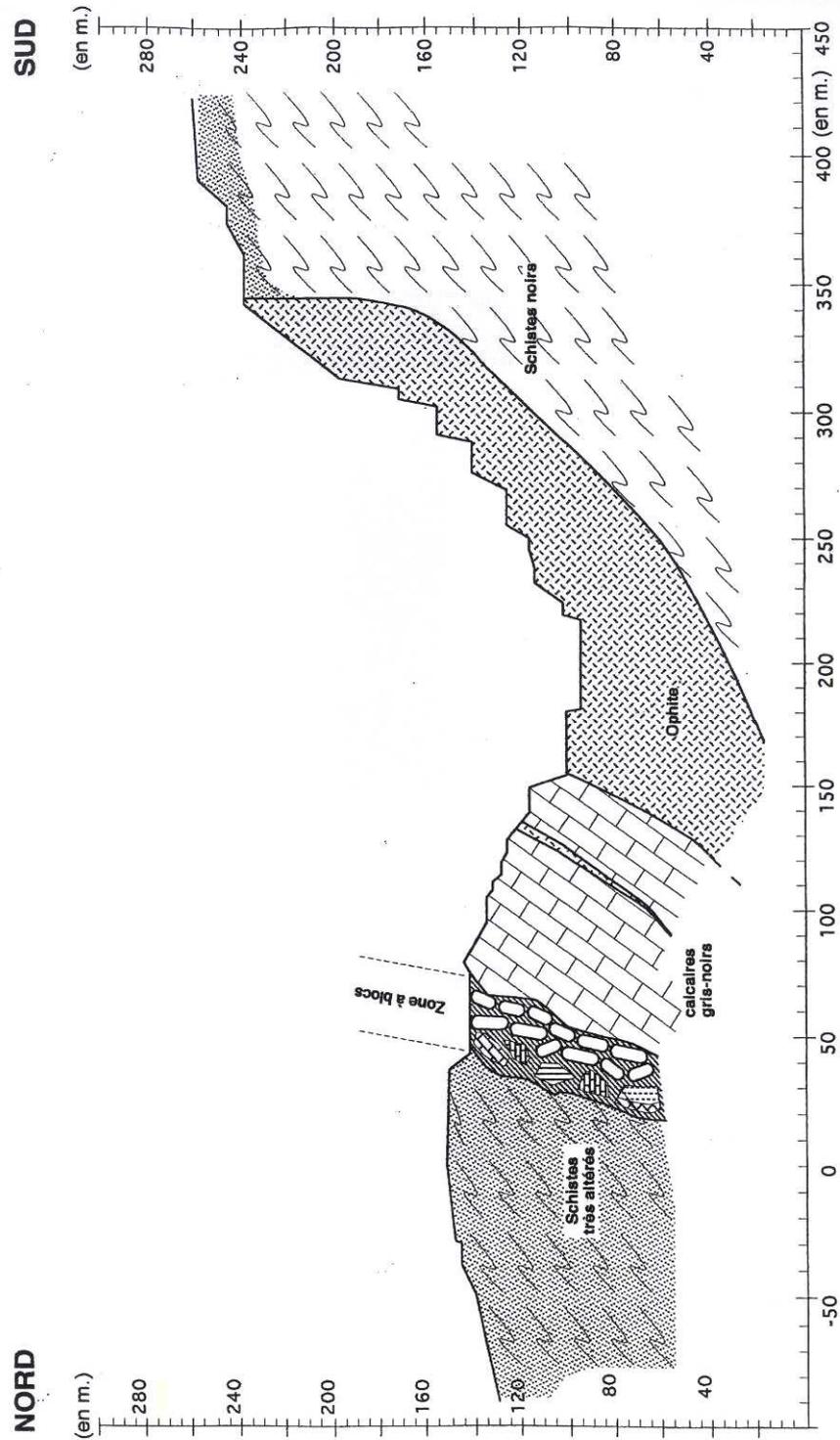


Figure 4.4 Coupe géologique Nord-Sud de la carrière de Souraide (document de l'entreprise).

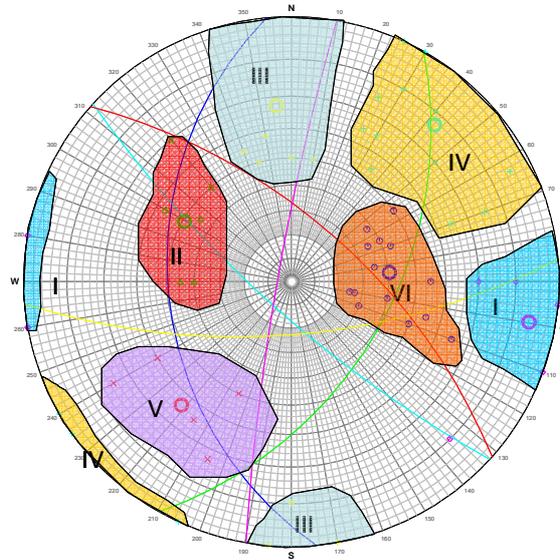


Figure 4.5 Regroupement des fractures mesurées en 6 familles (projection hémisphère supérieur, Rock3D).

Tableau 4-1 Direction moyenne des normales unitaires des fractures et espacement réel pour chaque série, en mètre.

Famille	Pendage	Direction du pendage	Espacement réel en (m)
1	85	100	1.3
2	50	300	0.8
3	67	355	4.3
4	77	42	1.1
5	63	221	4.5
6	40	85	4.5

#### 4.3.2. Analyse de la stabilité de la carrière de Souraïde

Le problème du réexamen de la stabilité de cette carrière est dû au projet d'approfondissement de la carrière qui rendrait plus fort le pendage des talus, en fond de fosse, et diminuerait l'épaisseur du mur d'ophite résistant à une éventuelle poussée des eaux et des terrains, surtout au côté sud. L'eau, de ce côté, à cause de la présence d'une couche de schiste imperméable, provoque une forte charge derrière le talus sud. L'étude de l'effet de la pression de l'eau sur la stabilité de talus rocheux est loin de l'objectif de cette étude. Par conséquent, nous nous concentrons, ici seulement sur l'étude de la stabilité des fronts de la carrière sans prendre en compte ce facteur.

Dans cette partie, nous présentons donc les résultats obtenus pour un modèle engendré pour le talus du côté est en raison de son mauvais état de stabilité. Ce modèle (Figure 4.6) a

été généré en prenant en compte les valeurs présentées dans le Tableau 4-1, et en intégrant les familles de fractures d’une façon hiérarchique de la famille 1 à la famille 6. Afin d’éviter d’avoir des blocs avec de très petits volumes, nous avons pris en compte un seuil de  $0,1 \text{ m}^3$ . Le modèle 3D stochastique de ce talus est illustré sur la Figure 4.6a, et l’histogramme du volume des 1160 blocs de ce modèle est présenté sur la Figure 4.6c. Ce modèle a une épaisseur de 20 m et une hauteur de 190 m. Pour effectuer la modélisation 2D, nous avons fait une coupe sur le modèle 3D (Figure 4.6b) et l’histogramme de la superficie des blocs du modèle 2D est présenté dans la Figure 4.6d. Ce modèle sera ensuite utilisé pour les modélisations 2D rigides par LMGC90, 2D déformables par UDEC et LMGC90 et 3D rigides par LMGC90.

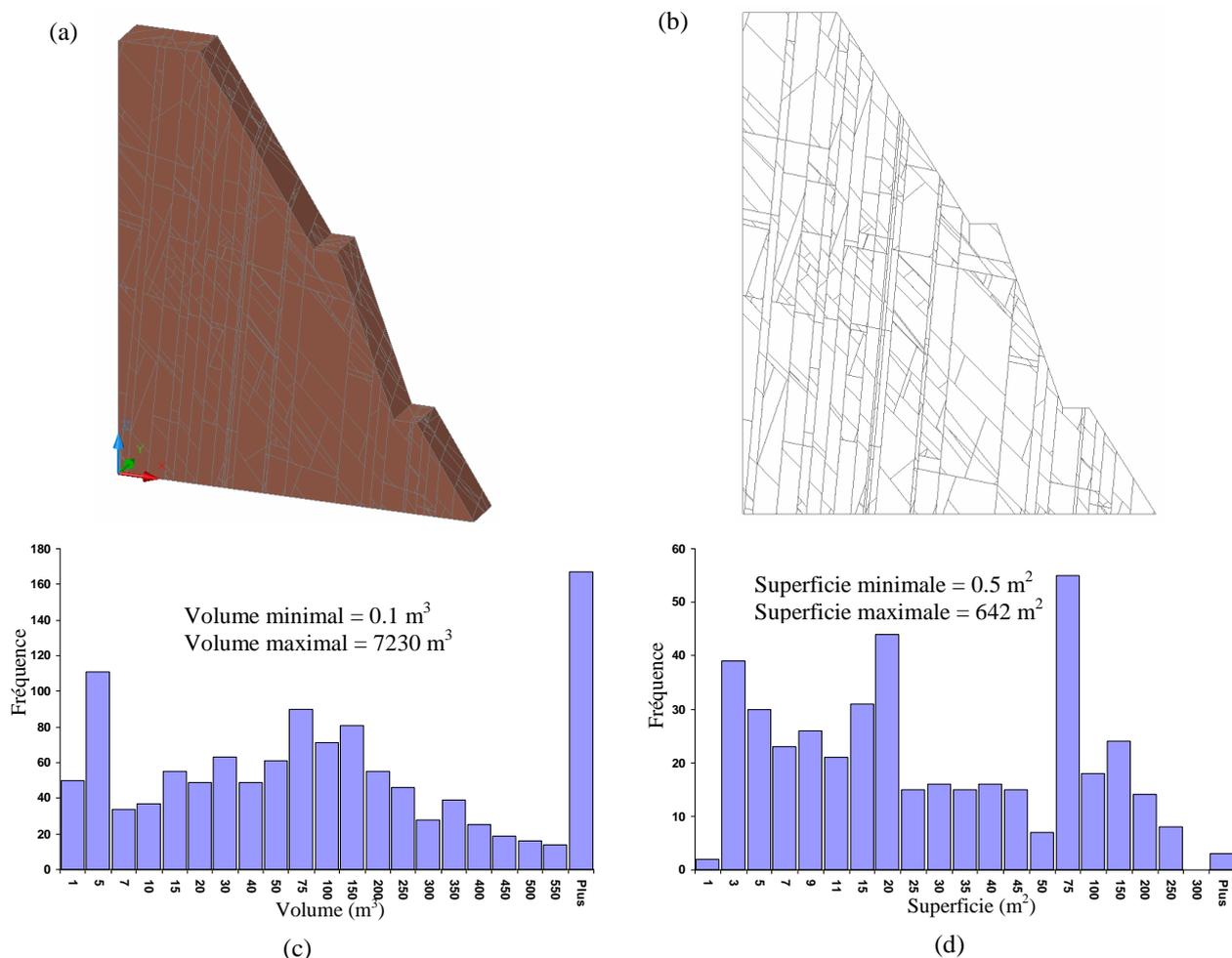


Figure 4.6 Modèle de massif rocheux de la carrière de Souraïde (parois du côté Est avec orientation vers l’Ouest), (a) section 3D engendrée par 6 familles avec une hauteur de 190 m, (b) coupe 2D, (c) histogramme du volume de 1160 blocs, (d) histogramme de l’aire de 422 blocs.

Le modèle 2D déformable est créé en maillant en triangles, la géométrie de la Figure 4.6b par le logiciel Gmsh, de façon que chaque bloc soit maillé séparément. La Figure 4.7a montre le modèle 2D ayant 422 blocs maillés en 35552 éléments triangulaires.

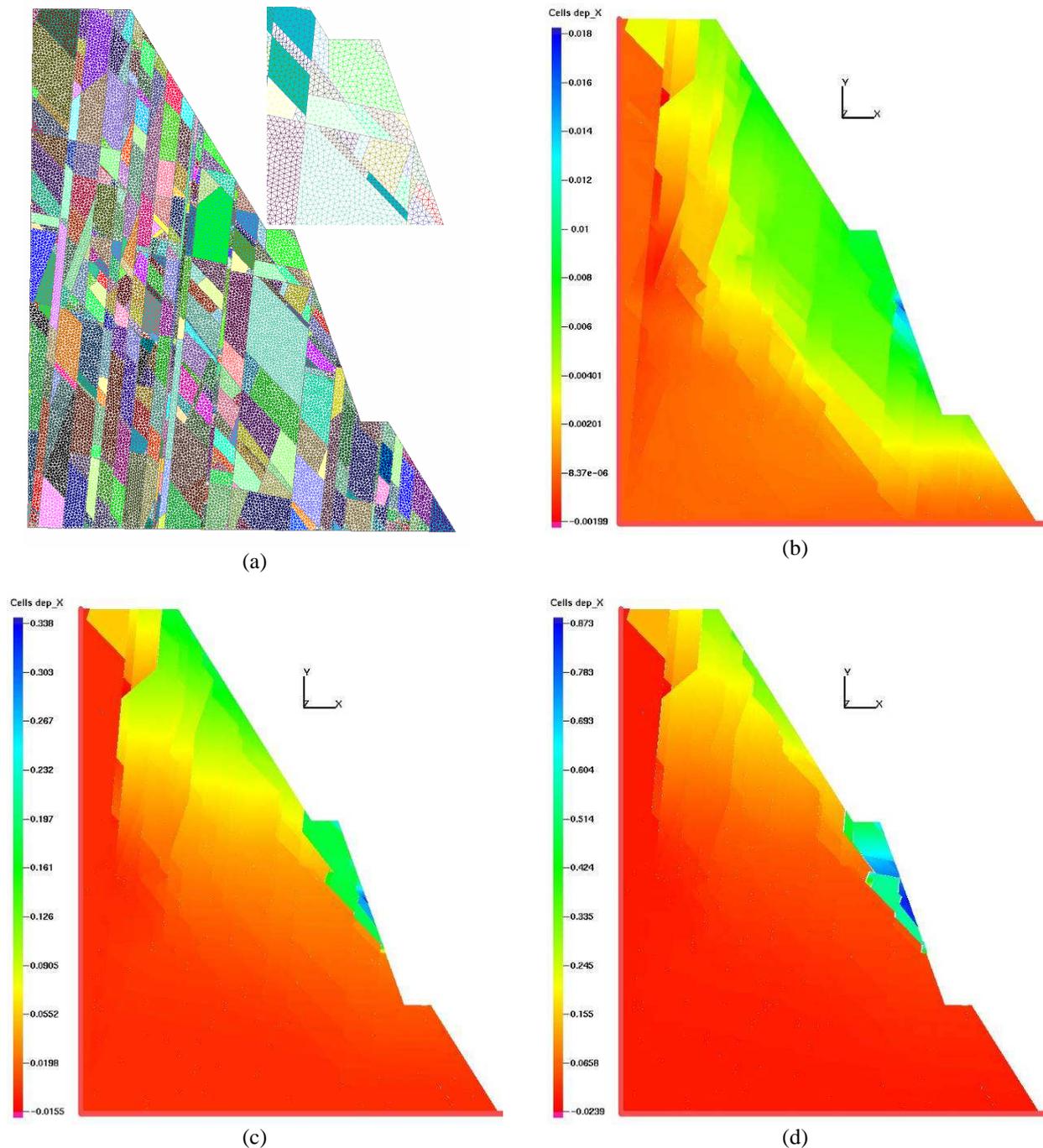


Figure 4.7 Modèle 2D déformable créé à partir de la coupe 2D illustrée sur la Figure 4.6b (une hauteur de 190 m), (a) 422 blocs maillés en triangle par le logiciel Gmsh, (b, c, d) trois états consécutifs du talus pour le déplacement horizontal, en mètre, respectivement pour 0.1, 0.5 et 1 secondes.

Pour le modèle déformable, les roches sont considérées comme des matériaux isotropes standards ayant pour module d'Young 55 GPa, et 0,2 pour coefficient de Poisson.

La masse volumique est considérée égale à  $3000 \text{ kg/m}^3$ . Les résultats de la modélisation effectuée pour la condition de frottement sec avec  $\phi = 38^\circ$  sont illustrés par trois images consécutives pour différents temps de calcul. Ces images montrent l'instabilité bien visible du talus surtout sur le deuxième gradin, provoquée par les joints des familles 5 et 2. Ces deux familles sont les principales responsables de l'instabilité observée dans ce talus. Les zones instables sont délimitées par la famille 1 qui produit le glissement échelonné. La même géométrie a été ensuite utilisée pour la modélisation avec le code UDEC.

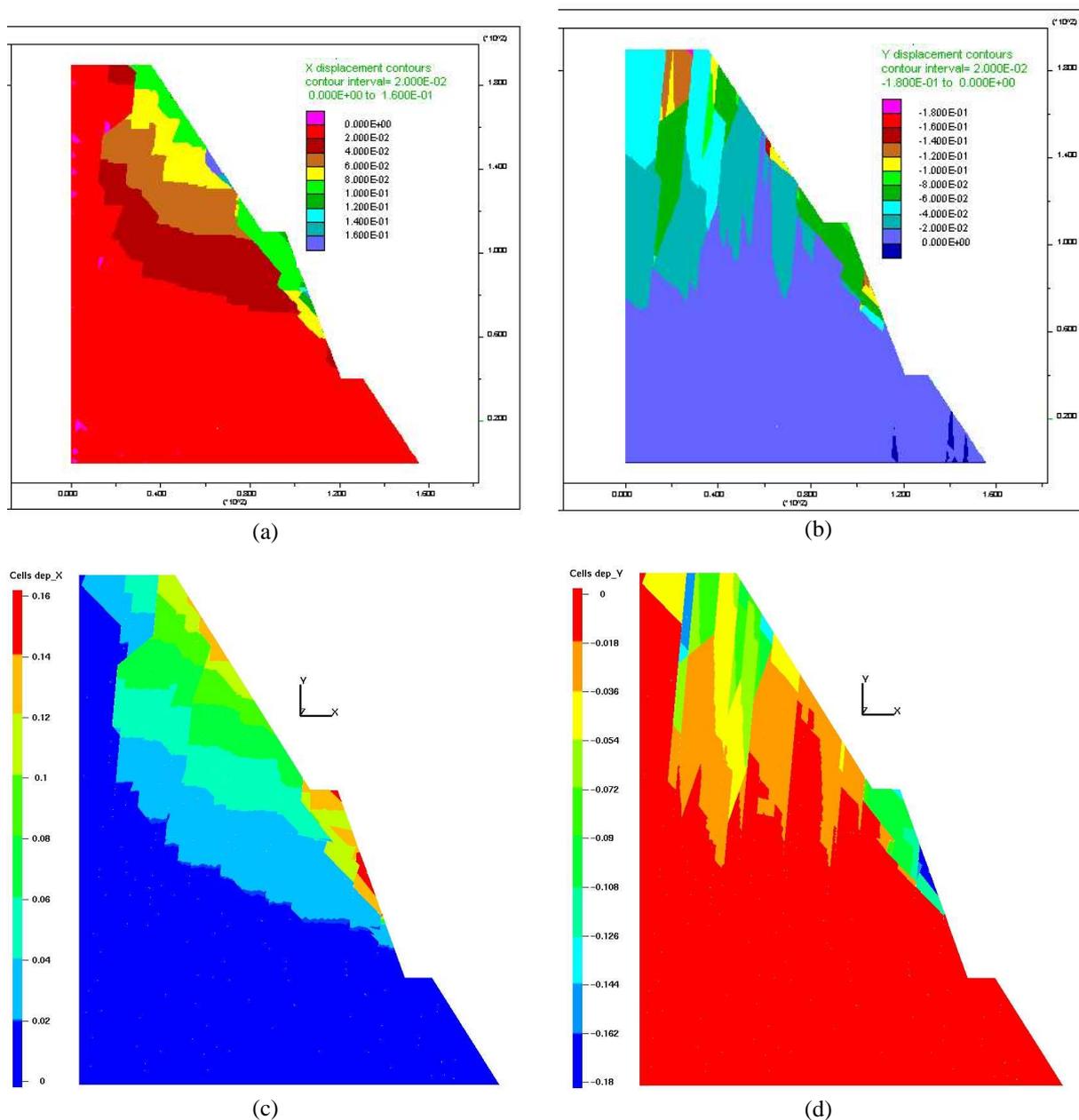
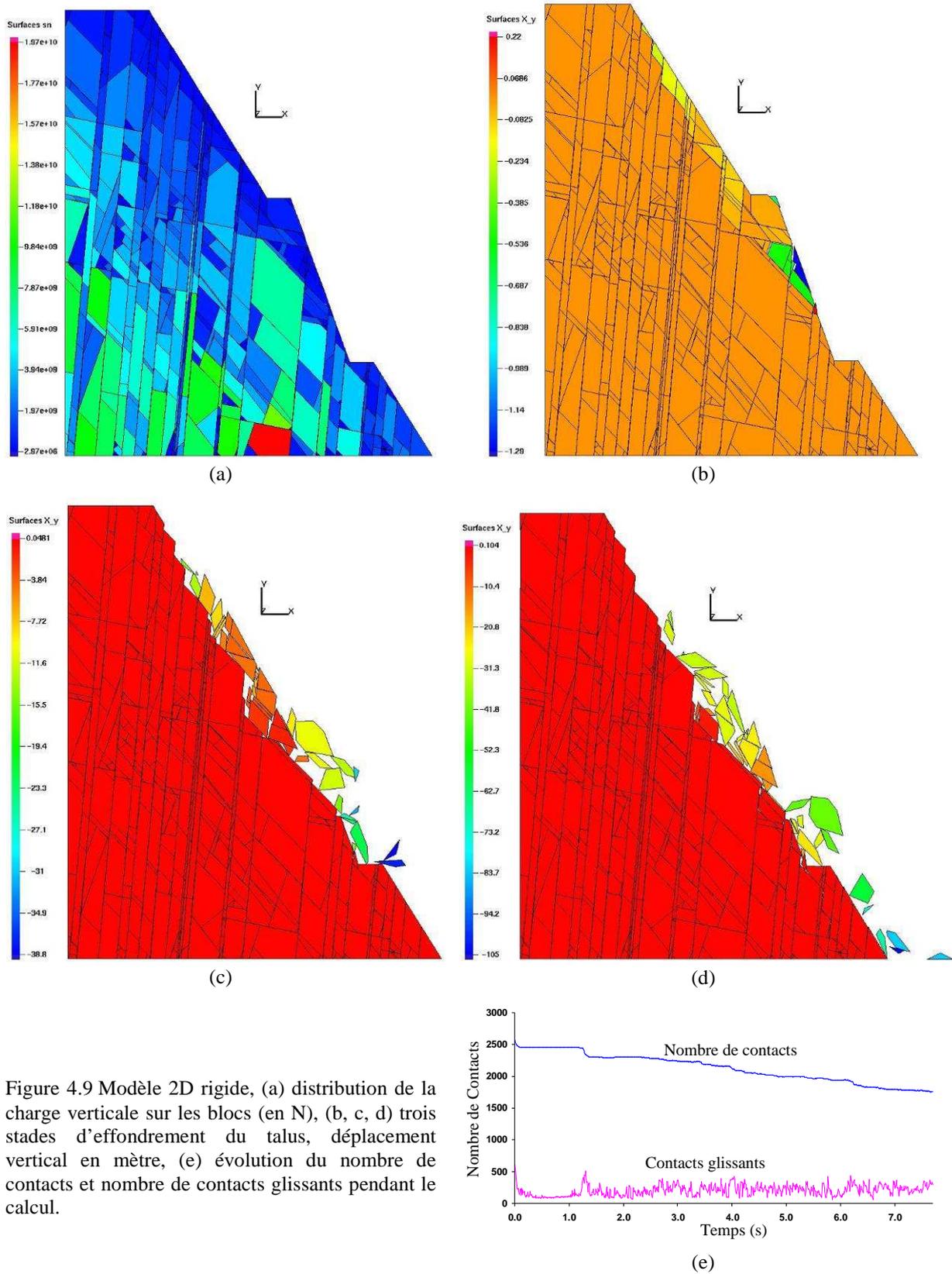


Figure 4.8 Modèle 2D déformable calculé par UDEC et LMGC90 (une hauteur de 190 m), (a) déplacement horizontal (m) calculé par UDEC pour la coupe 2D, (b) déplacement vertical (m) calculé par UDEC, (c) déplacement horizontal (m) calculé par LMGC90, (d) déplacement vertical (m) calculé par LMGC90.

Pour comparer les résultats obtenus par les deux codes, nous avons présenté sur la Figure 4.8 les modélisations effectuées en utilisant des éléments déformables. Ces figures sont extraites au pas de temps correspondant à 0,4 seconde. La Figure 4.8a montre le déplacement horizontal calculé par UDEC en donnant les mêmes paramètres que ceux utilisés pour le modèle sous LMGC90. Cette figure révèle la même allure du glissement que l'on peut voir dans le cas du modèle de LMGC90 présenté sur la Figure 4.8 c. Il faut remarquer que les valeurs ne sont pas exactement les mêmes, (de l'ordre de grandeur de 0,2 m) ce que l'on pouvait anticiper puisque les deux codes utilisent deux méthodes différentes de résolution. Dans les deux modèles, les zones de glissement sont similaires. Les Figure 4.8 (b) et (d) illustrent le déplacement vertical, respectivement après calcul par UDEC et LMGC90. La comparaison entre deux modèles montre, quoique les valeurs restent un peu différentes, que l'allure générale des déplacements dans les deux cas est bien comparable.

Le modèle 2D est ensuite utilisé pour réaliser une analyse en blocs 2D rigides. Dans ce cas, les blocs discrets sont indéformables. Les résultats calculés pour un angle de frottement égal à  $38^\circ$  sont présentés sur la Figure 4.9. La répartition de la charge verticale (en N) produite par les poids des blocs est présentée sur la Figure 4.9a. Pour le modèle rigide 2D étant donné que le temps de calcul n'est pas long, nous avons laissé continuer le calcul pour voir l'état du talus après glissement, ce qui n'était pas le cas pour le modèle déformable qui demande une durée de calcul très longue. L'état du talus est montré dans trois images consécutives (Figure 4.9 (b-d)) qui sont obtenues pour 8 secondes de temps.

Dans la Figure 4.9a nous pouvons observer que le glissement se déclenche en un point situé au milieu du deuxième gradin sur un joint de la famille 5, ce qui provoque ensuite un effondrement complet du deuxième gradin présenté sur les Figure 4.9(c, d). Le glissement en deux étapes est bien visible dans le graphe qui montre l'évolution du nombre de contacts pendant le calcul (Figure 4.9 e). Le déclenchement de ce glissement commence au début du calcul, et, après une seconde, nous constatons une deuxième phase du glissement qui commence par une augmentation du nombre de contacts glissants.



Nous avons étudié la stabilité de cette coupe 2D en considérant une cohésion due aux matériaux de remplissage dans les joints. Nous avons utilisé la loi d'interaction qui permet de prendre en compte une cohésion normale qui est ici égale à 1 MPa et une cohésion tangentielle de sorte que le rapport entre la cohésion tangentielle et normale soit égal à  $\tan(\varphi) = coht / cohn$  (rendant compte d'un cône avec un angle  $\varphi$ ), *coht* signifie la cohésion tangentielle et *cohn* est la cohésion normale. Une fois que les valeurs des forces agissant sur les contacts dépassent les seuils donnés pour la cohésion normale ou tangentielle (la force de contact est à l'extérieur du cône), le contact devient un contact avec frottement sec ayant ici deux paramètres : le coefficient de frottement statique égal à 0,78 et le coefficient de frottement dynamique égal à 0,7.

La Figure 4.10 montre l'état du talus dans le cas où l'on considère des contacts cohésifs entre les blocs. Comme on peut le constater, le talus reste toujours instable au niveau médian du deuxième gradin (Figure 4.10 (a, b)). L'évolution du nombre de contacts pendant le calcul est fournie sur la Figure 4.10c et montre bien deux phases d'éboulement. La première phase d'éboulement est un glissement local jusqu'à ce que les blocs amovibles arrivent à détacher le bloc en couleur en rouge de la Figure 4.10a.

Après cette étape, l'éboulement continue par détachement de tout un ensemble de blocs. Pour mieux comprendre l'effet de ce seul bloc, dans la prochaine étape, nous allons boulonner ce bloc de sorte qu'il puisse supporter la charge appliquée par les blocs amovibles situés au-dessus (Figure 4.11a). En boulonnant ce bloc, on s'aperçoit que le nombre de blocs mobiles diminue considérablement (Figure 4.11).

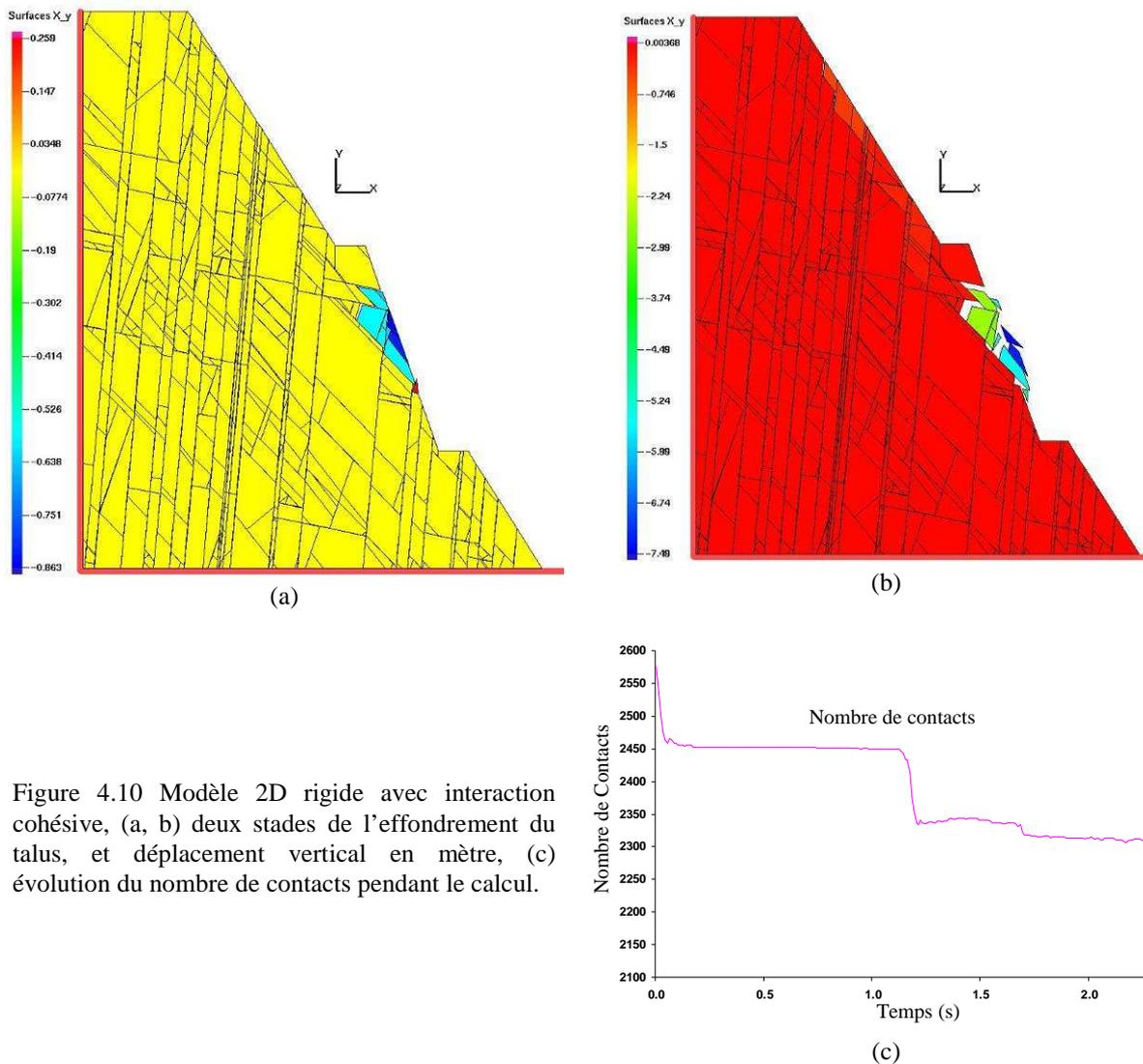


Figure 4.10 Modèle 2D rigide avec interaction cohésive, (a, b) deux stades de l'effondrement du talus, et déplacement vertical en mètre, (c) évolution du nombre de contacts pendant le calcul.

Les blocs qui restent encore mobiles en fixant le bloc « clé » sont les blocs engendrés par les familles 5 et 1 qui glissent sur le joint de la famille 5. Le calcul est fait jusqu'à arriver à un nombre nul de contacts glissants (Figure 4.11c). Au total, nous constatons seulement que seuls cinq blocs sont amovibles, et pendant 13 secondes de calcul le modèle perd à peu près 200 points de contact (Figure 4.11d). Ce modèle a montré le rôle important de certains blocs au sein du massif, dont la modification de l'état (boulonnage ou non) peut complètement changer le scénario de l'éboulement. Ce bloc clé, dans ce modèle, n'est initialement pas un bloc instable comme on peut le constater sur la Figure 4.11a. Mais, du fait du mouvement d'autres blocs au-dessus de lui, la charge qui lui est appliquée évolue et finit par le faire basculer, ce qui déclenche ensuite un éboulement plus important dans le talus.

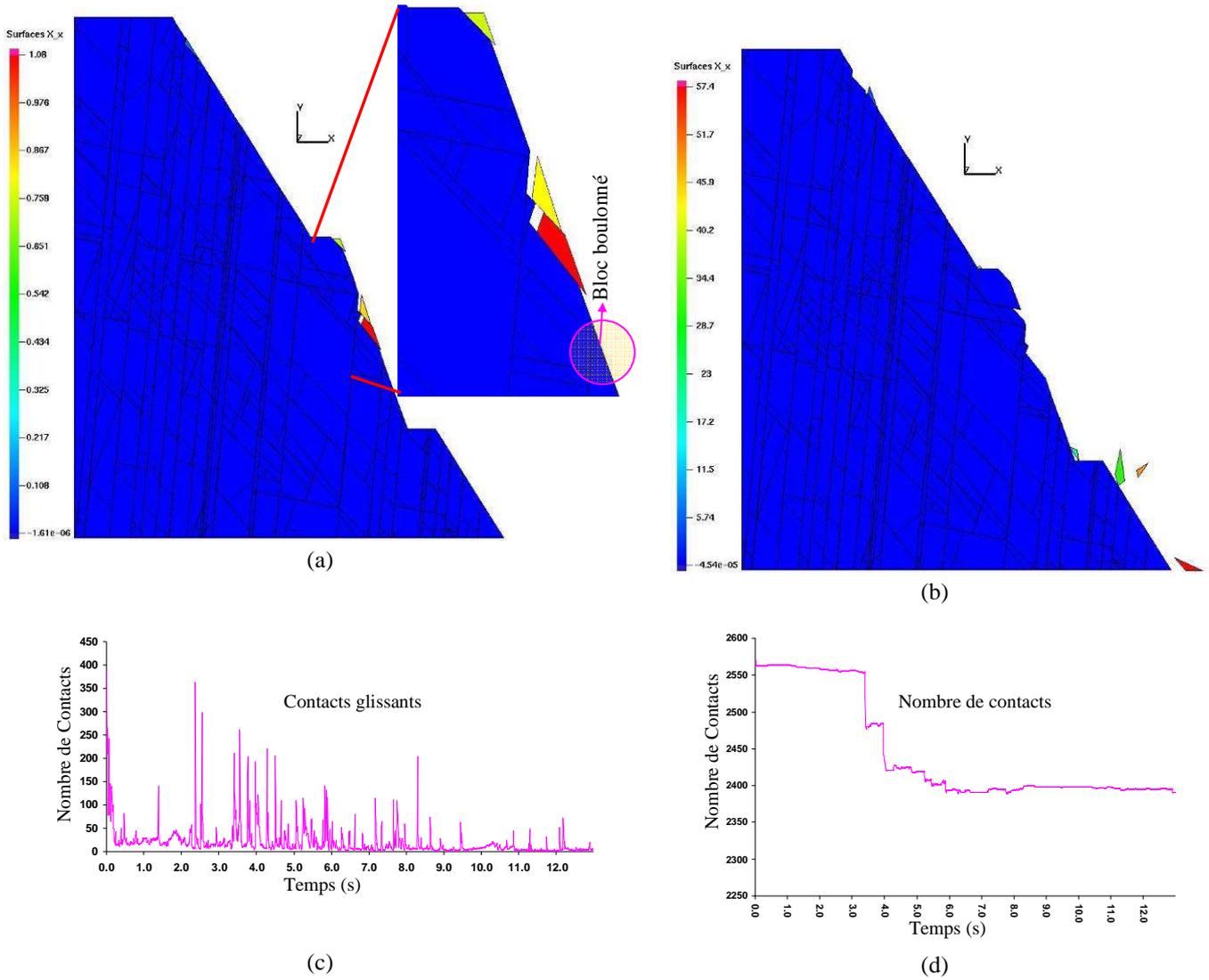


Figure 4.11 Modèle 2D rigide en boulonnant un seul bloc, (a) position du bloc boulonné et déplacement horizontal en mètre, (b) déplacement horizontal après 13 secondes, (c) évolution du nombre de contacts glissants pendant 13 secondes de calcul, (d) évolution du nombre de contacts pendant le calcul.

Pour mieux comprendre la nature des glissements dans cette carrière, nous avons effectué certaines modélisations en 3D. Pour cela, nous avons étudié la stabilité du modèle présenté sur la Figure 4.6a. Cette coupe 3D avec une épaisseur de 20 m et une hauteur 190 m fait l'objet d'une étude de stabilité en prenant en compte un coefficient de frottement sec égal à 0,78. Le modèle est considéré confiné par les côtés latéraux, et les blocs peuvent glisser vers l'excavation. Les résultats du calcul effectué pour 1,3 seconde sont présentés sur la Figure 4.12. Le pas de temps utilisé pour ce modèle est  $10^{-4}$  seconde. La modélisation 3D avec les blocs ayant une géométrie si complexe demande beaucoup de temps. Le calcul a été arrêté lorsqu'aucun nouveau bloc mobile n'est détecté dans le modèle.

L'état du talus est illustré sur les Figure 4.12 (a, b) respectivement aux instants correspondant à 0,65 s et 1,3 s. On peut constater que l'instabilité est bien concentrée au niveau du deuxième gradin. La pente entre le premier et le deuxième gradin a un pendage de  $70^\circ$ , ce qui est une des raisons de l'instabilité à ce niveau. La pente du talus en haut est de  $58^\circ$  et celle en pied de talus est  $47^\circ$ . Il faut remarquer que les blocs instables à ces deux niveaux, premier et troisième gradin, ne sont pas les blocs très grands et qu'ils sont en forme de dièdre. La chute des blocs se produit donc essentiellement au niveau du deuxième gradin. La Figure 4.12c montre clairement les blocs mobiles de ce gradin. Les résultats obtenus pour le modèle 3D sont comparables avec ceux du modèle 2D avec un bloc boulonné (Figure 4.11). On observe presque le même type d'instabilité et dans les mêmes positions. En fait, le bloc clé boulonné dans la coupe 2D, est en 3D non déplaçable du fait des blocs voisins, et des conditions aux limites latérales, qui empêchent tout mouvement vers l'intérieur de la carrière.

Les résultats de la modélisation 3D nous permettent de déterminer une limite de pente admissible pour les talus de la carrière. Dans le cas de la paroi est, il ne faut pas que les talus aient une pente supérieure à  $60^\circ$ , ou pour sécuriser la carrière vis-à-vis des chutes de pierres, il faut mettre en place des banquettes de sécurité. Grâce à ce modèle nous avons étudié la stabilité du talus dans un cas pessimiste sans considérer la cohésion entre les blocs. Mais à l'inverse, nous n'avons pas pris en compte l'effet négatif de la présence de l'eau.

La comparaison entre les résultats du modèle 2D et 3D démontre qu'on ne peut pas prendre une décision pertinente en considérant seulement les résultats basés sur une coupe 2D du massif, qui donne des résultats très différents, et sans doute erronés, par rapport à ceux tirés de l'analyse d'un modèle tridimensionnel, qui nous paraît plus représentatif de la réalité. Les modèles 2D sont issus de simplifications géométriques sans doute abusives, la géométrie des discontinuités étant le facteur principal conditionnant la stabilité des massifs rocheux. Par

ailleurs, le désavantage de l'utilisation des modèles 3D est qu'ils nécessitent un temps de calcul considérable par rapport aux modèles 2D, prix à payer pour leur meilleure représentation de la réalité.

