



HAL
open science

Analyse numérique discrète de l'aléa fontis et du foisonnement associés aux cavités souterraines

Yaghkob Ikezouhene

► **To cite this version:**

Yaghkob Ikezouhene. Analyse numérique discrète de l'aléa fontis et du foisonnement associés aux cavités souterraines. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Paris-Est, 2017. Français. NNT : 2017PESC1109 . tel-01680864

HAL Id: tel-01680864

<https://theses.hal.science/tel-01680864v1>

Submitted on 14 Mar 2018

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.



IFSTTAR

UNIVERSITÉ
— PARIS-EST

INERIS
maîtriser le risque
pour un développement durable

Thèse

Présentée pour l'obtention du titre de

Docteur de l'université Paris-Est

Spécialité : Géotechnique

Par

Yaghkob IKEZOUHENE

Analyse numérique discrète de l'aléa fontis et du foisonnement associés aux cavités souterraines

Soutenue le 15 Septembre 2017

Devant le jury composé de :

Président du jury :	Jean SULEM	NAVIER -École des Ponts Paris Tech
Rapporteurs :	Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF	CNAM
	Olivier DECK	École des Mines de Nancy
Examineurs :	Anne-Marie PRUNIER LEPARMENTIER	IGC-Paris
	Jean SULEM	NAVIER -École des Ponts Paris Tech
Directeurs de thèse :	Jeanne- Sylvine GUEDON	IFSTTAR
	Marwan AL-HEIB	INERIS
Encadrants de thèse :	Éric DIMNET	IFSTTAR
	Sébastien BURLON	IFSTTAR

À ma famille

Remerciements

Ce travail n'aurait pas vu le jour sans l'aide apportée par plusieurs personnes. Il a reçu l'assistance, l'aide, le soutien et les encouragements de plusieurs personnes. Il a été cofinancé par l'IFSTTAR et la DGPR et codirigé par l'IFSTTAR et l'INERIS.

Tout d'abord je tiens à remercier solennellement Mme. Jeanne-Sylvine Guedon qui, d'une part, m'a fait confiance et a porté son choix sur ma personne, et d'autre part, d'avoir été ma Directrice de thèse, je tiens remercier au même temps M. Marwan Al-Heib d'avoir été mon Codirecteur de thèse. Je les remercie pour tout ce que j'ai pu apprendre à leurs côtés à travers les échanges fructueux que nous avons pu tenir et les conseils qu'ils m'ont prodigué. Je les salue pour leurs disponibilités malgré leur emploi du temps chargé, leur rigueur scientifique et leur aide précieuse pour la rédaction de ce mémoire.

Je témoigne toute ma gratitude à mes conseillers d'études M. Éric DIMNET et M. Sébastien BURLON qui ont suivi de près ce travail de thèse. Ils ont su répondre présents en mettant à ma disposition leurs connaissances et leurs disponibilités. Je le remercie pour tout le temps et l'énergie consacrés pour que ce travail aboutisse.

J'adresse également mes remerciements à Mme. Véronique MERRIEN-SOUKATCHOFF et à M. Olivier DECK, qui ont accepté de rapporter ce travail de thèse. Leurs remarques ont été très enrichissantes et ont permis d'améliorer la qualité du présent mémoire. Je tiens à remercier aussi Mme. Anne-Marie LEPARMENTIER et M. Jean SULEM, d'avoir accepté d'examiner ce travail de thèse.

Je tiens à remercier les membres de la DGPR à travers Mme. Sandrine FAUCHET de leur confiance et d'avoir financé ces travaux de recherche aux cotés de l'IFSTTAR.

Je remercie également M. Jean-Marc WATELLET, Mme. Margaret HERBAUX, Mme. Caroline MERLE et M. Julien ALATERRE de leur présence et aide logistique lors des visites in-situ.

À cet égard, je remercie particulièrement Sonia FANELLI, Carlos MINATCHY et François MARTINEAU pour m'avoir apporté toute l'aide dans j'en avais besoin pour la réalisation des essais laboratoire.

Je ne manquerai pas de remercier tous les membres du département GERS à l'IFSTTAR à Marne-La-Vallée. Ce département m'a accueilli durant mes trois années de thèse et j'ai pu apprécier l'ambiance sympathique qui règne au sein de cette équipe. Dans le même état d'esprit, je remercie M. Éric GAUME, directeur du département GERS, et M. Christophe CHEVALIER, directeur du laboratoire SRO et Jean-François SEMBLAT directeur du laboratoire SV. À travers eux, je remercie

tous les membres du département à Marne et plus particulièrement Jeannine LEROY, Aurore LOCKO-BITSIKOU, Marie-Laure Poiret, Françoise DUDOUYT, Sahar HEMMATI, Céline BOURDEAU, Yasmina BOUSSAFIR, Philippe REIFFSTECK et Van C. PAK pour son assistance depuis le premier jour de la thèse ainsi que tous les autres que je n'ai pas pu citer, pour leur soutien et leur joie de vivre.