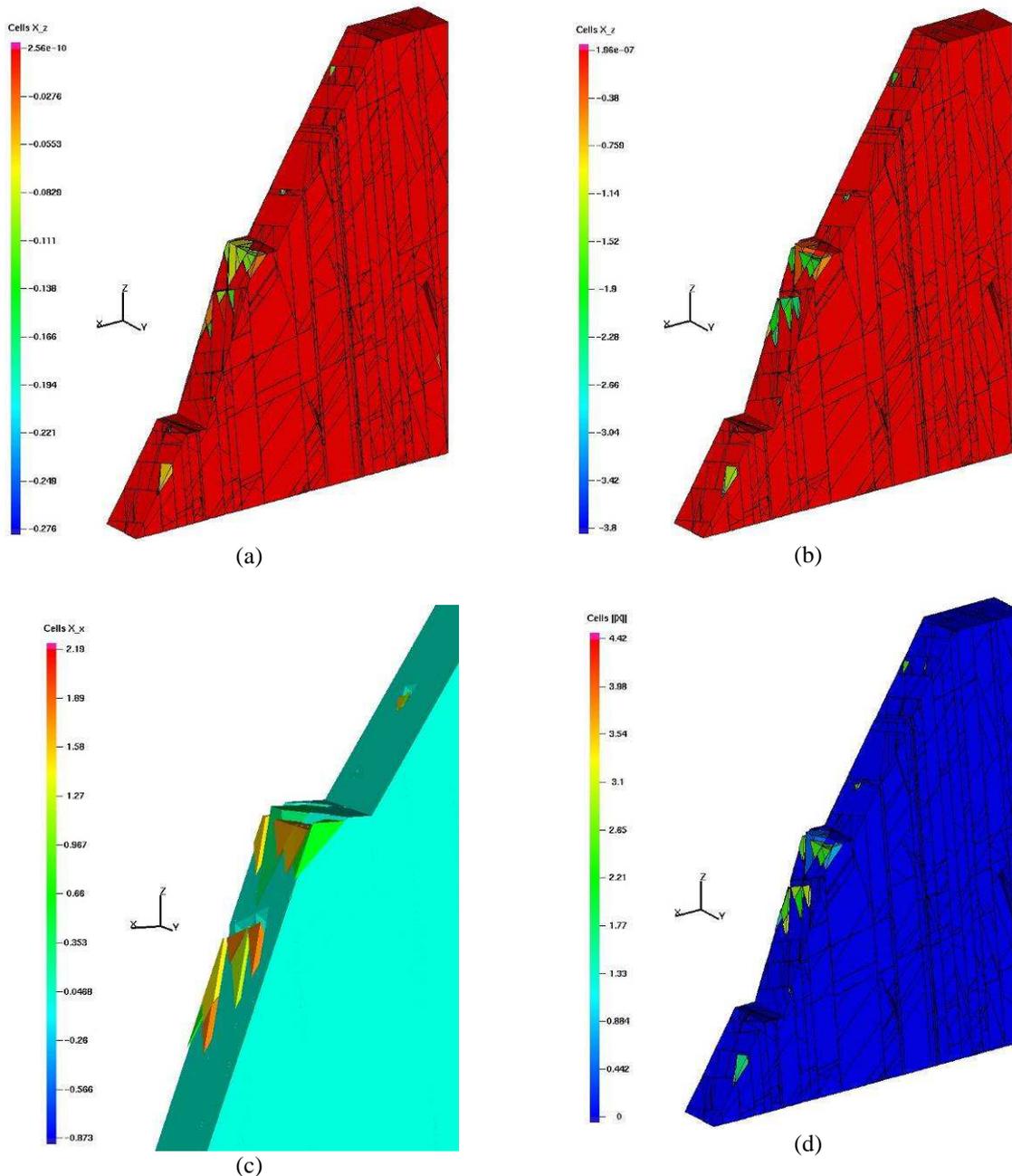


Figure 4.12 Modèle 3D du talus de la carrière de Souraïde, (a, b) deux stades consécutifs pour le déplacement vertical en mètre, (c) image rapprochée sur le deuxième gradin pour mieux montrer les blocs mobiles (déplacement dans la direction x en mètre), (d) distribution de la vitesse résultante en m/s.

L'évolution du nombre de contacts pendant le calcul pour le modèle 3D est présentée sur la Figure 4.13a. Ce graphe montre que, pour un modèle 3D avec 1160 blocs, nous avons à peu près 25000 points de contacts qui peuvent rendre compte de la complexité du calcul en mode 3D. De plus, on peut constater que le nombre de contacts glissants a tendance à rester à peu

près constant après 1 seconde, que les blocs mobiles sont déjà détachés du modèle, et que l'ensemble du reste du modèle reste sans instabilité importante (Figure 4.12d). Le graphe présenté dans la Figure 4.13b montre l'évolution de l'énergie dissipée (en Joules) par la frottement et des éventuels chocs produits entre les blocs. Ce graphe a une tendance ascendante qui est tout à fait normale à cause des glissements des blocs survenant dans le modèle. On constate une forte augmentation après 0.9s qui correspond à une augmentation du nombre de contacts (Figure 4.13a). En raison du fort changement apparaissant dans l'énergie dissipée, il se peut que des chocs se soient produits dans le modèle.

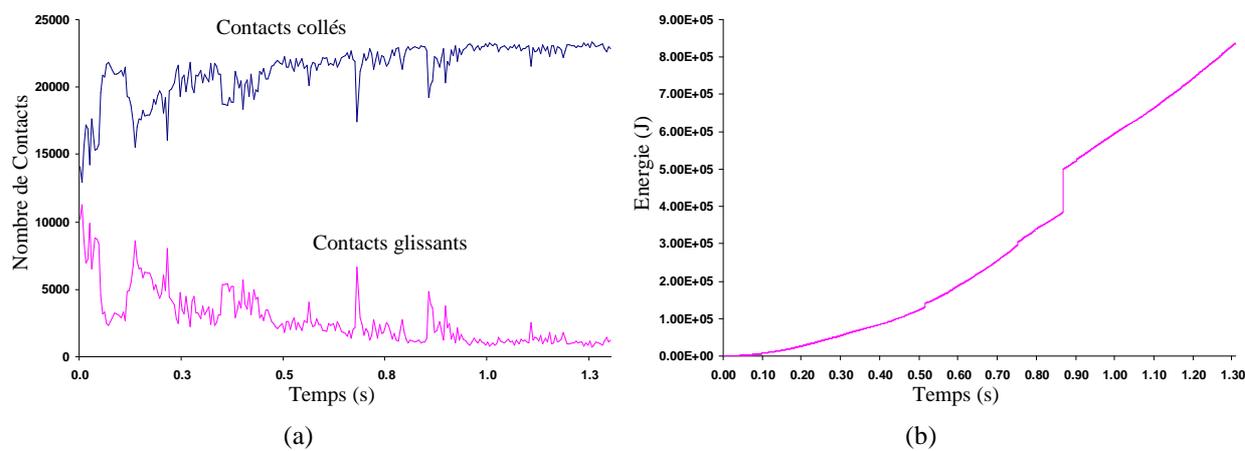


Figure 4.13 (a) Évolution du nombre de contacts glissants et de contact restant collés pendant le calcul, (b) évolution de l'énergie dissipée par le frottement et les chocs entre les blocs pendant le calcul (en J).

Afin d'étudier l'indice de mobilisation dans ce talus qui se définit par l'équation :  $Ind_m = f_t / (f_n \times \mu)$  où  $f_t$  et  $f_n$  sont respectivement les forces tangentielle et normale calculées sur chaque surface de contact, et  $\mu$  désigne le coefficient de frottement qui est égal à 0,7 pour ce modèle. Cet indice varie entre 0 et 1 pour les contacts avec frottement sec. Afin de calculer cet indice, nous avons enregistré les valeurs des forces normale et tangentielle sur chaque point de contact entre les polyèdres et les coordonnées des points de contact. Ensuite, en considérant les différents types de contacts qui peuvent se produire entre deux polyèdres en contact y compris des contacts de type sommet-face, arête-face et face-face, cet indice est calculé séparément. Les graphes sur la Figure 4.14 représentent l'évolution de cet indice pour ces trois types de contact.

La Figure 4.14a montre l'évolution de cet indice pour les contacts de type sommet-face. Le nombre de ce type de contacts dans ce modèle est 431 cas. Ce graphe montre que la fréquence relative de ce type de contact présente une tendance linéaire jusqu'aux indices inférieurs à 0.96, avec une valeur maximale de 5%, et qu'ensuite cette fréquence relative croît fortement.

L'indice de mobilisation pour la plage de variation de 0.98 à 1 montre un fort pourcentage de points de contact, à peu près 30% de la totalité de ce type de contact. Ce fort pourcentage signifie que les contacts sommet-face ont une tendance élevée au glissement. Il faut souligner que ce type de contact représente seulement 7% de l'ensemble des points contacts.

En ce qui concerne le type de contact arête-face avec 272 cas, l'évolution du pourcentage de contact en fonction de la valeur de l'indice de mobilisation est illustrée sur la Figure 4.14b. L'évolution de la fréquence relative pour ce type de contact montre des oscillations avec une tendance linéaire pour une valeur de l'indice inférieure à 0,92. Ensuite, le nombre de contacts ayant un indice plus fort augmente en deux paliers pour arriver jusqu'à 15% des contacts. Ce graphe montre une fonction presque exponentielle. Ce type de contact représente 4% de l'ensemble des contacts détectés dans le modèle.

Le dernier type de contact concerne les contacts face-face, ici détectés par 3 ou 4 points de contact. Nous avons 4827 cas de contact face-face. Pour ce type de contact, nous avons pu calculer l'indice de mobilisation en prenant en compte la résultante des forces normales et tangentielles pour quatre ou trois points de contact détectés. Ensuite l'orientation des surfaces de contact est déterminée. Le graphe illustré sur la Figure 4.14c présente l'évolution de cet indice par rapport à la fréquence relative des plans de contacts. Ce graphe montre deux tendances linéaires avec deux pentes distinctes. La fréquence relative des surfaces ayant comme indice de mobilisation des valeurs inférieures à 0.92 suit une tendance linéaire avec une pente modérée montrant une fréquence relative maximale de 4% ; tandis que cette tendance augmente avec une pente presque verticale pour les valeurs supérieures à 0.92 avec une fréquence relative maximale de 9% pour un indice de mobilisation supérieur à 0,98. Cette fréquence relative reste plus faible par rapport à ce qu'elle est dans les deux autres types de contacts.

Afin de visualiser l'orientation des plans de contact montrant un fort indice de mobilisation, leurs orientations sont calculées à partir des points de contact se situant sur une surface. Ensuite, nous avons présentés leurs pôles, au moyen d'une projection hémisphérique. Les résultats pour deux tranches de l'indice de mobilisation entre 0.96 et 0.98, et au-delà de 0.98, sont présentés sur la Figure 4.15. En observant à ces deux figures, on constate pour chacune, quatre centres de regroupement qui sont exactement en chevauchement avec quatre familles de fracture représentées sur la Figure 4.5. Les Figure 4.15 (a, b) montrent que le nombre maximum des surfaces de contact appartiennent à la famille 1. Les autres centres de regroupement, dans les deux figures, et dans l'ordre du nombre des surfaces, sont associés

respectivement aux familles 3, 2 et 4. De cette façon, nous pouvons déterminer les familles de fractures engendrant le plus de mobilisation et d'instabilité dans le modèle. La Figure 4.16a présente le nombre total des plans de contacts pour toutes les familles de fractures. En vérifiant l'orientation des surfaces de contact pour plusieurs seuils de l'indice de mobilisation (par exemple pour un seuil de 0.9 représenté sur la Figure 4.16b), on constate que la participation des familles de fractures dans l'instabilité du modèle est, par ordre d'importance, le suivant : familles 3, 2, 1, 4, 5 et 6. Cet ordre est obtenu en rapportant le nombre de contacts pour chaque famille (Figure 4.16b) au nombre total de contacts appartenant à cette famille (Figure 4.16a).

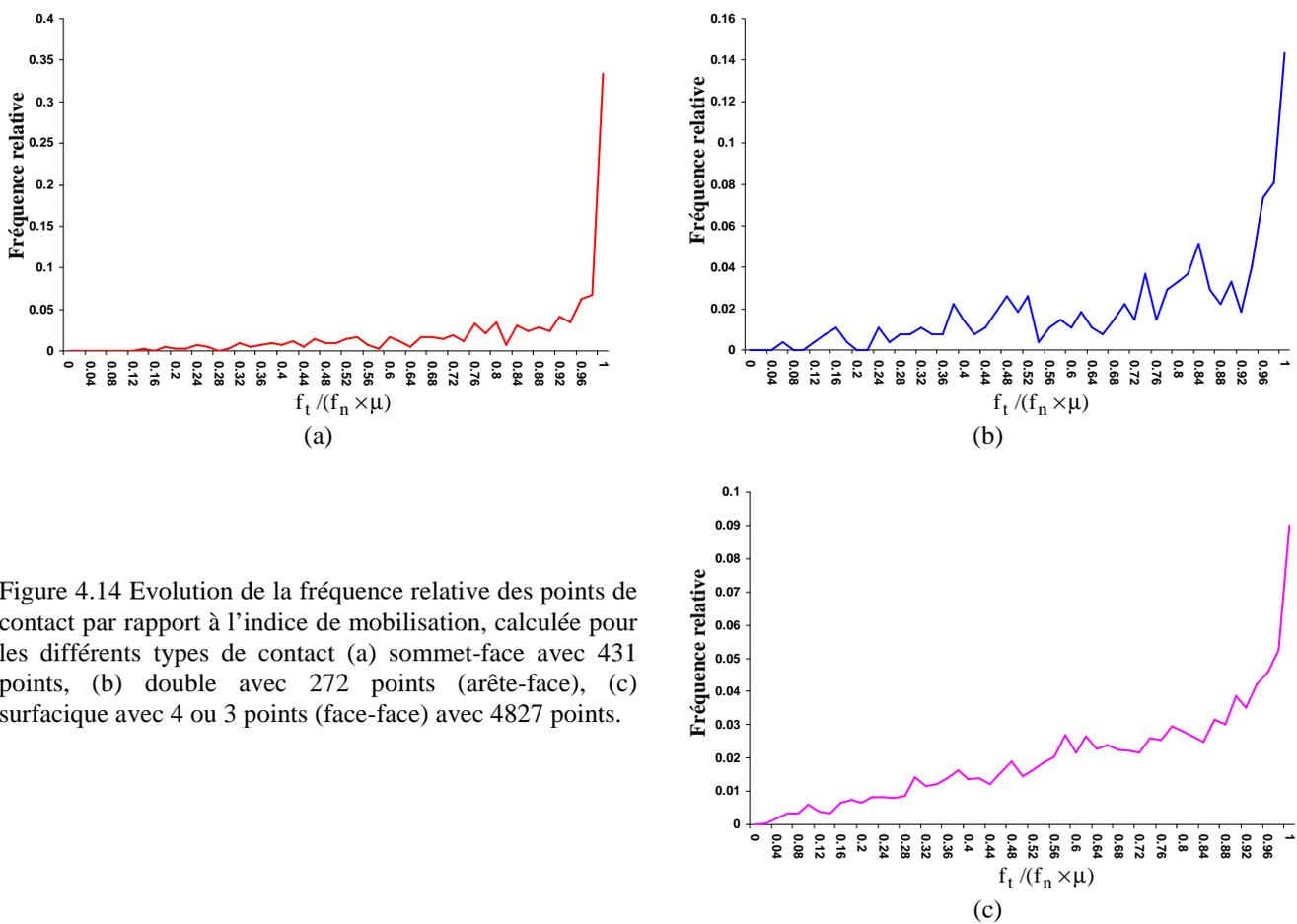


Figure 4.14 Evolution de la fréquence relative des points de contact par rapport à l'indice de mobilisation, calculée pour les différents types de contact (a) sommet-face avec 431 points, (b) double avec 272 points (arête-face), (c) surfacique avec 4 ou 3 points (face-face) avec 4827 points.

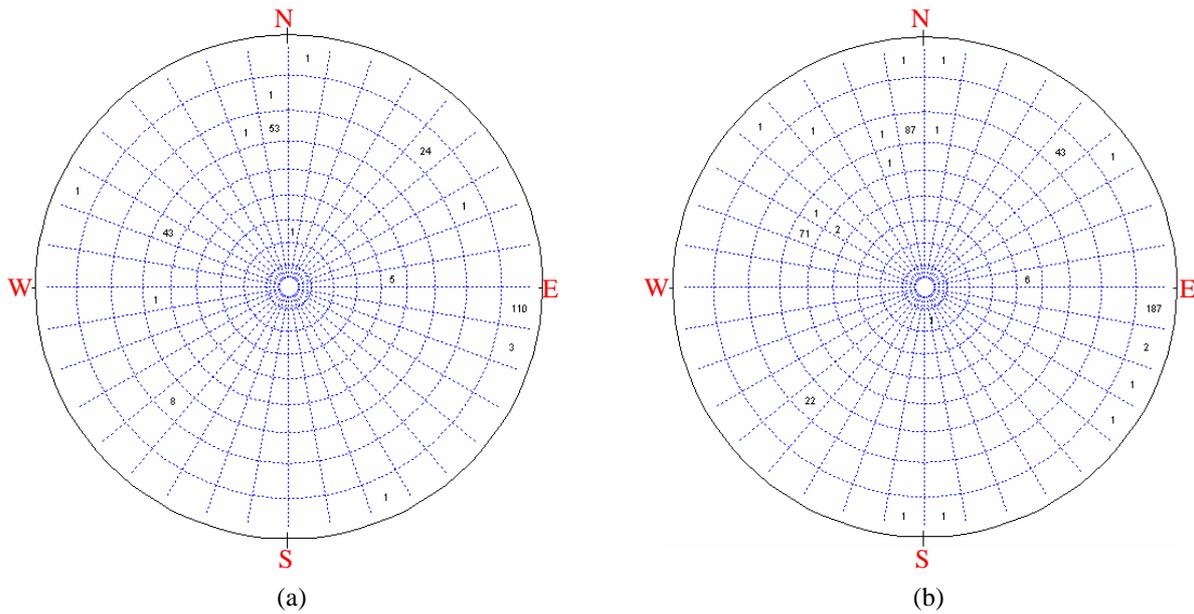


Figure 4.15 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure, (a) plans dont l'indice de mobilisation est compris entre 0.96 et 0.98, (b) plans dont l'indice de mobilisation est supérieur à 0.98.

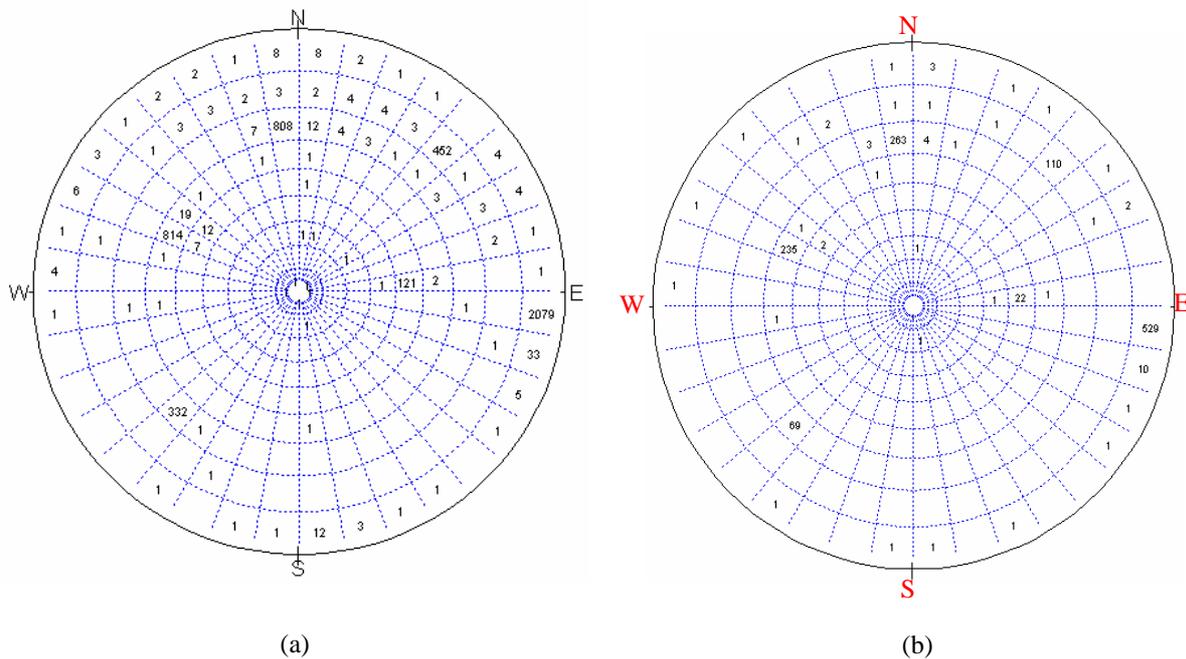


Figure 4.16 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure (a) pour tous les contacts face-face, (b) pour les contacts ayant des valeurs de l'indice de mobilisation supérieures à 0.9.

Finalement, pour montrer l'importance de l'orientation des systèmes de fractures et du positionnement de la coupe de modèle, nous avons effectué un autre modèle 3D dans la direction N315°, soit avec une différence d'orientation par rapport au Nord de 45°, par rapport au modèle précédent et en conservant les mêmes valeurs de hauteur et d'épaisseur.

Nous avons intégré les six familles dans ce modèle selon la même procédure. Le modèle comporte 1769 blocs. Les résultats obtenus pour ce modèle en 3D sont représentés dans la Figure 4.17. Le modèle montre une stabilité parfaite sans aucun bloc instable, ce qui prouve l'importance du positionnement spatial des fractures par rapport aux surfaces libres. Dans la pratique minière, la démarche inverse consiste généralement à rechercher une orientation optimale des fronts de fosse, sous diverses contraintes liées au foncier, ou aux reconnaissances des différentes qualités du matériau présent dans le gisement. En déplacement seulement de  $45^\circ$  l'orientation du talus, on obtient un talus stable. En pivotant de  $45^\circ$  la coupe, on élimine l'influence négative de la famille 5 sur la stabilité du deuxième gradin notamment, et également de la famille 1 qui joue un rôle très important dans la délimitation des blocs potentiellement instables.

Comme nous l'avons vu pour cette carrière, une étude complète de la fracturation et de ses corrélations spatiales avec la géométrie des talus nous permet de déterminer des pentes adaptées pour différentes parties de la carrière, de sorte que la stabilité et le rendement de l'exploitation soient assurés. Les études, telles que celle-là, sont indispensables pour chaque carrière en développement mais, à chaque étape du projet, il faut que de nouvelles mesures de la fracturation soient effectuées et les modèles mis à jour.

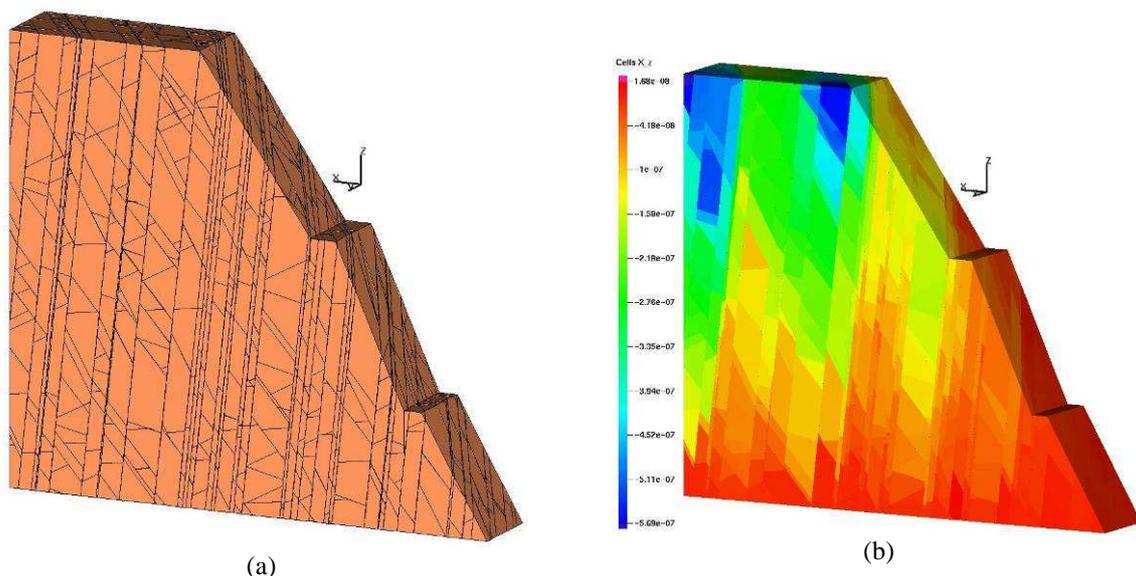


Figure 4.17 (a) Modèle stochastique 3D ayant 1769 blocs engendrés pour le côté nord-est, avec ouverture de la fosse en direction du sud-ouest (coupe N315), (b) déplacement vertical des blocs après 2 secondes de calcul.

## 4.4. Déviation d’Ax-les-Thermes

### 4.4.1. Contexte

Ax-les-Thermes est situé à environ 130 km au sud de Toulouse, à seulement 30 km de la frontière entre la France et la Principauté d'Andorre, dans la zone primaire axiale des Pyrénées françaises [21]. La déviation d'Ax-les-Thermes a été déclarée d'utilité publique en décembre 2000. La création d'une route express à 2 voies de 5,6 km comprenant un créneau de dépassement à 2x2 voies sur 1,3 km. Cette opération s'inscrit dans l'aménagement global de la RN 20 entre Pamiers et Ax-les-Thermes (Figure 4.18). L'opération est programmée pour fin 2010.

Dans le cadre de ce projet, une série d'études de la stabilité de parois routières est effectuée. Dans la première étape, l'analyse des discontinuités a été réalisée à partir des relevés de diaclases sur le terrain. Les diaclases ont été reportées sur un stéréogramme de Schmidt en hémisphère supérieur et représentées suivant la norme AFTES [22].

Quatre familles principales de diaclases sont distinguées à partir de l'analyse des stéréogrammes de la Figure 4.19 a. Les diaclases moyennes ont été reportées dans le Tableau 4-2. Afin d'appréhender le danger potentiel que peuvent représenter ces discontinuités, il faut les comparer avec l'orientation des talus du déblai (Figure 4.19 b). Les pentes des talus sont proposées à partir de l'étude du tracé routier, de la topographie, de la structure du déblai et des discontinuités observées (Figure 4.20). Comme on peut le constater, la famille 1 représente un danger potentiel pour le talus amont et on se retrouve à peu près dans les mêmes conditions pour la famille 3, dans le cas du talus aval. Les explications complètes sur la procédure de mesure des discontinuités et la géologie détaillée des massifs rocheux coupés par cette déviation peuvent être trouvées dans [21,22]. La modélisation de la stabilité de la paroi dans cette étude sera concentrée sur le talus amont.

Tableau 4-2 Orientation moyenne des quatre familles principales des discontinuités mesurées et leur espacement moyen [22].

Famille	Valeurs moyennes	Point moyen	Espacement
F1	(358-50) – (30-80)	(24-58)	1 à 4 mètres
F2	[(72-126) – (58-88)]	(99-71)	1 à 5 mètres
F3	(144-215) – (30-72)	(169-48)	1 à 4 mètres
F4	(238-302) – (50-85)	(274-69)	2 à 6 mètres

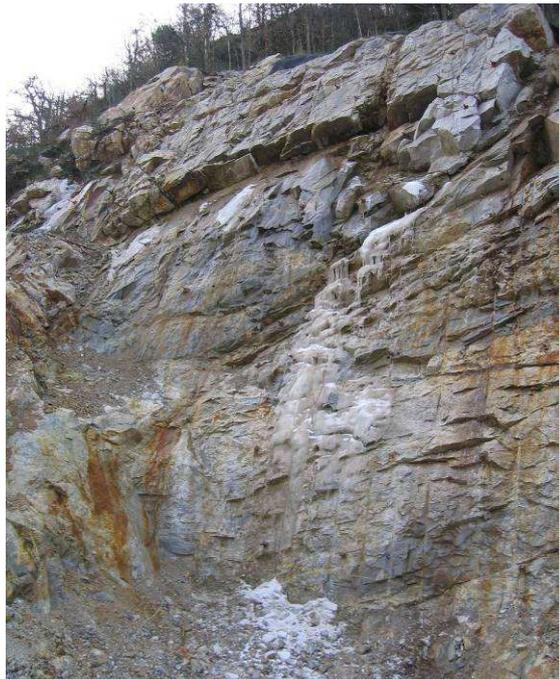


Figure 4.18 Photo de l'aménagement effectué dans le cadre du projet de la déviation d'Ax-les-Thermes.

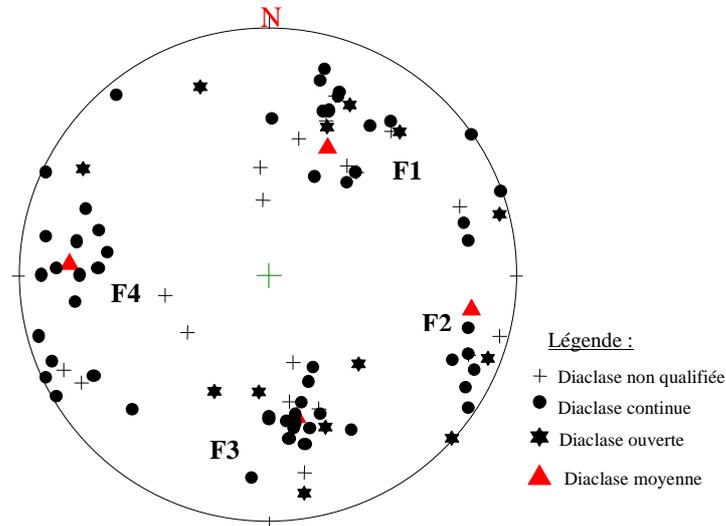
En ce qui concerne le talus amont, les reconnaissances effectuées ont permis de savoir que sous une couche d'éboulis peu importante (2 à 4 mètres en général) mais localement plus épaisse, affleure un massif de migmatite. La pente moyenne des versants rocheux est de l'ordre de 45-50 degrés, celles des placages d'éboulis et des matériaux fluvio-glaciaires colonisés par la végétation arbustive varient de 26 à 33 degrés. Ainsi, étant donné la grande profondeur du déblai et les fortes pentes du versant, les talus doivent être raidis au maximum afin de diminuer l'emprise du projet et le volume des terres mis en jeu. La pente du talus peut donc être de l'ordre de 1/4 (76 degrés) dans l'ensemble du massif rocheux. Cette pente nécessite la mise en place de confortements.

#### **4.4.2. Analyse de la stabilité du talus amont de la déviation d'Ax-les-Thermes**

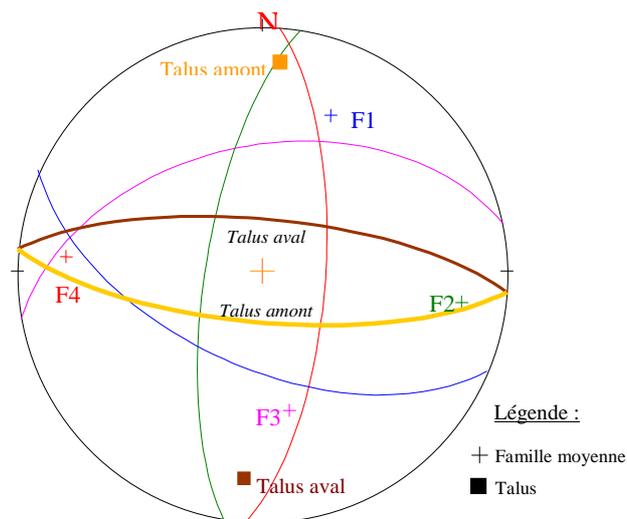
Pour étudier la stabilité de ce talus, nous avons effectué la modélisation pour quatre géométries différentes engendrées d'une manière stochastique, selon les paramètres fournis aux codes décrits dans les Tableaux 4-3 et 4-4.

Le modèle I est un modèle engendré par la méthode hiérarchique, en utilisant les paramètres présentés dans le Tableau 4-3. Les valeurs de la tolérance pour l'orientation sont obtenues à partir de la Figure 4.19. La valeur de persistance est considérée de 50% ici, parce qu'on n'avait pas à disposition les données précises de mesures de la taille des fractures. Il faut noter

que cette valeur peut être ajustée par une procédure de tâtonnement (essai/erreur) en vérifiant les tailles de fractures obtenues sur le modèle par rapport à celles éventuellement repérables sur site.



(a)



(b)

Figure 4.19 (a) Représentation stéréographique polaire des discontinuités et des familles principales (canevas de Schmidt), (b) Représentation stéréographique des quatre familles principales de discontinuités et des talus [22].

Les trois autres modèles sont engendrés en suivant une procédure aléatoire. Les paramètres utilisés dans ces trois modèles sont présentés dans le Tableau 4-4. Nous présentons ci-dessous les résultats obtenus à partir des quatre modèles tridimensionnels.

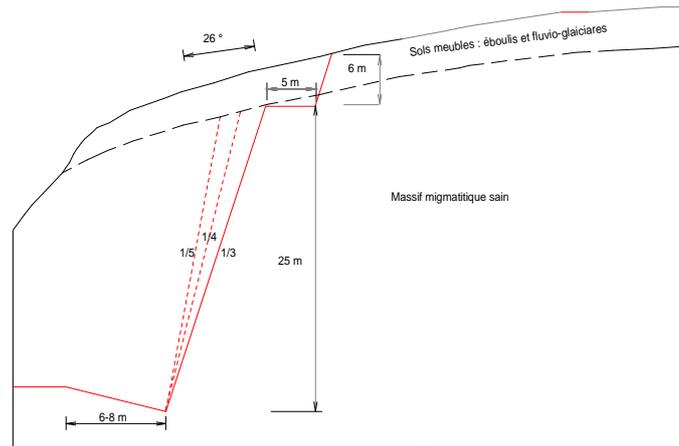


Figure 4.20 Géométrie utilisée dans cette étude pour le talus amont [22].

Tableau 4-3 Valeurs des paramètres utilisées pour la génération du modèle I d’Ax-les-Thermes.

Famille	Seuil de volume (m <sup>3</sup> )	Persistence (%)	Tolérance de direction (degré)	Tolérance de pendage (degré)
1	25	50	20	20
2	10	50	20	10
3	5	50	15	15
4	1	50	30	15

Tableau 4-4 Valeurs des paramètres utilisés dans les trois modèles engendrés selon la méthode aléatoire.

Modèle	Seuil de volume (m <sup>3</sup> )	Persistence (%)	Tolérance de direction (degré)	Tolérance de pendage(v)
II	0.5	75	20	15
III	1	75	20	15
IV	1	100	20	15

La Figure 4.21 montre la vitesse verticale observée pour le modèle I. Nous pouvons voir dans cette figure (comme cela pouvait être anticipé) que la famille 1, à fort pendage vers la surface libre, provoque de grandes instabilités. Puisque cette famille a été intégrée dans le modèle comme première famille, des groupes de blocs qui glisseront sur son plan sont obtenus. Cette famille est la première responsable des déplacements de blocs pour ce talus, comme on peut l’observer sur la Figure 4.18, qui présente la surface engendrée par cette famille.

Au moyen de ce modèle, nous pouvons visualiser le risque lié à la famille 1, si elle est la première famille à « découper » le talus. Elle peut, alors, être la cause de l’effondrement total du talus. Etant donné le volume considérable des blocs mobiles dans ce cas, l’implantation de boulons d’une manière homogène, en profondeur, et avec une fréquence relative capable de

résister à la charge des blocs amovibles semble nécessaire. Dans ce cas, il faut que les longueurs des boulons dépassent le premier plan de fracture à l'intérieur du massif, et qu'ils soient suffisamment ancrés dans le massif. Cette famille représente, en tout cas, un danger permanent pour le talus amont. Etant données les conditions météorologiques de cette région montagneuse, notamment, en hiver, la possibilité de gel de longue durée en profondeur, une étude particulière supplémentaire semble nécessaire.

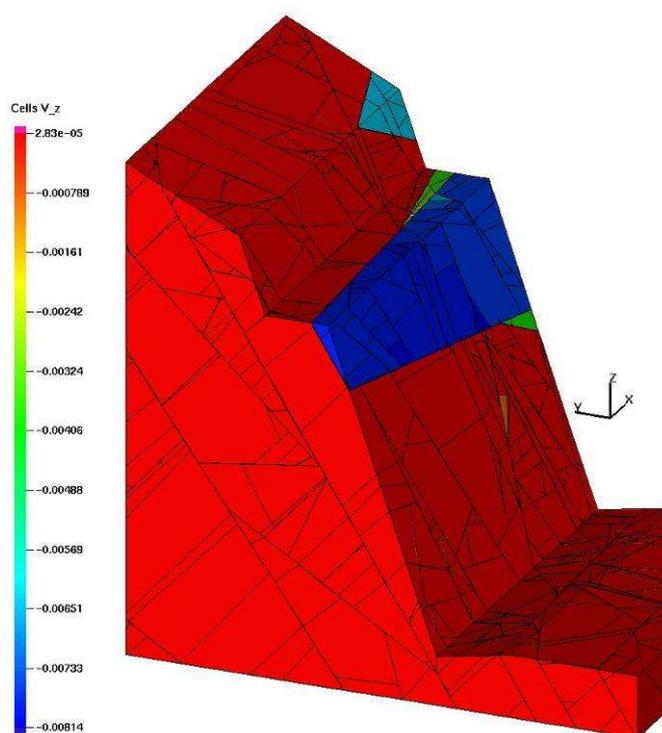


Figure 4.21 Modèle I pour le talus amont d'Ax-les-Thermes, représentation de la vitesse verticale des blocs (en m/s).

Le deuxième modèle est engendré en intégrant les fractures selon une procédure aléatoire qui ne privilégie aucune famille par rapport aux autres. Cette technique peut être utilisée lorsqu'on n'a pas assez d'information sur la hiérarchie des familles. Les paramètres utilisés pour ce modèle sont présentés dans le Tableau 4-4. Dans ce modèle, comme pour le modèle I, la famille de fractures qui génère le plus d'instabilité de blocs est la famille 1. On peut cependant constater la présence de certains blocs déplaçables, en forme de dièdres engendrés par les familles 2 et 4, qui glissent sur l'arête, constituant l'intersection de ces deux familles. Le problème majeur reste encore la famille 1 qui peut déclencher l'effondrement massif du talus (Figure 4.22). Il faut remarquer que, dans ce modèle, nous avons pris en compte une persistance identique de 75% pour toutes les familles, mais en fixant le seuil de volume minimal de bloc à  $0.5 \text{ m}^3$ .

Les paramètres utilisés pour la génération du modèle III sont présentés dans le Tableau 4-4. Puisqu'on utilise une procédure stochastique, nous nous attendons, au sein du massif, à l'obtention d'un réseau de fractures différent de celui des modèles précédents. La Figure 4.23 montre les résultats obtenus pour ce modèle. Comme on peut le voir sur la Figure 4.23a, il y a deux systèmes de glissement qui se produisent. Un qui survient sur le plan de la famille 1, comme dans les deux modèles précédents, mais aussi un nouveau mode de glissement qui résulte des familles 2 et 4. Ces dernières créent des dièdres glissants sur l'intersection des deux plans de chaque famille. Le volume des blocs amovibles, dans ce modèle par rapport aux deux modèles précédents, a fortement diminué.

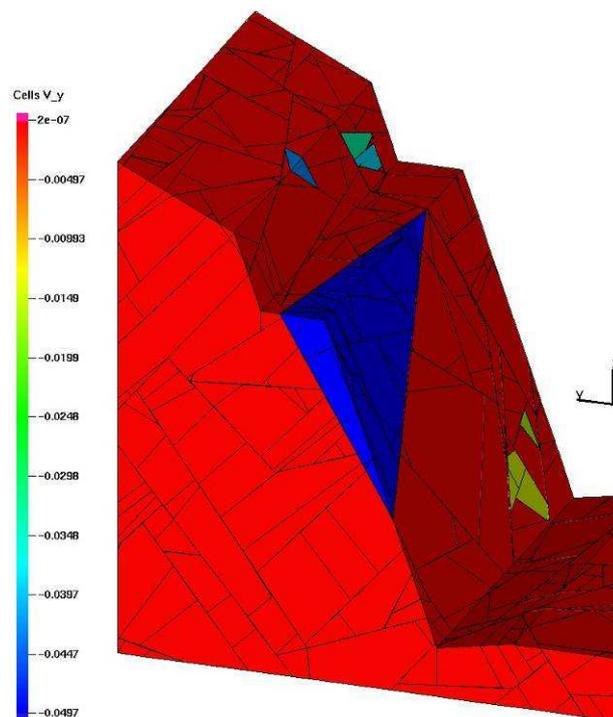


Figure 4.22 Modèle II pour le talus amont d'Ax-les-Thermes : vitesse horizontale des différents blocs dans la direction Y (en m/s).

La Figure 4.23b montre une vue rapprochée de la partie glissant sur le plan de la famille 1. L'évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul est montrée dans le graphe de la Figure 4.23c. Dans ce modèle nous avons presque 17000 points de contacts. La Figure 4.23d montre l'évolution croissante de l'énergie dissipée dans le modèle pendant le calcul, du fait des frottements et des chocs survenus entre les blocs.