Je joins à mes remerciements mes amis et mes collègues doctorants : Abdelhaak MAACHI, Abdul-Karim JAMAL-EDDINE, Anas-Abbassi SABER, Emma FLORENS, Gisela DOMEJ, Hafsa HAHOUI, Katia BELLAGH, Malik BELMOKHTAR, Mamadou NGOM, Margot DE BAECQUE, Nissrine BOUJIA, Ousseynou NDOYE, Quang Huy DANG, Radja ELANDALOUSSI, Rym BACCARA, Sadok FEIA, Sara BAHAFID, Tarik FERDJI, Youssef ABBOUD, Zineb ABCHIR, etc. Au fil des jours ils sont devenus des amis. Ils ont rythmé ma vie au sein de l'IFSTTAR et m'ont fait voyager par leurs origines diverses.

Avant-propos

Ce travail de thèse a été réalisé dans le cadre d'un contrat doctoral de l'Université Paris-Est au sein du laboratoire Sols, Roches et Ouvrages géotechniques (SRO) du département Géotechnique, Environnement, Risques Naturels et Sciences de la Terre (GERS) de l'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR).

Les travaux menés s'inscrivent dans le Plan National Cavités dont l'un des objectifs est de produire et de diffuser les connaissances permettant d'améliorer la gestion de l'aléa mouvement de terrain. Ce Plan National mis en place par le MEDDE (Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie) en concertation avec l'ensemble des acteurs concernés (État, collectivités territoriales, professionnels et monde associatif). Ce Plan National Cavités a en outre pour vocation de faire progresser, d'améliorer, de structurer et d'homogénéiser la politique nationale de prévention des risques liés aux effondrements de cavités souterraines. Le Plan National était prévu sur la période 2013-2015. Parmi les acteurs scientifiques et techniques impliqués, on peut citer : l'IFSTTAR, l'INERIS, le CEREMA, le BRGM, l'IGC, etc.

Les travaux présentés ont été effectués sous la direction de l'IFSTTAR et de l'INERIS et avec le soutien de la DGPR, coordinateur du Plan National Cavités. L'IGC a également contribué à l'avancée de ce travail, par les fournitures de données et connaissance historique des carrières souterraines. Les données concernant la carrière de la Brasserie (Paris), qui ont été fournies par l'IGC ont ainsi permis de réaliser l'étude de cas présentée dans ce mémoire. L'IGC a également permis d'accéder à cette carrière pour collecter les blocs nécessaires à la réalisation d'essais de laboratoire dont les résultats étaient indispensables à la validation du modèle.

Résumé

Mots clés : Discrétisation des massifs rocheux, stabilité, effondrement, carrières souterraines, fontis, foisonnement, modélisation numérique, méthode éléments discrets.

Au cours du temps, les cavités souterraines sont soumises à un vieillissement et plusieurs types de dégradation peuvent apparaître. Les anciennes exploitations souterraines, parfois constituées d'un ou plusieurs niveaux, n'ont, sans doute, pas été conçues pour être stables à long terme. Elles ont été réalisées à une époque où n'existaient pas d'enjeux en surface, de zones de travaux, ce qui permettait d'éviter de se préoccuper des mouvements de sol induits. Elles ont pu quelquefois être totalement ou partiellement remblayées, mais pas de manière systématique. L'effondrement d'une cavité souterraine engendre la déconsolidation des niveaux supérieurs des terrains de recouvrement. Ces mécanismes peuvent provoquer en surface deux types de désordres : un affaissement ou un fontis. L'affaissement et le fontis peuvent provoquer des graves dommages aux structures et aux infrastructures en surface mais aussi mettre en péril la sécurité des populations.

Les travaux de cette thèse s'articulent autour de l'étude du foisonnement, du fontis et de sa propagation dans les terrains de recouvrement.

Les objectifs de cette thèse sont doubles : tout d'abord il s'agit d'étudier le foisonnement de la roche lors d'un effondrement de toit de carrières souterraines ; ensuite il s'agit de modéliser la propagation du fontis dans les terrains de recouvrement et ainsi hiérarchiser les paramètres associés à ce phénomène.

La première partie de cette thèse repose sur une étude bibliographique qui récapitule les méthodes d'exploitation, méthodes d'analyse de stabilité de carrières souterraines, méthodes de prévision de la hauteur d'effondrement et estimation de foisonnement. A l'issue de cette synthèse bibliographique l'étude s'est focalisée sur les carrières souterraines à faible profondeur exploitées par chambres et piliers. Ainsi, la modélisation numérique par la méthode des éléments discrets (MED) a été choisie pour analyser l'instabilité des toits de carrières souterraines.