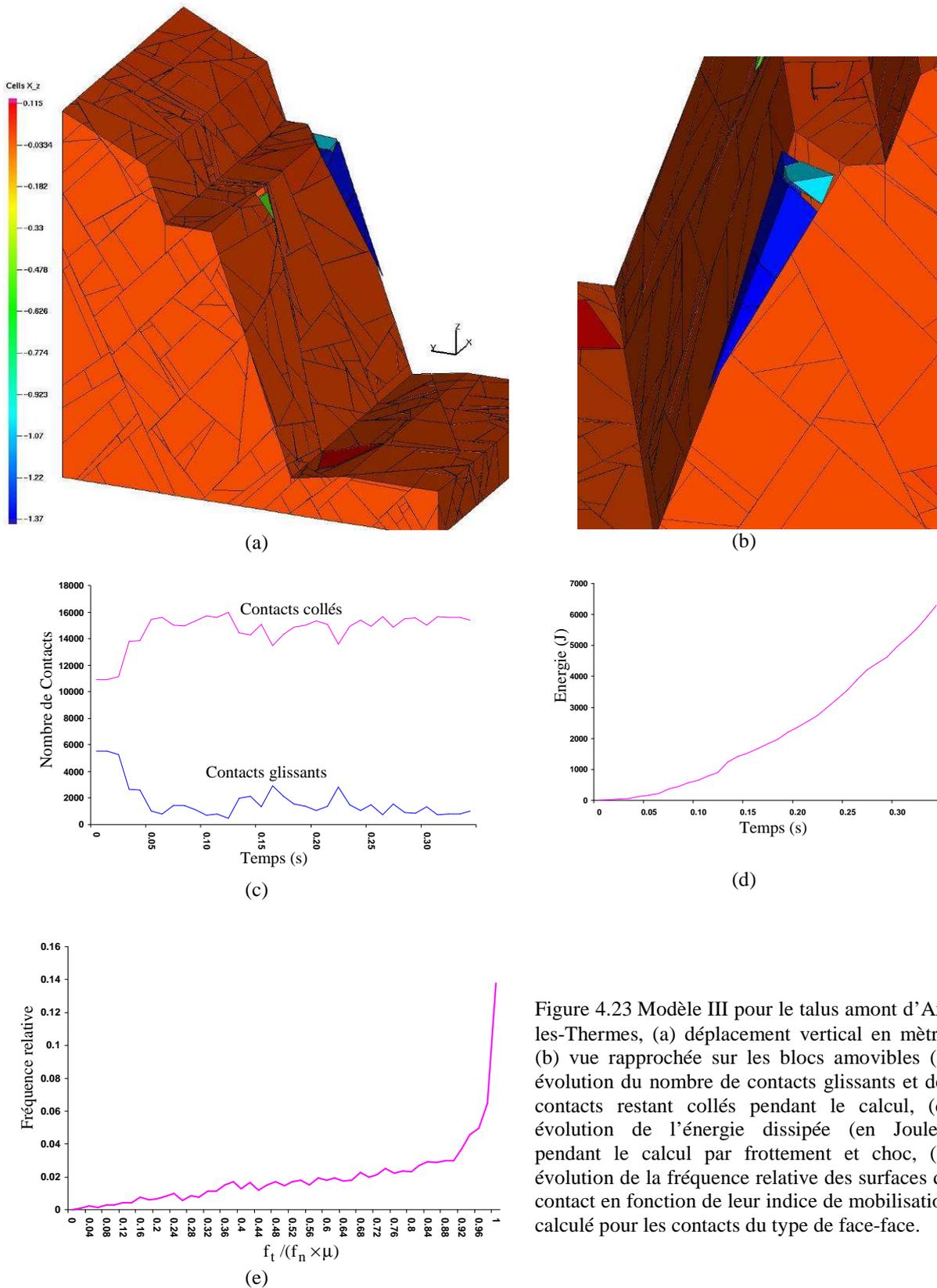


Figure 4.23 Modèle III pour le talus amont d'Axles-Thermes, (a) déplacement vertical en mètre, (b) vue rapprochée sur les blocs amovibles (c) évolution du nombre de contacts glissants et des contacts restant collés pendant le calcul, (d) évolution de l'énergie dissipée (en Joules) pendant le calcul par frottement et choc, (e) évolution de la fréquence relative des surfaces de contact en fonction de leur indice de mobilisation calculé pour les contacts du type de face-face.

Nous avons calculé l'indice de mobilisation pour ce talus séparément pour trois types de contact. L'évolution de la fréquence relative des surfaces de contact de type face-face, en fonction de leur indice de mobilisation, est présentée dans la Figure 4.23 e. Dans ce modèle, le nombre de contacts de type de face-face est 3659, ce qui représente 97% des contacts. Puisque le nombre des contacts pour les deux autres types de contact est faible, on se limite à l'interprétation du graphe pour les contacts de type face-face.

Le graphe (Figure 4.23 e) montre deux phases linéaires pour la variation de la fréquence relative des plans de contact en fonction de l'indice de mobilisation. La fréquence relative des plans ayant un indice de mobilisation inférieur à 0,9 augmente, en fonction de l'indice de mobilisation avec une pente modérée. Ensuite cette fréquence relative connaît une augmentation forte pour les plans dont l'indice de mobilisation est supérieur à 0,9. La fréquence relative des plans ayant un indice de mobilisation supérieur à 0,98 atteint 14 % des contacts surfaciques.

Afin de visualiser l'orientation des plans de contact en fonction de leur indice de mobilisation en choisissant différents seuils, nous avons projeté leur pôle dans une projection hémisphérique supérieure. La Figure 4.24 présente la répartition des plans pour deux seuils de 0,85 et 0,95. Les plans de contact dont l'indice de mobilisation est supérieur à 0,85 représentent 40% des contacts surfaciques (Figure 4.24a). Ces surfaces, orientées comme les plans appartenant à la famille 4 (voir la Figure 4.19), sont plus nombreuses que celles rattachées aux trois autres familles. En ordre décroissant, en nombre, pour ce seuil d'indice de mobilisation, nous obtenons les familles de fractures 4, 1, 3 et 2 (Figure 4.24a).

La projection des plans dont l'indice de mobilisation est supérieur à 0,95 est illustrée sur la Figure 4.24b. Ces plans représentent 23% des contacts surfaciques avec 841 cas. Pour ce seuil également, nous constatons le même ordre décroissant des familles de fractures, avec une représentation accentuée des familles 4 et 1. Ces projections montrent clairement l'influence importante des familles 4 et 1 dans l'instabilité des blocs rocheux du modèle.

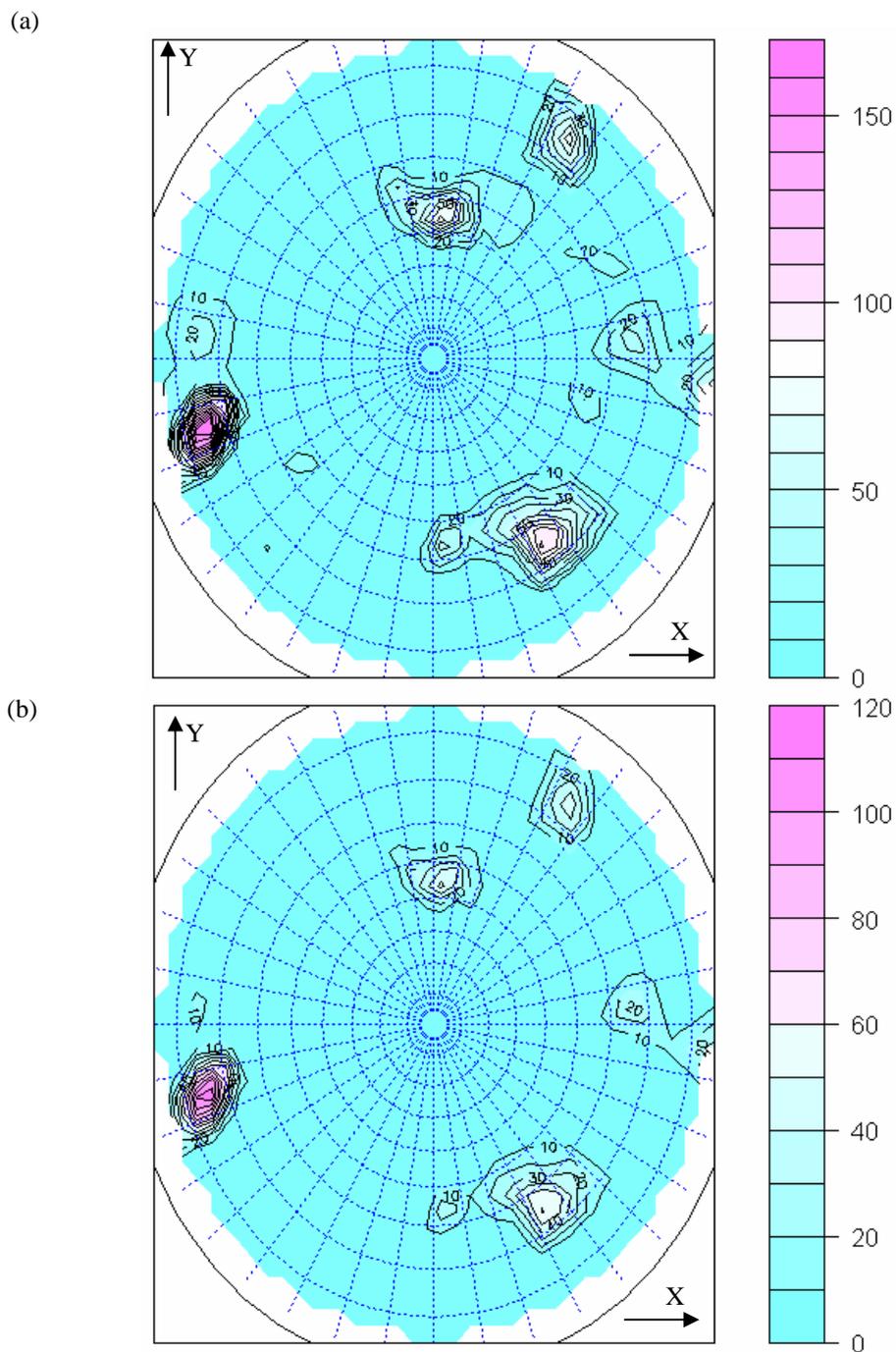


Figure 4.24 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure (orientation par rapport aux axes montrés sur la Figure 4.23a), (a) plans d'indice de mobilisation supérieur 0,85, (b) plans d'indice de mobilisation supérieur à 0,95.

Le quatrième modèle est engendré en considérant le talus dans le cas le plus fracturé. Pour cela nous avons mis le paramètre de persistance égal à 100 % et le seul paramètre contraignant dans le modèle est le seuil de volume de bloc qui est considéré ici égal à  $1\text{m}^3$ . Dans un premier temps, on peut penser qu'un modèle avec des fractures ayant une persistance de 100%, qui produit un massif plus fracturé, doit être plus instable que les modèles

précédents. Or, c'est l'inverse qui est observé, le modèle IV avec le même coefficient de frottement et les mêmes conditions aux limites que précédemment, montre une meilleure stabilité d'ensemble avec moins de blocs instables. Dans ce modèle nous n'avons que trois blocs qui se détachent du talus. En examinant la géométrie de ces blocs instables, on constate la présence de la famille 1 qui crée en combinaison avec la surface libre et les familles 2 et 4 les polyèdres qui glissent, dans tous les trois cas, sur le plan appartenant à la famille 1.

L'évolution du nombre de contacts pendant 2 secondes de calcul est présentée sur la Figure 4.25c, qui montre un nombre important des points glissants au début du calcul. Ce nombre se stabilise au cours de calcul. Le nombre de contacts glissants reste lui aussi sans variation élevée jusqu'à la fin de deuxième seconde.

L'évolution de la fréquence relative des plans de contact (type face-face) en fonction de l'indice de mobilisation pour ce modèle est présentée sur la Figure 4.25d. Ce graphe montre que les plans peuvent être divisés en deux catégories en fonction de leur indice de mobilisation. La fréquence relative des plans en fonction de l'indice de mobilisation montre deux comportements linéaires. Elle présente une augmentation linéaire avec une pente modérée jusqu'à la valeur de 0,9 d'indice de mobilisation, ensuite elle croît de façon nettement plus marquée.

Pour positionner les plans par rapport à leur indice de mobilisation, les orientations des plans sont projetées sur un canevas hémisphérique supérieur considérant l'orientation des pôles des plans. L'orientation des pôles est présentée pour deux seuils de 0,85 et 0,95 sur la Figure 4.26. La Figure 4.26a montre la répartition des plans d'indice de mobilisation supérieur à 0,85, qui comporte 4703 plans avec 40% de contacts surfaciques (le nombre des contacts surfaciques pour le modèle IV est de 11649 contacts). Les plans appartenant à la famille 4 comme c'est le cas pour le modèle III sont plus présents que ceux des trois autres familles. Après ceux la famille 4, en nombre, et en ordre décroissant, nous obtenons les plans des familles 1, 2, et 3. La répartition de l'orientation des plans pour le seuil de 0,95 est présentée sur la Figure 4.26b, pour ce seuil nous avons 2231 plans qui représentent 19% de la totalité des contacts surfaciques. Les familles de fractures en ordre décroissant, sur le nombre, pour ce seuil d'indice de mobilisation, sont respectivement les familles 4, 1, 3 et 2, avec une sur représentation importante pour la famille 4. Par conséquent, nous pouvons conclure que la famille 4 joue un rôle déterminant dans l'instabilité du modèle IV, comme observé dans le modèle III.

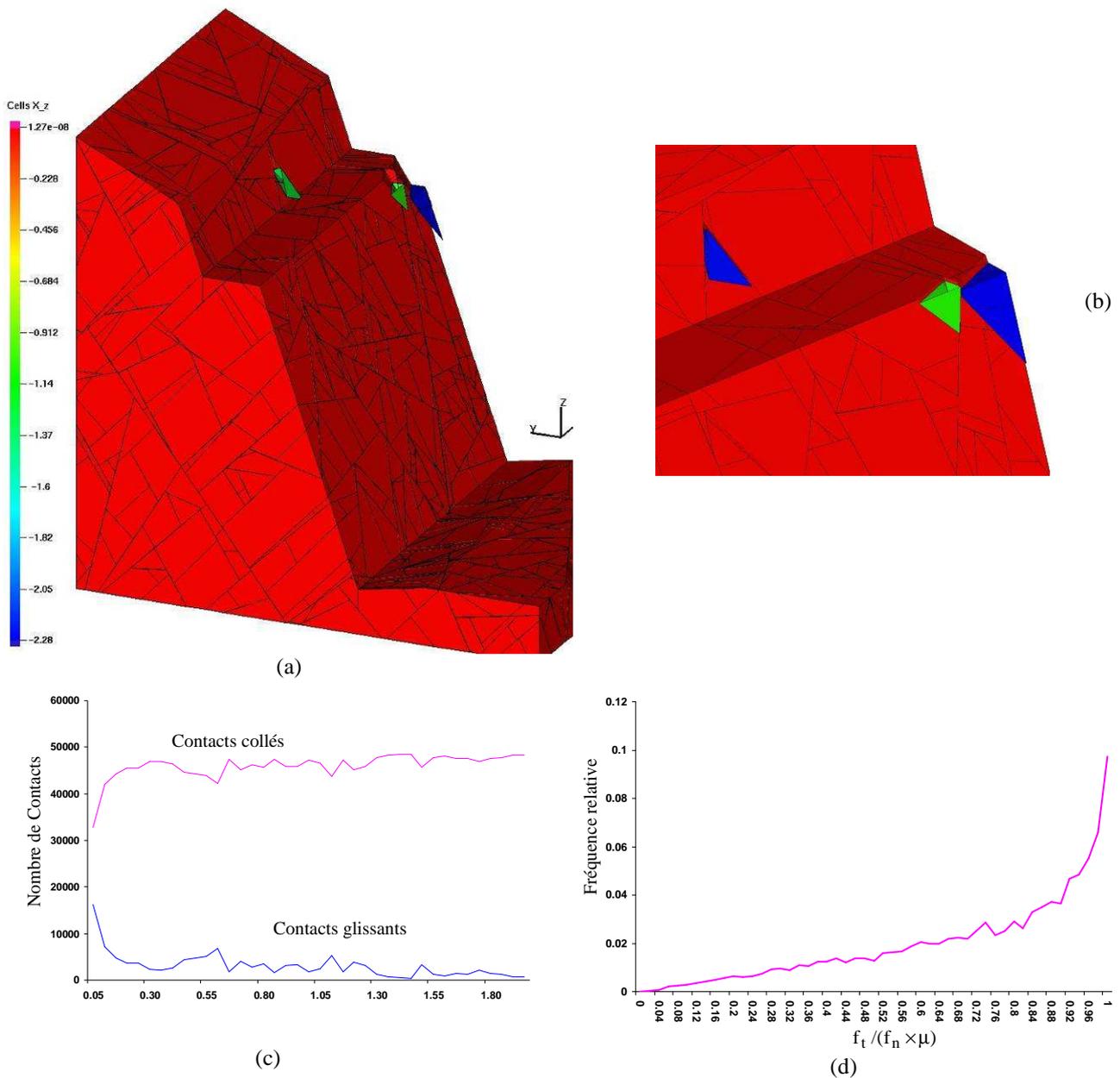


Figure 4.25 Modèle IV pour le talus amont d’Ax-les-Thermes, (a) déplacement vertical en mètre, (b) vue rapprochée sur trois blocs amovibles, (c) évolution du nombre de contacts glissants et de contacts restant collés pendant le calcul, (d) histogramme de la fréquence relative de l’indice de mobilisation.

Nous avons étudié les conditions de la stabilité du talus amont de l’Esquiroulet, au moyen de 4 modèles numériques différents, et évalué les influences de différentes possibilités de conditionnement spatial des systèmes de fracturation. Ce type d’étude peut être effectué en deux phases. Dans première étape, on peut étudier la stabilité des talus par une méthode qui nécessite moins de temps de calcul comme la méthode d’analyse de l’équilibre limite. Ensuite pour les modèles qui donnent les résultats douteux et/ou inquiétants, on peut réaliser une modélisation complémentaire, telle qu’elle a été décrite, en utilisant la méthode NSCD. Dans

tous les cas, puisqu'on utilise les modèles stochastiques pour étudier la stabilité d'un talus rocheux, il nous paraît nécessaire de réaliser plusieurs modèles pour converger vers une conception des travaux à réaliser, ayant un sens statistique, et qui soit raisonné.

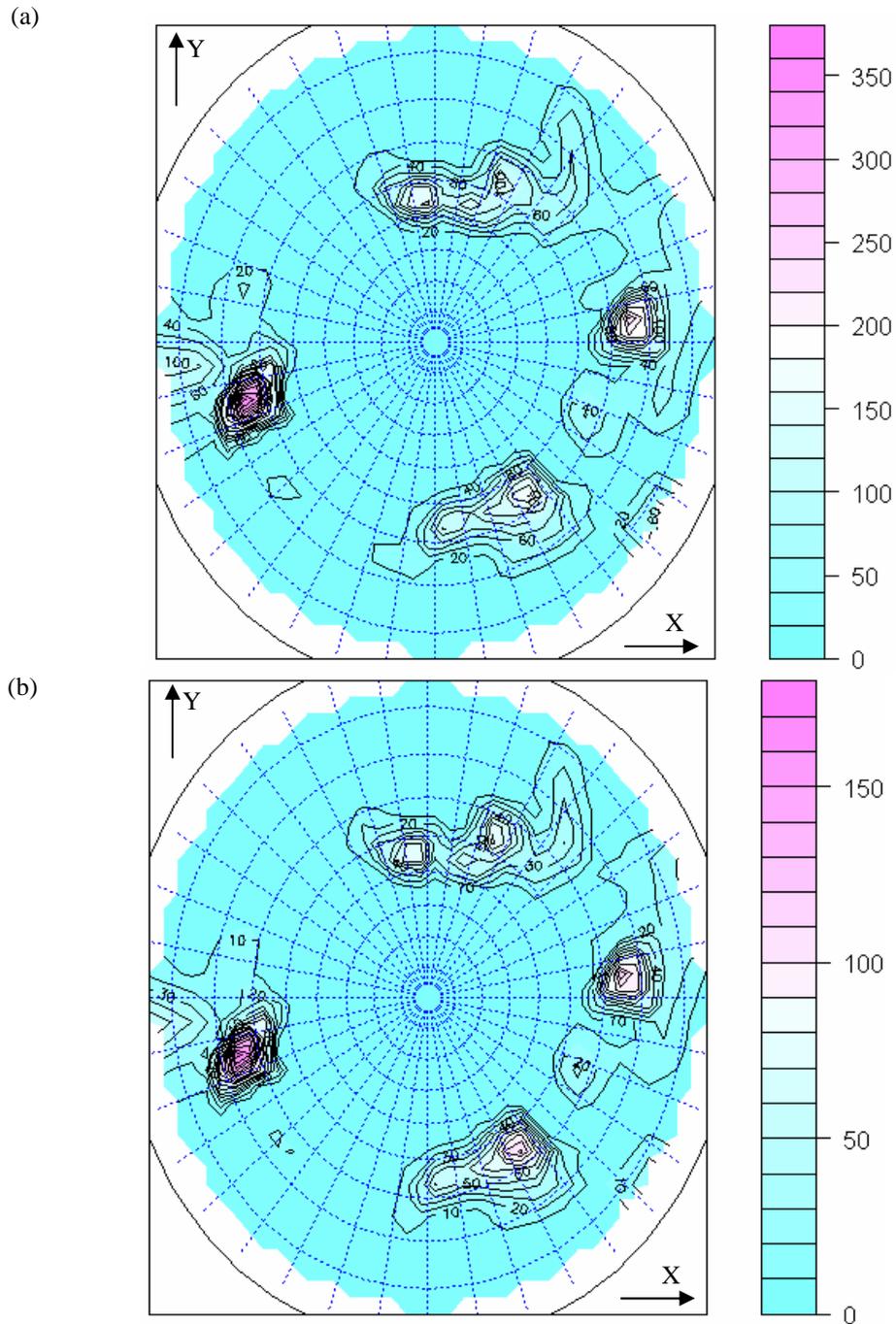


Figure 4.26 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure (orientation par rapport aux axes montrés sur la Figure 4.25a), (a) plans d'indice de mobilisation supérieur à 0.85, (b) plans d'indice de mobilisation supérieur à 0.95.

Les résultats obtenus pour ces quatre modèles ont montré le rôle important des fractures appartenant à la famille 1 dans l'instabilité du talus. Les rôles des plans rattachés aux familles 2 et 4 dans l'obtention de blocs instables en forme de dièdre ont été révélés. La famille 4 a une influence très importante dans l'instabilité des modèles III et IV.

Le dernier modèle tend à montrer que la stabilité de talus à densité de fracturation non hiérarchisée très élevée peut être plus facilement assurée que celle de talus coupés par une fracturation majeure, capable d'engendrer l'effondrement complet du talus. Pour mieux comprendre la distribution spatiale des fractures dans ce talus, nous proposons une étude complémentaire pour mesurer les orientations et les tailles des traces de fractures affleurantes, afin d'obtenir une détermination de la hiérarchie des fractures au sein du massif. C'est aspect de hiérarchisation nous apparaît comme un des paramètres principaux dans la génération de la géométrie des modèles et nous avons montré qu'il est un facteur déterminant pour la stabilité des talus rocheux, dont l'excavation est simulée dans les modèles.

#### 4.5. Talus rocheux du Pallat

Dans le cadre d'un aménagement de la route nationale 116 entre Prades et Mont-Louis, un certain nombre d'aménagements de sécurité est prévu, dont la réalisation de créneaux de dépassement. Le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse a conduit une reconnaissance détaillée du créneau du Pallat (600 mètres) et plus particulièrement des conditions de réalisation des talus rocheux [23]. Les explications détaillées relatives à ce projet ont déjà été présentées dans le premier chapitre.

Les modélisations seront faites à partir de la géométrie engendrée pour ce talus, et présentée dans le premier chapitre, en intégrant quatre familles de fractures (Figure 4.27). L'objectif de cette section, en plus de l'estimation de la stabilité du talus, est de montrer l'importance d'une modélisation réalisée en trois dimensions. Comme dans le cas de la carrière de Souraïde, nous comparerons les différences observées entre les résultats des modèles 2D et 3D. La géométrie du talus représente un état possible de la pente rocheuse après l'aménagement projeté, qui n'est pas encore réalisé.

Le talus, d'une hauteur de 100m et d'une épaisseur de 30m, est orienté vers le sud (Figure 4.27a). Les joints sont inclus dans le modèle selon un ordre hiérarchique (familles 4, 3, 2, 1), et le modèle est engendré en utilisant les valeurs de tolérance calculées pour l'orientation et le pendage de chaque famille. Le modèle 3D comporte 2772 blocs avec une distribution de volume présentée sur la Figure 4.27b. Dans ce modèle nous avons pris en compte un seuil de  $1\text{m}^3$  pour le volume minimal. Une coupe 2D est faite sur le modèle 3D qui comprend 498 blocs (Figure 4.27c) dont la distribution des surfaces varie entre  $0,02\text{ m}^2$  et  $330\text{ m}^2$  (Figure 4.27d). Nous avons considéré dans ces modèles, en 2D et 3D, seulement des éléments rigides. Les résultats obtenus pour la modélisation 2D sont présentés sur la Figure 4.28. Pour le modèle 2D, nous avons considéré l'interaction entre les blocs selon une loi de frottement sec de Coulomb, avec un angle de frottement égal à  $38^\circ$ , et une masse volumique de  $2000\text{ kg/m}^3$ . La Figure 4.28 (a) montre la répartition de la charge verticale (en N) sur les blocs. Les états de cette coupe 2D, au début de la 3<sup>ème</sup> et de la 9<sup>ème</sup> seconde, sont présentés respectivement sur les Figure 4.28 (b ,c). Le modèle 2D montre que des instabilités sont concentrées au sommet du talus. Nous avons un glissement sur le plan d'un joint appartenant à la famille 4 qui provoque l'effondrement complet de ce gradin. Ce plan de joint a une inclinaison supérieure à l'angle de frottement, ce qui est entraîné le glissement à cette échelle.

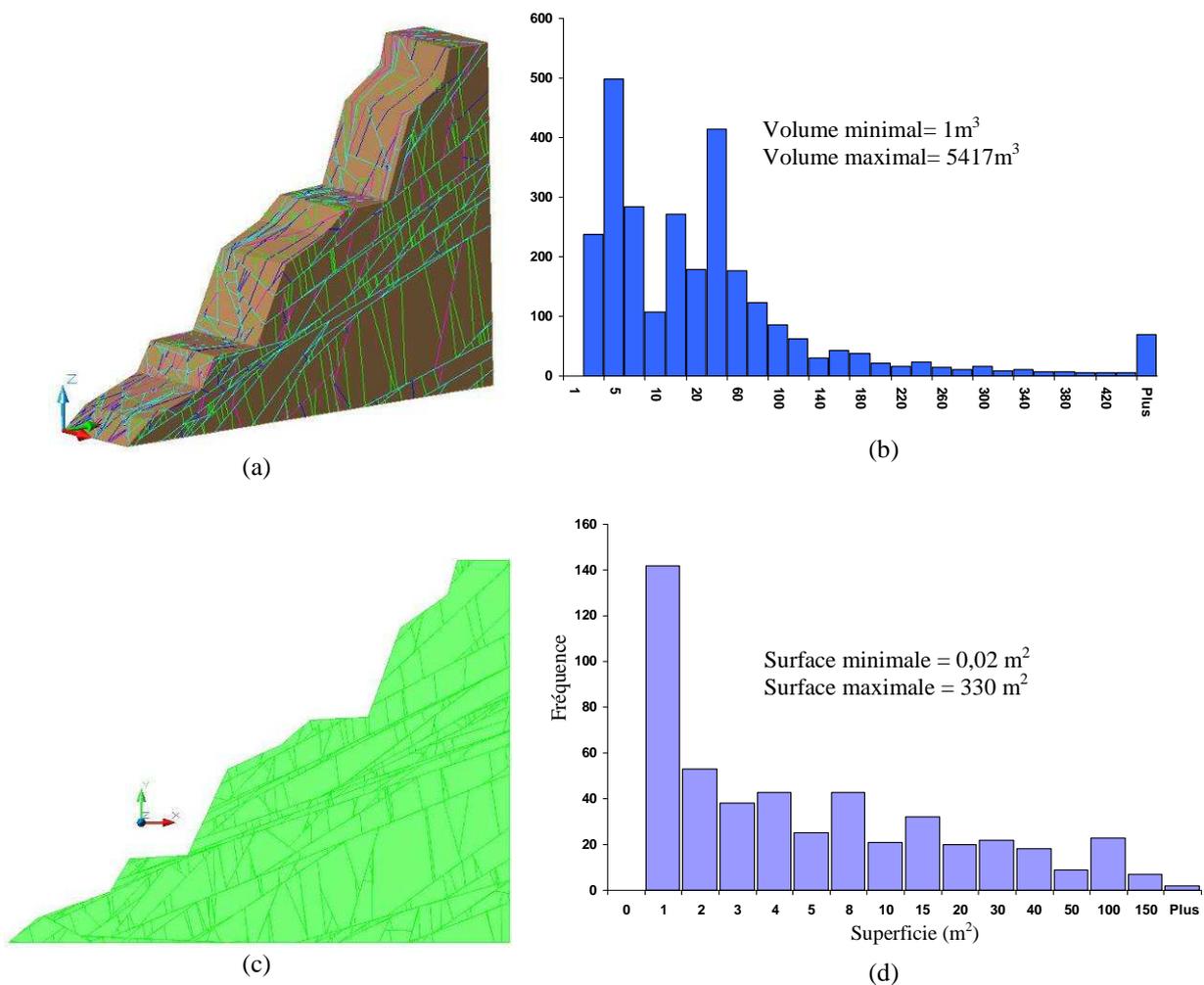


Figure 4.27 Modèle engendré pour le talus du Pallat, d’une hauteur de 130m, orienté vers le sud, (a) massif 3D fracturé par quatre familles, (b) histogramme de la distribution du volume de 2772 blocs engendrés, en m<sup>3</sup>, (c) section 2D du massif 3D pour la modélisation en 2D, (d) histogramme de la distribution des surfaces des 498 blocs en m<sup>2</sup>.

L’évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul est présentée sur la Figure 4.29 a. Ce graphe montre que le glissement produit pendant les trois premières secondes de calcul a provoqué des détachements instantanés pour des blocs précédemment stables. Entre trois et six secondes, nous constatons des blocs instables dans le modèle, repérables par les pics instantanés dans les nombres des contacts glissants. Cette séquence caractérise la période durant laquelle les blocs instables provoquent les chocs sur le deuxième gradin, ce qui, ensuite, produit des instabilités au sein du massif. Le massif se stabilise pendant les trois dernières secondes.

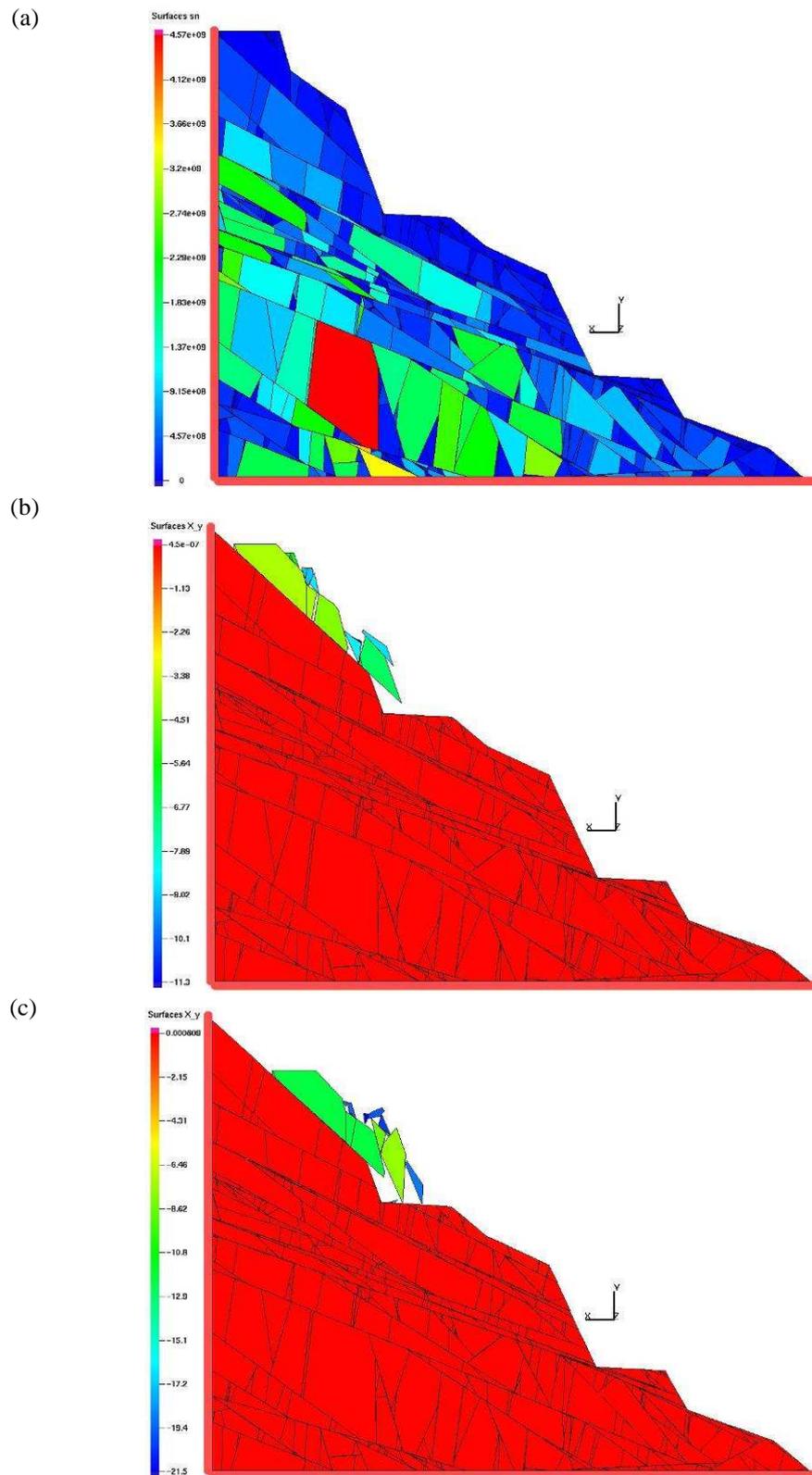


Figure 4.28 Modèle 2D du talus rocheux du Pallat engendré à partir d'une section sur le modèle 3D, (a) répartition de la charge verticale en N, (b, c) deux images consécutives du déplacement vertical, en mètre, respectivement pour les 3<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> secondes.

Pour mieux comprendre les phénomènes produits pendant les 9 secondes de calcul, nous avons tracé le graphe de l'évolution de l'énergie cinétique du modèle (Figure 4.29 b). Ce graphe révèle bien les différentes phases survenues dans le modèle. L'énergie cinétique du modèle montre une forte augmentation jusqu'à la troisième seconde, ensuite elle commence à baisser selon une allure régulière, avec des augmentations locales produites par les chocs entre les blocs mobiles et les blocs stables sur le deuxième gradin.

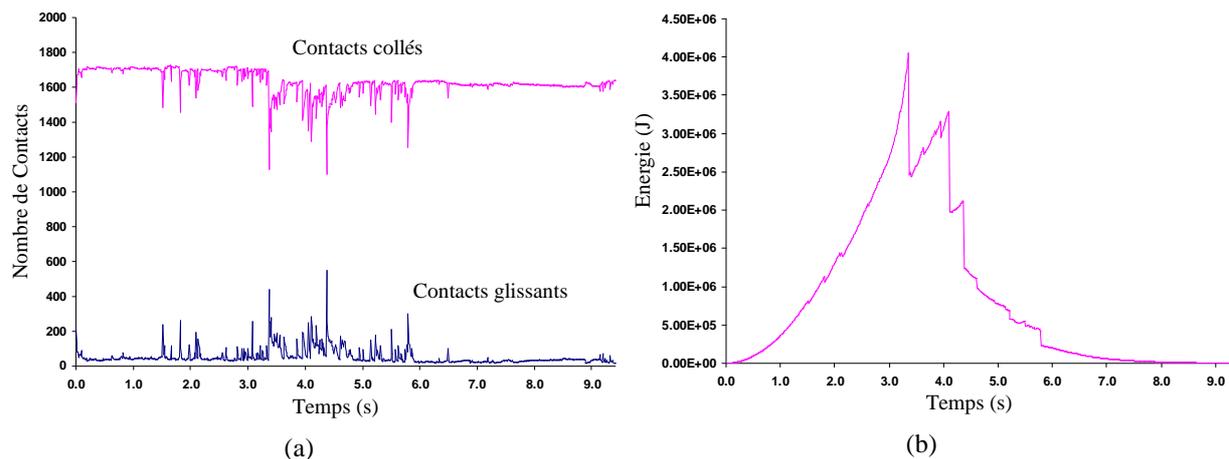


Figure 4.29 (a) Evolution du nombre de contacts glissants et de contacts restant collés pendant le calcul, (b) Evolution de l'énergie cinétique du modèle pendant le calcul, en Joules.

La condition de la stabilité de cette coupe 2D est vérifiée pour un cas dégradé du frottement avec un coefficient de frottement égal à 0,6 (Figure 4.30a). L'instabilité observée pour le gradin du haut se propage dans le deuxième gradin et provoque un effondrement total du talus. La fracture, rattachée à la famille 4, joue, dans tous les cas, le rôle de structure déstabilisatrice du talus. Cette instabilité ne s'améliore même pas en considérant une cohésion normale égale à 1MPa (Figure 4.30b). Dans ce dernier modèle nous avons utilisé une loi cohésive en prenant en compte un seuil de décohésion normale de 1MPa et un angle de cône d'adhérence de  $38^\circ$  (le rapport du seuil de décohésion tangentielle à la décohésion normale est égal à 0,78).

Le modèle 2D présente des instabilités permanentes sur les fractures de la famille 4, qui sont orientées dans la direction du talus. Nous savons que ce qu'on vient d'observer sur le modèle 2D est assez éloigné de la réalité physique, parce que, dans ce modèle, ni la géométrie du talus, ni les conditions aux limites du modèle ne sont réalistes. Pour mieux comprendre le rôle exact de la famille 4 dans la stabilité du talus, nous avons effectué la modélisation en 3D, en prenant la coupe 3D présentée sur la Figure 4.27a. Il est ainsi possible de souligner la différence des résultats obtenus sur un modèle 2D, issu d'un modèle 3D.

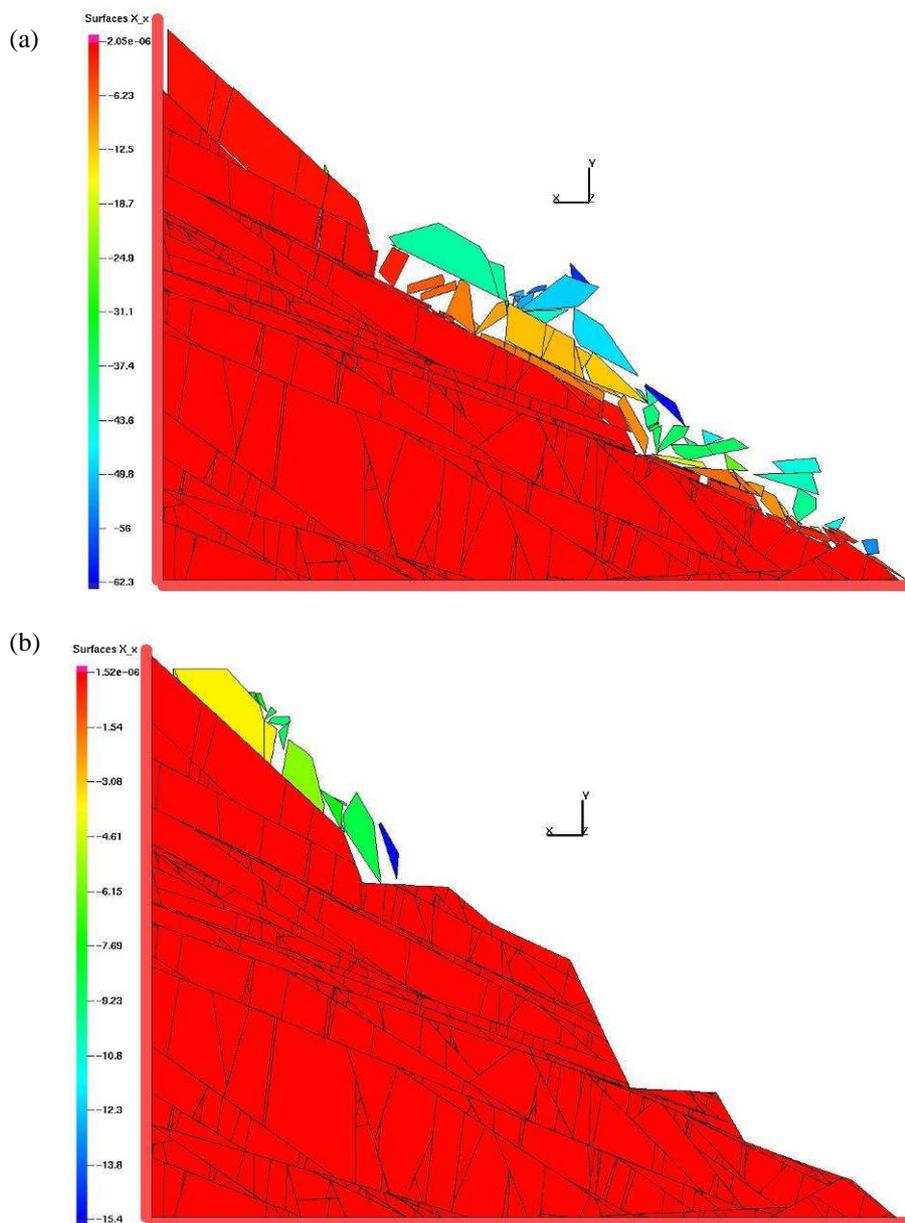


Figure 4.30 Déplacement horizontal pour le modèle 2D rigide, (a) loi d'interaction avec un coefficient de frottement sec égal à 0,6, (b) avec loi d'interaction cohésive (cohésion normale de 1MPa).

Les résultats du modèle tridimensionnel sont présentés sur la Figure 4.31. Nous avons pris en compte un angle de frottement égal à 35 degrés. A la différence du modèle 2D, il ne s'est produit aucun glissement global dans le modèle, et notamment le sommet du talus reste stable. Nous constatons des blocs instables au niveau du deuxième gradin (Figure 4.31a) en forme de dièdres engendrés par les familles 2 et 3 qui glissent sur le plan des fractures appartenant à la famille 4. Les vue rapprochées sur les Figure 4.31(b), et (c) illustrent bien cette constatation. Le nombre de blocs instables reste très petit par rapport au modèle 2D. Dans le modèle 3D nous avons à peu près 75000 points de contact. La Figure 4.31d montre l'évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pour le modèle 3D. On peut constater que le nombre de

contacts dans ce modèle varie surtout pendant les 0,2 première secondes, mais qu'ensuite il reste sans variation considérable.

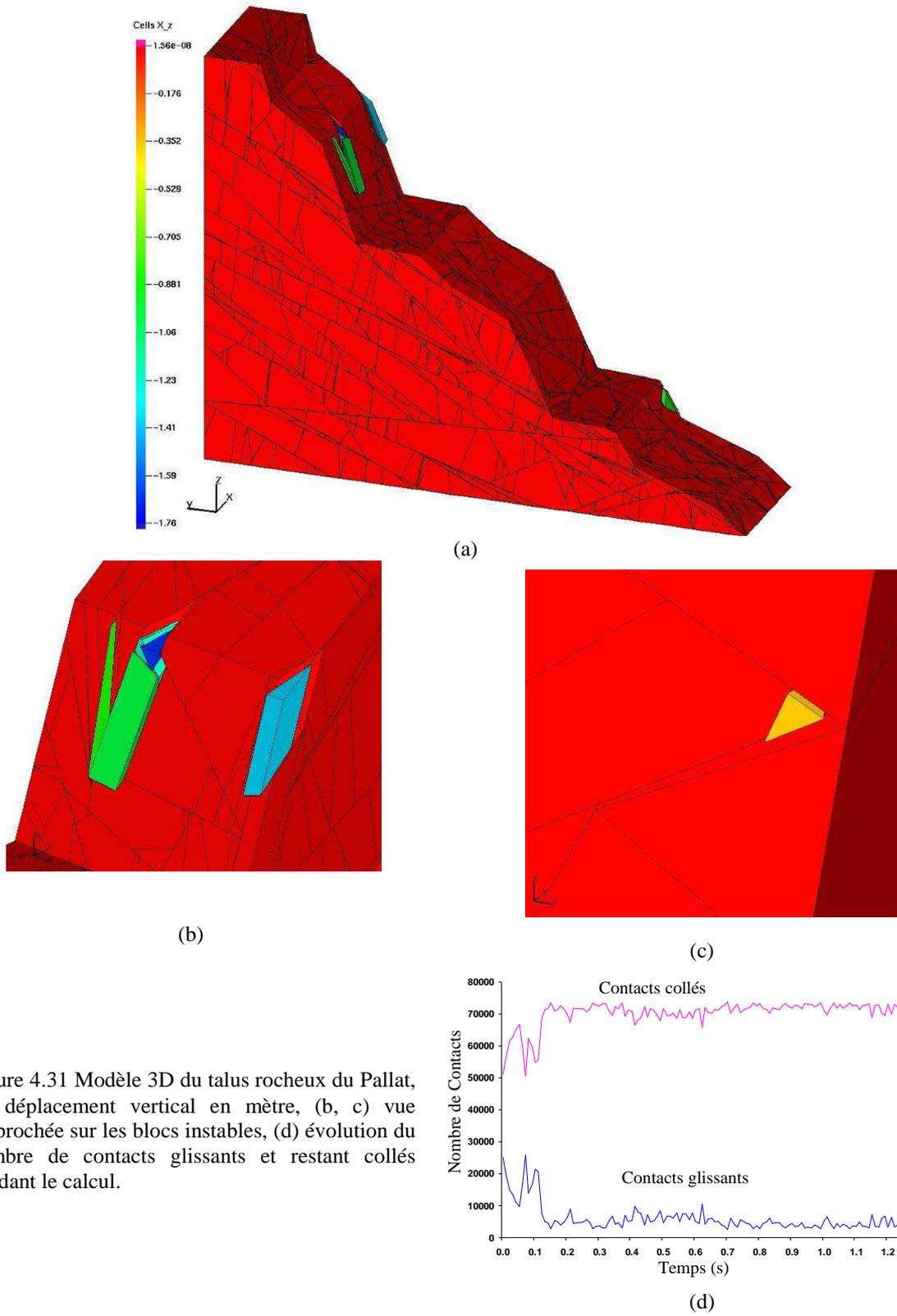


Figure 4.31 Modèle 3D du talus rocheux du Pallat, (a) déplacement vertical en mètre, (b, c) vue rapprochée sur les blocs instables, (d) évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul.

Comme pour les autres modèles 3D, on a calculé l'indice de mobilisation pour ce modèle. L'évolution de la fréquence relative des plans de contact en fonction de leur indice de mobilisation est présentée dans des graphes séparés pour les trois types de contacts (Figure 4.32). Les contacts de type sommet-face avec 249 cas représentent 1.4% des contacts détectés dans ce modèle. Environ 35% de ces contacts ont un indice de mobilisation supérieur à 0.98 (Figure 4.32 a), ce qui signifie une forte mobilisation pour ce type de contact. On constate presque la même allure dans le graphe du type de contact arête-face, avec 306 cas représentant 1.7% de la totalité des contacts. Pour ce type, nous avons plus 25% des contacts ayant un indice de mobilisation supérieur à 0.98 (Figure 4.32b). On voit bien que le taux de mobilisation pour ces deux types de contact est nettement élevé, mais ces deux types de contact représentent au total 3% des contacts ce qui n'entraîne pas beaucoup d'instabilités dans le modèle.

Le type de contact le plus important dans les modèles 3D est celui des contacts surfaciques qui représentent ici 97% des contacts avec 17266 cas. Pour ce type de contacts, nous avons calculé, en plus de l'indice de mobilisation, leur orientation en fonction de l'indice de mobilisation. Le graphe dans la Figure 4.32c montre l'évolution de la fréquence relative des plans de contact par rapport aux valeurs calculées pour l'indice de mobilisation. Ce graphe montre une tendance presque exponentielle pour ces valeurs. Le nombre des plans ayant un indice de mobilisation supérieur à 0.92 augmente de façon exponentielle, à tel point que le nombre des plans d'indice de mobilisation supérieur à 0.98 représente 16% des contacts.

L'orientation des plans en fonction de leur indice de mobilisation est présentée par la projection hémisphérique pour les seuils choisis de 0.85 et 0.95, sur la Figure 4.33. Les projections sont faites sur hémisphère supérieur pour les pôles des plans. Pour le seuil de 0.85, (Figure 4.33a), nous observons deux centres de concentration des pôles qui correspondent aux familles 3 et 4. Cette figure montre l'importance de ces deux familles dans l'instabilité du modèle. Nous avons en troisième place, la famille 2, puis la famille 1.

Ce classement est également observable pour le seuil de 0.95 (Figure 4.33b), avec toujours les deux familles 3, 4 en première place, avec une influence encore plus marquée pour la famille 3. Les deux autres familles de fractures ont un rôle moindre dans l'instabilité du modèle.

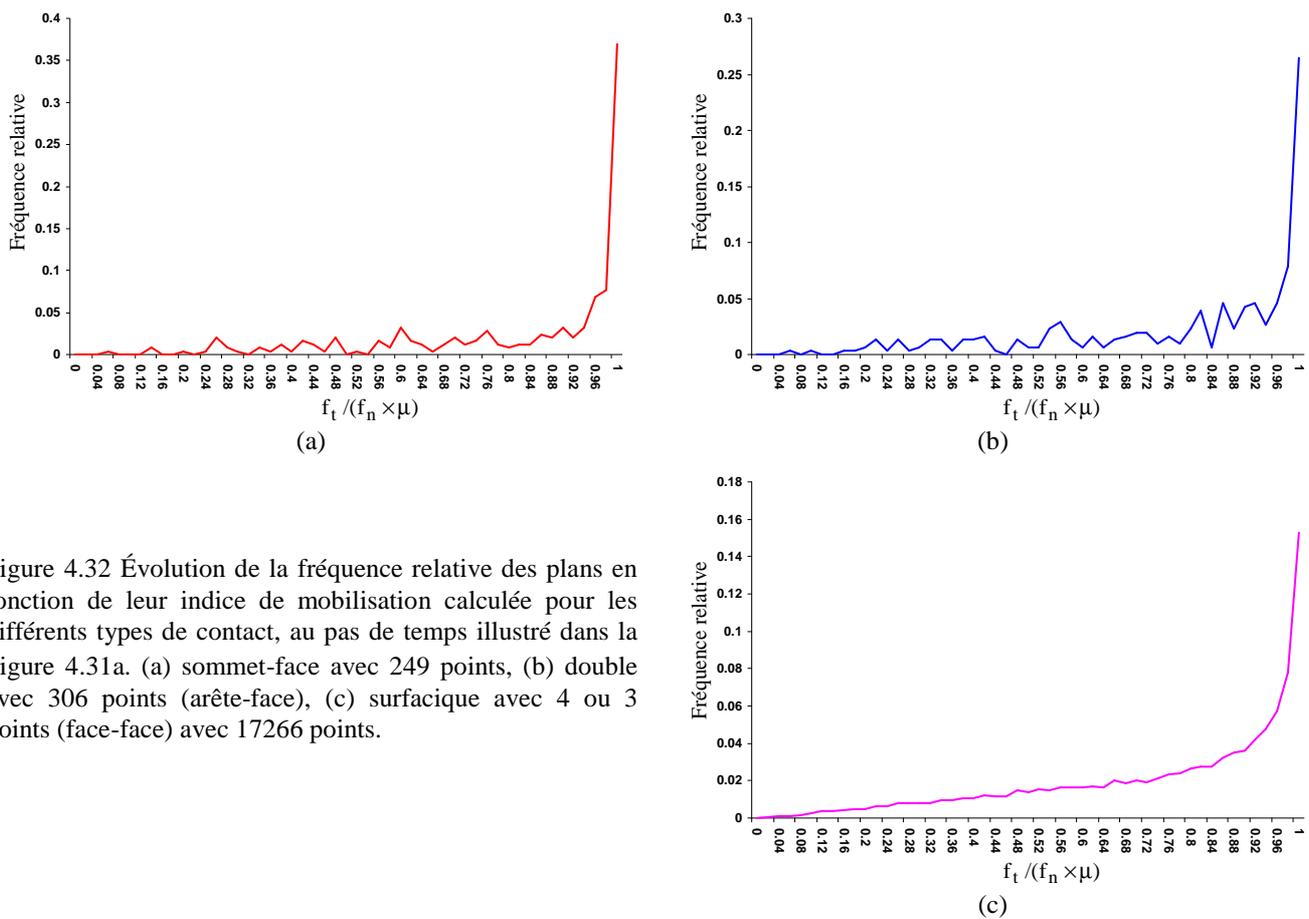


Figure 4.32 Évolution de la fréquence relative des plans en fonction de leur indice de mobilisation calculée pour les différents types de contact, au pas de temps illustré dans la Figure 4.31a. (a) sommet-face avec 249 points, (b) double avec 306 points (arête-face), (c) surfaccique avec 4 ou 3 points (face-face) avec 17266 points.

Les modélisations effectuées pour ce talus ont montré l'importance de l'utilisation de modèles géométriques représentatifs pour obtenir des résultats plus réalistes. Nous avons vu que les résultats des modèles 2D, même s'ils sont issus des modèles stochastique 3D engendrés sur la base des valeurs mesurées sur le terrain, peuvent être très discutables. Les résultats démontrent que l'utilisation des modèles 3D dans lesquels les répartitions spatiales des fractures sont faites correctement est nécessaire pour parvenir à détecter les origines, ou comprendre les scénarios, des éventuelles instabilités dans les massifs rocheux fracturés.

Pour différencier les rôles joués par les familles des fractures au sein du massif, l'analyse de l'indice de mobilisation se révèle comme un outil très efficace. Cet indice permet de classer les familles des discontinuités, selon ce qu'on peut considérer comme une marge de sécurité statistique, vis-à-vis du début d'un glissement, ce qui nous permet de porter une attention plus particulière à ces familles, et peut influencer d'éventuelles adaptations de systèmes de confortement.

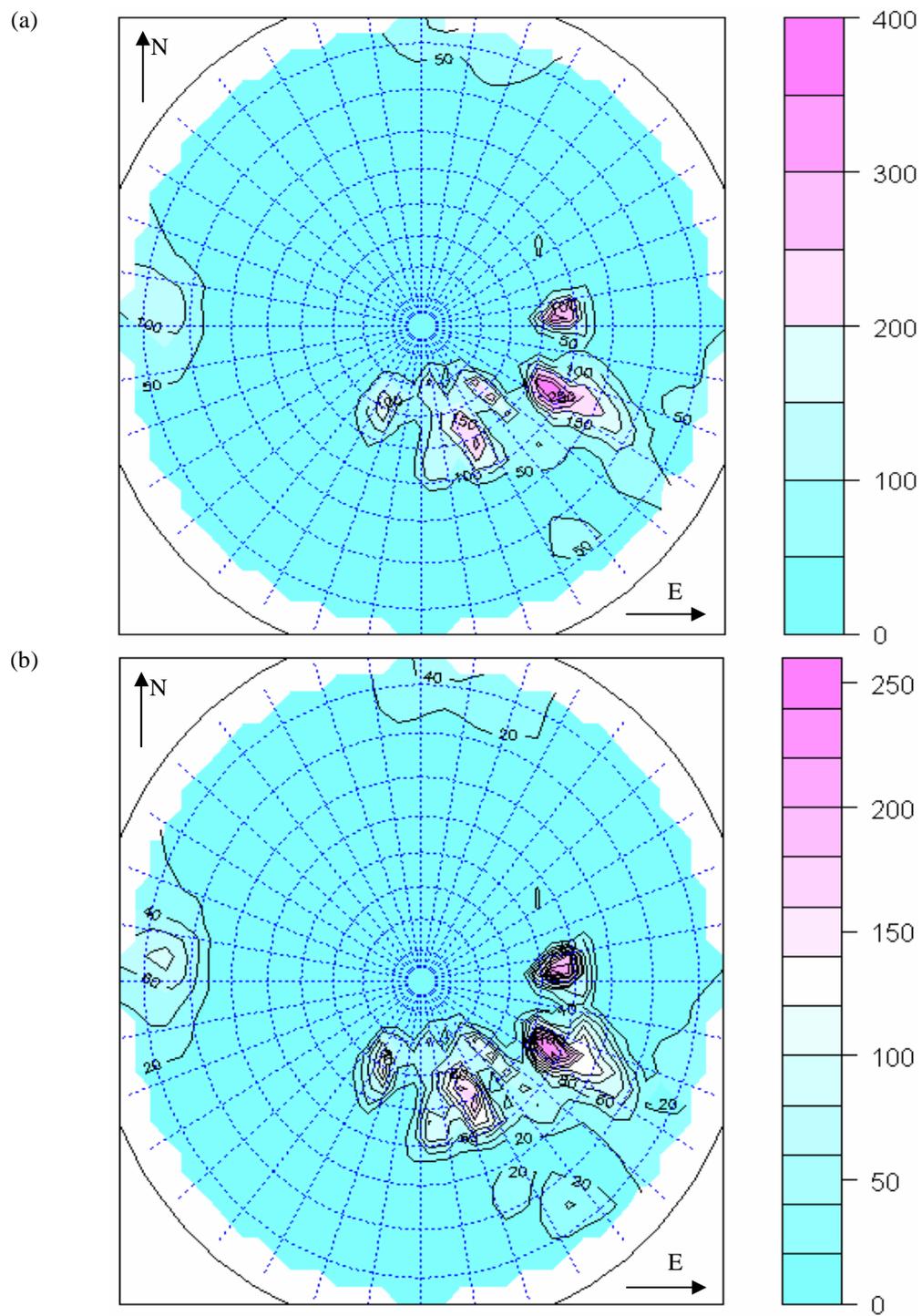


Figure 4.33 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure, (a) plans d'indice de mobilisation supérieur à 0,85, (b) plans d'indice de mobilisation supérieur à 0,95.

## 4.6. Conclusion

Dans ce chapitre, complément dédié à la modélisation des pentes rocheuses, nous avons étudié la stabilité de trois talus rocheux. Les modélisations sont effectuées au moyen du code LMGC90 qui utilise un algorithme de résolution basé sur la méthode NSCD (Non-Smooth Contact Dynamic). Les modèles sont réalisés en 2D avec des éléments rigides et déformables, et en 3D avec des éléments rigides.

Pour le premier cas d'étude, un front de carrière de pierre, les résultats du modèle 2D déformable ont été comparés avec les résultats obtenus par le code UDEC. Les zones et les formes d'instabilité observées par les deux codes restent très proches, même si les codes utilisent des techniques différentes de résolution. L'influence d'un bloc individuel, bloc clé, dans le modèle 2D a été étudiée en boulonnant numériquement le bloc clé. L'influence du positionnement de la coupe par rapport aux orientations des familles de fractures a également été examinée.

Pour le deuxième cas d'étude, la déviation d'Ax-les-Thermes, nous avons effectué plusieurs modèles en prenant en compte différents paramètres jouant un rôle dans la génération du massif rocheux stochastique. Les modèles sont tous étudiés en 3D, et les résultats montrent que les valeurs des paramètres utilisés pour engendrer les modèles ont une nette influence sur la stabilité des massifs, et les différents scénarios d'éboulements de blocs. Les modélisations ont démontré qu'en utilisant les mêmes familles de fractures, dans un massif plus fracturé de façon non hiérarchisée, les blocs instables peuvent être moins importants que dans un massif moins fracturé, mais à fracturation hiérarchisée.

Le dernier cas étudié, ravin du Pallat, talus rocheux dans un projet d'aménagement routier, a été étudié en 2D et en 3D. Les résultats issus des modélisations 2D et 3D, obtenus sur ce cas, montrent des différences très significatives. Dans une coupe 2D, on peut percevoir, comme accentué, l'effet négatif d'une famille de fracture de sorte qu'elle devient le facteur explicatif déterminant dans le modèle. Le modèle 3D pour ce talus nous a permis de déterminer les formes réalistes des éventuels blocs amovibles et les familles de fractures engendrant ces blocs.

Il faut remarquer l'importance d'une étude sur l'indice de mobilisation au sein des modèles qui peut être vue comme un outil déterminant pour classer les familles des fractures en fonction du danger qu'elles présentent dans un massif. Cet indice est calculé pour tous les types de contact, en particulier pour les contacts surfaciques qui sont les plus présents dans les

modèles 3D. La visualisation des plans avec les valeurs élevées d'indice de mobilisation nous permet de distinguer les familles engendrant les risques d'instabilité les plus importants pour le massif.

### Références :

1. Panet M. 1976. La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil; Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de l'École Nationale des Ponts et Chaussées. 235 p.
2. Brady BHG, Brown ET. 1985. Rock mechanics for underground mining ; George Allen and Unwin, London.
3. Goodman RE. 1976. Methods of geological engineering in discontinuous rocks ; West, St-Paul.
4. Hoek E, Bray JW. 1981. Rock slope engineering; The Institution of Mining and Metallurgy, London, 358 p.
5. Obert LE, Duvall WI. 1967. Rock mechanics and the design of structures in rock; Wiley, New York.
6. Priest SD, Brown ET. 1983a. Probabilistic stability analysis of variable rock slopes ; Transactions of the Institution of Mining and Metallurgy, 92, A1-12.
7. Goodman RE, Shi G. 1985. Block theory and its application to rock engineering; Prentice-Hall, New Jersey.
8. Priest SD, Samaniego JA. 1983b. A Model for the analysis of discontinuity characteristics in the two dimensions ; Proceedings of the 5th ISRM Congress, ISRM, Melbourne, F199-F207.
9. Warburton PM. 1981. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces ; International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 18, 415-427.
10. Goodman RE. 1989. Introduction to rock mechanics ; 2nd edition, John Wiley and Sons, 562 p.
11. Jaeger JC. 1970. The behaviour of closely jointed rock; Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics. Berkeley, p. 57-68.
12. Barton NR. 1973. Review of a new shear strength criterion for rock joints; Engineering Geology, Elsevier, Vol. 7, p. 287-332.

13. Barton NR, Choubey V. 1977, The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*. 10: 1. 1-54.
14. Ladanyi B, Archambault G. 1970. Simulation of shear behaviour of a jointed rock mass; *Proc. 11th Symposium on Rock Mechanics*, published by AIME, New York, p. 105-125.
15. Coulomb CA. Essai sur une application des règles demaximis & minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture, *Mém. de Math. et de Phys.*, présentés a l'Acad. Roy. des Sci. 7,343-82, Paris. Coulomb's Essai (received 1773, published 1776).
16. Patton FD. 1966. Multiple modes of shear failure in rock, *Proc. 1st Cong. ISRM (Lisbon)*, Vol.1, pp. 509-513.
17. Bélanger J. 2005, Analyse de stabilité des pentes rocheuses de la mine Troilus, Chibougamau, Qc, mémoire présenté à l'université du Québec à Chicoutimi comme exigence partielle de la maîtrise en sciences appliquées.
18. Saeb S, Amadei B. Modelling joint response under constant or variable normal stiffness boundary conditions, *Technical Note, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr.*, Vol. 27, No. 3, pp.213-217, 1990.
19. Saeb S. 1990, *Rock joints*, Barton & Stephansson (eds.), Balkema, Rotterdam: A variance on the Ladanyi and archambault's shear strength criterion.
20. Negroni JM. 1985, La carrière de Souraïde (Pyrénées-Atlantiques) Étude de stabilité, École des mines d'Alès.
21. Gasc-Barbier M, Ballion A, Virely D. Design of large cuttings in jointed rock. *Bull Eng Geol Environ*, DOI 101007/s10064-008-0127-4 2008
22. Centre d'études techniques de l'équipement du sud-ouest LRDT. Déviation d'Ax-les-Thermes, Route Nationale 20, Étude géologique et géotechnique de projet. 2001
23. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse, Aménagement entre Villefranche de Conflent et Mont-Louis, Compte rendu du projet 2005.



## Chapitre 5

### Travaux exploratoires en tunnels et perspectives

Dans ce dernier chapitre, nous présentons les résultats obtenus, sur divers modèles de tunnels, ainsi que sur l'application d'un chargement sismique à un milieu rocheux fracturé, en utilisant la méthode NSCD et le code LMGC90. Dans un premier temps, on met en place plusieurs modèles d'un tunnel qui sera percé dans le sud-ouest de la France dans le cadre de l'aménagement d'une route nationale dans la région montagneuse des Pyrénées Centrales. Nous avons utilisé les données de fracturation mesurées sur le terrain, dans le cadre du projet réel, pour engendrer sept modèles 3D qui seront étudiés pour analyser la stabilité de cette galerie souterraine. Les modélisations seront effectuées en 3D et 2D pour tous ces modèles, et les résultats obtenus seront détaillés pour certains entre eux.

Nous exposons ensuite, comme une perspective de travaux futurs, l'utilisation de la méthode NSCD pour la modélisation des massifs rocheux fracturés subissant une vibration sismique et de filets par-pierre. Les capacités de la méthode à gérer des déplacements importants de solides, et de multiples chocs dans de très brefs intervalles de temps, nous paraissent des atouts importants pour ces types d'applications en génie civil.

Enfin, nous examinerons brièvement certains outils que nous avons développés pour simuler un renforcement par boulonnage pour stabiliser les massifs rocheux fracturés. Pour cela nous utilisons l'élément de câble agissant en traction intégré dans le code LMGC90. Par ailleurs, l'utilisation de certaines lois d'interaction, telle que la loi permettant d'intégrer une énergie de décohesion, peut nous permettre de simuler par exemple l'effet, bénéfique en termes de stabilité, d'une injection de mortier dans les zones fracturées.

## 5.1. Tunnel de St Béat

La route nationale 125 est l'une des rares routes passant par le centre des Pyrénées à moyenne altitude. Elle traverse la ville de Saint-Béat qui est construite au bas d'une forte pente sur un passage étroit le long de la vallée de la Garonne. À cet endroit, de hautes falaises surplombent la ville et la route. Aussi, lorsque le projet de création d'un autre tracé de la route a été discuté, le choix d'un tunnel s'est imposé [1].

La première étape de l'étude du projet (au Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse), a été réalisée avec l'aide de l'OMG, société qui exploite une carrière souterraine de marbre, près de Saint-Béat. De nombreuses études ont été réalisées par OMG sur le marbre du site et cette société a permis l'accès à une galerie abandonnée « la galerie du Château » située au dessus de l'entrée du futur tunnel dans lequel différentes études ont été réalisées (Figure 5-1). Cette galerie est particulièrement intéressante parce que, même si aucun renfort n'a été réalisé, toutes les parois verticales et le toit sont parfaitement stables (Figure 5-1) [1]. En conséquence, nous allons concentrer nos modélisations sur cette galerie afin d'améliorer nos connaissances sur la compréhension du comportement du massif et comparer les résultats des modèles, aux observations ou aux mesures sur place.



Figure 5-1 Saint-Béat , galerie du château : (a) parements verticaux (environ 10m de hauteur), (b) toit, stable sans renfort [1].

La zone étudiée est située à l'intérieur de la zone métamorphique des Pyrénées, qui se caractérise par la présence de marbres calcaire et à dolomite. Il n'existe pas, sur le site, de trace de foliation. Trois événements tectoniques successifs ont affecté le massif, qui est, finalement, très fracturé (voir la Figure 5-1 b). Sept faciès différents sont successivement rencontrés le long du tunnel, tous sont des marbres, du calcaire ou de la brèche [1].

L'étude de la fracturation au sein de ce massif est effectuée dans le cadre de la conception d'un tunnel de 1 km de long, alternative routière, servant de contournement périphérique pour la ville de Saint-Béat (Figure 5-2). Les mesures des discontinuités sont réalisées pour plus de 140 m, ce qui correspond à plus de 600 joints mesurés. Ces mesures ont été effectuées, pour moitié, dans la galerie du château. On dispose de la position exacte de 7 lignes (horizontales et verticales) relevées dans cette galerie [1,2]. Aussi souvent que possible, des lignes verticales et horizontales sont associées afin d'avoir un maximum d'informations dans toutes les directions, et les différentes parois de la galerie ont également été cartographiées afin d'être aussi exhaustif que possible. Les mesures systématiques ont été réalisées comme suit: une ligne droite (environ 15 à 18 m de long) est tracée. Chaque joint qui recoupe cette ligne est pris en compte suivant la méthode de Chantron & Zumbo [3]. Cela signifie que les paramètres relevés comportent le pendage, la direction du pendage, l'espacement, la longueur de trace, l'altération, l'ouverture, la réouverture et la rugosité pour chaque fissure [1].

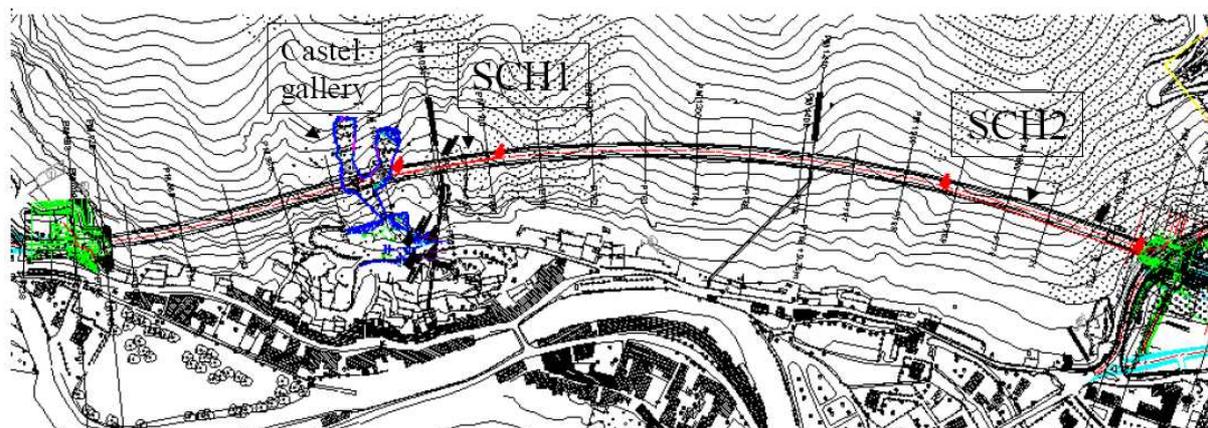


Figure 5-2 Plan général du futur tunnel avec réalisation des sondages et la galerie du château.

Le regroupement des fractures mesurées dans cette galerie et les fractures mesurées par sondages fait apparaître 4 familles principales avec les valeurs présentées dans le Tableau 5-1. Ces valeurs seront ensuite utilisées pour engendrer des modèles stochastiques pour le tunnel qui sera construit pour le passage de route. Il faut noter que la géométrie de tunnel choisie ici n'est pas exactement la géométrie réelle du tunnel qui sera construit. Nous avons utilisé une section de tunnel avec une portée de 11m et une hauteur de 9m. Le tunnel sera étudié par 7 modèles créés avec différentes valeurs pour la persistance, et en utilisant deux méthodes, hiérarchique et aléatoire, pour l'intégration des familles de fractures dans les modèles. Les paramètres utilisés pour ces 7 modèles sont présentés dans le Tableau 5-2.

Tableau 5-1 Valeurs utilisées pour l'orientation et l'espacement de 4 familles intégrées dans le modèle du tunnel [1].

Familles	Pendage (degré)	Direction de pendage (degré)	Espacement (m)
F1	74	147	0.5
F2	85	204	1
F3	84	319	1
F4	7	279	1.2

Tableau 5-2 Paramètres pris en compte dans la génération du modèle de tunnel.

Modèles	Méthode	Persistance moyenne	Seuil de volume (m <sup>3</sup> )	Tolérance pour l'orientation (degré)	Nombre de blocs dans le modèle
I	Hiérarchique (4, 3, 2, 1)	35	0.5	0	843
II	Aléatoire	50	1	15	1694
III	Hiérarchique (4, 3, 2, 1)	50	1	15	1382
IV	Aléatoire	40	1	15	1311
V	Hiérarchique (4, 3, 2, 1)	60	0.75	15	1766
VI	Hiérarchique (4, 3, 2, 1)	50	0.5	15	1288
VII	Hiérarchique (4, 3, 2, 1)	75	0.5	15	2791

L'orientation du tunnel est considérée nord-sud, et les modélisations seront effectuées sur une coupe 3D ayant comme dimensions (30×10×30 m<sup>3</sup>), comme illustré pour le septième modèle sur la Figure 5-3 a. La Figure 5-3b présente l'histogramme du volume par bloc, pour les 2791 blocs créés dans ce modèle. On constate qu'il existe des blocs avec un volume inférieur au seuil de 0.5 m<sup>3</sup> appliqué pour ce modèle (Tableau 5-2). En fait, nous avons quelques blocs non-convexes au niveau des « coins » du tunnel qui ont été recoupés par l'excavation. Chaque bloc non-convexe est découpé en polyèdres convexes qui seront pris en compte, au niveau du calcul, comme un seul bloc. Pour la partie de détection de contacts entre les polyèdres, nous sommes obligés de remplacer chaque bloc initialement non-convexe par un ensemble de blocs convexes. Les résultats obtenus pour le modèle VII seront détaillés ici. En ce qui concerne les autres modèles, nous présentons seulement globalement leur état de stabilité. Pour le modèle VII, les modélisations sont faites également en 2D avec les éléments rigides et déformables.

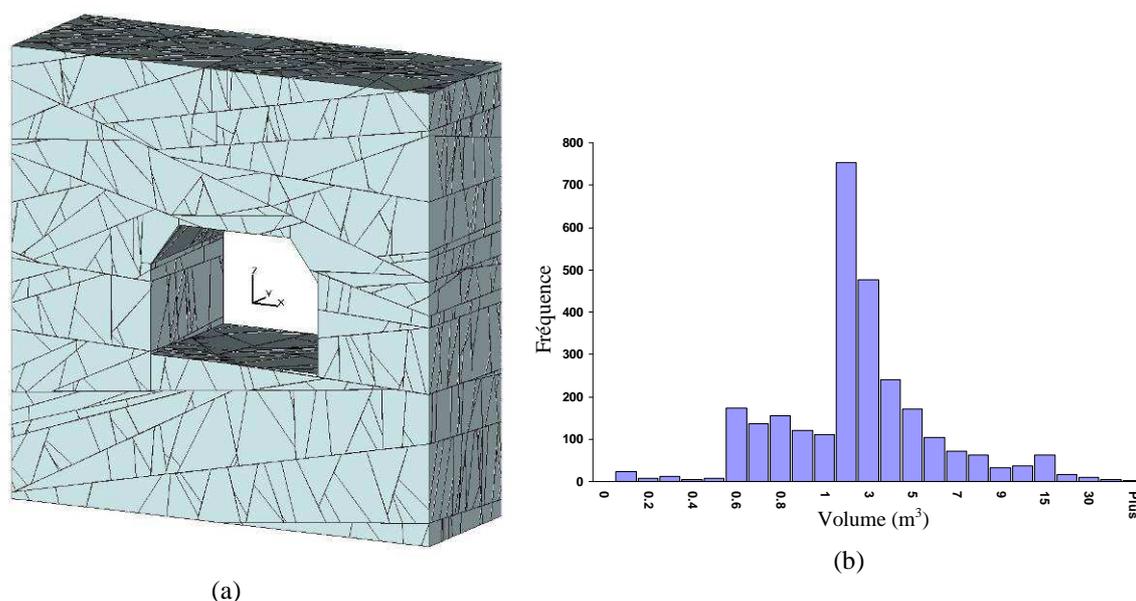


Figure 5-3 Modèle 3D du tunnel St Beat, (a) coupe 3D en utilisant les paramètres présentés dans Tableau 5-2 pour le modèle VII, (b) histogramme des volumes des 2791 blocs du modèle.

L'état de la stabilité du modèle VII est étudié en considérant que le massif est enveloppé par six côtés, donc les extrémités du modèle sont fixées. La masse volumique pour le massif calcaire est prise en compte à  $2000 \text{ kg/m}^3$ , avec un coefficient de frottement de 0,7. La modélisation est effectuée en deux étapes : dans la première étape nous avons considéré que le tunnel est proche la surface et dans une deuxième étape, le modèle est considéré à la profondeur de 20 m. Les résultats, pour le cas sans surcharge verticale induite par la profondeur, sont présentés sur la Figure 5-4. La première image montre l'état du tunnel au temps de 0,7 seconde (Figure 5-4 a) : on voit bien les détachements des blocs du toit du tunnel, plus un seul bloc détaché en forme de dièdre, du côté ouest du tunnel. Pour bien visualiser les blocs amovibles de ce cas, l'image illustrée dans la Figure 5-4b montre l'état du tunnel à l'instant 0,2 seconde. On peut constater qu'un ensemble de blocs délimité par la famille 4 se détache du toit. En plus, nous avons la présence d'un seul bloc glissant sur l'arête engendrée par les familles 2 et 3, et détaché du massif par la famille 1, qui donne lieu à un glissement en forme de dièdre, dans le parement du tunnel.

Le graphe présenté sur la Figure 5-4 c montre l'évolution de l'énergie dissipée pendant le calcul. On peut constater que la dissipation de l'énergie dans ce modèle se produit en suivant deux paliers. Il semble que le premier palier corresponde au détachement complet du petit bloc en forme de dièdre, et que le deuxième palier soit lié au détachement total des blocs tombant du toit. L'énergie dissipée dans le modèle arrive à une valeur constante après 0,3

seconde, ce qui correspond au moment de la fin du glissement frottant, ensuite dans le modèle reste seulement la chute libre des blocs arrachés du toit. L'énergie dissipée pendant le calcul est en relation directe avec le nombre des contacts glissants présenté sur la Figure 5-4 d. En comparant ces deux graphes, la superposition et la coïncidence entre le nombre des contacts glissants et l'énergie dissipée qui est le résultat direct du frottement et le choc généré entre des blocs se clarifient de plus en plus. Ce modèle comporte plus de 78000 points de contact. Dans ce modèle, nous n'avons plus de blocs amovibles après 0,3 seconde.

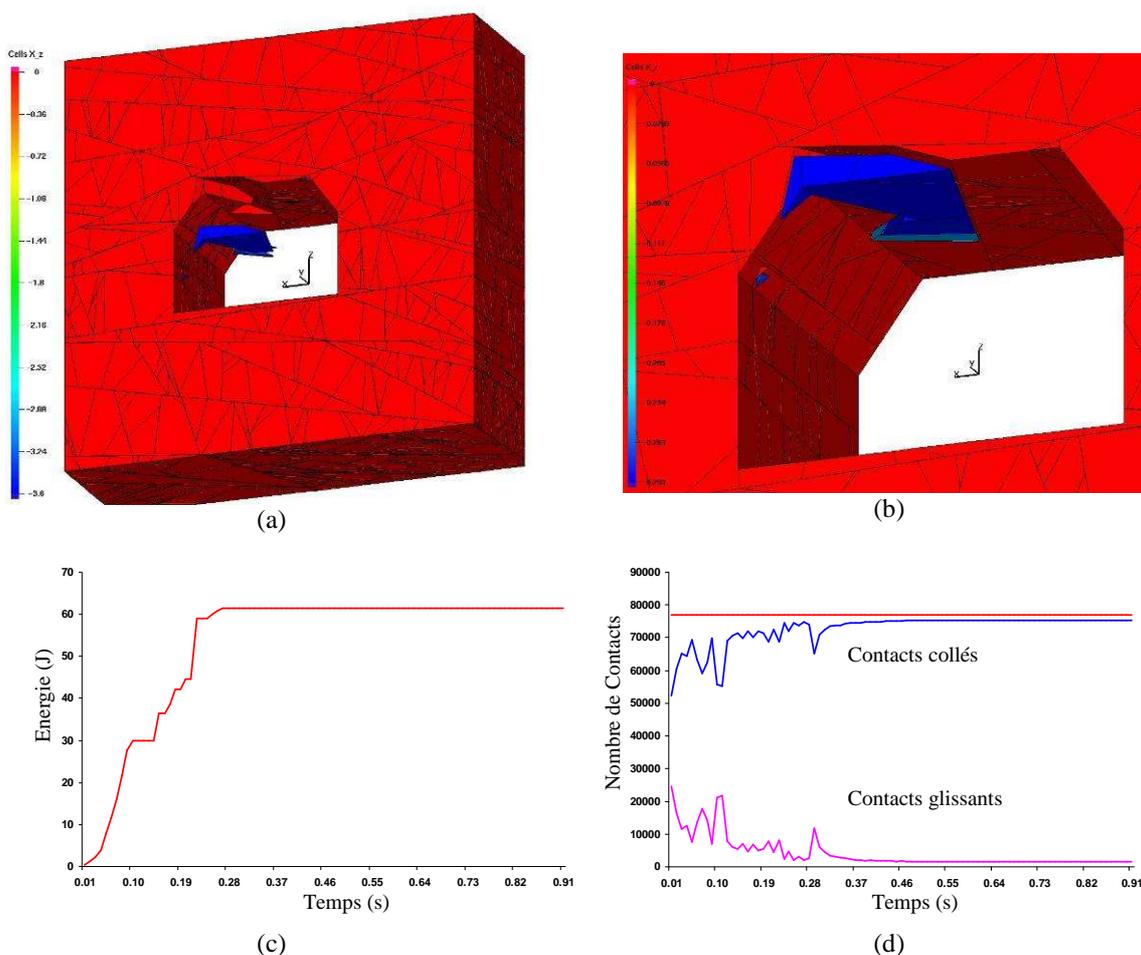


Figure 5-4 Résultats obtenus pour le modèle VII, (a) déplacement vertical en mètre pour 0,7 seconde, (b) vue rapprochée sur les détachements des blocs à 0,2 seconde, (c) évolution de l'énergie dissipée pendant une seconde du calcul, (d) évolution du nombre des contacts glissants et restant collés pendant le calcul.

Pour étudier l'état de la stabilité de ce tunnel dans le cas de l'application d'une charge verticale induite par le massif au-dessus du tunnel, nous avons considéré le tunnel à la profondeur de 20 m. Mise à part l'application d'une charge verticale équivalente à celle d'une colonne de massif de 20 mètres de hauteur, le reste des paramètres est identique au cas précédent, Les résultats obtenus (Figure 5-5) dans ce cas présentent une stabilité améliorée par rapport à la condition du tunnel montrée sur la Figure 5-4. L'état du tunnel est présenté au

bout de 0,7 seconde, sur la Figure 5-5a, qui montre seulement trois blocs détachés du toit plus un petit bloc arraché du parement du tunnel. L'image rapprochée de la Figure 5-5b prise à l'instant de 0,2 seconde montre l'état de ces blocs au moment de leur détachement du massif.