La seconde partie s'intéresse au développement d'un modèle numérique qui a pour objectifs : d'une part, le développement d'un Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux (PDMR) qui constitue le préprocesseur du logiciel STTAR3D et le développement d'un code permettant le calcul du coefficient de foisonnement des débris de l'effondrement. D'autre part, l'implémentation des lois de comportement sur STTAR3D.

La troisième partie consiste à déterminer, d'une part les caractéristiques physico-mécaniques d'échantillons prélevés dans la carrière de la Brasserie (Paris-France), qui a été choisie pour une tester

le modèle développé et d'autre part, les deux paramètres de la loi de comportement utilisée pour modéliser les contacts à savoir α et μ .

Enfin, la dernière partie de ce travail est constituée des simulations numériques pour lesquelles les paramètres de la loi de comportement mesuré expérimentalement ont été introduits dans STTAR3D. Dans la première étude numérique menée, on s'intéresse à l'effet de la hauteur de chute, du rayon de l'ouverture initiale du fontis et du degré de fracturation sur le foisonnement des décombres, ainsi qu'à l'effet de la variation du foisonnement sur la hauteur de l'effondrement et sur l'affaissement. Dans un second temps, on réalise un modèle de la carrière de la Brasserie dont on calcule le comportement par simulation numérique afin d'obtenir l'affaissement en surface et la hauteur de l'effondrement qui sont comparés aux observations in-situ.

Summary

Key words: Discretization of rock mass, Stability, Collapse, Mines, Sinkhole, Subsidence, Numerical modeling, Discrete Elements Method.

Over time, the underground cavities are subjected to aging and several types of degradation can occur. The old underground cavities have probably not been designed to be stable over the long term. They have sometimes been totally or partially backfilled, but not in a systematic way. The collapse of a mine causes deconsolidation of the upper levels of the overburden. These mechanisms can cause two types of disorders on the surface: subsidence or sinkhole. Subsidence and sinkhole can cause severe damage to structures and infrastructures in surface, but also jeopardize the safety of the population.

The work of this thesis revolves around the study of rock's bulking, sinkhole and its spread in the overburden. The aims of this thesis are twofold: firstly, to study the bulking of rock during the roofs mine collapse; Secondly, modeling the spread of the sinkhole in the overburden and thus to prioritize the parameters associated with this phenomenon.

The first part of this thesis is a bibliographical study which summarizes the methods of exploitation, methods of analysis of stability of underground quarries, methods of prediction of the height of collapse and estimation of the bulking factor. At the end of this bibliographic synthesis, the study focused on shallow underground quarries operated by rooms and pillars. Thus, numerical modeling using the discrete element method (MED) was chosen to analyze the instability of roofs of underground quarries.

The second part focuses on the development of a numerical model with the following objectives: on the one hand, the development of a Rock Mass Discretization Program (RMDP) which constitutes the preprocessor of the STTAR3D software and the development of a Code allowing calculation of the bulking factor of the rubble of collapse. On the other hand, implementation of the behavior laws on STTAR3D.

The third part consists of determining, on the one hand, the physicals and mechanicals characteristics of samples taken from the quarry of the Brasserie (Paris-France), which was chosen to test the model developed. On the other hand, determining of parameters of the behavior law used for modeling the contacts, namely " α " and " μ ".

Finally, the last part of this work is made of numerical simulations for which the parameters of the behavior law measured experimentally have been introduced in STTAR3D. In the first numerical study, we investigate the effect of fall height, the radius of the initial opening of the sinkhole and the fracturing degree on the bulking of the rubble, as well as the effect of variation of the bulking on the collapse height and on the subsidence. In a second step, a model of the Brasserie's mine is realized, the behavior of which is studied by numerical simulation in order to obtain the subsidence on the surface and the collapse height, which are compared with the in-situ observations.