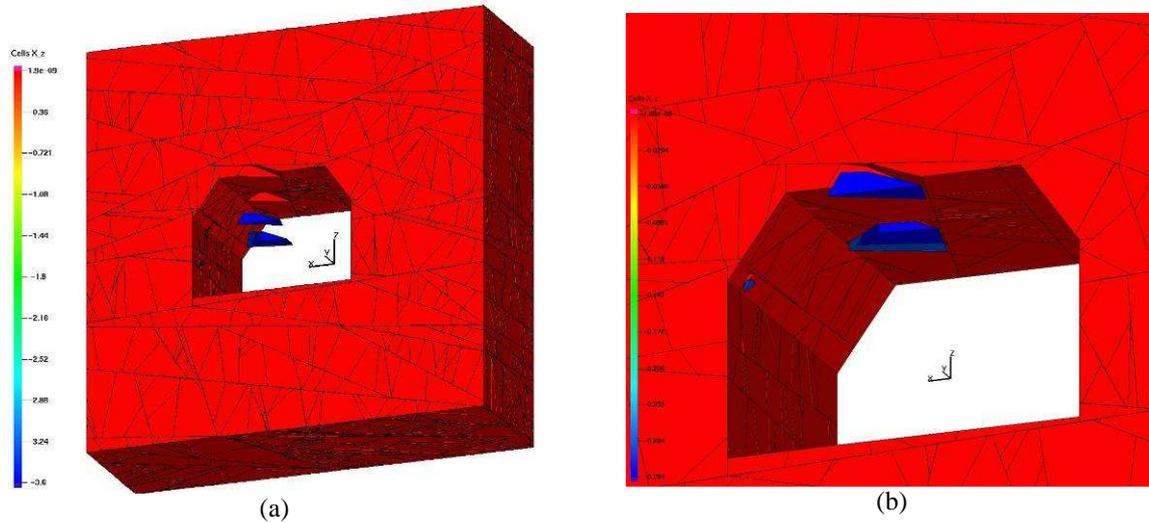


Figure 5-5 Modèle VII sous une charge de 20 mètres de hauteur, (a) déplacement vertical en mètre à 0,7 seconde, (b) vue rapprochée de l'état du tunnel à 0,2 seconde.

Nous avons calculé l'indice de mobilisation pour les sept modèles pour mieux comprendre l'effet des quatre familles de fracturation sur l'état de la stabilité du tunnel. Pour cela cet indice est calculé pour trois types différents de contact qui peuvent être produits dans un modèle 3D discret: type sommet-face, arête-face et face-face. Cet indice est séparément étudié pour ces trois types. L'évolution de la fréquence relative cumulée des points de contact par rapport à cet indice est présentée dans les graphes de Figure 5-6.

Ce modèle comporte 18739 contacts répartis sur trois types, de sorte que le contact de type face-face représente presque 97% des contacts. Les contacts du type sommet-face avec 1,4 % de la totalité de contacts montrent un pourcentage de presque 40 % des points avec un indice de mobilisation supérieur à 0,98 (Figure 5-6 a). Les points de contact du type sommet-face présentent une forte mobilisation. Cet indice pour les contacts du type arête-face avec 308 cas et 1,6 % des contacts présente presque la même allure avec 20% des points ayant un indice de mobilisation supérieur à 0.98 (Figure 5-6 b). Pour le cas des contacts surfaciques, qui représentent plus de 97% des points de contact, nous constatons qu'à peu près 13% des points ont un indice de mobilisation supérieur à 0.98. Les contacts surfaciques ayant un indice de mobilisation supérieur à 0,9 représentent environ 34% des contacts (Figure 5-6 c).

Afin de repérer les contacts surfaciques avec un indice de mobilisation élevé, l'orientation de ces contacts est calculée en utilisant les coordonnées de trois points communs pour chaque

contact surfacique. Nous avons effectué ces calculs pour les seuils prédéfinis de l'indice de mobilisation, de sorte que nous pouvons visualiser l'orientation des contacts surfaciques en fonction de leur indice. Pour ce modèle l'orientation des contacts surfaciques est présentée pour les deux seuils de 0,95 et 0,9 sur la Figure 5-7. Pour faciliter la présentation des contacts surfaciques, nous avons utilisé la projection hémisphérique (ici, hémisphère supérieur) pour les pôles des surfaces de contact.

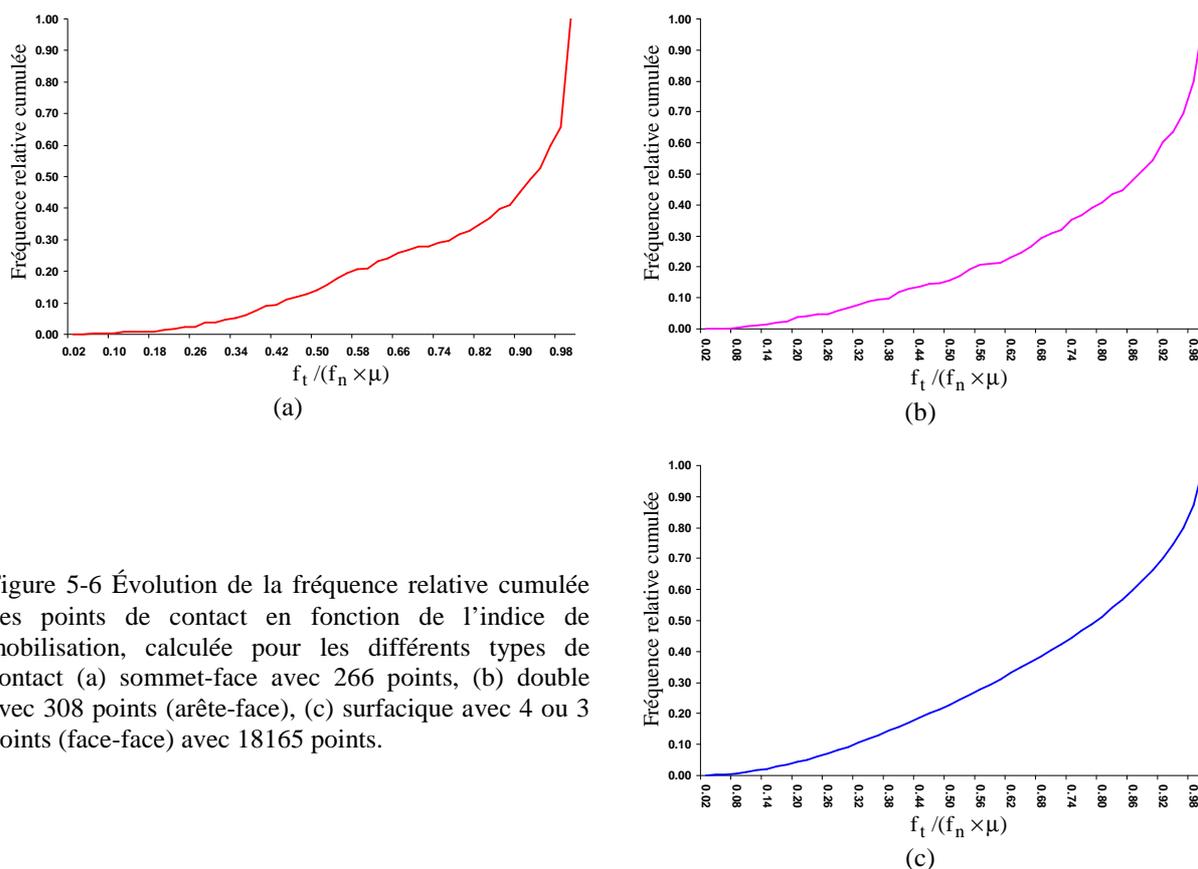


Figure 5-6 Évolution de la fréquence relative cumulée des points de contact en fonction de l'indice de mobilisation, calculée pour les différents types de contact (a) sommet-face avec 266 points, (b) double avec 308 points (arête-face), (c) surfacique avec 4 ou 3 points (face-face) avec 18165 points.

La Figure 5-7a montre la répartition des contacts ayant un indice de mobilisation supérieur à 0,9. En comparant cette figure avec le Tableau 5-1, on peut inférer que la plupart des contacts appartiennent à deux familles de fractures : les familles 3 et 4. La famille 2 est la troisième famille en nombre et la famille 1 est la moins représentée. Cette répartition est étudiée pour les contacts avec l'indice de mobilisation supérieur à 0,95 présenté sur la Figure 5-7b. Dans cette figure nous constatons que les contacts appartenant à la famille 3 sont les plus nombreux, viennent ensuite les contacts de la famille 4. De cette manière, nous pouvons classer les familles de fracture en fonction de leur influence sur l'instabilité du massif. Les fractures appartenant aux deux familles 3 et 4 sont celles qui présentent statistiquement le moins de sécurité par rapport à une possibilité de glissement, dans ce modèle. Notons que les

surfaces de contact appartenant à la famille 4 représentent en nombre 41% de la totalité de fractures, la famille 3 : 22%, la famille 2 et la famille 1: 18%.

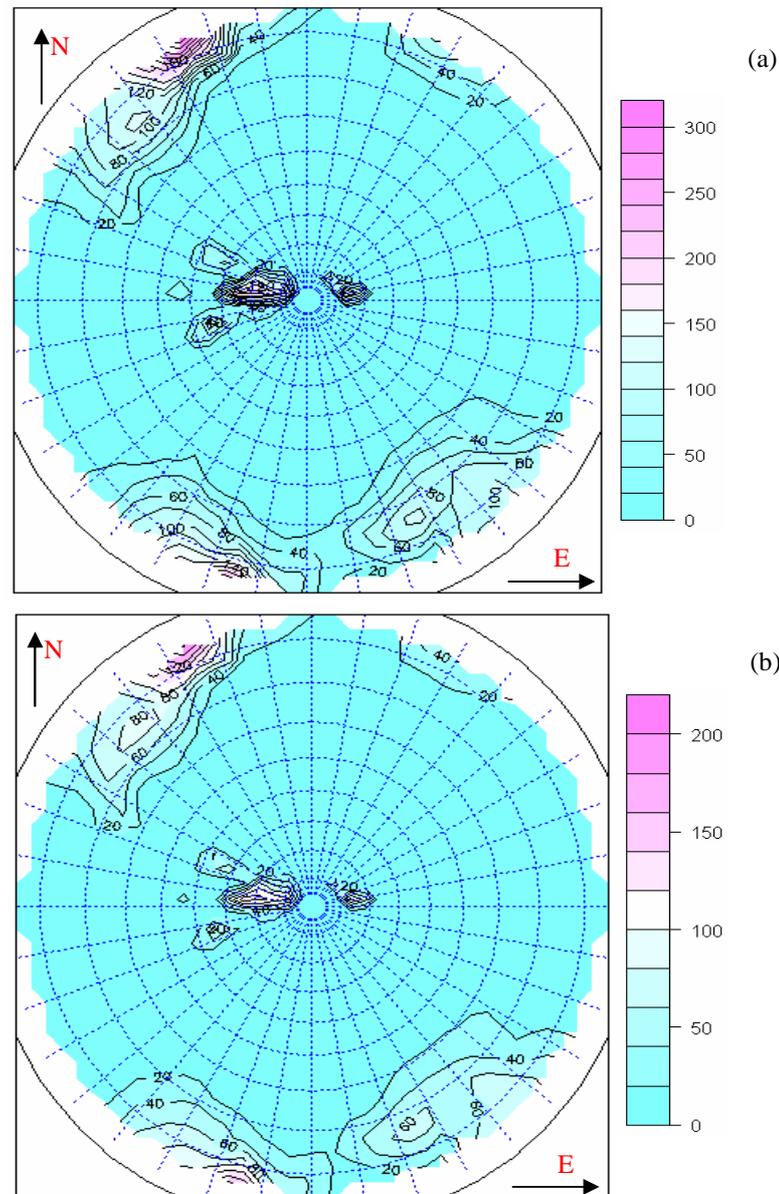


Figure 5-7 Répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure (a) pour des valeurs de l'indice de mobilisation supérieures à 0,9 avec 6034 contacts (b) supérieures à 0,95 avec 4150 contacts.

Comme précédemment indiqué, sept modèles ont été créés pour étudier la stabilité de ce tunnel. Les résultats de l'étude de la stabilité des six premiers modèles sont présentés sur la Figure 5-8. Cette figure montre la condition de chaque modèle à l'instant correspondant à 0,7 seconde. Parmi ces modèles nous pouvons observer que le modèle qui présente le moins de blocs mobiles est le modèle III et au contraire, le modèle ayant le plus de blocs amovibles c'est le modèle II. De façon particulière, le modèle III, qui est stable sans aucun détachement

de blocs pour un coefficient de frottement égal à 0,7, est étudié pour un coefficient de frottement de 0,6.

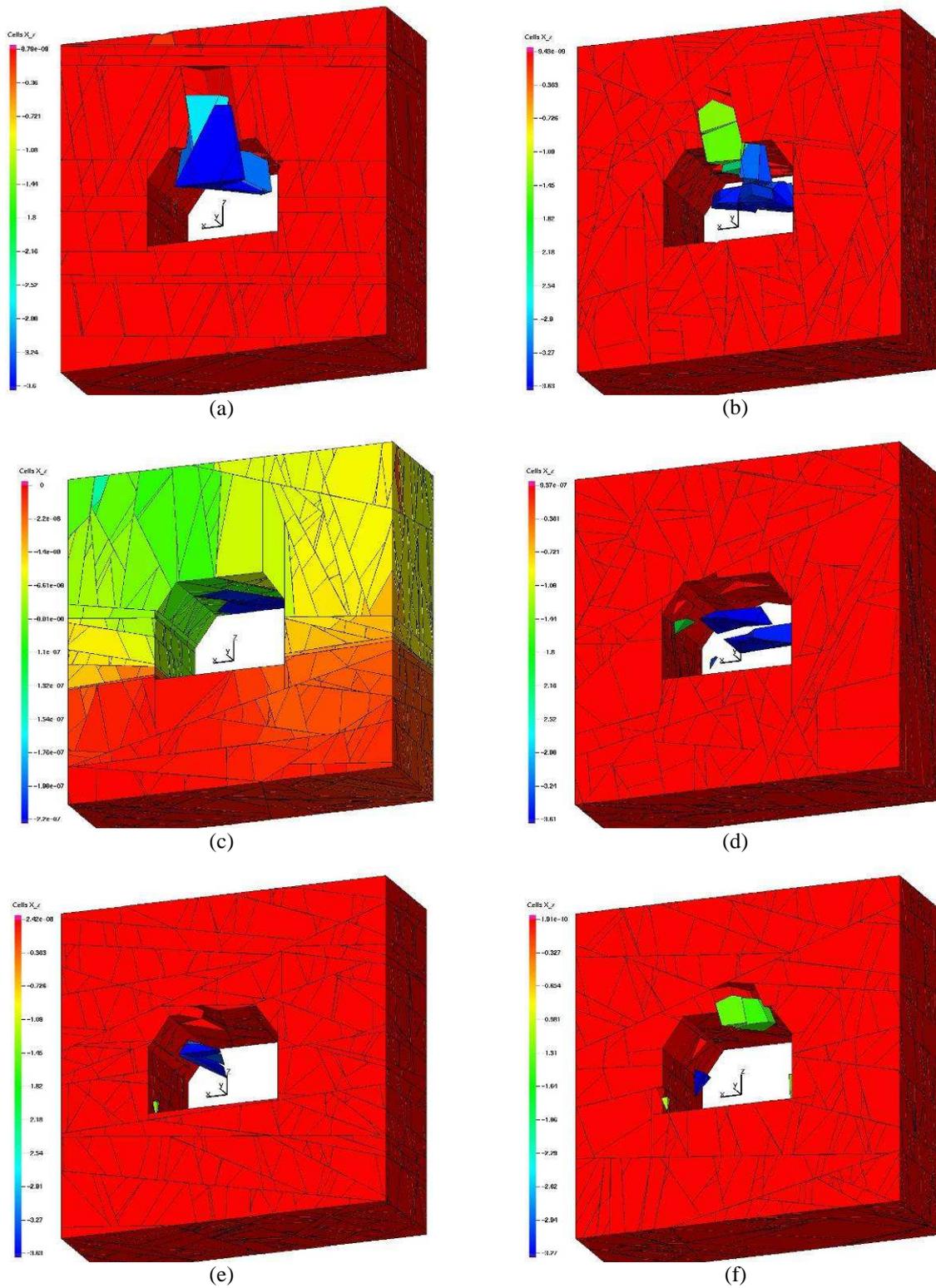


Figure 5-8 Etat des six premiers modèles pour l'instant de 0,7 seconde. Les valeurs des diverses échelles présentent le déplacement vertical en mètre, (a-f) modèles I-VI.

En baissant le coefficient de frottement à 0,6, nous constatons que ce modèle présente des détachements des blocs depuis le toit du tunnel. La Figure 5-9 montre les résultats calculés pour ce modèle en considérant un frottement dégradé. Dans ce modèle nous avons plus de 35000 points de contact. L'évolution de ces points de contacts, entre contact glissant et contact restant collé pendant le calcul, est présentée dans le graphe de la Figure 5-9b.

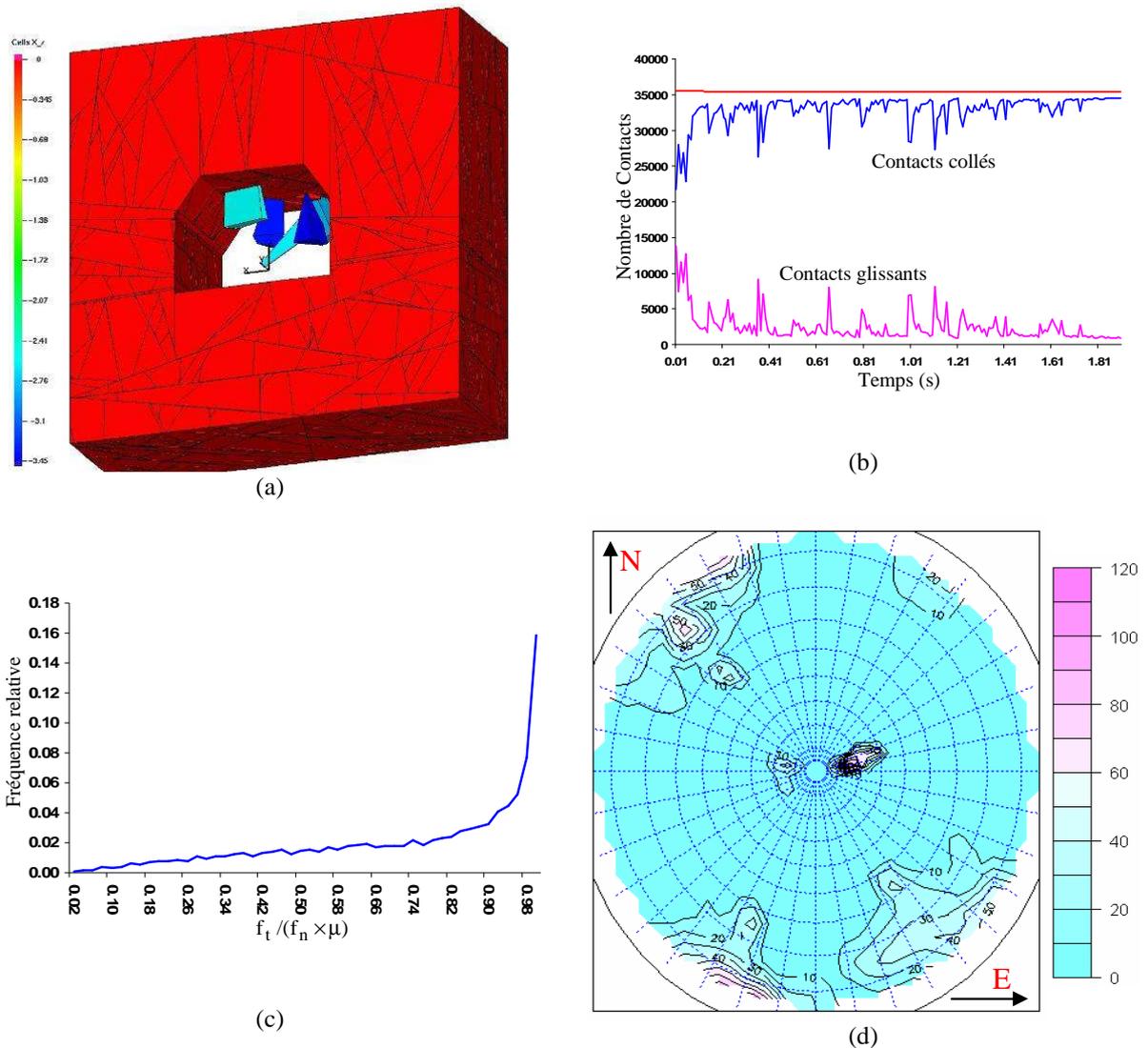


Figure 5-9 Modèle III avec un coefficient de frottement de 0,6, (a) déplacement vertical en mètre pour l'instant de 0,7 seconde, (b) évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul, (c) évolution de la fréquence relative de 8028 contacts surfaciques par rapport à l'indice de mobilisation, (d) répartition des pôles des surfaces de contact sur la projection hémisphérique supérieure pour le seuil de 0,95.

L'indice de mobilisation est également calculé pour ce modèle pour diverses sortes de contacts. L'évolution de la fréquence relative des contacts surfaciques représentant plus de 96% des contacts détectés en fonction de l'indice de mobilisation est illustrée sur la Figure 5-9c. Ce graphe montre que presque 15% des points surfaciques ont un indice de mobilisation supérieur à 0,98. La répartition des contacts surfaciques en fonction de leurs indices de

mobilisation sur une projection hémisphérique est présentée pour un seuil de 0,95 sur la Figure 5-9d. Cette projection révèle que la plupart des contacts font partie des familles de fractures 4 et 3. Il faut remarquer que, dans ce modèle, nous avons pris en compte une tolérance de  $15^\circ$  pour la direction et le pendage. Il ne faut pas oublier que l'ordre des familles de fractures obtenu par l'indice de mobilisation est également directement lié à la méthode de génération du modèle. Dans ce modèle qui est engendré par une approche hiérarchique (voir le Tableau 5-2) le nombre des fractures appartenant à la famille 4 est plus important que les autres (40%), les trois autres familles autour de 20%. Ceci peut expliquer partiellement le rang de la famille 4 dans les fractures ayant un indice de mobilisation élevé. Une façon de présenter les résultats de façon plus exploitable serait d'examiner la proportion de fractures par famille présentant des indices de mobilisation supérieurs aux seuils de 0,9 et 0,95, en se ramenant ainsi de façon implicite à l'effectif des fractures par famille.

Nous avons effectué des analyses sur des diverses coupes 2D produites à partir des modèles 3D. Nous détaillons les résultats obtenus pour une seule coupe faite sur le modèle VII, présenté sur la Figure 5-3a, et le coupant par son milieu. Cette coupe 2D est étudiée en considérant des éléments rigides pour différentes conditions d'interaction entre les blocs. La Figure 5-10 présente certains résultats calculés pour un modèle rigide. Si on considère que les blocs sont en contact avec un frottement sec ayant un angle de  $38^\circ$ , on obtient la configuration de stabilité présentée sur la Figure 5-10a. On constate qu'un détachement massif se produit au niveau du toit de la galerie. Ce détachement est délimité par quelques fractures appartenant à la famille 3, et se termine sur une fracture de la famille 1.

Si on prend en compte une interaction cohésive entre les blocs avec une cohésion de 1MPa, ce modèle reste stable (voir la Figure 5-10b). L'évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pour ces deux simulations est présentée sur les Figure 5-10 (c, d) respectivement pour le modèle avec frottement sec et avec cohésion. Le modèle cohésif montre une allure stable pour le nombre de contacts glissants pendant le calcul, qui témoigne d'une augmentation considérable de la stabilité au niveau du toit de la galerie, dans ce modèle. L'histogramme de la distribution de la surface des blocs engendrés dans ce modèle 2D est illustré sur la Figure 5-10 e. Pour les 583 blocs existant dans ce modèle, elle varie entre  $0,001 \text{ m}^2$  et  $15 \text{ m}^2$  avec une moyenne de  $1,3 \text{ m}^2$ . L'état de ce tunnel, à une profondeur de 20m, en considérant une charge latérale isotrope et équivalente à la charge verticale, est calculé pour cette coupe 2D. La Figure 5-10f montre le tunnel dans cette condition de chargement, à

l'instant correspondant à 0,3 seconde. On voit bien que cette mise en charge n'empêche pas le détachement massif du toit du tunnel.

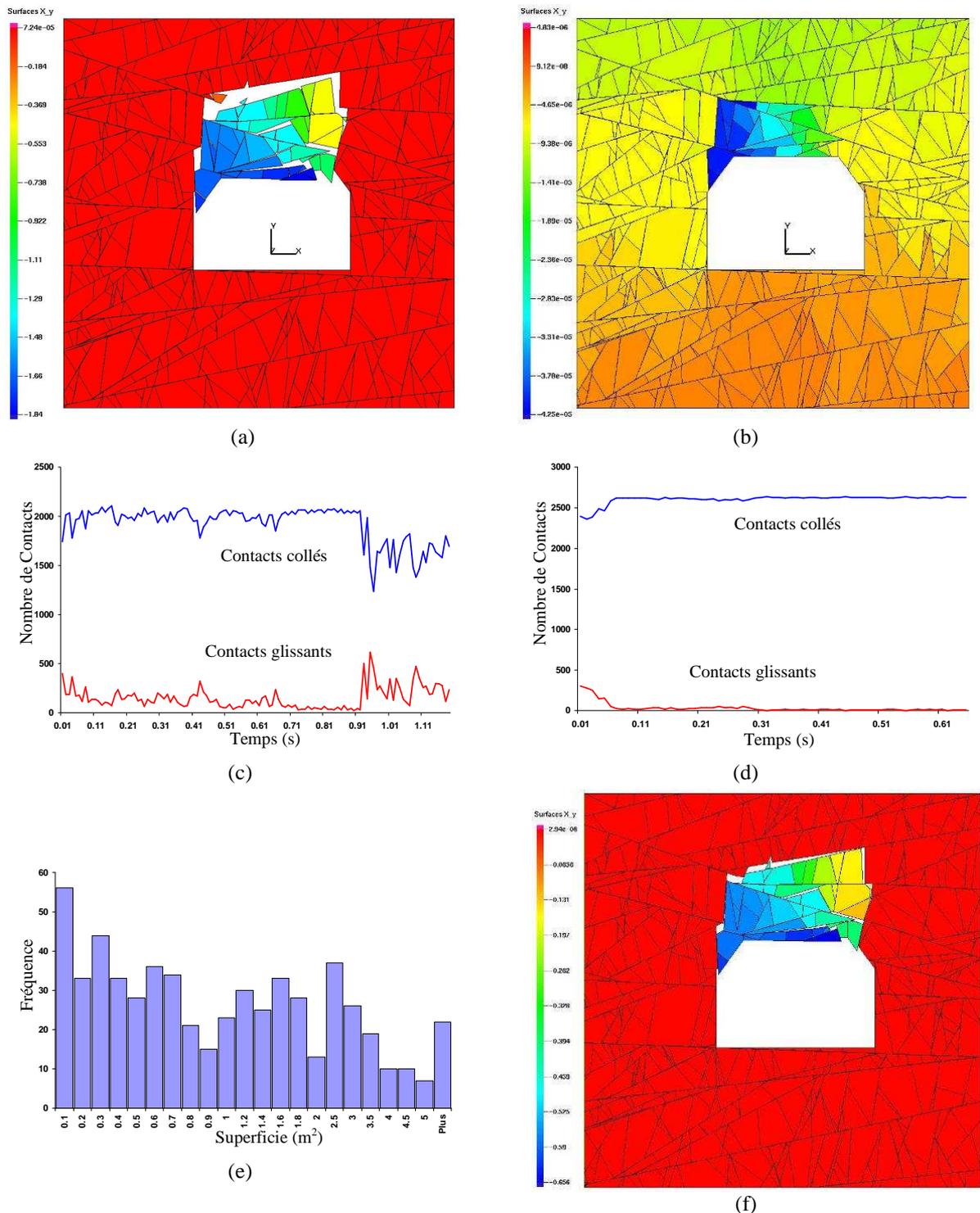


Figure 5-10 Modèle rigide de la coupe centrale obtenue à partir du modèle 3D VII, (a) déplacement vertical en mètre avec un angle de frottement de 38° (0,5 seconde), (b) déplacement vertical en mètre pour un modèle cohésive de 1MPa (0,5 seconde), (c & d) évolution du nombre de contacts glissants et restant collés pendant le calcul respectivement pour les modèles sans cohésion et avec cohésion (e) histogramme des surfaces des 583 blocs du modèle 2D, (f) déplacement vertical pour le modèle confiné, pression isotrope latérale et verticale correspondant à 20 m de terrain pesant, (pression verticale / pression horizontale = 1, à t = 0,3 seconde).

Ce modèle 2D a ensuite fait l'objet d'une modélisation utilisant des éléments déformables en maillant les blocs en éléments triangulaires. Pour cela nous avons utilisé l'outil de maillage de Gmsh. Le modèle est maillé en 37901 éléments triangulaires sur 583 blocs discrets (Figure 5-11 a). Le module d'Young pris en compte pour ce modèle est 50GPa et le coefficient de Poisson est égal à 0,2. Ce modèle est ensuite utilisé en considérant comme lois d'interactions, d'abord un frottement sec (angle de frottement de  $38^\circ$ ) puis un frottement cohésif (cohésion de 1 MPa) entre les blocs, dont les résultats sont présentés respectivement sur les Figure 5-11 (b &c).

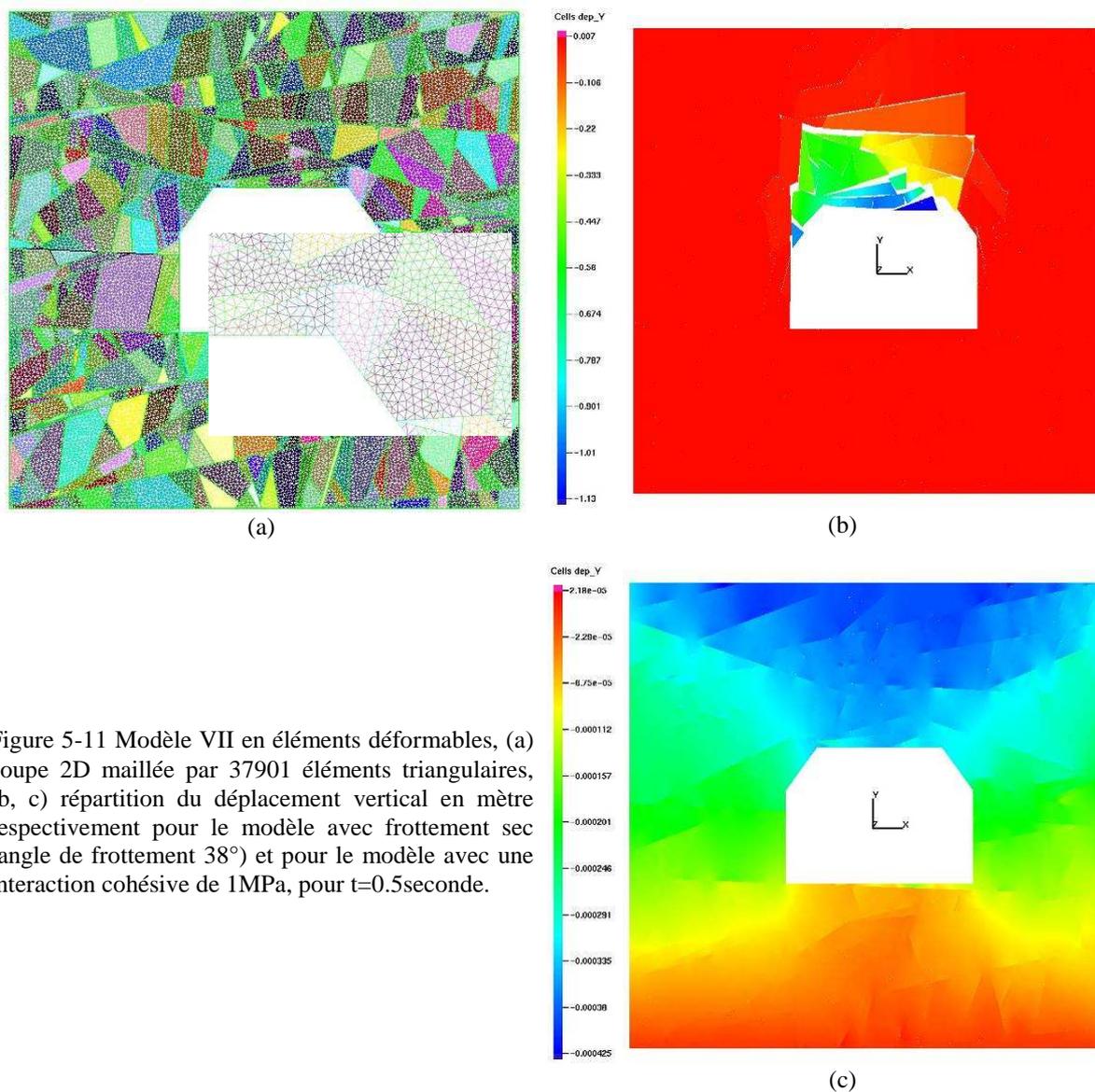


Figure 5-11 Modèle VII en éléments déformables, (a) coupe 2D maillée par 37901 éléments triangulaires, (b, c) répartition du déplacement vertical en mètre respectivement pour le modèle avec frottement sec (angle de frottement  $38^\circ$ ) et pour le modèle avec une interaction cohésive de 1MPa, pour  $t=0.5$ seconde.

De façon similaire à ce que l'on a observé sur le modèle rigide, le modèle déformable avec une loi d'interaction de frottement sec montre un détachement massif au niveau du toit, et le modèle cohésif reste stable. Ce qu'on peut inférer de ces modélisations effectuées en 2D et

3D pour ce tunnel est que ce tunnel montre une instabilité produite presque pour tous les modèles au niveau de toit, tandis qu'il montre une stabilité considérable au niveau des pieds droits pour tous les modèles. Seuls de petits blocs, qui auraient été décelés à la purge, se détachent dans quelques cas. En conséquence, il apparaît que ce tunnel doit être renforcé particulièrement au niveau du toit parce que sa surface libre à cet endroit donne lieu à la génération de blocs potentiellement amovibles. Ce toit de la galerie peut alors être renforcé en utilisant un système de boulonnage régulier mais assez long et rigide puisque le volume des blocs détachés est parfois considérable.

## 5.2. Boulonnage et renforcement des tunnels

Les boulons ont été utilisés depuis de nombreuses années pour le soutènement des excavations souterraines et une grande variété de types de boulons est disponible pour répondre aux différents besoins qui se posent dans les secteurs minier et du génie civil. Les boulons sont généralement constitués de tiges d'acier plein avec un mécanisme d'ancrage à une extrémité, et un ensemble plaque d'about - écrou à l'autre extrémité. Ils sont toujours tendus après l'installation. Pour les applications à court terme, les boulons sont généralement laissés non cimentés. Pour des applications à plus longue durée de vie, ou en présence d'eaux souterraines corrosives dans la roche dans laquelle il est implanté, l'espace entre le boulon et le rocher peut être rempli avec un coulis de ciment ou de la résine.

Pour être efficaces, les boulons doivent être installés avant qu'un mouvement significatif ne se produise dans la masse de roche. La Figure 5.12 illustre en détail un certain nombre d'applications typiques de boulons qui peuvent être utilisées pour contrôler les différents types de rupture qui se produisent dans les massifs rocheux autour des ouvertures souterraines [4].

L'évolution vers des excavations souterraines de plus en plus grandes, à la fois dans les exploitations minières et en génie civil, a abouti à la mise en place progressive de la technologie de renforcement par câble pour assurer les fonctions de soutènement qui dépassent les capacités des boulons traditionnels. Différentes sortes de boulons sont aujourd'hui utilisés pour assurer la stabilité des galeries souterraines et d'affleurements rocheux en surface.

Des barres d'ancrage sont disponibles dans une grande variété de styles, mais leur principe de base de fonctionnement est identique. Comme le montre la Figure 5.13 les composantes d'un ancrage du type de coquille d'expansion sont un cône avec un filetage interne et une paire de coins maintenus en place par une anse. Le cône est vissé sur l'extrémité fileté du

boulon et la totalité de l'assemblage est inséré dans le trou qui a été creusé pour recevoir le boulon. La longueur du trou doit être au moins de 100 mm de plus que le boulon sinon l'anse sera délogée en étant forcée contre le fond du trou. Le serrage du boulon va forcer le cône contre les coins qui pénétreront localement dans la roche, ce qui permettra in fine de mobiliser la force d'ancrage [4].

Nous n'avons pas l'intention d'entrer en détail dans la technique du boulonnage qui est loin du sujet de cette étude, mais seulement d'en évoquer quelques aspects comme faisant partie de perspectives possibles dans l'étude de travaux au sein des massifs rocheux, puisqu'on a la possibilité d'utiliser des éléments tels que le câble et la tige en acier précontraint, dans le code LMGC90.

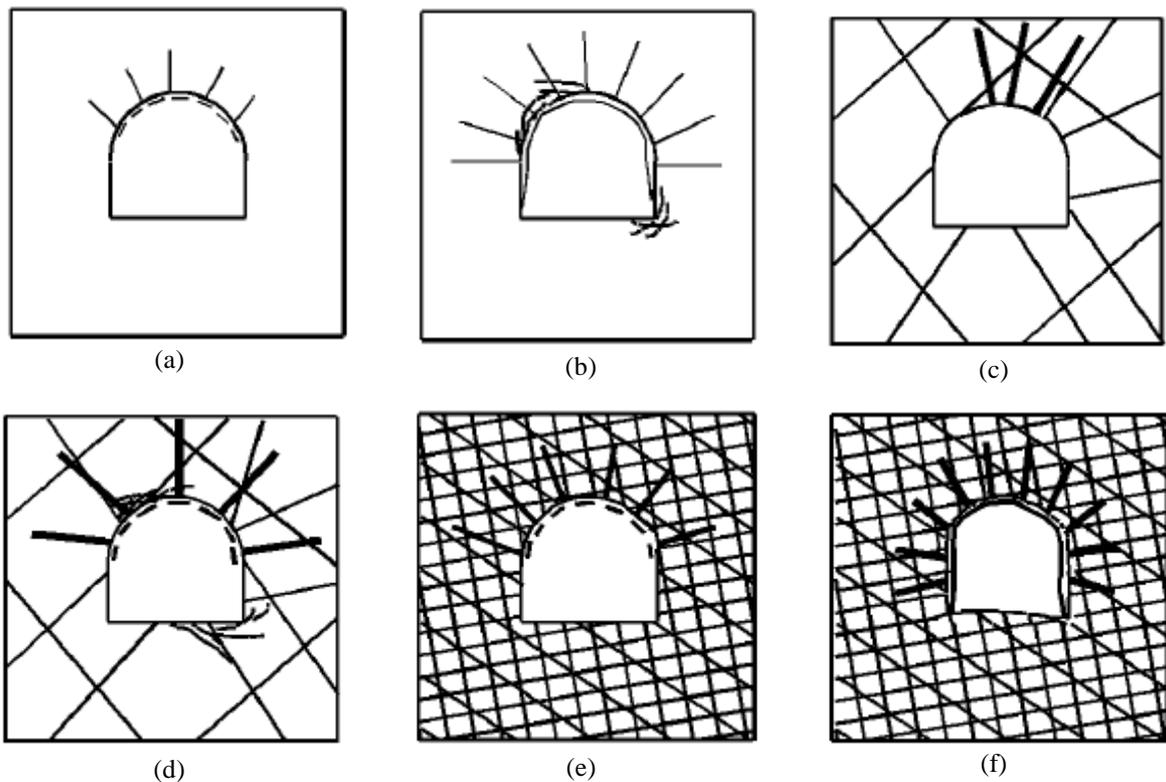


Figure 5.12 Applications typiques de boulons pour contrôler différents types de rupture de massif rocheux pendant le creusement d'un tunnel. (a) massif rocheux soumis à faible niveau de contraintes in situ. Pas de soutien permanent. Des soutènements légers peuvent être requis pour la construction en sécurité. (b) massif soumis à de hauts niveaux de contraintes in situ : boulons régulièrement répartis selon une maille systématique ou béton projeté pour limiter la fracturation et garder autant que possible la roche en place. (c) massif avec relativement peu de discontinuités soumis à de faibles contraintes in situ : boulons à ancrage ponctuel destinés à prévenir la rupture de blocs individuels et de coins. Les boulons doivent être tendus. (d) massif avec relativement peu de discontinuités soumis à de fortes contraintes in situ : grands boulons de taille supérieure à celle caractéristique de la structure de la roche, à maille régulière, avec des fibres en acier renforçant le béton projeté sur les parois latérales et le toit. (e) massif fortement fracturé soumis à de faibles contraintes in situ. Des Boulons repartis régulièrement avec maille plus lâche et / ou béton projeté contrôlant l'écaillage (morceaux de roche près de la surface) (f) massif fortement fracturé soumis à de fortes contraintes : boulons répartis de manière dense avec béton projeté renforcé de fibres en acier. [4]

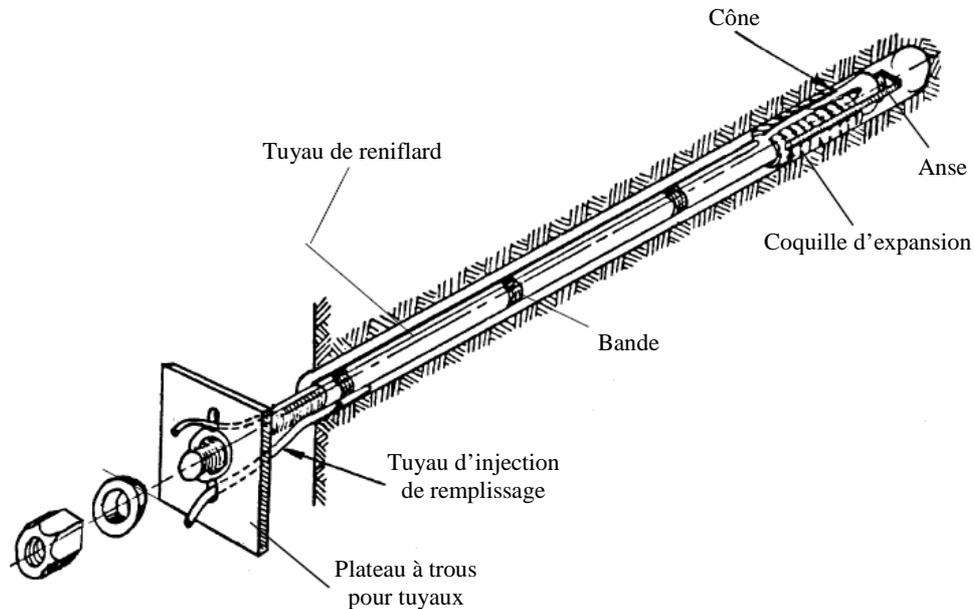


Figure 5.13 Composants d'un boulon d'ancrage, avec provision pour injection de coulis de ciment ou de résine [4].

Nous présentons ici les résultats obtenus pour une section 2D du modèle VII en simulant le renforcement par des boulons en acier. Notons que les éléments de type câble et boulon sont utilisables également dans la simulation 3D, mais pour faciliter de visualisation nous montrons les résultats en 2D. Comme exposé précédemment, ce modèle était un modèle instable avec un effondrement massif du toit du tunnel (voir la Figure 5.14a). Nous avons donc envisagé pour assurer la stabilité de toit d'utiliser des boulons répartis en couronne, en forme de parapluie. Pour cela, dans un premier temps, 25 boulons sont intégrés dans le modèle, en suivant un schéma de boulonnage radial.

Les boulons ont 20 mm de diamètre et une longueur entre 4 et 5 mètres avec un module d'Young de 210 GPa. On obtient une raideur de 65,97 MN/m, et pour la précontrainte on prend en compte une pré-déformation de l'ordre de  $-3 \times 10^{-3}$ . Les résultats montrent que le toit reste sans déplacement considérable (Figure 5.14b). Si maintenant, on n'utilise qu'un boulon sur deux, le toit du tunnel montre des déplacements négligeables (Figure 5.14b). En gardant la même répartition des boulons mais avec des boulons ayant un module d'Young 100 fois plus faible, le modèle montre encore des déplacements négligeables pendant la première seconde de calcul, mais des déplacements verticaux apparaissent au centre du tunnel (Figure 5.14d). Ceci montre que les boulons se déforment sous la pression des blocs amovibles. Pour mieux comprendre l'effet des boulons intégrés dans le modèle, le graphe présenté dans la Figure 5.14 e compare le nombre des contacts glissants dans deux modèles avec et sans

boulonnage (voir respectivement les modèles des Figure 5.14a et b). Les boulons entrent en action juste quelques millisecondes après la mise en charge du modèle, et font diminuer très rapidement le nombre des contacts glissants.

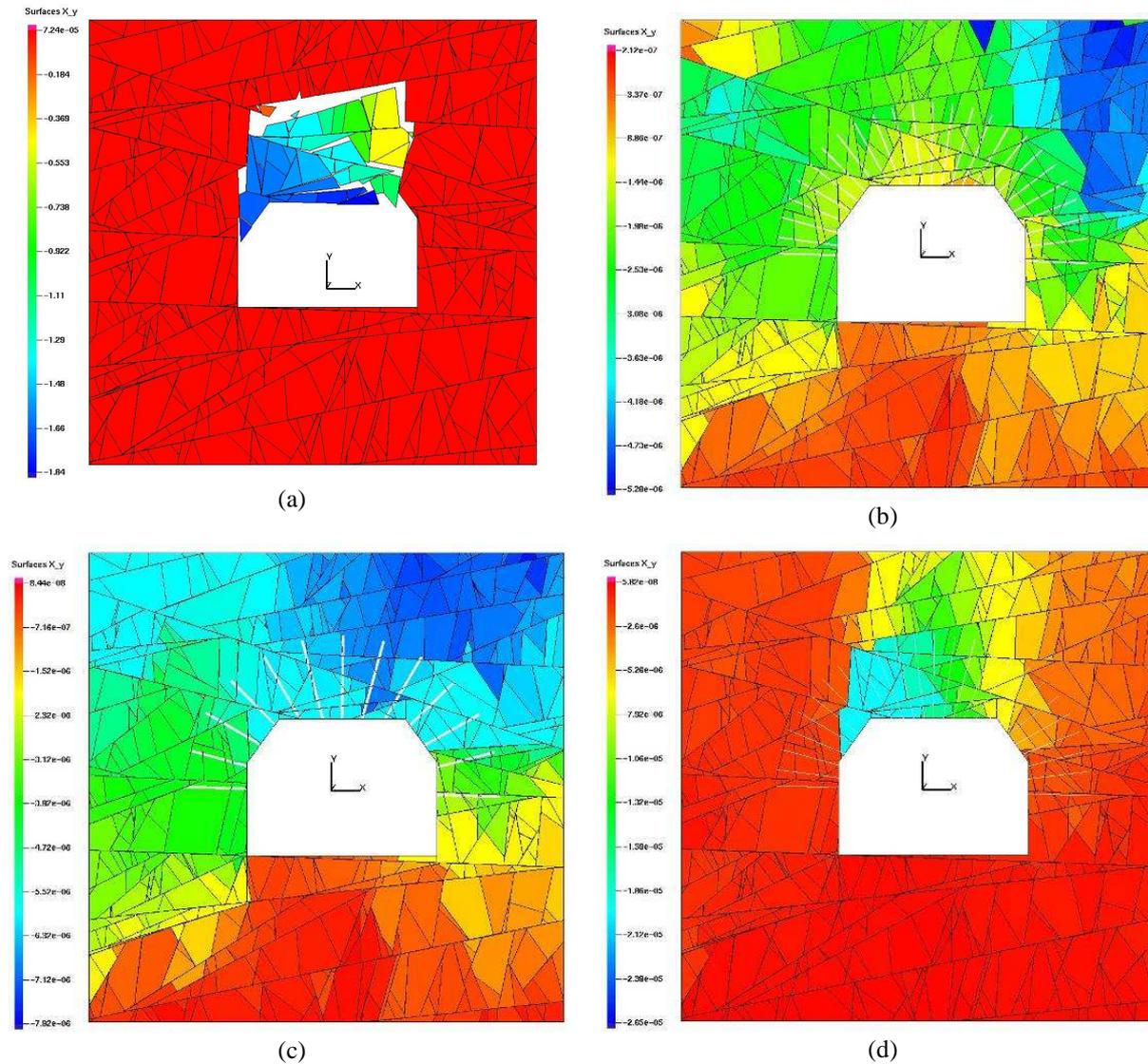
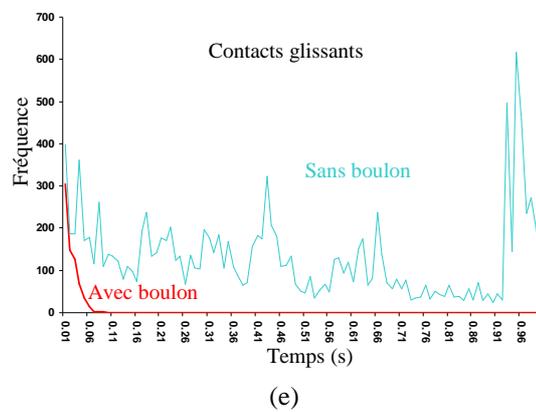


Figure 5.14 Déplacement vertical calculé pour le modèle 2D rigide, (a) sans utilisation de boulon, (b) en utilisant des boulons répartis radialement avec une forte densité, (c) en utilisant des boulons répartis radialement avec une densité moyenne, (d) en utilisant des boulons répartis radialement avec une forte densité, mais avec une faible raideur, (e) évolution du nombre de contacts glissants pendant le calcul respectivement pour les modèles sans renforcement et avec renforcement.



### 5.3. Écran de filets pare-pierres

Une des perspectives complémentaires à notre étude, en utilisant toujours le code de LMGC90, est l'étude d'écrans de protection par des filets pare-pierres. Nous présentons, dans ce paragraphe, nos premiers résultats.

Les filets pare-pierres ont pour fonction de limiter, à l'échelle de la paroi, les conséquences de chutes de pierres et de blocs. Ces chutes sont un des processus naturels d'évolution des talus rocheux. Ces barrières pare-pierres ont fait leurs preuves en tant que solution techniquement efficace et relativement peu coûteuse.

L'exemple que nous présentons, constitué d'un filet pare-pierres incliné fixé sur un talus rocheux, permet d'illustrer le mécanisme de fonctionnement de ce type de protection. Le filet à maille carrée de 30 cm de côté, fait 10 m×10 m et comporte 1160 nœuds. Il est constitué de câbles d'acier de diamètre de 1 cm ayant un module d'Young de 210 GPa. Les câbles passent au centre de polyèdres positionnés aux nœuds du filet. Les contacts entre les blocs rocheux et le filet sont simulés par ceux entre les blocs et ces petits polyèdres reliés entre eux par les câbles. Le filet est ainsi créé à partir d'un ensemble de polyèdres ici des cubes de 2 cm d'arête. En utilisant cette technique de modélisation, on peut créer différentes formes de filets, avec différentes ouvertures (voir la Figure 5.15a).

Une fois le filet mis en place, nous avons laissé tomber sous l'effet de la gravité trois blocs rocheux, chacun d'un volume proche d' $1\text{m}^3$ , et de masse volumique  $2000\text{ kg/m}^3$ . On aurait pu également donner à ces blocs une vitesse initiale non nulle, dans n'importe quelle direction de l'espace 3D. Le filet est fixé par les barres métalliques au talus rocheux. Les images présentées sur la Figure 5.15 montrent les interactions blocs - filet, lors de la chute des blocs. La Figure 5.15 b montre l'état du filet au moment de l'arrivée du premier bloc sur le filet. Ensuite les blocs « rebondissent ». Les images suivantes montrent différentes positions des blocs par la suite, dans un ordre chronologique.

Ces résultats démontrent qu'en faisant une étude de sensibilité aux paramètres des matériaux utilisés pour le filet, ou au diamètre des barres utilisées entre les nœuds du filet, nous pouvons effectuer une modélisation tout à fait admissible pour ce type de protection utilisé souvent pour les talus rocheux, les hautes falaises. Le même principe est également applicable pour les grillages métalliques pendus sur des talus, ou des rideaux de chaînes en protection de concasseurs primaires en mine. De même, les effets des protections par grillage utilisées en toit de galeries ou en tunnel peuvent être étudiés.

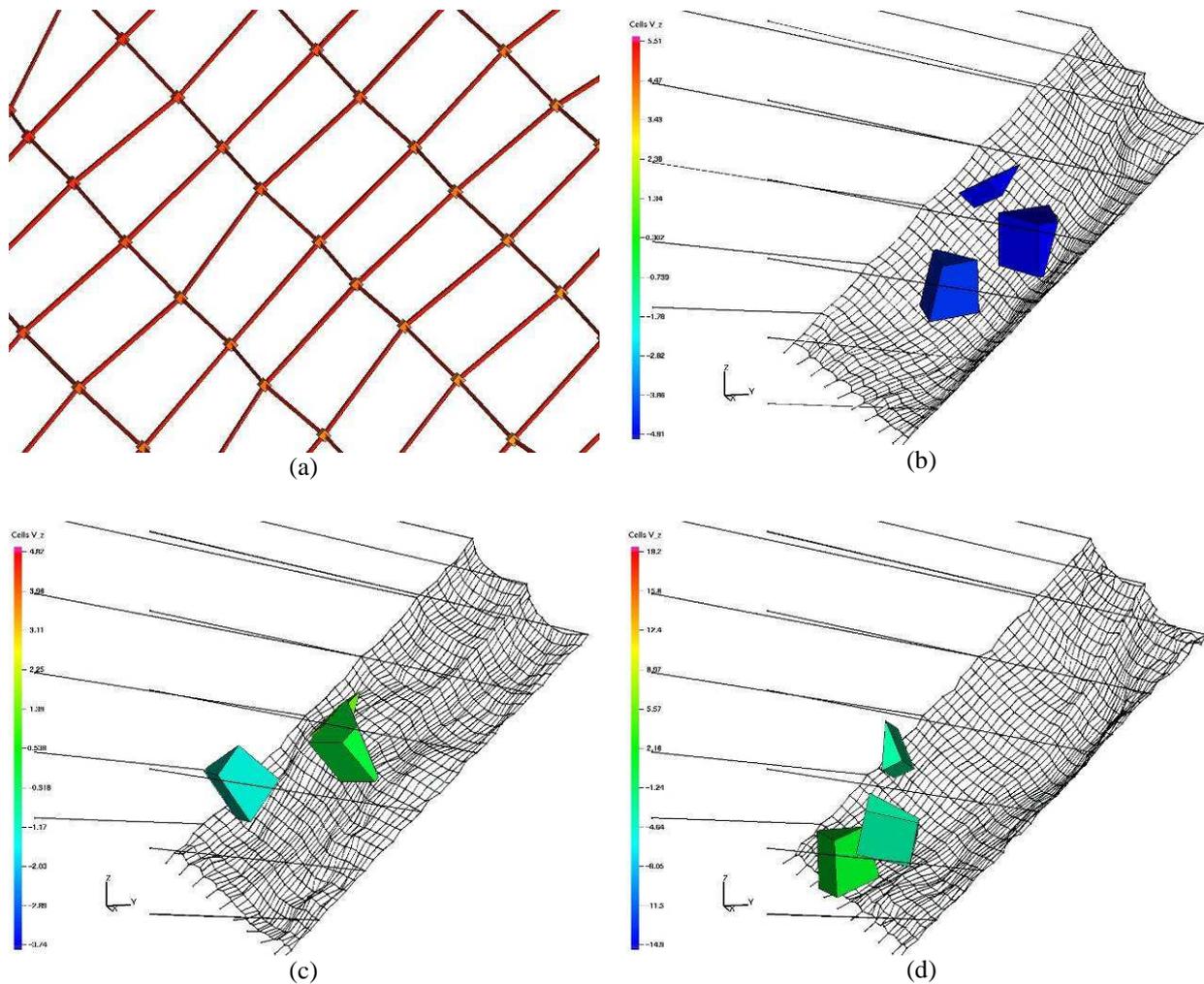


Figure 5.15 Modèle d'un écran par filet pare-pierres, (a) configuration du filet construit grâce à des polyèdres et des câbles, (b-d) trois images consécutives montrant la vitesse verticale des blocs rocheux et l'état du filet respectivement pour 0,5, 1 et 1,5 seconde après le début de la chute des blocs de pierre.

#### 5.4. Modélisation des talus rocheux sous sollicitation sismique.

Comme exposé dans le troisième chapitre concernant les modèles en maçonnerie, grâce à la résolution des équations de la dynamique qu'elle permet dans le cadre de la mécanique non-régulière, la méthode NSCD nous permet d'effectuer la simulation des effets d'une sollicitation sismique sur un massif rocheux fracturé.

Dans cette partie de notre travail, nous analysons l'influence une vibration sismique réelle dont les paramètres ont été mesurés. Nous avons utilisé l'accélérogramme d'un tremblement de terre enregistré avec un maximum de 0,7g d'accélération verticale et pour une durée de quatre secondes (une partie du tremblement de terre de Zanjiran, en Iran, du 20 Juin 1994,

d'une magnitude d'environ 6,1 mb [5]). N'importe quelles données de même type, relatives à un autre séisme réel, ou à des « séismes réglementaires », peuvent être utilisées.

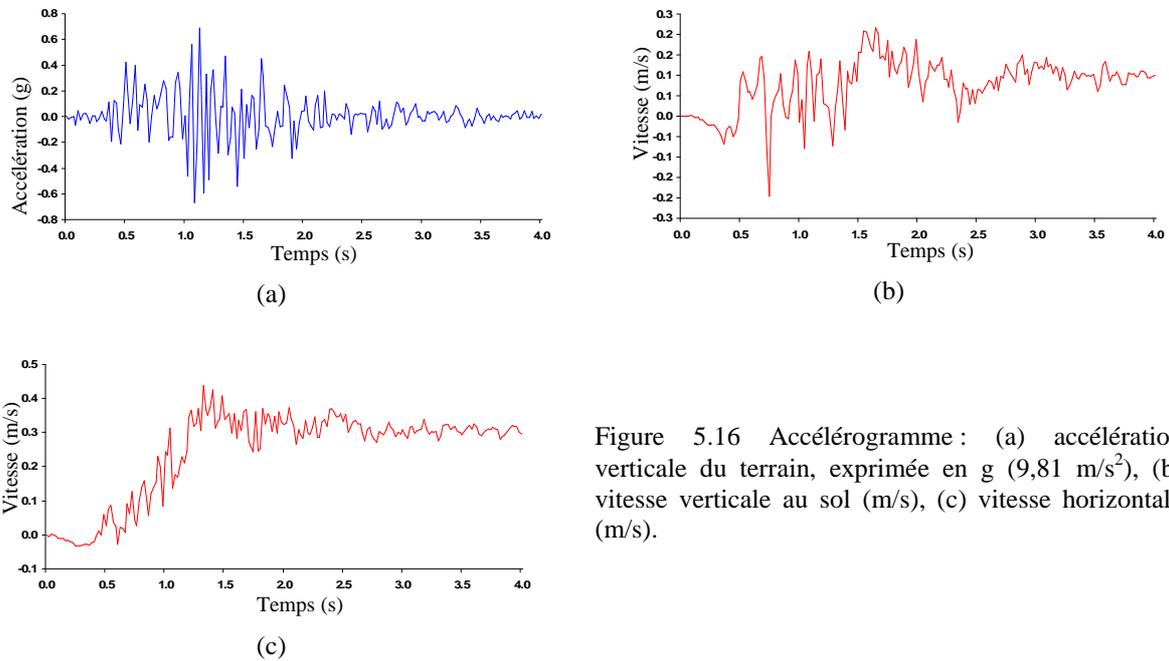


Figure 5.16 Accélérogramme : (a) accélération verticale du terrain, exprimée en g ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ), (b) vitesse verticale au sol (m/s), (c) vitesse horizontale (m/s).

Les graphes présentés sur la Figure 5.16 présentent l'accélération et la vitesse engendrées par le séisme. Pour ce modèle, on utilisera les valeurs des vitesses verticales et horizontales (respectivement présentées sur les Figure 5.16 b & c), calculées à partir de l'accélération enregistrée. Ces valeurs sont utilisées pour engendrer des vibrations au niveau des limites du modèle, pour créer une oscillation continue au sein du massif. Nous avons effectué cette modélisation sur une réalisation stochastique du talus rocheux fracturé engendrée à partir des données mesurées dans la carrière de Souraïde (détails exposés dans le quatrième chapitre). L'état de la stabilité de ce talus a été comparé pour les deux modèles sans et avec sollicitation sismique. Pour ce modèle, nous avons pris en compte une interaction entre blocs par frottement sec, avec un angle de 38 degrés.

Les résultats obtenus pour la coupe 2D avec des éléments rigides sont montrés sur la Figure 5.17. La Figure 5.17a présente l'état du talus dans le cas sans vibration sismique pour la deuxième seconde de calcul. Ce modèle montre que le talus est presque totalement stable avec seulement quelques petits blocs qui le détachent. La répartition des déplacements horizontaux ne met pas en évidence de zone d'instabilité. Au contraire, dans le modèle soumis aux oscillations sismiques, nous constatons qu'une zone d'instabilité commence à apparaître dans la partie supérieure du talus. Cette zone a pour limites la famille de fracture qui penche

vers l'intérieur de la carrière avec une pente élevée, et la famille de fractures quasi verticales plongeant vers l'intérieur du massif.

L'état du massif est présenté pour le cas statique au bout de quatre secondes (Figure 5.17c). On observe les trajectoires des blocs mobiles apparus dans l'image précédente, qui provoquent des instabilités de blocs initialement stables et détachent du massif après avoir été impactés par les premiers blocs lors de leur chute. Pour ce qui concerne le modèle soumis aux oscillations sismiques (Figure 5.17 d), la zone apparue dans l'image précédente se propage à l'intérieur du massif, ce qui conduit à la création d'une « faille » ouverte produite par la succession d'ouvertures de joints en échelons. On constate que les blocs situés au sommet de ce talus sont en train de basculer vers l'intérieur de la carrière. Nous avons comparé le nombre des contacts glissants pendant le calcul pour ces deux modèles. On observe que le nombre de contacts glissants est environ trois fois plus important pour le modèle soumis aux oscillations que pour modèle statique. Il varie plus, pendant la première seconde, pour le modèle soumis à la vibration sismique du fait des variations élevées de vitesse sur cet intervalle de temps, comme on peut le voir sur les graphes des Figure 5.16 b, c. Cette variation du nombre des contacts reste ensuite presque constante jusqu'à la fin du calcul, ce qui n'est pas le cas pour le modèle statique, puisque les blocs préalablement détachés provoquent sur leur trajectoire le déplacement d'autres blocs initialement stables.

Pour ces deux modèles du talus, nous avons également comparé l'évolution de l'énergie cinétique produite pendant le calcul, présentée sur la Figure 5.18. À cause des vibrations générées par la sollicitation sismique, nous observons que le modèle montre dans ce cas une variation de l'énergie permanente pendant le calcul. À la fin de quatrième seconde, l'énergie cinétique produite dans le modèle soumis aux oscillations est presque trois fois plus importante que l'énergie cinétique produite dans le modèle statique. Les deux graphes présentent la même allure avec un écart constant.

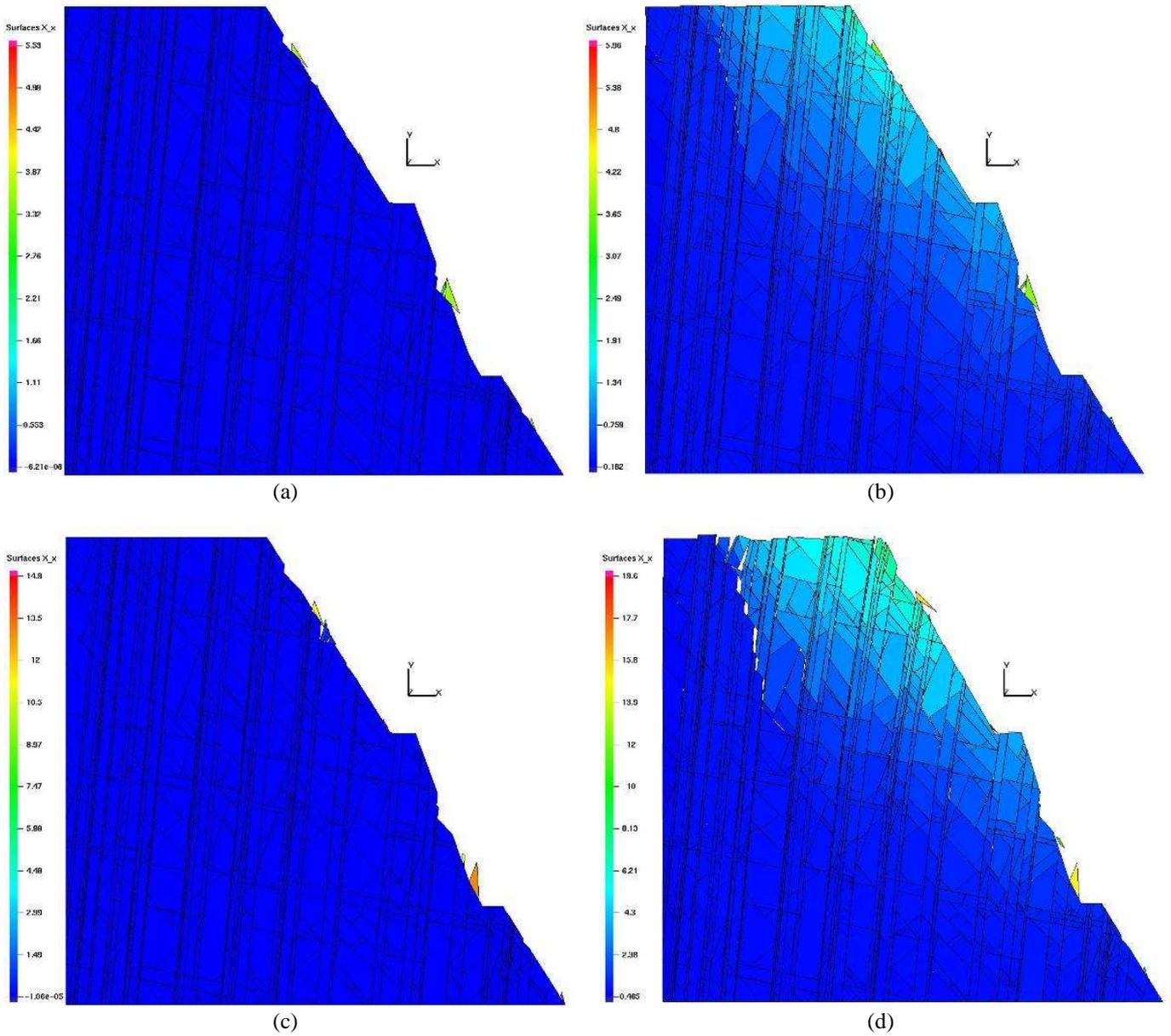
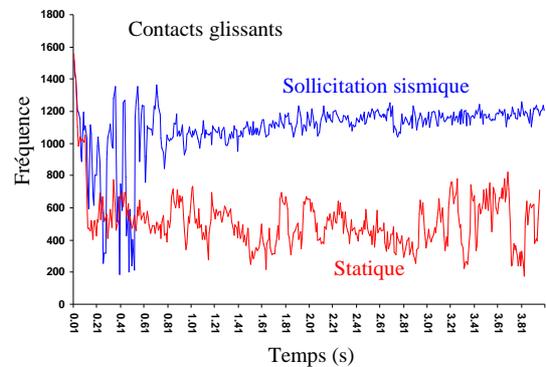


Figure 5.17 Déplacements horizontaux en mètre pour le modèle 2D de la carrière de Souraïde, (a, b) à  $t = 2$  secondes, respectivement pour le cas statique et pour le cas avec vibration sismique, (c, d) à  $t = 4$  secondes, respectivement pour le cas statique et pour le cas avec vibration sismique, (e) graphe comparatif du nombre de contacts glissants pour les cas statique et avec vibration sismique.



(e)

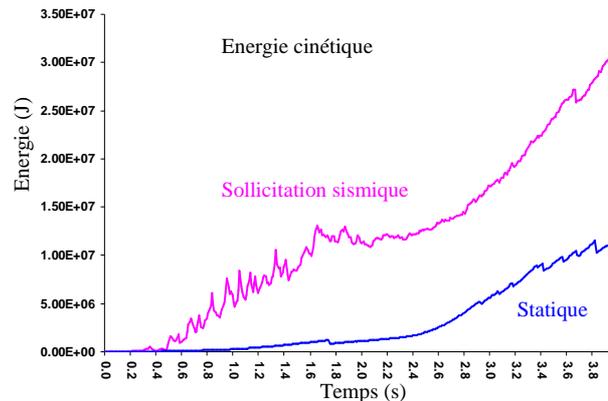


Figure 5.18 Graphique comparatif de l'évolution de l'énergie cinétique dans les deux modèles statiques et avec sollicitation sismique pendant 4 secondes.

## 5.5. Conclusion

Ce chapitre était dédié, d'une part, à la modélisation des tunnels en deux et trois dimensions et, d'autre part, à l'exposé de travaux préliminaires sur des domaines connexes. Les résultats nous ont montré que le code LMGC90, qui utilise la méthode NSCD, nous permet d'étudier la stabilité des tunnels. En particulier, puisque nous avons en général des blocs de forme non-convexe dans de tels modèles, en utilisant la possibilité de découpage des blocs en plusieurs corps convexes, l'outil maintenant disponible dans ce code nous aide à franchir cet obstacle existant encore dans d'autres codes aux éléments discrets.

Afin d'étudier la stabilité du tunnel de Saint Béat, sept modèles sont créés par une méthode stochastique en utilisant les données d'orientations mesurées sur le terrain. Étant donné que ces modèles ne sont pas déterministes, il nous est apparu opportun de simuler plusieurs réalisations, de façon à commencer une étude de sensibilité du modèles à divers paramètres, et essayer de fiabiliser les résultats. Ces sept modèles nous ont révélé la faiblesse apparente de ce tunnel au niveau du toit, et le bon comportement des pieds droits. Ces résultats nous donnent la possibilité de concentrer le système de soutènement au niveau du toit, et il semble qu'une couche mince de béton projeté, après purge des blocs détachables, puisse seule assurer la stabilité des parements du tunnel.

Pour le toit, après avoir vérifié numériquement les résultats de l'intégration de boulons à ancrage ponctuel, selon un plan de boulonnage radial, il s'avère que leur mise en place d'une façon régulière avec une maille de l'ordre de 2m peut éviter la chute des blocs. Cette conclusion peut être confirmée à partir de la modélisation 3D, mais la représentation

graphique des résultats est moins facile. Comme dans le cas des modèles étudiés pour les talus rocheux, dans le cas du tunnel, nous pouvons détecter les familles des fractures présentant un indice de mobilisation plus élevé des contacts surfaciques.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, nous avons construit d'un modèle simple d'écran de filets pare-pierres à partir de la combinaison d'éléments disponibles dans le code LMGC90. Les résultats nous ont montré que cet outil nous permet d'étudier la dynamique des phénomènes qui se produisent dans ce type de protection. À partir de telles modélisations et la détermination de la taille de blocs de pierres détachables du talus, nous pouvons calculer les caractéristiques mécaniques et géométriques nécessaires, et le positionnement par rapport au talus, d'un filet de protection. De plus, ce type de modèle est tout à fait applicable pour les filets pendus et les grillages métalliques utilisés dans les travaux souterrains.

Dans la troisième partie de ce chapitre, nous nous sommes intéressés à l'effet d'un séisme réel sur un talus rocheux fracturé. Les simulations nous ont permis de comparer les états du talus dans le cas statique et dans celui d'une vibration sismique. Pendant le séisme, la propagation des fractures ouvertes au sein du massif nous montre à quel point celui-ci peut être perturbé par une sollicitation de cette nature. En particulier, dans les deux cas, on mesure l'influence des chocs des blocs en mouvement, qui vont entraîner l'instabilité de blocs initialement stables.

### Références:

1. Gasc-Barbier M, Virely D, Guittard J, Merrien-Soukatchoff V. 2005, Different approaches to fracturation of marble rock – the case study of the St Beat tunnel (French Pyrenees), Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse, 5 p., France.
2. Guittard J, Souvignet S, Gasc-Barbier M, Virely D. Field investigations realized for St Beat tunnel (France –31). Géoline 2005. 23-25 mai 2005. Lyon. CD-Rom. 2005.
3. Chantron L, Zumbo V. Formalisation des critères descriptif d'un massif rocheux – Mise au point d'une feuille de saisie des discontinuités. JNGG 2002, 8 et 9 Octobre 2002, Nancy. France. 2002
4. Hoek E. 2000, Rock Engineering. Course Notes by Evert Hoek. Available for downloading at Hoek's Corner, [www.rocscience.com](http://www.rocscience.com).
5. ISMN. Zanjiran earthquake, Iran, June 20th 1994, [http://www.bhrc.ac.ir/ISMN/SHABAKEH/accelerograms/earthquake/ten\\_years/zanjiran/zanjiran.htm](http://www.bhrc.ac.ir/ISMN/SHABAKEH/accelerograms/earthquake/ten_years/zanjiran/zanjiran.htm).



## Conclusion générale

L'étude du comportement mécanique et de la stabilité des massifs rocheux nécessite une bonne connaissance de la structure complexe de ces milieux. Leur nature discontinue rend leur caractérisation géométrique elle-même compliquée. Les discontinuités jouent un rôle très important dans le comportement mécanique et hydromécanique des milieux rocheux. Aussi, afin d'obtenir des résultats admissibles pour leur modélisation, il est nécessaire de prendre en considération ces discontinuités d'une façon réaliste. En étudiant les modèles existants, on se rend compte que les modèles disponibles présentent chacun des points forts et des inconvénients, souvent en fonction de l'objectif principal de leurs concepteurs.

Nous avons étudié dans le premier chapitre les différents modèles proposés pour un milieu rocheux fracturé. Certains modèles, comme le modèle de Baecher, peuvent être tout à fait admissibles pour répondre à certains problèmes d'écoulements souterrains de fluides. Par contre, comme nous l'avons vu, ce modèle ne permet pas de déterminer facilement les blocs délimités par les disques. Finalement, en comparant des modèles, on arrive à la conclusion qu'une méthode plus pratique et plus proche de la nature même du massif rocheux, consiste à utiliser des plans polygonaux qui se coupent de façon éventuellement ordonnée, pour engendrer des modèles de massif rocheux fracturé.

Avec cet objectif, nous avons développé des outils informatiques permettant d'engendrer les réseaux de fractures, par les plans orientés dans l'espace, en tenant compte des données d'orientation des discontinuités mesurées sur le terrain. Les plans de joint sont engendrés d'une manière stochastique, certains paramètres statistiques issus des valeurs mesurées comme l'espacement entre des joints, la tolérance pour les données d'orientation, l'ouverture des joints sont intégrés dans les modèles. Des outils géostatistiques sont également utilisés afin de tenir compte des paramètres de structuration spatiale de la densité des joints sur la base d'observations de terrain. L'ensemble de ces outils permet finalement d'engendrer un modèle représentatif du milieu rocheux fracturé. Les modèles engendrés sont ensuite utilisés pour la modélisation de leur comportement mécanique par la méthode des éléments discrets.

Deux annexes à ce mémoire sont dédiées à des explications complémentaires: l'une sur la méthode utilisée pour le regroupement des fractures par la méthode spectacle; l'autre sur la méthode géostatistique et les outils géostatistiques utilisés dans cette étude.

Dans le deuxième chapitre, nous nous sommes intéressés aux méthodes d'éléments discrets en comparant leurs avantages et inconvénients. En particulier, les deux méthodes de Cundall et NSCD sont détaillées, la première parce qu'elle est très répandue dans le domaine de la mécanique des roches, et la deuxième en raison de son adaptation a priori remarquable aux objectifs de l'étude que nous nous étions fixés. Cette méthode est implémentée dans le code LMGC90. La méthode de Cundall est une méthode avec schéma de résolution itérative explicite utilisant un système de ressort et d'amortissement entre les particules afin de calculer la force de contact à l'aide de leur raideur, et les chevauchements autorisés entre les particules en contact. La valeur à donner à certains paramètres numériques de ce modèle nécessite une expérience particulière.

La méthode NSCD a été pensée pour répondre aux problèmes de Mécanique Non Régulière en dynamique. Cette méthode par son schéma numérique implicite ( $\theta$  méthode) et par son algorithme permet de calculer la dynamique de nombreux contacts simultanés. Cette méthode a l'avantage d'utiliser les lois d'interactions non régulières, et elle emploie une méthode de la détection explicite du contact.

Après avoir détaillé et comparé les différentes méthodes utilisées pour le calcul en éléments discrets, en particulier la méthode NSCD, nous avons testé cette méthode sur des cas académiques ainsi que sur des structures de maçonnerie à échelle réelle, dans le troisième chapitre. L'utilisation des méthodes d'éléments discrets dans le domaine de la maçonnerie est devenue aujourd'hui fréquente, ce qui donne la possibilité d'avoir, en bibliographie, des exemples bien étudiés par les différentes méthodes. Nous avons comparé les résultats obtenus pour certains essais académiques par diverses méthodes avec ce que nous avons calculé par la méthode NSCD. Nous avons ensuite utilisé le code LMGC90 pour des cas d'étude plus complexes, afin de vérifier la capacité de ce code pour des cas de structures en maçonnerie, à échelle réelle. Les structures sont étudiées du point de vue de la mécanique et pour certaines structures, nous avons effectué des simulations pour étudier leur comportement dynamique, simulation de vibrations sismiques. Les modélisations effectuées démontrent la bonne adaptation de la méthode NSCD à l'étude des structures en maçonnerie.

En ce qui concerne la modélisation des massifs rocheux fracturés, nous avons dédié le quatrième chapitre à l'étude des pentes rocheuses par la méthode NSCD. L'état de la stabilité de trois cas d'étude réels est traité en deux et trois dimensions. Les modèles géométriques utilisés sont engendrés par différentes techniques expliquées dans le premier chapitre. Nous avons constaté pour le premier cas l'influence que peut avoir un bloc individuel sur l'effondrement d'un talus rocheux, surtout dans les modèles 2D. Nous avons également observé l'effet du positionnement de la coupe 2D réalisée par rapport aux orientations des familles de fractures. Pour le deuxième exemple, nous nous sommes intéressés à l'effet de l'ordre d'intégration des familles de fractures dans les modèles, et les modélisations nous ont démontré qu'en utilisant les mêmes familles de fractures, dans un massif plus fracturé de façon non hiérarchisée, les blocs instables peuvent être moins importants que dans un massif moins fracturé, mais à fracturation hiérarchisée.

Le dernier cas étudié nous a montré que les résultats issus des modélisations 2D et 3D révèlent des différences de comportement très significatives. Dans une coupe 2D, on peut percevoir, comme accentué, l'effet négatif d'une famille de fracture de sorte qu'elle devient le facteur explicatif déterminant dans le modèle. Le modèle 3D de ce talus a permis de déterminer les formes réalistes des éventuels blocs mobiles, et les familles de fractures engendrant ces blocs. Pour ce troisième cas, nous avons utilisé un indice auxiliaire, indice de mobilisation, pour classer les familles des fractures en fonction du degré de stabilité qu'elles présentent dans un massif. Cet indice est calculé pour tous les types de contact, en particulier pour les contacts surfaciques qui sont les plus présents dans les modèles 3D.

Finalement, dans la dernière partie de ce mémoire, nous avons traité l'étude de stabilité de travaux souterrains en appliquant la méthode NSCD à un modèle de tunnel. Pour ce tunnel, avons construit sept modèles stochastiques pour analyser différents cas possibles de géométries, obtenues à partir des familles de fractures extraites des mesures faites sur le terrain. Étant donné que ces modèles ne sont pas déterministes, il nous est apparu opportun de simuler plusieurs réalisations, de façon à commencer une étude de sensibilité du modèle à divers paramètres, et essayer de fiabiliser les résultats. Ces sept modèles nous ont révélé la faiblesse apparente de ce tunnel au niveau du toit, et le bon comportement des pieds droits. La modélisation de certaines méthodes de protection, en travaux au rocher, telles que le boulonnage et les filets pare-pierres est ensuite abordée dans les perspectives envisagées comme développement de nos travaux. Les résultats nous ont montré que la méthode NSCD

nous permet d'étudier la dynamique des phénomènes qui se produisent dans ce type de protection. Dans la dernière phase de ce chapitre, nous nous sommes intéressés à l'effet d'un séisme réel sur un talus rocheux fracturé. Les simulations nous ont permis de comparer les états du talus dans le cas statique et dans celui d'une vibration sismique. Pendant le séisme, la propagation des fractures ouvertes au sein du massif nous montre à quel point celui-ci peut être perturbé par une sollicitation de cette nature.

# Regroupement des familles de discontinuités

## A.1. Introduction

Le regroupement des discontinuités en familles, et la caractérisation de l'orientation de ces dernières, sont des aspects importants de la caractérisation des massifs rocheux, en vue d'applications en ingénierie [1-8]. La représentation des données d'orientation des discontinuités et de l'identification des ensembles de discontinuités est couramment réalisée à l'aide de techniques de projection hémisphérique des pôles de discontinuités (vecteurs unitaires normaux aux plans de discontinuité) [7, 9-11]. Diverses méthodes visuelles de regroupement, basées sur la densité des contours calculée en comptant le nombre de pôles situés à l'intérieur d'un cercle de référence, sont couramment utilisées, mais elles posent des problèmes en raison de biais d'échantillonnage qui doivent être corrigés [12-14]. D'autres difficultés liées à l'établissement de ces regroupements sont dues à la forte dépendance de ces méthodes à la taille du cercle de comptage [10], et à la subjectivité dans l'interprétation des résultats de regroupement [7, 15, 16]. En résumé, on ne trouve pas de méthode de comptage entièrement satisfaisante, [17, 18], ce qui a conduit à la mise au point d'autres techniques d'identification automatique des familles de discontinuités.

Les méthodes de regroupement automatique des discontinuités fondées sur leur orientation peuvent être divisées en méthodes probabilistes et non probabilistes. Les premières supposent l'existence d'une structure globale probabiliste des données d'orientation de discontinuités [9, 16, 19-21], à la différence des secondes qui permettent de regrouper les discontinuités sans considérer a priori un modèle probabiliste [10, 15, 18, 22, 23]. Les méthodes de classification des familles de discontinuité basées sur l'utilisation de réseaux de neurones artificiels ont également été proposées [24], ainsi que les méthodes de regroupement qui peuvent intégrer, en plus de l'orientation des discontinuités, des informations, telles que, par exemple, la planarité, la dégradation, l'espacement, ou la rugosité [15, 19, 23].