Table des matières

Avant-propos	7
Résumé	9
Table des matières.....	13
Glossaire :	17
INTRODUCTION GÉNÉRALE	21
1. Chapitre I : Étude bibliographique	28
1.1. Introduction aux cavités souterraines	29
1.1.1. Méthodes d'exploitation.....	29
1.1.2. Méthodes d'analyse de stabilité de carrières souterraines.....	31
1.2. Phénomène de fontis et estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement	36
1.2.1. Approches empiriques.....	37
1.2.2. Approches expérimentales.....	37
1.2.3. Approches analytiques	38
1.2.4. Approches numériques	38
1.3. Synthèse	41
1.4. Le foisonnement	43
1.4.1. Estimation du coefficient de foisonnement	43
1.4.2. Effet de la résistance à la compression sur le foisonnement	44
1.4.3. Effet du coefficient de forme des débris sur le foisonnement	47
1.4.4. Effet de la hauteur de chute sur le foisonnement.....	48
1.4.5. Effet de la surcharge appliquée sur les débris sur le foisonnement.....	49
1.4.6. Synthèse.....	51
1.5. Conclusions.....	52
2. Chapitre II : Développement d'un modèle numérique pour la simulation de la remontée de fontis (MED).....	58
2.1. Introduction.....	58
2.2. Programme de discrétisation des massifs rocheux.....	60
2.2.1. Introduction	60
2.2.2. Notations	64

2.2.3.	Délimitation de la zone d'étude.....	65
2.2.4.	Discrétisation de la zone d'étude.....	68
2.2.5.	Choix du mode de découpage.....	75
2.2.6.	Modèle numérique du sol et des piliers.....	81
2.2.7.	Application Extra-PDMR.....	83
2.2.8.	Synthèse.....	84
2.3.	Code de calcul STTA3D et implémentation de lois de comportement	85
2.3.1.	Introduction	85
2.3.2.	Bases théoriques de la méthode des calculs (méthode AECD2)	85
2.3.3.	Lois de comportements	88
2.3.4.	Types de contacts	93
2.3.5.	Synthèse.....	95
2.4.	Résultats du modèle.....	96
2.4.1.	Estimation du foisonnement.....	96
2.4.2.	Résultats du modèle.....	98
2.4.3.	Synthèse.....	100
2.5.	Conclusions.....	101
3.	Chapitre III : Étude Expérimentale (Détermination des paramètres expérimentaux de la loi du comportement)	106
3.1.	Introduction.....	106
3.2.	Description de la carrière de la Brasserie (dite «Gravelle »)	106
3.2.1.	État des lieux	106
3.2.2.	Méthodes d'exploitation.....	106
3.2.3.	Quelques repères géologiques	108
3.2.4.	Description des trois fontis elliptiques étudiés.....	110
3.2.5.	Échantillonnage	111
3.2.6.	Données pétrographiques et physiques	111
3.2.7.	Résultats des paramètres physiques et mécaniques issus de la bibliographie	112
3.3.	Détermination des propriétés physiques et mécaniques de la roche calcaire de la Brasserie	113
3.3.1.	Mesure de la vitesse de propagation du son (NF P 94-411).....	113
3.3.2.	Résistance à la compression (NF P94-420).....	118
3.3.3.	Résistance à la traction indirecte ou traction par fendage (NF P94-422).....	121

3.3.4.	Synthèse.....	124
3.4.	Essais de cisaillement.....	126
3.4.1.	Introduction	126
3.4.2.	Principe.....	127
3.4.3.	Éprouvettes, appareillage et mode opératoire.....	128
3.4.4.	Réalisation de l'essai.....	129
3.4.5.	Expression des résultats.....	129
3.4.6.	Détermination du coefficient de frottement de Coulomb μ	130
3.4.7.	Détermination du coefficient de frottement visqueux α	136
3.4.8.	Variation de α et μ en fonction de la teneur en eau.....	137
3.5.	Conclusions et perspectives.....	142
4.	Chapitre IV : Étude numérique et paramétrique et application du modèle à la carrière de la Brasserie	148
4.1.	Introduction.....	148
4.2.	Étude paramétrique.....	150
4.2.1.	Objectifs	150
4.2.2.	Description du modèle numérique du toit	150
4.2.3.	Paramètres de l'étude	152
4.3.	Résultats de l'étude paramétrique	153
4.3.1.	Effet de la hauteur initiale du toit sur le foisonnement.....	153
4.3.2.	Effet de la taille de l'ouverture initiale du fontis sur le foisonnement	158
4.3.3.	Effet du degré de fracturation de la roche sur le foisonnement.....	162
4.3.4.	Variation du coefficient de foisonnement le long des débris	164
4.3.5.	Effet du coefficient de foisonnement et du degré de fracturation sur l'affaissement ..	169
4.3.6.	Effet du coefficient de foisonnement et de l'ouverture initiale du fontis sur la hauteur de la cloche d'effondrement.....	173
4.3.7.	Simulation d'une perte de résistance dans le toit par perte de frottement.....	175
4.4.	Étude de la carrière de la Brasserie.....	177
4.4.1.	Introduction	177
4.4.2.	Présentation de la carrière	177
4.4.3.	Description du modèle numérique de la carrière de la Brasserie	177
4.4.4.	Résultats	180
4.5.	Synthèses et conclusions	187

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES.....	189
RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	193
ANNEXES.....	205