L'hypothèse d'un modèle probabiliste a priori pour les données de discontinuité permet de définir des intervalles de confiance et de tester ou caler des paramètres statistiques [20]. En outre, il permet de regrouper les discontinuités en fonction de leurs probabilités d'appartenance à chaque famille de discontinuité [19, 25]. Mahtab et Yegulalp [16] ont proposé un algorithme de regroupement ayant comme objectif de réaliser une partition des

données de discontinuités, en utilisant une condition de rejet fondée sur la réalisation d'essais aléatoires provenant de la distribution de Poisson. Dershowitz et al. [19] ont présenté un algorithme stochastique itératif dans lequel les fractures sont affectées à chaque étape à la famille de discontinuité dans laquelle ils ont la plus forte probabilité d'appartenir. Marcotte et Henry [20] ont proposé une méthode pour l'identification du maximum de vraisemblance des familles de discontinuité en supposant que l'orientation de chaque famille de discontinuités peut être modélisée comme un mélange des distributions bi-variables normales tronquées.

Dans certains cas, cependant, faire des hypothèses a priori sur la structure probabiliste des propriétés de discontinuité peut être une tâche difficile, et des méthodes de regroupement qui n'utilisent pas a priori d'information probabiliste ont aussi été élaborées. La définition des paramètres de distance (c'est-à-dire les mesures de la distance entre les observations dans la série de données) qui sont adaptés à la structure des données (c'est-à-dire la forme de grappes dans la série de données) dans chaque cas particulier, a été reconnue comme une question clé pour l'application réussie de ces algorithmes [10, 22]. En ce sens, l'idée du regroupement des orientations de discontinuités en utilisant l'algorithme des K-centroïdes flous initialement proposé par Harrison [10] a été élargie avec l'introduction des paramètres améliorés de distance et les mesures de performance [15, 22, 26]; Zhou et Maerz [23] ont élaboré un programme d'ordinateur pour la caractérisation des familles de discontinuités en utilisant plusieurs algorithmes de regroupement multivariés. Klose et al. [18] ont proposé une approche de regroupement basée sur la quantification de vecteurs et la minimisation stochastique d'une fonction de coût définie en fonction de l'angle aigu entre les pôles de discontinuités et le pôle moyen de la famille de discontinuités à laquelle ils sont affectés [18, 27].

Les algorithmes de regroupement spectral groupent des points en utilisant des vecteurs propres de matrices provenant des données, et ils ont été utilisés avec succès dans des applications, y compris l'apprentissage automatique, le traitement de la parole, et la vision par ordinateur [28-30].

Dans ce chapitre, nous présenterons l'utilisation d'un algorithme de regroupement spectral sur des données d'orientations de discontinuités pour l'identification de familles de discontinuités en milieu rocheux. Ce chapitre est principalement basé sur les travaux de Ng et al. [28] et Jimenez-Rodriguez et al. [31] et nous explorons les capacités de l'algorithme de regroupement spectral pour l'identification des familles de discontinuités, au moyen d'une simple mesure de similarité dans l'espace sphérique qui est spécifique au regroupement des

orientations des discontinuités. Les performances de l'algorithme seront illustrées dans un certain nombre de cas de tests, y compris les données correspondant à un véritable massif rocheux. On compare ensuite les résultats calculés en utilisant l'algorithme de regroupement spectral proposé avec des résultats calculés avec les autres algorithmes de classification utilisés dans les applications d'ingénierie au rocher.

## A.2. Représentation des données directionnelles

Nous supposons que les discontinuités rocheuses peuvent être représentées comme des surfaces planes. Par conséquent, l'orientation d'une discontinuité peut être exprimée par l'orientation de son vecteur normal unitaire. Nous adoptons la convention habituelle en mécanique des roches que les vecteurs normaux unitaires des discontinuités pointent vers l'hémisphère inférieur de la sphère unité de référence.

Nous utilisons la méthode proposée par Priest [12] pour désigner les orientations des vecteurs normaux unitaires de discontinuités. L'orientation d'un vecteur normal unitaire de discontinuité est exprimée en  $\Theta \equiv (\alpha, \beta)^T$  (voir Figure A.1), où  $\alpha$  est la direction (c'est-à-dire l'angle d'azimut : du Nord au plan vertical contenant le vecteur normal unitaire de discontinuité, mesuré dans le sens des aiguilles d'une montre), et  $\beta$  est le plongement (ou pendage) (c'est-à-dire l'angle mesuré dans un plan vertical, entre le vecteur normal unitaire de discontinuité et le plan horizontal) du vecteur normal unitaire de discontinuité avec un pointage vers le bas. Comme indiqué sur la Figure A.1, les vecteurs unitaires peuvent aussi être exprimés au moyen d'un système tridimensionnel de coordonnées cartésiennes  $x \equiv (x_1, x_2, x_3)^T$ . Les coordonnées

cartésiennes  $x$ , d'un vecteur unitaire d'orientation

$\Theta \equiv (\alpha, \beta)^T$  sont données par [12, 18].

$$\begin{aligned} x_1 &= \cos \alpha \times \cos \beta \\ x_2 &= \sin \alpha \times \cos \beta \\ x_3 &= \sin \beta \end{aligned} \quad (\text{A.1})$$

Dans ce chapitre, nous représentons les vecteurs normaux unitaires de discontinuité par leur projection équivalente sur l'hémisphère inférieur de la sphère unité de référence ([5, 16-21, 24, 32]). (Les projections conservant les angles sont également couramment utilisées([5, 11]). Pour une description de chaque méthode

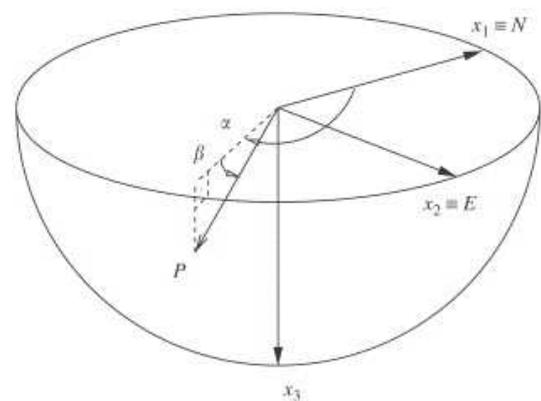


Figure A.1 Système Cartésien tridimensionnel de coordonnées [31]

de projection et un débat sur le fond, voir [11]). Dans ce travail, notre choix de la projection équi-aérale pour la représentation des données de discontinuité, affecte uniquement la visualisation des données, mais pas les résultats de l'algorithme de regroupement spectral proposé.

Les algorithmes de regroupement divisent les données en groupes en fonction des mesures de la distance (ou similarité) entre les observations de l'ensemble des données. L'utilisation d'un paramètre particulier de distance induit une topologie sur le plan spatial, ce qui conduit à l'identification préférentielle de grappes de certaines formes [22]. Par conséquent, le choix d'un paramètre de distance, adéquat pour chaque cas particulier, a été identifié comme une question clé pour l'application réussie de ces méthodes de regroupement [10, 22].

Des mesures de similitude fondées sur le sinus de l'angle aigu entre les vecteurs normaux unitaires de discontinuité ont été utilisées avant dans des applications ingénieries en milieu rocheux [15, 22, 26]. La mesure de distance basée sur les paramètres de l'angle aigu lui-même ont aussi été employées [16, 18, 21], ainsi que les paramètres de distance euclidienne [10, 23], et les paramètres de distance de type Mahalanobis qui permettent d'améliorer les capacités des algorithmes de groupement pour identifier des familles de discontinuités de forme non circulaire [10, 22].

Nous avons choisi de quantifier la similarité entre les orientations de deux discontinuités comme le sinus de l'angle aigu entre les vecteurs normaux unitaires des deux discontinuités (Notez que des mesures de distance plus sophistiquées existent. Les résultats montrent que l'algorithme de regroupement spectral fonctionne bien même lorsque ces simples mesures de similarité sont employées). L'angle aigu entre deux vecteurs normaux unitaires exprimé en coordonnées cartésiennes,  $x_1$  et  $x_2$ , peut être calculé comme suit [18]

$$\delta = \arccos \left| X_1^T \bullet X_2 \right| \quad (\text{A.2})$$

où le symbole de  $\bullet$  indique le produit scalaire. Par conséquent, à partir de l'équation (A.2), la mesure de similarité basée sur le sinus entre les vecteurs normaux unitaires de discontinuités  $x_1$  et  $x_2$  devient [22]

$$d^2(X_1, X_2) = 1 - (X_1^T \bullet X_2)^2 \quad (\text{A.3})$$

### A.3. Algorithme de regroupement

On considère un ensemble de données avec N mesures d'orientation de discontinuités rocheuses à regrouper en K familles. Les N discontinuités peuvent être partagées en K

grappes (c'est-à-dire les familles) à l'aide de l'algorithme suivant de regroupement spectral [31]:

1. Calculer la matrice d'affinité  $A \in \mathfrak{R}^{N \times N}$ , avec des éléments donnés par  $A_{ij} = \exp(-d^2(x_i, x_j)/2\sigma^2)$  si  $i \neq j$  et  $A_{ii} = 0$ , où le carré de la distance est donné par la distance basée sur le sinus définie par l'équation (A.3). L'affinité est une mesure de similarité (notez que c'est une fonction de la mesure de distance employée) entre l'orientation de deux discontinuités dans l'ensemble de données. Le paramètre d'échelle  $\sigma^2$  contrôle la manière dont l'affinité décroît avec la distance entre deux observations.

2. Définir  $D$  comme la matrice diagonale dont les termes diagonaux,  $(i, i)$  èmes éléments, sont calculés en faisant la somme de la  $i$  ème rangée de la matrice  $A$ , et calculer ensuite la matrice  $L = D^{-1/2}AD^{-1/2}$ . ( $D_{ii}$  est donc la somme des affinités de l'observation  $i$  à toutes les autres observations dans l'ensemble des données, et  $L$  est une matrice d'affinité normalisée).

3. Calculer les  $K$  plus grandes valeurs propres de la matrice  $L$  et leurs vecteurs propres correspondants  $v_1, v_2, \dots, v_k$  (choisis orthogonaux les uns aux autres dans le cas de valeurs propres répétées). Empiler ces vecteurs propres par colonnes pour former la matrice  $V = [v_1 \ v_2 \ \dots \ v_k]$ .

4. Former la matrice  $U$  à partir de la matrice  $V$  en normalisant chaque rangée de  $V$  de manière à ce qu'elle ait une longueur unité. C'est-à-dire,  $U_{ij} = V_{ij} / (\sum_j V_{ij}^2)^{1/2}$ .

5. Considérant chaque rangée de  $U$  comme un point dans  $\mathfrak{R}^K$ , grouper ces points (c'est-à-dire les rangées de  $U$ ) dans  $K$  sous-ensembles en utilisant l'algorithme de  $K$ -centroïdes.

6. Affecter le point de départ  $x_i$  au groupe  $j$  si et seulement si la rangée  $i$  de la matrice  $U$  est affectée au groupe  $j$  dans l'étape 5.

Cela étant, l'algorithme de regroupement spectral effectue une transformation de  $N$  observations d'orientation de discontinuité d'un milieu rocheux dans la série de données, à partir de l'espace original de coordonnées cartésiennes des vecteurs normaux unitaires dans un espace à  $K$  dimensions transformé. Les coordonnées des points dans l'espace transformé sont données par les rangées normalisées (c'est-à-dire de longueur unité) d'une matrice obtenue par empilage les vecteurs propres principaux de la matrice normalisée d'affinité des observations. Pour les groupes qui sont connectés et bien distincts (c'est-à-dire que l'affinité est négligeable pour les points au sein de différents groupes et non nulle pour les points dans le même

groupe), Ng et al.[28] montrent que les points transformés se regroupent autour de  $K$  points mutuellement orthogonaux qui se trouvent sur la surface de la sphère unité  $K$ -dimensionnelle. En outre, ils montrent que ces groupes correspondent aux groupes de l'ensemble des données. (Ng et al. [28] montrent également les conditions dans lesquelles l'algorithme est censé fonctionner dans les autres cas.)

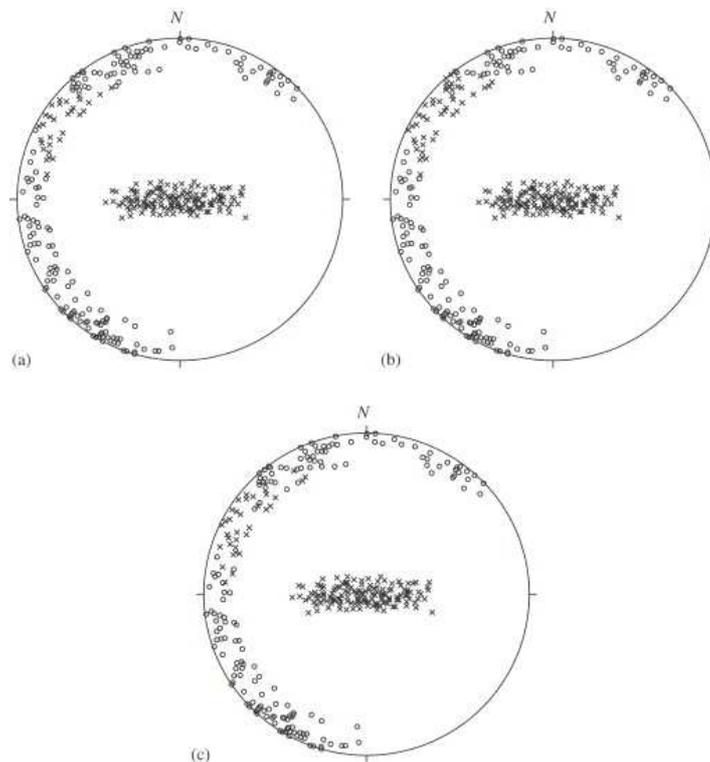


Figure A.2 Exemples de difficultés rencontrées lorsque le regroupement est effectué dans l'espace original des orientations de discontinuité: (a) Fuzzy K-centroïdes (distance de sinus); (b) de Fuzzy K-centroïdes (distance de Kent); et (c) la quantification de vecteur (distance d'angle aiguë). [31]

La valeur de  $\sigma^2$  peut être choisie par la recherche de  $\sigma$  jusqu'à ce qu'une "suffisamment petite" distorsion de clusters soit obtenue après avoir utilisé  $K$ -centroïdes sur les rangées de  $U$  à l'étape 5 [28]. Jimenez-Rodrigueza R. et al. [31] ont constaté que les valeurs de l'ordre de  $\sigma = 0,1-0,15$  produisent des résultats de regroupement des orientations de discontinuités suffisamment précis pour la mesure de similarité basée sur le sinus, selon l'équation (A.3) (En général, la valeur optimale de  $\sigma$  dépend de la mesure de distance sélectionnée et de l'ensemble de données. Tous les résultats présentés dans le présent document sont calculés en utilisant une valeur de  $\sigma = 0,12$ ).

À titre d'illustration de la valeur de cette approche, les Figure A.2 et Figure A.3 montrent un exemple dans lequel le regroupement spectral est une amélioration par rapport aux

approches existantes. Les discontinuités dans la famille des discontinuités quasi verticales sur la Figure A.2 correspondent au site c1904.1 des données orientation-fracture du MIT, tel que reproduit à partir de Herda et al. [17]. Les données de discontinuité correspondant à la famille de discontinuités quasi horizontales sont prises à partir de Hamma et Curran [22]. Les familles de discontinuités avec des projections stéréologiques de formes analogues à celles de la Figure A.2 ne sont pas rares dans les applications de la mécanique des roches, par exemple dans le contexte de massifs rocheux présentant des plis (voir [9, 32]).

Sur Figure A.2 on voit bien que, dans ce cas, l'algorithme des K-centroïdes flous (avec une mesure de distance basée sur le sinus) ne parvient pas à identifier les grappes naturelles dans l'ensemble des données, comme plusieurs discontinuités quasi verticales (avec des vecteurs normaux unitaires de direction environ N300E) qui sont affectées à l'ensemble de joints quasi horizontaux. La Figure A.2(b) montre que l'utilisation d'une mesure de distance basée sur la distribution de Fisher - Bingham (également dénommé distribution Kent) [22, 33] n'apporte pas d'amélioration sensible des résultats du regroupement dans ce

cas particulier (La distribution de Kent est une distribution elliptique pour les données sphériques dont il a été démontré qu'elle améliorerait, dans certains cas, les résultats de l'algorithme des K-centroïdes flous pour les grappes de forme elliptique [22]). La Figure A.2(c) montre que l'on rencontre des difficultés similaires lorsqu'on emploie la méthode de regroupement fondée sur des quantifications vectorielles (définissant les distances comme l'angle aigu entre les vecteurs normaux unitaires de discontinuité).

La Figure A.3 montre les résultats de regroupement calculés en utilisant la méthode spectrale de regroupement proposée. Ces résultats de groupement ont été calculés pour le

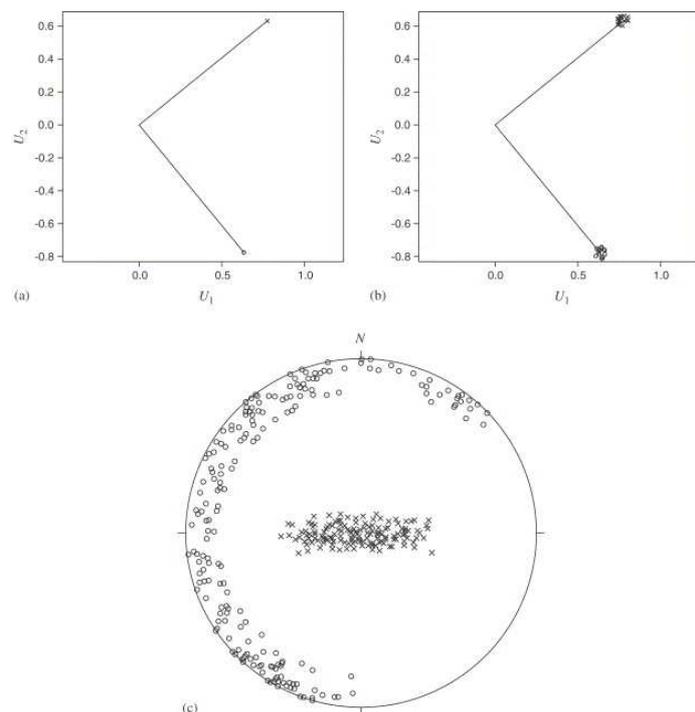


Figure A.3 Résultats de l'algorithme de regroupement spectral proposé: (a) Résultats de regroupement selon les K-centroïdes dans l'espace transformé; (b) Sous-ensemble des données tracées en (a) ; (c) Partitions dans l'espace original. [31]

même ensemble de données que celui de la Figure A.2, et la mesure de similarité, basée sur le sinus, présentée dans l'équation (A.3) a été employée. La Figure A.3(a) montre l'espace transformé donné par les rangées de  $U$  ( $K = 2$ , dans ce cas, il correspond à un cercle de rayon unité), où des  $K$ -centroïdes ont été utilisés pour déterminer les partitions dans l'ensemble de données. Il faut noter qu'en Figure A.3(a) les points transformés forment les grappes serrées. En effet, les coordonnées des points sont très similaires (il est même difficile d'identifier les différents points), et il est donc facile d'effectuer le regroupement en utilisant  $K$ -centroïdes. Pour faciliter la visualisation, un sous-ensemble de 10% des points de données en Figure A.3(a) ont été représentés à nouveau (en imposant des petits déplacements aléatoires) en Figure A.3(b). En outre, il faut noter que les vecteurs reliant l'origine à chaque groupe dans l'espace transformé sont orthogonaux. La Figure A.3(c) présente les résultats des regroupements obtenus, une fois que les partitions de groupe effectuées en utilisant l'algorithme de regroupement des  $K$ -centroïdes à l'étape 5 sont affectées aux points correspondants dans l'espace original des orientations de discontinuités à l'étape 6. L'algorithme présente une bonne performance (même lorsqu'une mesure simple de similarité basée sur le sinus est employée), et il sépare avec succès les discontinuités appartenant à la fois aux deux familles de discontinuités, comme un « interprète humain », ou expert, le ferait.

#### **A.4. Applications simples de l'algorithme spectral**

Cet algorithme de regroupement de discontinuités peut être facilement implanté en utilisant des logiciels communs pour l'analyse numérique, tels que l'environnement R pour le calcul statistique[34] ou Matlab®, qui comprennent les fonctions pour le calcul efficace de valeurs propres et vecteurs propres, et pour le regroupement de  $K$ -centroïdes. Par ailleurs, la convergence du regroupement par la méthode des  $K$ -centroïdes à l'étape 5 de l'algorithme est généralement rapide, comme on effectue le regroupement dans une espace transformé où les données sont censées former des grappes orthogonale serrées. Nous avons utilisé l'environnement R qui est une plateforme logicielle libre capable d'effectuer les diverses opérations de calcul, utilisées dans cet algorithme.

Pour tester l'efficacité de cet algorithme, on a appliqué cette méthode sur les données d'orientation de discontinuités aléatoirement générées ainsi que sur les données mesurées sur le terrain. Dans un premier exemple, nous avons 300 discontinuités avec des orientations attribuées aléatoirement de façon à ce que nous ayons deux séries de discontinuités ayant différents pendages mais avec la même répartition directionnelle entre 0 et 360. On a effectué

le regroupement des discontinuités en utilisant la méthode spectrale pour trouver les familles en considérant successivement 2, 3, 4 et 5 familles de fractures (Figure A.4).

La Figure A.4(a) montre le résultat de la mise en familles des données en considérant d'abord 2 familles différentes. Comme on peut le voir, la séparation des pôles de discontinuités en deux familles, a pu identifier l'existence de deux types distincts de discontinuités qui peuvent être engendrés par deux structures géologiques différentes. Quant aux Figure A.4(b,c), on voit que l'algorithme commence à séparer premièrement les discontinuités dont les pôles sont au centre du stéréogramme. Ensuite, sur le Figure A.4 (d), l'algorithme arrive à partager les discontinuités marginales (pôles en périphérie) en deux familles.

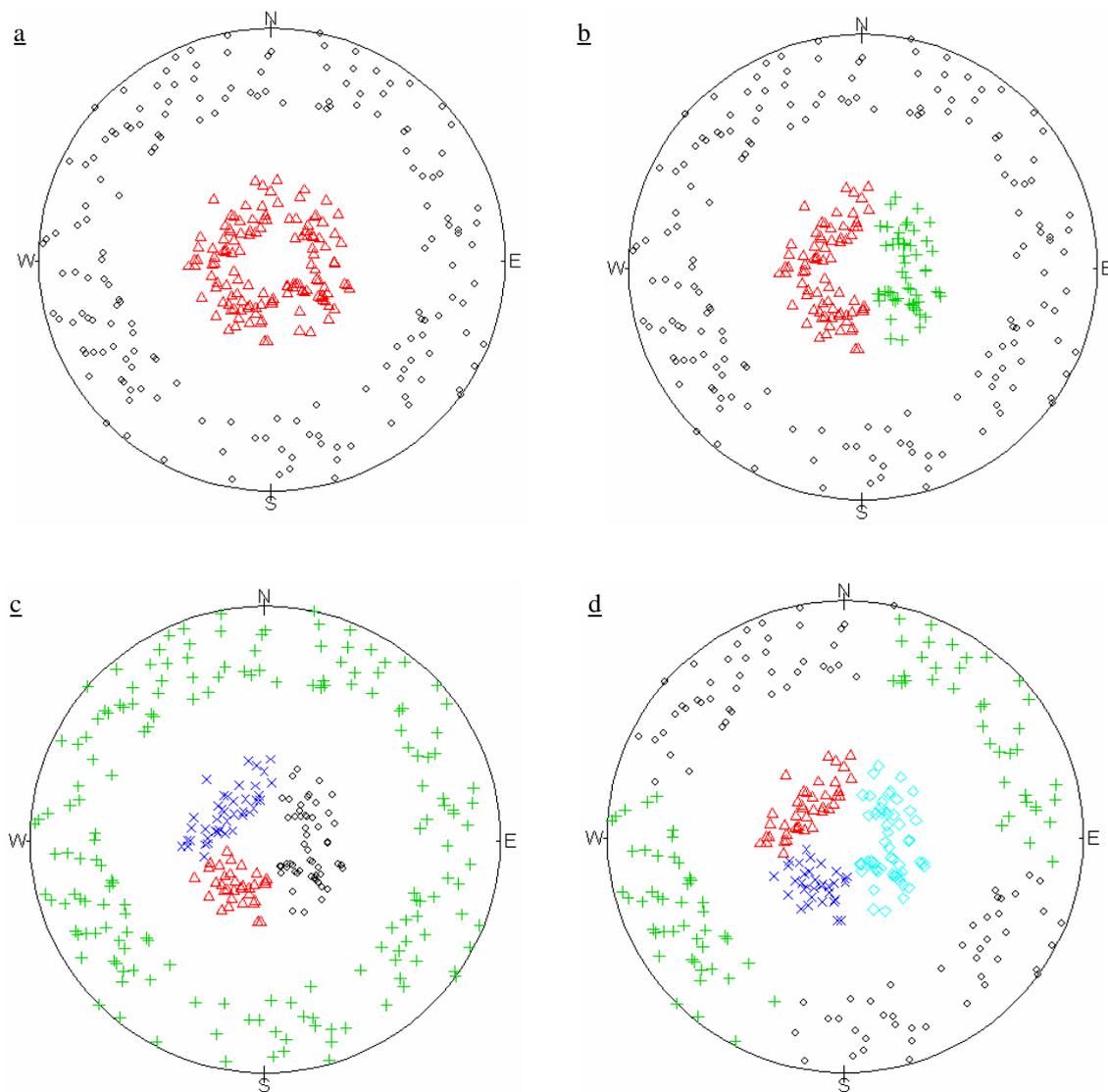


Figure A.4 Résultats de l'algorithme spectral de regroupement pour 300 discontinuités engendrées aléatoirement (a) en 2 familles, (b) en 3 familles, (c) en 4 familles ; et (d) en 5 familles.

En regardant les résultats obtenus pour cet exemple, on voit bien la capacité de cette méthode pour extraire les différents mécanismes tectoniques qu'on peut avoir dans les données de discontinuités, et que d'autres algorithmes de regroupement automatiques sont incapables de détecter.

Nous avons également testé l'algorithme spectral de regroupement en utilisant un ensemble de données réelles des orientations de discontinuités dans un massif rocheux du sud de la France. Dans le cadre d'un aménagement de la route nationale 116 entre PRADES et MONT-LOUIS, un certain nombre d'aménagements de sécurité dont la réalisation de créneaux de dépassement a été prévu. Une reconnaissance détaillée du créneau du PALLAT (600 mètres) (Figure A.5), et plus particulièrement des conditions de réalisation des talus rocheux a été conduite par le Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse. Les données d'orientation de discontinuités sont obtenues à partir des mesures faites à la boussole en utilisant la méthode d'échantillonnage sur des lignes de mesure (scanline) sur les parois exposées [35].

Le relevé de fracturation constitue le cœur de l'étude. Il a été réalisé sur 9 lignes de mesures représentatives de l'ensemble du massif. Ce relevé a été pratiqué sur des lignes continues situées à 1,50 m du sol en ne tenant compte que des discontinuités naturelles (diaclasses, filons, schistosité), les zones présentant des désordres liés au terrassement ont été écartées (effets arrières) [35]. On a choisi comme exemple les données mesurées sur la ligne 1, qui a une longueur de 90 m, et 391 discontinuités ont été mesurées sur cette ligne. Cette ligne passe principalement sur un affleurement rocheux de type migmatique. La migmatite, à l'échelle de l'affleurement, est un mélange de roches de types granite et gneiss. Ce dernier, est en général, à grain grossier et à foliation souvent peu marquée ou confuse (Figure A.5).

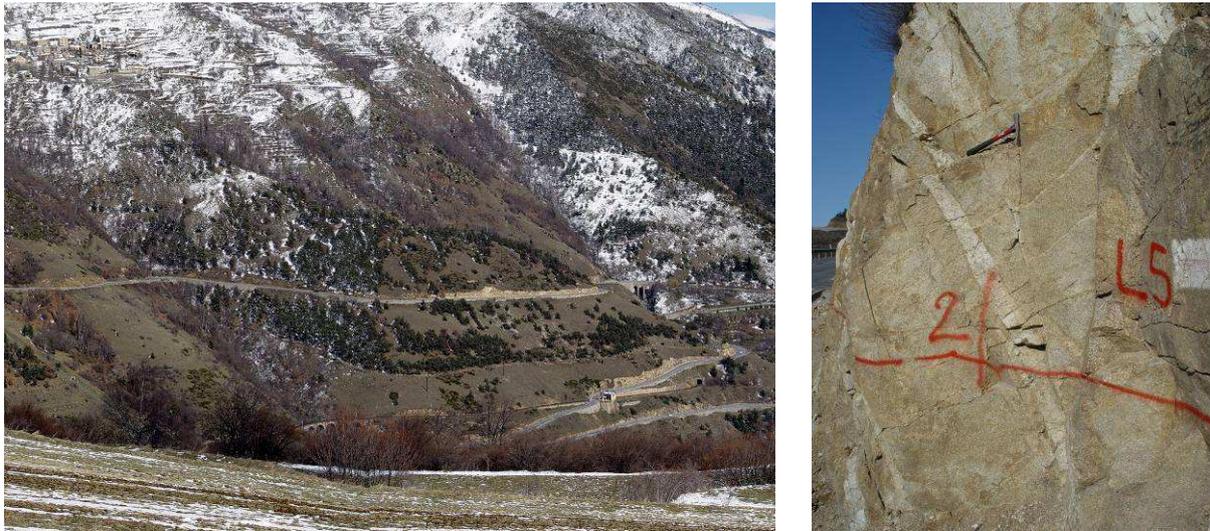


Figure A.5 à gauche : Vue panoramique du secteur du Pallat (aperçu de l'ensemble des ouvrages à protéger), à droite : Photographie d'un affleurement de migmatite [35].

Sur la Figure A.6, nous présentons les partitions de regroupement spectral calculées lorsque quatre ensembles de discontinuités sont considérés. La direction moyenne des vecteurs normaux unitaires pour chaque famille de discontinuités a été calculée par la méthode proposée par Priest [7] en prenant en compte toutes les orientations de toutes les discontinuités appartenant à chaque famille.

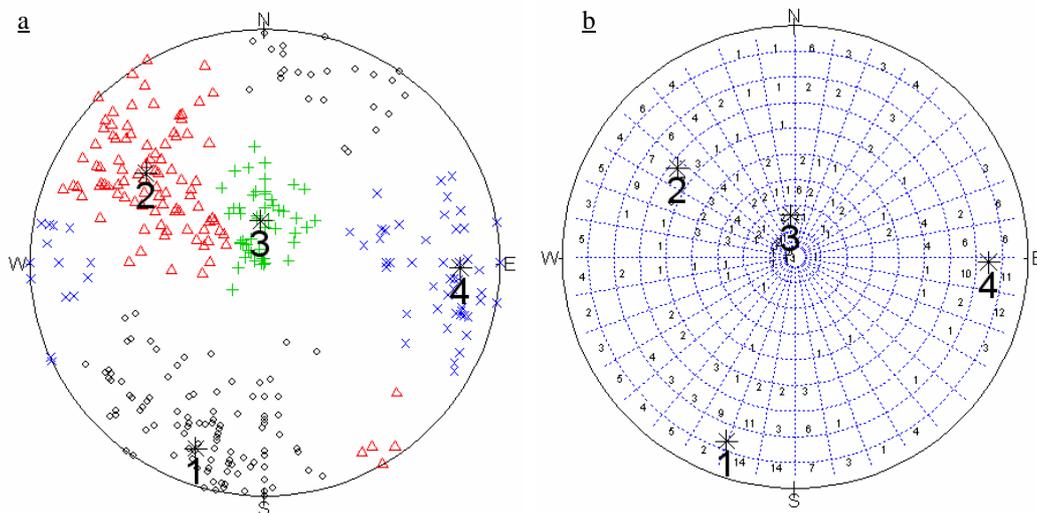


Figure A.6 (a) Résultats de l'algorithme de regroupement spectral pour les données mesurées sur le ravin du Pallat, (b) stéréogramme de la densité de discontinuité et les directions moyennes des failles de discontinuités.

La Figure A.6 (b) montre la répartition de la densité de discontinuités et les orientations de quatre familles de discontinuités regroupées par la méthode spectrale. Il faut noter que toutes les étapes du calcul ont été faites par les codes développés dans l'environnement R.

## A.5. Conclusion

Nous avons présenté l'approche fondée sur le regroupement spectral des discontinuités et l'identification des familles de discontinuités basée sur leur orientation. On a présenté l'utilisation de l'algorithme de regroupement spectral qui est une simple mesure de similarité spécifique au problème de regroupement des orientations de discontinuités de roches. Cette similarité se définit comme le sinus de l'angle aigu entre les directions de vecteurs normaux unitaires de discontinuités.

L'algorithme de regroupement spectral fait une transformation des données originales d'orientation des discontinuités vers un espace transformé où le regroupement est effectué. L'avantage de cette transformation est qu'il est plus facile à réaliser le regroupement dans l'espace transformé. Pour  $K$  ensembles de discontinuités, les points dans l'espace transformé forment des grappes serrées autour de  $K$  points mutuellement orthogonaux qui se trouvent sur la surface de la sphère unité  $K$ -dimensionnelle. Les coordonnées des points dans l'espace transformé sont données par les rangées normalisées d'une matrice construite en utilisant les vecteurs propres principaux de la matrice normalisée d'affinité. La matrice d'affinité est définie en fonction de la distance entre les observations dans l'ensemble des données et en fonction d'un paramètre d'échelle  $\sigma^2$ . On a vu, dans notre cas, que les valeurs du paramètre d'échelle de l'ordre de  $\sigma = 0,12$  produisent des résultats de regroupement suffisamment précis.

La performance de l'algorithme de regroupement spectral est étudiée à l'aide de tests basés sur des cas réels de séries de données de discontinuités de roche. Les résultats montrent que l'algorithme de regroupement manifeste de bonnes capacités, même si une formulation simple de la distance, base de la mesure de la similarité, est considérée.

D'autres avantages de l'algorithme sont que la convergence est rapide, et qu'il peut être facilement (et efficacement), mis en œuvre en utilisant les logiciels largement disponibles pour l'analyse numérique, tels que les environnements R ou Matlab®.

## Références :

1. Goodman R., *Block theory and its application*. Géotechnique, 1995. 45(3): p. 383-422.
2. Kulatilake P., Fiedler R. and Panda B., Box fractal dimension as a measure of statistical homogeneity of jointed rock masses. Eng Geol, 1997. 48(3-4): p. 217-29.
3. Kulatilake P., et al., Stochastic fracture geometry modeling in 3-D including validations for a part of Arrowhead east tunnel, California, USA. Eng Geol, 2003. 70(1-2): p. 131-55.

4. Kulatilake P., et al., *Analysis of structural homogeneity of rock masses*. Eng Geol 1990. 29(3): p. 195-211.
5. Martin M., Tannant DD. A technique for identifying structural domain boundaries at the EKATI diamond mine. Eng Geol, 2004. 74(3-4): p. 247-264.
6. Park H., West T. and Woo I., Probabilistic analysis of rock slope stability and random properties of discontinuity parameters, Interstate Highway 40. Western North Carolina, USA. Eng Geol, 2005. 79(3-4): p. 230-50.
7. Priest S.D. *Discontinuity analysis for rock engineering*. 1993, 1st ed. London, New York: Chapman & Hall.
8. Starzec P. and J. Andersson, Probabilistic predictions regarding key blocks using stochastic discrete fracture networks-example from a rock cavern in south-east Sweden. Bull Eng Geol Environ, 2002. 61(4): p. 363-378.
9. Billings M., *Structural geology*. 1972: 3rd ed. Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall.
10. Harrison, J. Fuzzy objective functions applied to the analysis of discontinuity orientation data in Hudson JA, editor. Rock characterization, Proceedings of ISRM symposium, Eurock'92. British Geotechnical Society, London: Thomas Telford. 1992.
11. Priest S.D., *Hemispherical projection methods in rock mechanics*. 1985: London; Boston: Allen & Unwin.
12. Priest S.D. The collection and analysis of discontinuity orientation data for engineering design with examples. in Hudson JA, editor. Comprehensive rock engineering; principles, practice & projects:Rock testing and site characterization. Oxford: Pergamon Press. 1993.
13. Terzaghi R. *Sources of errors in joint surveys*. Geotechnique, 1965. 15: p. 287-304.
14. Zhang L. and Einstein H.H. *Estimating the mean trace length of rock discontinuities*. Rock Mech Rock Eng, 1998. 31(4): p. 217-35.
15. Hammah R. and Curran J., *Fuzzy cluster algorithm for the automatic identification of joint sets*. Int J Rock Mech Mining Sci, 1998. 35(7): p. 889-905.
16. Mahtab M.A. and Yegulalp T.M. A rejection criterion for definition of clusters in orientation data. In: . in Goodman RE, Heuze FE, editors. Proceedings 22nd US symposium rock mechanics. Soc. Min. Eng. Am. Inst. Min. Metall. Petrol. Eng.; 1982. p. 116-23.
17. Herda H., Einstein H.H. and Dershowitz W., *Problems with representation of rock fracture clusters*. J Geotech Eng, 1991. 117(11): p. 1754-1771.

18. Klose C., Seo S., and Obermayer K., *A new clustering approach for partitioning directional data*. Int J Rock Mech Mining Sci Geomech Abstracts, 2005. 42(2): p. 315-321.
19. Dershowitz W., et al. Stochastic approach for fracture set definition. in Aubertin M, Hassani F, Mitri S, editors. Proceedings of the second North American rock mechanics symposium; NARMS'96, a regional conference of ISRM. Rock mechanics tools and techniques, vol. 2. Rotterdam, Netherlands (NLD): A. A. Balkema; 1996. p. 1809-13.
20. Marcotte D. and Henry E., *Automatic joint set clustering using a mixture of bivariate normal distributions*. Int J Rock Mech Mining Sci, 2002. 39(3): p. 323-334.
21. Shanley R. and Mahtab M.A., *Delineation and analysis of clusters in orientation data*. J Math Geol, 1976. 8(1): p. 9-23.
22. Hammah R. and Curran J., *On distance measures for the fuzzy K-means algorithm for joint data*. Rock Mech Rock Eng, 1999. 32(1): p. 1-27.
23. Zhou W. and Maerz N., *Implementation of multivariate clustering methods for characterizing discontinuities data from scanlines and oriented boreholes*. Comput Geosci, 2002. 28(7): p. 827-839.
24. Sirat M. and Talbot C., *Application of artificial neural networks to fracture analysis at the Äspö HRL, Sweden: fracture sets classification*. Intl J Rock Mech Mining Sci, 2001. 38: p. 621-639.
25. Henry E., Marcotte D. and Kavanagh P., *Classification of non-oriented fractures along boreholes to joint sets and its success degree*. Rock Mech Rock Eng, 2001. 34(4): p. 257-273.
26. Hammah R. and Curran J., *Validity measures for the fuzzy cluster analysis of orientations*. IEEE Trans Pattern Anal Mach Intell, 2000. 22(12): p. 1467-1472.
27. Klose C. *A new objective approach for fracture grouping-theory and advantages*. In: Schubert W, editor. Rock engineering theory and practice, ISRM regional symposium Eurock 2004 & 3rd geomechanics colloquium. VGE, 2004. Also available at <http://www.easypublic.com/pages/publications/Klose2004b.pdf>.
28. Ng A., Jordan M., and Weiss Y. *On spectral clustering: analysis and an algorithm*. In: Dietterich TG, Becker S, Ghahramani Z, editors. Advances in neural information processing systems, vol. 14. Cambridge, MA: MIT Press; 2002. p. 849-56.
29. Shi J. and Malik J., *Normalized cuts and image segmentation*. IEEE Trans Pattern Anal Mach Intell, 2000. 22(8): p. 888-905.

30. Weiss Y. Segmentation using eigenvectors: a unifying view. In: Proceedings of the seventh IEEE international conference on computer vision, vol. 2. 1999. p. 975–82.
31. Jimenez-Rodrigueza R. and Sitara N., *A spectral method for clustering of rock discontinuity sets*. Int J Rock Mech Mining Sci, 2006. 43: p. 1052-1061.
32. Ebblin C., Zille A., and Rossi G. The running-cone method for the interpretation of conical fold geometries: an example from the Badia Valley, Northern Dolomites (NE Italy). J Struct Geol, 2005. 27(1): p. 139-44.
33. Kent J., *The Fisher–Bingham distribution on the sphere*. J R Statist Soc Ser B (Methodological), 1982. 44(1): p. 71-80.
34. R-Development-Core-Team R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria; 2004. <http://www.R-project.org>.
35. Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Toulouse, Aménagement entre Villefranche de Conflent et Mont-Louis, Compte rendu du projet 2005.



## Analyse Géostatistique

Le néologisme « géostatistique » a été inventé par Georges Matheron en 1962. Le préfixe « géo » fait référence au domaine dans lequel la géostatistique s'est développée. Les champs d'applications actuels concernent des domaines très variés, comme l'évaluation de ressources naturelles (minières, pétrolières, forestières, etc.), la pollution, l'agronomie, la topographie, la météorologie, l'océanographie, la géophysique ou l'analyse d'images, pour n'en citer que quelques-uns.

La désinence « statistique » se réfère à l'utilisation de méthodes probabilistes. L'originalité de la géostatistique par rapport à la statistique classique est la prise en compte de la dépendance entre les observations lorsque celles-ci sont situées dans l'espace, ou dans le temps. Toutefois, les méthodes géostatistiques ne sont pas exclusivement probabilistes : il existe une branche, connue sous le nom de « géostatistique transitive », qui ne fait pas appel au concept des processus aléatoires [1].