Glossaire :

Abattage	Opération qui consiste à détacher la roche à extraire du massif et à la réduire en éléments plus petits pour la manutentionner et la transporter.
Affaissement	Mouvement vertical de la surface suite à une perte de soutien.
Aire tributaire	Surface théorique permettant d'estimer la charge supportée par un pilier (le poids des terrains de recouvrement). Cette surface est limitée par des plans verticaux passant à équidistance des piliers voisins.
Aléa	Probabilité d'apparition d'un phénomène naturel d'occurrence et d'intensité donnée.
Arc-boutement	Phénomène mécanique par lequel deux solides se bloquent mutuellement à cause d'un frottement trop important.
Auto-comblement	Auto-remplissage de l'espace disponible (en-dessous de l'effondrement et de l'effondrement lui-même) par les débris foisonnés.
Banc	Couche de roche qui se distingue des autres par des caractéristiques propres (pétrographiques, minéralogiques, granulométriques), son épaisseur peut aller du décimètre à plusieurs mètres.
Bourrage	Remblai de carrière souterraine occultant la totalité d'une galerie ou d'un quartier (ce remblai est souvent associé à des hagues).
Carrier	Exploitant d'une carrière à ciel ouvert ou en souterrain.
Catiche	Méthode d'exploitation qui consiste à ouvrir des puits adjacents, d'environ 1m de diamètre, vers le bas le puits commence à s'élargir et prend la forme d'une bouteille. Ces méthodes anciennes, très originales, sont généralement propres à la Haute-Normandie et à la région lilloise.
Cheminée	Puits creusé depuis la surface jusqu'à la carrière pour la ventiler ; souvent recouverte d'un abri en maçonnerie.
Cheminée d'effondrement	Remontée du fontis dans les terrains du recouvrement.
Chambre	Partie excavée du sous-sol (la forme et les dimensions varient selon le type d'exploitation et la nature du massif).

	Banc rocheux visible laissé en toit de la carrière souterraine et formant son plafond.
Ciel	Dans la suite de se travail les termes ciel et toit ont exactement la même signification.
Cloche de fontis (Cloche d'effondrement)	Excavation qui se forme progressivement par suite de l'effondrement du ciel.
Compétence	Aptitude d'une roche qui, dans des conditions données, est plus apte à se rompre qu'à se déformer : une roche compétente est relativement peu déformable, contrairement à une roche incompétente qui est facilement déformable et qui a subi une modification profonde (anisotropie d'origine tectonique, foliation, schistosité).
Décollement de banc	Flexion du banc situé au toit de la carrière, celui-ci se déplace par gravité et se désolidarise du banc supérieur au niveau du joint de stratification.
Dépilage	Reprise d'exploitation d'un pilier de masse pour réduire sa section en vue d'un foudroyage ultérieur.
Diaclase	Fracture assez fine affectent la masse rocheuse, généralement sans déplacement relatif des compartiments.
Discontinuité	Terme collectif pour toute la gamme des défauts mécaniques tels que joints, plans de stratification, failles, fissures, fractures, etc.
Écaillage	Dégradation d'une paroi rocheuse par détachement d'éclats, liée à la libération des contraintes.
Épaisseur du toit	La distance entre le bas du toit immédiat et la surface
Étau de masse	Masse importante non exploitée conservée en carrière.
Faciès	Ensemble de caractères lithologiques ou paléontologiques d'une roche qui renseigne sur ses conditions de dépôt et de formation.
Faille	Fracture naturelle d'origine tectonique qui traverse le massif rocheux, éventuellement, en décalant les couches avec déplacement des compartiments (rejet).
Faux-ciel	Surface stratigraphique observable après phénomène de ciel tombé.
Fissure	Cassure fine de la roche provoquée par l'extraction présentant parfois un mouvement relatif (rejet).
Foisonnement	Indicateur de l'augmentation de volume qui peut se produire quand un massif

	rocheux se décompose pour former les décombres.
Fontis	Cratère cône formé en surface par l'effondrement des terrains à l'arrivée au jour d'une cloche de fontis.
Foudroyage	Opération de minage des piliers de carrière préalablement dépilés pour provoquer la ruine volontaire des cavages, il s'agit d'un effondrement de terrain contrôlé.
Fracture mécanique	Discontinuité dont l'origine est liée au creusement ou est une conséquence de l'exploitation.
Front de taille	Limite de l'extension de la carrière constituée par le matériau intact.
Galerie	Vide de carrière ou espaces de circulation (voie) privilégiés en souterrain.
Galerie filante	Galerie rectiligne sans tournage de pilier.
Hague	Mur en pierres sèches (sans mortier) retenant les bourrages.
Hauteur du toit	Hauteur entre le sol et le ciel de la carrière souterraine.
Joint	Terme qui est souvent utilisé en modélisation numérique pour parler des discontinuités
Joint de stratification	Discontinuité naturelle présente entre deux bancs de roche.
Lit	Plan parallèle à la stratification plus au moins visible dans les carrières parisiennes.
Mur	Limite extérieure d'un gisement exploitable d'une carrière souterraine.
MNT	Modèle numérique de terrain
PDMR	Programme de discrétisation des massifs rocheux
Ouverture initiale du fontis	Le rayon du fontis au niveau du toit immédiat
Pendage	Pente générale naturelle d'une couche de terrain.
Piler à bras	Pilier formé d'un empilement de pierres sèches et monté de main d'homme.
Piliers tournés	Pilier de masse laissé en place par le carrier pour assurer le soutènement du toit.
Recouvrement	Désigne les terrains présents au-dessus de la carrière souterraine.
Risque	Croisement de l'aléa et des enjeux
Taux de défrètement	Rapport, pris dans un plan horizontal, de la surface exploitée à la surface totale de la zone exploitée.

Toit	Synonyme de ciel de carrière.
Toit immédiat	Toit visible sur lequel nous observons les désordres, notamment la fracturation ou le chute de blocs.
Vulnérabilité	C'est une notion qui traduit la fragilité d'un système dans son ensemble vis-à-vis d'un aléa donné.

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Les cavités souterraines, largement réparties sur le territoire national, constituent un problème préoccupant pour de nombreuses communes du fait de leur concentration et du caractère inéluctable de leur dégradation. Des incidents ou même des accidents liés à l'instabilité de ces ouvrages se produisent régulièrement. Ils sont extrêmement inquiétants lorsqu'ils affectent des zones fortement urbanisées ou leur périphérie. Les vides souterrains constituent donc une source de risque potentiel pour les personnes et pour les biens. Ils peuvent induire des contraintes fortes en termes d'aménagement territorial et de développement urbain. Le Ministère de l'Écologie, du Développement Durable et de l'Énergie a organisé en concertation avec l'ensemble des acteurs concernés (État, collectivités territoriales, professionnels et monde associatif) un Plan National Cavités qui s'est déroulé de 2013 à 2015 afin de faire progresser, d'améliorer, de structurer et d'homogénéiser la politique nationale de prévention des risques liés aux effondrements de cavités souterraines. Les travaux de cette thèse s'inscrivent dans ce plan et a pour but de traiter les effondrements localisés (fontis) qui sont beaucoup plus fréquents que les effondrements généralisés.

Un fontis est un effondrement localisé, généralement brutal, qui débouche en surface en créant un cratère dont le diamètre peut varier de quelques mètres à une dizaine de mètres. Ce type d'instabilité est le plus fréquemment recensé car il peut se produire au-dessus de n'importe quel vide souterrain, qu'il soit d'origine naturelle ou anthropique. La hauteur de la remontée du fontis en souterrain est l'un des paramètres les plus importants à connaître pour estimer la vulnérabilité des structures et infrastructures en surface vis-à-vis d'un tel aléa. Cependant, l'estimation de la hauteur de la remontée du fontis est complexe. Plusieurs auteurs ont proposé des formules pour prédire la hauteur potentielle d'effondrement. La forme de la cloche, la forme des débris, la pente des débris, le diamètre du bas de la cloche, la hauteur de la carrière, la hauteur du recouvrement et le foisonnement de la roche sont autant de paramètres qui influent sur la hauteur d'effondrement.

Différentes méthodes de prédiction du risque de création d'un fontis existent : des méthodes empiriques et des retours d'expériences, des méthodes analytiques et des méthodes numériques. Dans le cas où le fontis progresse jusqu'en surface, il est caractérisé par un diamètre et une profondeur. La propagation du fontis dans les terrains de recouvrement peut être arrêtée dans trois cas.

- par la présence d'un banc solide dans les terrains de recouvrement qui arrêtera la propagation des instabilités ;
- par un phénomène de voûte qui se traduit mécaniquement par un arc-boutement ;
- par la stabilisation par auto-comblement par foisonnement.

Si aucun de ces cas de figure n'est rempli alors le fontis parviendra à la surface. Plusieurs méthodes sont basées, principalement, sur le coefficient de foisonnement, qui est l'élément essentiel de la détermination de la probabilité d'occurrence d'un fontis.