### B.1. Concept de variable régionalisée

La géostatistique se définit comme l'étude des phénomènes régionalisés, c'est-à-dire des phénomènes qui s'étendent dans l'espace et y présentent une organisation ou structure. Par espace, nous entendons en général l'espace géographique, mais il peut aussi s'agir de l'axe temporel ou d'espaces plus abstraits. Du point de vue mathématique, une variable régionalisée est une fonction  $z(x)$  donnant la valeur au point  $x$  d'une caractéristique  $z$  du phénomène naturel étudié. Généralement, ces fonctions ont un comportement spatial trop complexe pour se laisser décrire à l'aide d'expressions analytiques classiques. Le propre des méthodes géostatistiques sera de définir des outils synthétiques qui permettront de résumer les principales caractéristiques de la régionalisation [2, 3].

En fait, le but de la théorie des variables régionalisées est d'établir les bases théoriques permettant de rendre compte des caractéristiques structurales des phénomènes naturels sous une forme mathématique appropriée. D'autre part, cette théorie peut fournir les moyens pratiques de résoudre les divers problèmes d'estimation et de simulation qui se posent à partir d'un échantillonnage fragmentaire.

L'aspect à la fois aléatoire et structuré d'une variable régionalisée suggère de recourir à un modèle probabiliste. On interprète cette variable comme une réalisation particulière de

fonction aléatoire. On peut supposer que l'on a rangé dans un même groupe un ensemble d'histoires tectoniques possibles d'un massif donné, autrement dit un ensemble de fonctions  $z_i(x)$  associant à chaque point  $x$  de ce massif une variable caractérisant la fracturation, par exemple la densité de fractures. Sur l'ensemble  $I = \{i\}$  des événements et le domaine  $D$  représentant le massif, on définit la fonction aléatoire de  $Z$  telle que :  $\forall i \in I \quad Z(x, i) = z_i(x)$ .

Le tirage au sort de l'indice  $i$  de l'histoire tectonique, fixant du même coup les valeurs (par exemple la densité de fractures) en tous points du massif, donnera ainsi la fonction numérique ordinaire  $z_i(x)$ , dont on dira qu'elle est une réalisation de la fonction aléatoire de  $Z$ . Il faut remarquer qu'une fonction aléatoire est une variable aléatoire à une infinité de composantes, chacune correspondant à un point de l'espace.

Pour appliquer les résultats de la théorie des fonctions aléatoires, il faut pouvoir reconstituer la loi de la fonction aléatoire en question, ou du moins accéder à ses premiers moments. C'est le problème de l'inférence statistique. Ceci n'est envisageable a priori que si l'on connaît un nombre suffisant de réalisations.

Pour décrire et comprendre un phénomène régionalisé, il est nécessaire d'élaborer une représentation mathématique ou modèle. Une première solution consiste à utiliser un modèle déterministe. Cette approche conduit en général à une évaluation précise des valeurs prises par la régionalisation à partir d'un nombre limité d'observations, mais elle requiert en contrepartie une connaissance détaillée de la genèse du phénomène et des lois physiques ou mathématiques qui régissent l'évolution de la variable régionalisée. En général cependant, les phénomènes régionalisés étudiés sont extrêmement compliqués et leur compréhension peut être si partielle qu'une modélisation dans un cadre déterministe est impossible ou illusoire.

## **B.2. Limites de la statistique classique**

En statistique classique, on considère que les valeurs échantillonnées sont des réalisations indépendantes d'une même variable aléatoire, c'est-à-dire qu'elles n'ont pas de relation les unes avec les autres et obéissent à la même loi de probabilité. On cherche alors à estimer les paramètres (espérance et variance) de la distribution de probabilité des valeurs, dont la forme est parfois présumée (gaussienne, log-normale, etc.). Cependant, lorsque les données sont localisées dans l'espace géographique, les hypothèses de la statistique classique sont rarement acceptables.

En effet, les propriétés statistiques changent d'une observation à l'autre, et les méthodes classiques ne peuvent plus s'appliquer. Mais surtout, l'hypothèse d'indépendance des observations, si elle simplifie les calculs statistiques, est en général peu réaliste dans le cadre spatial : intuitivement, les observations proches ont des valeurs voisines alors que celles qui sont éloignées ont peu de lien entre elles.

Ainsi donc, si la modélisation des phénomènes régionalisés dans un cadre déterministe n'est en général pas envisageable à cause de leur extrême complexité, on ne peut pas non plus assimiler les valeurs mesurées à des grandeurs aléatoires indépendantes. La géostatistique probabiliste va fournir une représentation intermédiaire de la régionalisation, à la fois aléatoire et structurée, en se basant sur le concept de fonction aléatoire [1].

### B.3. Stationnarité et covariance

Une fonction aléatoire est dite stationnaire si la loi de probabilité est invariante par translation dans l'espace. Un phénomène est stationnaire s'il présente une certaine homogénéité spatiale, qui fait qu'il se répète en moyenne lui-même dans l'espace. On se limitera en outre à des fonctions aléatoires ergodiques, ce qui fait que chaque réalisation particulière suffit à rendre compte de l'ensemble des réalisations éventuelles. L'inférence statistique à partir d'une réalisation unique est alors possible, en remplaçant les moyennes sur l'ensemble des réalisations par des moyennes spatiales sur l'unique réalisation.

Généralement, on se contente à faire l'hypothèse de la stationnarité d'ordre 2, dans laquelle on impose seulement aux deux premières moments de la loi d'être invariants par translation, c'est-à-dire que : l'espérance mathématique est constante.

$$E(Z(x)) = m(x) = m \quad (\text{B.1})$$

Dans ce cas, la fonction de covariance  $C$  existe et possède les propriétés théoriques suivantes :

- $C(h) = \text{cov}[Z(x+h), Z(x)]$  ne dépend que  $h$  ;
- $C(0) = \text{var}[Z(x)] = \sigma^2$  constante (variance à priori) ;
- parité :  $C(h) = C(-h)$  ;
- inégalité de Cauchy-Schwarz :  $|C(h)| \leq C(0)$  avec, en général,  $|C(h)| < C(0)$  pour  $h \neq 0$  (dans le cas contraire, la covariance est nécessairement périodique) ;

- la covariance mesure en quelque sorte la parenté entre les valeurs prises par la variable régionalisée, en fonction de leur séparation. Les propriétés de régularité spatiale de la régionalisation vont se refléter au niveau du comportement à l'origine de la covariance. Plus celui-ci est régulier, plus la fonction aléatoire et la variable régionalisée sont elles-mêmes régulières dans l'espace. Au contraire, plus la décroissance de la covariance à partir de  $h = 0$  est accentuée, plus l'influence d'un site sur ses voisins se détériore rapidement, et plus la régionalisation est déstructurée et erratique.
- $C(h)$  est une fonction de type positif :

$$\forall k \in N, \forall \lambda_1 \dots \lambda_k \in R, \forall x_1 \dots x_k, \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^k \lambda_i \lambda_j C(x_i - x_j) \geq 0 \quad (\text{B.2})$$

Cette condition exprime la positivité de la variance de la combinaison linéaire  $\sum_{i=1}^k \lambda_i Z(x_i)$ .

#### B.4. Variogramme

Le variogramme d'une fonction aléatoire intrinsèque est ainsi défini par la relation :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \text{var}[Z(x+h) - Z(x)] \quad (\text{B.3})$$

Si  $Z(x)$  est stationnaire d'ordre deux, sa fonction de covariance existe et est liée au variogramme par la relation :

$$\gamma(h) = C(0) - C(h) \quad (\text{B.4})$$

Cette relation montre l'équivalence entre le variogramme et la fonction de covariance dans le cas stationnaire. En règle générale, on préférera travailler avec le variogramme qui permet de prendre en compte des processus plus généraux que la fonction de covariance, car il peut être défini dans le cadre strictement intrinsèque.

Le graphe de variogramme présente normalement les comportements suivants :

Il passe par l'origine, avec  $\gamma(0) = 0$ , ensuite il croît pour atteindre parfois un palier. Cet accroissement, plus ou moins rapide, caractérise d'une manière statistique la façon dont se détériore l'information apportée par une mesure ponctuelle quand on s'éloigne de ce point connu (Figure B.1).

L'examen du comportement du variogramme est très important, car celui-ci donne une description synthétique de la structure du phénomène étudié. En général, on étudie avec soin le comportement au voisinage de l'origine et aux grandes distances.

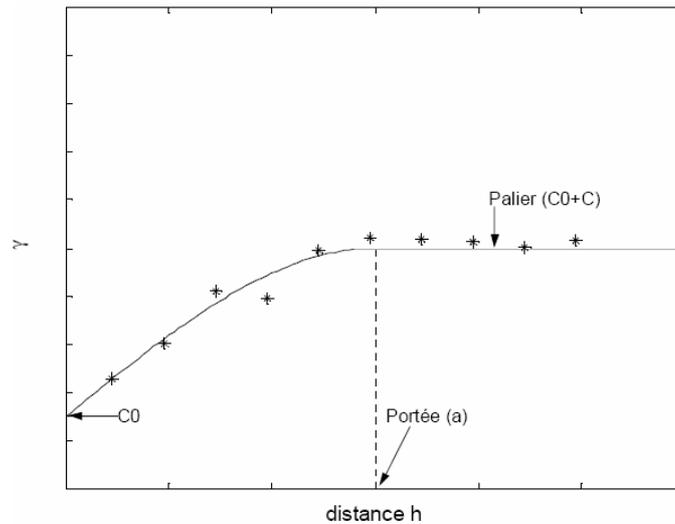


Figure B.1 Variogramme expérimental et théorique.

Le variogramme mesure la dissemblance, ou encore la variabilité, entre deux valeurs séparées de la distance  $h$ . Souvent,  $\gamma(h)$  croît à partir de  $|h|=0$  (signe que la variabilité augmente avec la séparation), puis atteint, à partir d'une distance  $a$ , une valeur limite  $\gamma(\infty)$  appelée palier (Figure B.2). Dans ce cas, on montre que la fonction aléatoire est stationnaire d'ordre deux, et que sa variance a priori est égale au palier. Dans ce modèle, deux valeurs  $Z(x)$  et  $Z(x+h)$  sont corrélées si la longueur du vecteur de séparation  $h$  est inférieure à la distance  $a$ , qui est appelée portée. La portée correspond à la notion de zone d'influence d'une valeur : au-delà de  $|h|=a$ , le variogramme est constant et égal à son palier  $\gamma(\infty)$ , et les variables  $Z(x)$  et  $Z(x+h)$  sont indépendantes. De tels variogrammes sont appelés modèles de transition.

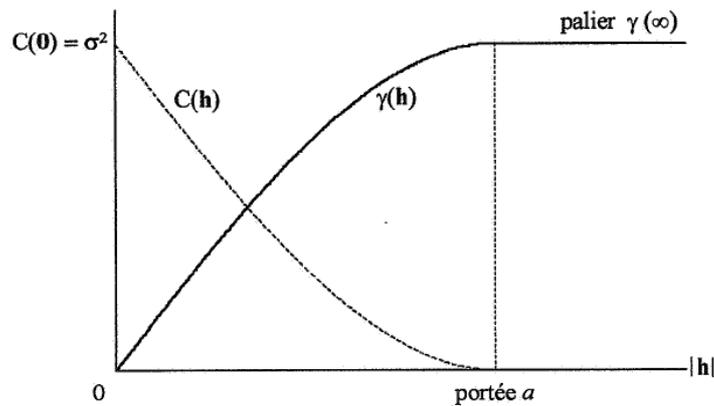


Figure B.2 Modèle de transition.

Parfois, le variogramme ne présente ni palier ni portée, et croît indéfiniment lorsque la distance augmente. Une telle situation n'est pas compatible avec l'hypothèse stationnaire, la variance a priori est infinie, et la fonction de covariance n'existe pas. Sous certaines hypothèses, la fonction aléatoire correspondante est alors strictement intrinsèque (Figure B.3).

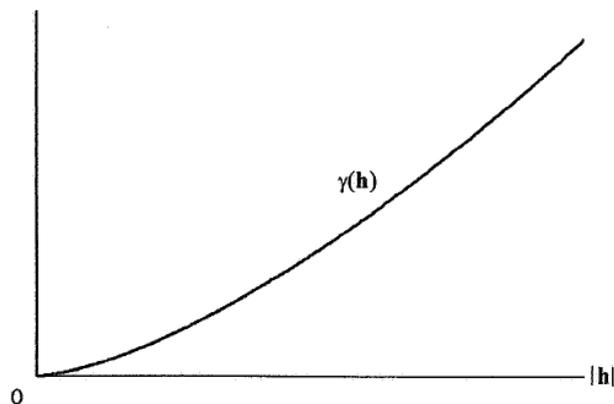


Figure B.3 Variogramme sans palier.

Une autre caractéristique important de la structure d'un variogramme est l'effet de pépite, que l'on peut définir la dissemblance entre deux points infiniment proches. En fait, l'effet de pépite peut être considéré comme la réminiscence de structures inaccessibles à l'échelle d'observation : beaucoup de phénomènes naturels ont la propriété de présenter des structures à des échelles très différentes. A une échelle d'observation donnée, seules certaines de ces structures sont révélées, et se traduisent dans le variogramme par sa composante continue,

tandis que les structures d'échelle plus petite (ou microstructures) se retrouvent pêle-mêle dans la discontinuité observée à l'origine.

Ce phénomène est appelé effet de pépite, par référence aux teneurs dans les gisements aurifères, qui changent brusquement lorsqu'il y a des pépites d'or. Il intègre plusieurs facteurs comme les erreurs de mesure, l'absence naturelle de structuration spatiale, ou encore la variabilité à l'échelle microscopique qui n'est pas détectable en raison de la distance entre les échantillons ( $C_0$  sur la Figure B.1).

Le cas limite est l'effet de pépite pur :  $\gamma(0) = 0$  et  $\gamma(h) = C_0$  si  $|h| > 0$ . Le variogramme atteint immédiatement son palier : la dissemblance moyenne des valeurs est constante pour toutes les distances  $|h|$ . Il y a aucune corrélation entre deux points distants et la géostatistique retrouve tous les résultats de la statistique classique. L'effet de pépite pur correspond à une régionalisation chaotique, pour laquelle il y a une absence totale de structuration spatiale des valeurs.

L'analyse structurale ou caractérisation des structures de variabilité spatiale des grandeurs considérées, ici le nombre de fractures par segments prédéfinis sur la ligne de mesure, est l'étape préalable à toute étude géostatistique. Le variogramme est chargé de quantifier toute l'information structurale sur le phénomène considéré puis d'injecter cette information dans les divers processus de simulation de la densité de la fracturation.

### B.5. Calcul du variogramme

On se pose à présent le problème de l'inférence du variogramme à partir d'un ensemble des données expérimentales  $\{z(x_1), \dots, z(x_n)\}$ . La variable régionalisée  $z(x)$  est considérée comme une réalisation d'une fonction aléatoire  $Z(x)$ , que l'on suppose intrinsèque et sans dérive. On peut alors définir un estimateur du variogramme de la manière suivante :

$$\hat{\gamma}(h) = \frac{1}{2|N(h)|} \sum_{N(h)} [z(x_\alpha) - z(x_\beta)]^2 \quad (\text{B.5})$$

où  $N(h) = \{(\alpha, \beta) \text{ tel que } X_\alpha - X_\beta = h\}$ ;  $|N(h)|$  est le nombre de paires distinctes de l'ensemble  $N(h)$ .

Ceci revient à remplacer l'espérance dans l'expression du variogramme

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} E\{[Z(x+h) - Z(x)]^2\} \quad (\text{B.6})$$

par la moyenne arithmétique sur les paires d'échantillons séparés de  $h$ .

L'estimateur ainsi défini porte le nom de variogramme expérimental. Il ne s'agit pas à proprement parler d'une fonction, mais d'une suite discrète de points, car il n'est calculable que pour les valeurs de  $h$  telles que  $N(h)$  est non vide.

Quand les données sont irrégulièrement espacées, le nombre de paires  $|N(h)|$  intervenant dans le calcul de  $\hat{\gamma}(h)$ , pour un vecteur  $h$  donné, est souvent égal à 0 ou 1... Le variogramme expérimental a alors un aspect très erratique et est impossible à interpréter. Pour le rendre plus robuste, on autorise des tolérances de calcul, sur les distances et les directions :

$$\hat{\gamma}^+(h) = \frac{1}{2|N^+(h)|} \sum_{N^+(h)} [z(x_\alpha) - z(x_\beta)]^2 \quad (\text{B.7})$$

où  $N^+(h) = \{(\alpha, \beta) \text{ tel que } X_\alpha - X_\beta \in T(h)\} = \bigcup_{h' \in T(h)} N(h')$  ;

$T(h)$  est une région de tolérance autour de  $h$ , de la forme  $[h - \Delta h, h + \Delta h]$  dans le cas unidimensionnel. Dans le cas multidimensionnel, il existe des tolérances à la fois sur la longueur de  $h$  et sur son orientation, comme l'illustre le schéma ci-dessous.

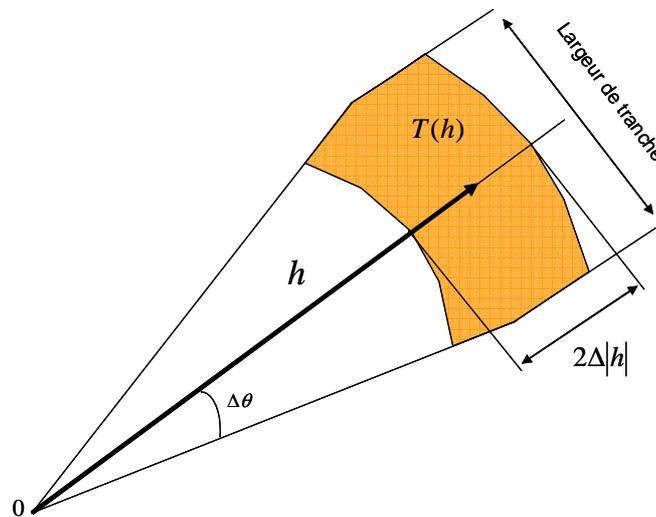


Figure B.4 Région de tolérance  $T(h)$  autour du vecteur  $h$ .

La largeur de tranche a pour but de limiter l'écartement du cône de tolérance à une étendue maximale. Dans l'espace à trois dimensions, on introduit deux largeurs de tranche perpendiculaires entre elles, et normales à la direction du calcul du variogramme.

Une fois que le variogramme expérimental est calculé, avant qu'on ne l'utilise pour l'estimation, il faut y ajuster un modèle de variogramme mathématiquement admissible. On se

reportera pour plus de détails sur les modèles standards et les méthodes d'ajustement de variogramme aux références [4-10] . Nous expliquerons seulement ici le modèle à effet de trou, utilisé pour modéliser le variogramme de la densité des fractures calculé à partir des données mesurées pour le projet du Pallat, dans le premier chapitre de cette étude.

### B.6. Modèle à effet de trou

L'effet de trou se manifeste lorsque le variogramme n'est pas monotone, mais présente une ou plusieurs oscillations. Ces oscillations ont en général une interprétation physique, qu'il convient de mettre en évidence (phénomène périodique amorti par exemple).

Le modèle de cosinus (Figure B.5a) de période  $a$  et d'amplitude  $2C$  :

$$\gamma(r) = C\{1 - \cos(2\pi r/a)\} \quad (\text{B.8})$$

Un tel variogramme oscille indéfiniment ; il ne possède ni portée, ni portée pratique. La fonction aléatoire associée est une sinusoïde parfaite de période  $a$  ; seule sa phase est aléatoire.

Le modèle de cosinus amorti (Figure B.5b) de paramètres  $a, b, \alpha$  et palier  $C$  :

$$\gamma(r) = C\left\{1 - \exp(-br^\alpha) \cos(2\pi r/a)\right\} \text{ avec } 0 < \alpha \leq 2 \quad (\text{B.9})$$

Le modèle de sinus cardinal (Figure B.5c) de paramètre  $a$  et palier  $C$  :

$$\gamma(r) = C\left\{1 - \frac{\sin(r/a)}{r/a}\right\} \quad (\text{B.10})$$

À titre d'information, la portée pratique est égale à  $20.37a$  et la demi pseudo-période à  $4.49a$ , distance pour laquelle le variogramme vaut  $1.21C$ . Le quotient entre cette valeur et le palier (i.e. 1.21), qui mesure l'amplitude de l'effet de trou, est le maximum que l'on puisse obtenir par un modèle isotrope à trois dimensions [1,11,12].

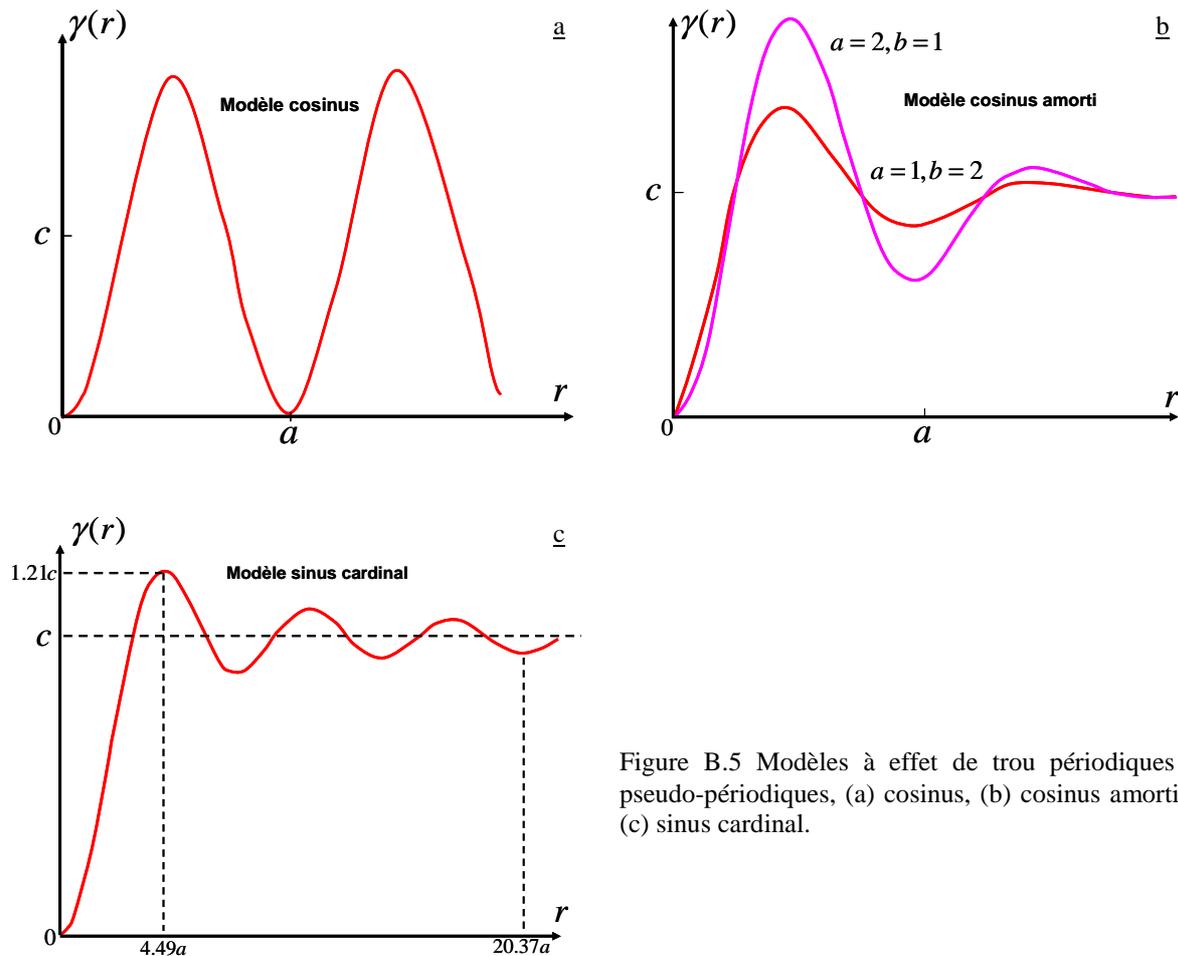


Figure B.5 Modèles à effet de trou périodiques et pseudo-périodiques, (a) cosinus, (b) cosinus amorti et (c) sinus cardinal.

## B.7. Simulation géostatistique

En raison du coût élevé de l'acquisition des données sur le terrain, il est d'une grande valeur économique d'extraire le plus possible d'informations des données déjà disponibles. Cela a motivé le développement de techniques de plus en plus sophistiquées de traitement des données.

Une méthode de simulation non-conditionnelle vise à produire des champs possédant la même structure spatiale (variogramme) et le même histogramme que ceux inférés à partir des données observées. Lorsqu'on applique l'algorithme de simulation correspondant à une méthode donnée, on obtient une réalisation. On peut appliquer l'algorithme autant de fois que l'on veut et obtenir ainsi plusieurs réalisations. Les réalisations sont indépendantes les unes des autres. En effet, une simulation consiste à inventer une variable régionalisée qui ressemble à celle qu'on étudie, c'est-à-dire qui respecte ses caractéristiques structurales et les valeurs mesurées aux points de données.

Une méthode de simulation conditionnelle vise les mêmes objectifs que la simulation non-conditionnelle mais, en plus, elle doit assurer que chaque réalisation soit compatible avec les valeurs observées aux points échantillons. Ainsi, si on simule une valeur en un point coïncidant avec une observation, il faut que la valeur simulée soit égale à la valeur réellement observée. (On parle alors d'interpolateur exact).

Pour répondre à des problèmes concrets, les simulations conditionnelles sont habituellement plus appropriées puisqu'elles utilisent l'information connue. Les simulations non-conditionnelles sont surtout utilisées pour tester des méthodes, des modèles, des algorithmes.

Les méthodes de simulation permettent de reproduire les statistiques d'ordre 1 (histogramme) et 2 (variogramme). Les statistiques d'ordres supérieurs ne peuvent généralement pas être spécifiées et dépendent de la méthode de simulation choisie et, dans le cas des simulations conditionnelles, des données conditionnantes. Une exception à cette règle est la méthode du recuit simulé qui permet d'inclure des statistiques d'ordre supérieur.

Les données conditionnantes ont une forte influence sur les caractéristiques statistiques des réalisations même pour les deux premiers ordres. On ne peut pas, par exemple, simuler un modèle de variogramme qui serait totalement incompatible avec la structure spatiale des données conditionnantes. De même, les données conditionnantes confèrent une certaine robustesse des résultats face à la méthode choisie pour effectuer les simulations.

Pour le réseau de fractures, on peut utiliser l'approche de la simulation géostatistique pour la variable régionalisée  $\theta$ , densité de fracturation, afin d'obtenir d'autres réalisations  $\theta_s(x)$  de cette même classe de fonction aléatoire. Une simulation reproduit donc le variogramme et les premiers moments de la loi de distribution.

Les méthodes de simulation peuvent être classées dans deux catégories différentes comportant les méthodes gaussiennes et non-gaussiennes. Dans cette dernière méthode, on a recours à la transformation de la fonction aléatoire  $Z(x)$  en une fonction aléatoire gaussienne de  $Y(x)$ . La transformation inverse permet d'avoir les valeurs simulées en respectant la distribution initiale des données ( $Y^{sc} \rightarrow Z^{Sc}$ ). Le problème de la simulation se réduit ainsi à simuler une fonction aléatoire gaussienne en utilisant la loi de fonction spatiale de  $Y(x)$ . Les méthodes gaussiennes se répartissent en :

- méthodes matricielles basées sur une décomposition de la matrice de covariance
- méthode gaussienne séquentielle
- moyennes mobiles

- bandes tournantes
- méthodes autorégressives
- méthodes fréquentielles, etc.

Les méthodes de la simulation sont présentées en détail dans les références [5,13,14]. La méthode utilisée dans cette étude est la méthode des bandes tournantes intégrée dans le code R, fournie par la librairie dénommée « Random Fields ». Pour cela, un code est développé en langage R [15], afin de générer les données du champ de la densité des joints par bloc avec une taille prédéfinie, les paramètres statistiques tels que la moyenne et la variance, ainsi que les paramètres du variogramme ajusté sur les données mesurées. Ensuite, la densité des joints par bloc est simulée, et le nombre des joints par bloc avec les coordonnées du centre du bloc sont enregistrés dans un fichier texte, afin de les réutiliser dans l'environnement Auto CAD pour engendrer le réseau des joints basé sur les paramètres statistiques et la structure spatiale du variogramme des données mesurées. Les données simulées sont ensuite visualisées, à l'aide d'un code intermédiaire développé, dans un outil de visualisation (GMV) [16]. Les résultats présentés dans le chapitre 1 sont obtenus avec cette procédure. Il faut noter que, en cas d'absence des données mesurées, on a utilisé un variogramme standard avec les paramètres définissables par utilisateur pour servir de variogramme de base de la simulation. Mais il faut souligner que le code est capable de prendre en compte les données mesurées et également de faire une simulation conditionnée à partir de ces données.

La Figure B.6 illustre les résultats obtenus pour un modèle de la densité des fractures par bloc par la méthode de simulation non-conditionnée. Dans ce modèle, le variogramme du nombre des fractures (Figure B.6 a) est ajusté par un modèle sphérique dont l'effet de pépite est égal à 1, le palier à 5 et la portée est de 3m. Ensuite, par la méthode de la simulation gaussienne, le nombre des fractures par bloc ( $1\text{m}^3$ ) est estimé. Le variogramme présenté à la Figure B.6b montre la variation spatiale des données simulées. Puisqu'on n'avait pas de données conditionnantes, ces deux variogrammes sont différents. La distribution du nombre des fractures par bloc est présentée dans les Figure B.6(c, d).

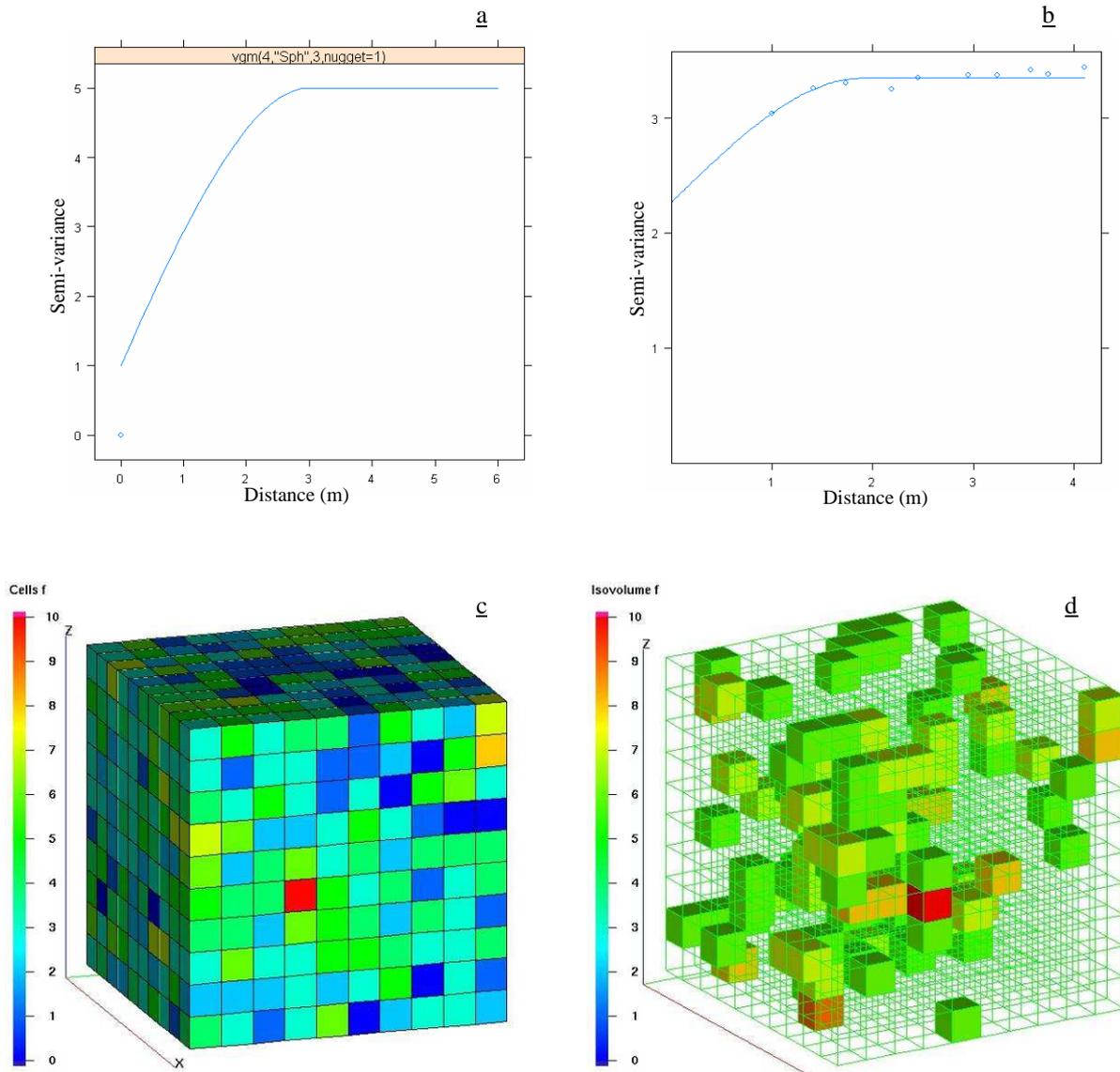


Figure B.6 Résultats de la simulation géostatistique gaussienne, (a) variogramme entré, (b) variogramme sur les données obtenues par simulation, (c) distribution du nombre de fractures simulées par bloc ( $1\text{m}^3$ ), (d) distribution du nombre de fractures supérieur à 6.

Pour les méthodes non-gaussiennes on peut mentionner les méthodes suivantes :

- recuit simulé
- simulation séquentielle d'indicatrices
- méthodes utilisant des champs de probabilité (p-fields), etc.

Pour les détails sur les méthodes de la simulation géostatistique et leurs applications dans divers domaines, on se reportera aux références suivantes [14,17-23] .

**Référence :**

1. Emery X. Géostatistique linéaire, Ecole des Mines de Paris & Universidad de Chile, 2001.
2. Massoud H. Modélisation de la petite fracturation par les techniques de la géostatistique, thèse de doctorat, Ecole nationale supérieure des mines de Paris, 1987.
3. Matheron G. Les variables régionalisées et leur estimation. Une application de la théorie des fonctions aléatoires aux sciences de la nature, Masson, Paris (1965) (306 p.).
4. Armstrong M. Basic Linear Geostatistics. New York: Springer, 1998.
5. Chilès JP., Delfiner P. Geostatistics, Modeling Spatial Uncertainty J. Wiley & Sons, New York; 1999.
6. Christakos G. Random Fields Models in Earth Sciences: Academic Press, INC., San Diego; 1992.
7. Cressie NAC. Statistics for Spatial Data J. Wiley & Sons, New York 1993
8. Goovaerts P. Geostatistics for Natural Resources Evaluation Oxford University Press; 1997.
9. Houlding SW. Practical Geostatistics: Springer Verlag, New York; 1999
10. Yarus JM, Chambers RL. Stochastic Modeling and Geostatistics: American Association of Petroleum Geologists; 1994.
11. Journel A, Froidevaux R. Anisotropic hole-effect modeling. Mathematical Geology 1982;14:217-239.
12. Rafiee A, Vinches M. Application of geostatistical characteristics of rock mass fracture systems in 3D model generation, Int J Rock Mech Mining Sci (2007), doi: 10.1016/j.ijrmms.2007.09.009.
13. Journel AG, Huijbregts CJ. Mining Geostatistics Academic Press, London; 1978
14. Lantuéjoul C. (2002), « Geostatistical simulation, Models and algorithms», Springer Verlag, Heidelberg, ISBN 3-540-42202-1. 256 p.
15. R Development Core Team. R: A language and environment for statistical computing. R Foundation for Statistical Computing, Vienna, Austria; 2004. <http://www.R-project.org>.
16. GMV, 3-D scientific visualization tool designed to view simulation data, <http://www-xdiv.lanl.gov/XCM/gmv/GMVHome.html>.

17. Le Loc'h and A. Galli, Truncated plurigaussian method: theoretical and practical points of view. In: E.Y. Baafi and N.A. Schofield, Editors, *Geostatistics Wollongong'96*, Kluwer Academic, Dordrecht (1997), pp. 211–222.
18. Matheron G., Beucher H., De Fouquet C., Galli A. and Ravenne C. , Simulation conditionnelle à trois faciès d'une falaise de la formation du Brent, *Sciences de la Terre, Série Informatique Géologique* 28 (1988), pp. 213–249.
19. Freulon X., Conditional simulation of a Gaussian random vector with nonlinear and/or noisy observations. In: M. Armstrong and P.A. Dowd, Editors, *Geostatistical Simulations*, Kluwer Academic, Dordrecht (1994), pp. 57–71.
20. Armstrong A, Galli A, Loc'h GL, Geffroy G, Eschard R. *Plurigaussian Simulations in Geosciences*, Springer, 2003.
21. Desbarats AJ. 1996. Modeling spatial variability using geostatistical simulation. p. 32–48. In S. Rouhani et al. (ed.) *Geostatistics for environmental and geotechnical applications*. ASTM STP 1283. ASTM, Philadelphia, PA.
22. Emery X, Lantuéjoul C. TBSIM: a computer program for conditional simulation of three-dimensional Gaussian random fields via the turning bands method, *Computers & Geosciences* 32 (10) (2006), pp. 1615–1628. [SummaryPlus](#) | [Full Text + Links](#) | [PDF \(493 K\)](#) | [View Record in Scopus](#) | [Cited By in Scopus \(1\)](#).
23. Le Loc'h G, Beucher, H., Galli, A., Doligez, B. 1994. Improvement in the truncated Gaussian method: combining several Gaussian functions. In: *ECMOR IV, Fourth European Conference on the Mathematics of Oil Recovery*. Røros, Norway, 13pp. (unpublished conference proceedings).



**Résumé :** La simulation numérique est un outil essentiel pour mieux comprendre la réalité des phénomènes qui se produisent au sein des milieux discrets, en particulier des milieux rocheux fracturés. Notre travail a pour objectif d'étudier le comportement mécanique et dynamique des milieux rocheux en réalisant des modèles discontinus dans lesquels les mesures de l'orientation et l'espacement interfractura, effectuées sur le terrain, sont intégrées au modèle de façon stochastique. Pour la génération des milieux fracturés numériques des algorithmes basés sur les méthodes statistiques et géostatistiques sont développés. Le comportement mécanique de modèles académiques et de structures réelles en maçonnerie est étudié grâce à la méthode Non Smooth Contact Dynamics (NSCD). Des structures en maçonneries telles que le monument historique de l'amphithéâtre de Nîmes et l'aqueduc d'Arles sont étudiées, à échelle réelle, en deux et trois dimensions pour leurs comportements dynamiques pendant une sollicitation sismique. Les modèles de milieux rocheux fracturés engendrés à partir d'études de cas sont analysés selon deux axes : l'étude de la stabilité de pentes rocheuses et la conception de travaux souterrains par la méthode NSCD en utilisant le code LMGC90. La stabilité de ces modèles est étudiée en deux et trois dimensions. Les analyses effectuées sur ces modèles ont permis de proposer des recommandations pour l'installation d'éventuels soutènements. Elles ont également permis la distinction des familles des fractures jouant un rôle prépondérant dans l'instabilité de ces massifs. La modélisation de certaines méthodes de protection en travaux au rocher telles que le boulonnage et les filets pare-pierres est ensuite abordée dans les perspectives envisagées comme développement de nos travaux.

**Mots Clefs :** Massif rocheux fracturé, système de fracturation, géologie structurale, modèle de massif rocheux, géostatistique, milieux discrets, méthode NSCD, structure en maçonnerie, simulation sismique, analyse de stabilité, talus rocheux, modélisation de tunnel.

---

**Title :** Contribution to the study of fractured rock masses: characterization of the *in situ* fracture network, geostatistics and discrete element modelling.

**Abstract:** The numerical simulation is an essential tool for a better understanding of phenomena that occur within discrete environments, in particular in the fractured rock mass. This study aims to investigate the mechanical and dynamic behaviour of rock masses using discrete models in which surveyed data for orientation and inter-fracture spacing are introduced into the model in a stochastic way. For the generation of a jointed rock mass model, algorithms based on statistical and geostatistical methods are developed. The mechanical behaviour of academic models and real masonry structures is studied using the Not Smooth Contact Dynamics (NSCD) method. The dynamic behaviour, during seismic loading, of masonry structures such as the historic monuments of Nîmes amphitheatre and Arles aqueduct are studied, in real scale, in two and three dimensions. The models of fractured rock masses generated from case studies are analyzed with two objectives: the study of the stability of rock slopes and the design of underground structures by the NSCD method, using the LMGC90 code. The stability of these models is investigated in two and three dimensions. The tests performed on these models are used to make recommendations for the installation of support systems, where necessary. They also allow the distinction of the fracture sets playing a critical role in the instability of these masses. The modelling of protection systems, such as rock bolting and cable nets, is then addressed as a possible development of our work.

**Key words :** Fractured rock mass, fracture system, structural geology, rock mass model, geostatistics, discrete media, NSCD method, masonry structure, seismic simulation, stability analysis, rock slope, tunnel modelling.

**Discipline:** Mécanique et Génie civil

**Pôle Génie Civil, Centre des Matériaux de Grande Diffusion, Ecole des Mines d'Alès,**  
6 avenue de Clavières, 30319 Alès Cedex, France