Le foisonnement est un paramètre indicateur de l'augmentation de volume qui peut se produire quand un massif rocheux se décompose pour former les décombres. Le volume de roches brisées peut augmenter par rapport au volume initial car les morceaux de roches cassées sont disposés aléatoirement, ce qui entraîne une augmentation de l'espace vide entre les blocs. Le coefficient de foisonnement est le rapport entre le volume occupé par les débris rocheux et le volume initial de la roche. Le coefficient de foisonnement des terrains peut jouer un rôle prépondérant dans l'évolution des montées de voûte au toit des cavités souterraines. Ainsi, lorsque les terrains éboulés ont un coefficient de foisonnement élevé, même en présence de conditions d'instabilité très favorables, le fontis ne débouchera pas forcément en surface du fait de l'auto-comblement par foisonnement des terrains.

Plusieurs auteurs ont déjà étudié le coefficient de foisonnement (Pappas et Mark (1993), Palchik (2000), Yavuz (2004), Ofoegbu et al (2008), Esterhuizen et Karacan (2007) et Palchik (2015)). L'analyse de ces travaux nous a conduits à reposer les mêmes questions, mais aussi à avancer d'autres questions pour mieux appréhender le phénomène de foisonnement et son effet sur la propagation du fontis dans les terrains de recouvrement et sur l'affaissement en surface.

Les questions posées dans ce travail sont les suivantes :

- quel est l'effet de la hauteur de la chute des blocs sur le coefficient de foisonnement ?
- quel est l'effet du rayon initial du fontis sur le coefficient de foisonnement ?
- quel est l'effet du degré de fracturation de la roche sur le coefficient de foisonnement ?
- comment varie le coefficient de foisonnement le long des décombres ?
- quel est l'effet du coefficient de foisonnement et du degré de fracturation sur l'affaissement ?
- quel est l'effet du rayon initial du fontis et du coefficient de foisonnement sur la hauteur de la cloche d'effondrement?

Le but de ce travail est d'élaborer une approche de modélisation globale, simple et réaliste afin de répondre à ces questions. Autrement dit, il s'agit de développer un modèle numérique qui considère en même temps le toit, le sol et les piliers d'une exploitation souterraine, avec un minimum possible de paramètres et qui se rapproche au mieux de la réalité du problème d'instabilité des toits de carrières souterraines à faible profondeur.

Cette présente étude comporte quatre chapitres.

Le premier chapitre est une synthèse bibliographique qui abordera pour commencer une synthèse des méthodes d'exploitation souterraine et des méthodes d'analyse de leur stabilité. Ensuite une synthèse de l'état de l'art sur le phénomène fontis et sa propagation dans les terrains de recouvrement, ainsi que sur le coefficient de foisonnement et sur les méthodes de son estimation sera proposée.

Le deuxième chapitre est consacré aux développements numériques du modèle. La première partie de ce chapitre abordera le développement d'un Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux (PDMR) qui générera les données nécessaires pour les simulations numériques avec STTAR3D. Il

discrétisera le massif rocheux en un ensemble de blocs formés par l'intersection de différents plans de discontinuités. Le programme permettra aussi de choisir le mode de discrétisation (mode déterministe, mode probabiliste ou mixte) pour les espacements entre les discontinuités de la même famille ou pour leurs angles d'inclinaison. Le PDMR reproduira également le modèle numérique du sol et des piliers de la carrière souterraine pour les prendre en compte dans le calcul. La deuxième partie concernera le code de calcul STTAR3D, qui est un code de calcul par éléments discrets. Deux lois de comportement seront implémentées sous STTAR3D : la première est une loi qui prendra en compte aussi bien les frottements de Coulomb que les frottements visqueux ; la deuxième prendra en compte les phénomènes adhésifs entre les blocs. La loi de Coulomb à frottement visqueux fera intervenir deux paramètres α et μ qui seront ensuite obtenus par un même essai en laboratoire. Les essais réalisés pour mesurer ces paramètres seront présentés dans le chapitre suivant. La dernière partie de ce chapitre sera consacrée au post traitement des résultats et au développement d'un code qui estime le coefficient de foisonnement.

Le troisième chapitre est consacré aux essais laboratoire. Il sera divisé en deux parties : la première partie décrit la carrière de la Brasserie qui a été choisie pour tester la démarche de ce travail et les trois fontis elliptiques qui sont étudiés dans le chapitre IV. La seconde partie présente une étude expérimentale des échantillons sélectionnés à l'aplomb des trois fontis (parmi les débris des effondrements précédents). Dans un premier temps, les essais réalisés sont des essais classiques d'identification (vitesse des ondes, résistance à la compression, résistance à la traction par fendage, densité). Le but des ces essais est d'identifier les trois échantillons et d'estimer leurs degrés d'altération. Cette identification aidera pour la suite à mieux comparer les résultats des essais de cisaillements pour différentes roches. Dans un deuxième temps des essais de cisaillement à la boîte seront choisis et réalisés dans le but de déterminer les paramètres essentiels du modèle numérique : à savoir α et μ (le coefficient de frottement visqueux et le coefficient de frottement de Coulomb).

Le quatrième chapitre est consacré dans un premier temps à appliquer le modèle numérique développé dans le chapitre II pour faire une étude paramétrique afin de répondre aux questions posées ci-dessus. Ensuite, le modèle numérique sera appliqué en utilisant les paramètres déterminés dans le chapitre III pour étudier les trois fontis elliptiques de la carrière de la Brasserie étudiée également dans le chapitre précédent.



**CHAPITRE I : ÉTUDE
BIBLIOGRAPHIQUE**

Chapitre I : Étude bibliographique

1.1. Introduction aux cavités souterraines

- 1.1.1. Méthodes d'exploitation
- 1.1.2. Méthodes d'analyse de stabilité de carrières souterraines

1.2. Phénomène de fontis et estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement

- 1.2.1. Approches empiriques
- 1.2.2. Approches expérimentales
- 1.2.3. Approches analytiques
- 1.2.4. Approches numériques

1.3. Synthèse

1.4. Le foisonnement

- 1.4.1. Estimation du coefficient de foisonnement
- 1.4.2. Effet de la résistance à la compression sur le foisonnement
- 1.4.3. Effet du coefficient de forme des débris sur le foisonnement
- 1.4.4. Effet de la hauteur de chute sur le foisonnement
- 1.4.5. Effet de la surcharge appliquée sur les débris sur le foisonnement
- 1.4.6. Synthèse

1.5. Conclusions

1. Chapitre I : Étude bibliographique

Le développement urbain des grandes villes françaises et même européennes a pu se faire grâce à la richesse du sous-sol qui contient en abondance certaines ressources utiles, notamment le calcaire, le gypse et la craie. Ces matériaux, ont été extraits depuis l'antiquité jusqu'au XIX^{ème} siècle à partir des exploitations souterraines qui ont été progressivement abandonnées, souvent sans être mises en sécurité. La présence de ces vides souterrains pose alors de multiples problèmes, le plus important étant celui de la mise en sécurité des biens et des personnes. Le paradoxe est que ce sont ces exploitations qui ont contribué pendant des siècles au développement des villes, qui aujourd'hui constituent un danger à leur extension. Les anciennes exploitations souterraines, qui peuvent être constituées d'un ou plusieurs niveaux, n'ont, sans doute, pas été conçues pour être stables à long terme. Elles ont été réalisées à une époque où il existait moins d'enjeux en surface, permettant ainsi de s'affranchir des dangers liés aux mouvements du sol. Elles ont pu quelquefois être totalement ou partiellement remblayées, mais pas de manière systématique. La vulnérabilité du site notamment sur le long terme n'ayant pas été prise en compte à l'époque.

Le risque encouru est le croisement de l'aléa (phénomène naturel dangereux : l'apparition du fontis dans notre cas) et des enjeux (les enjeux peuvent être humains, économiques ou environnementaux).

L'aléa doit être défini par une intensité, une occurrence spatiale et temporelle. L'intensité traduit l'importance d'un phénomène (Dauphiné, 2001), elle peut être mesurée ou estimée (comme le diamètre du fontis). La probabilité d'occurrence spatiale est conditionnée par des facteurs de prédisposition ou de susceptibilité (présence de vides souterrains). La probabilité d'occurrence temporelle dépend de facteurs déclenchants naturels ou anthropiques (grandes intempéries par exemple). Les enjeux et la vulnérabilité sont liés à la présence humaine (personnes, habitations, activités économiques, infrastructure, etc...) et sont difficiles à définir. La vulnérabilité traduit la fragilité d'un système dans son ensemble et sa capacité à surmonter la crise provoquée par l'aléa (Dauphiné, 2001). Le risque est donc considéré comme une mesure de la situation dangereuse qui résulte de la confrontation de l'aléa et des enjeux. Cette mesure s'exprime souvent en termes de gravité et probabilité (Brilhac et Thibaut, 2009).

Le sous-sol français comporte des milliers de cavités souterraines abandonnées (cf. base de données cavités www.bdcavite.fr) et la concentration de ces vides est plus importante dans certains départements (Figure 1.1), du fait de conditions d'exploitation ou d'une qualité du matériau y est particulièrement favorable.

Ce chapitre dédié à la bibliographie, traitera dans un premier temps, des méthodes d'exploitation et des méthodes d'analyse de stabilité des carrières souterraines. Dans un second temps, des définitions seront données concernant la création de fontis, la prédiction de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement (hauteur du fontis). Cette mesure est un élément essentiel pour évaluer les

conséquences et le degré de la vulnérabilité en surface. En dernier lieu, le foisonnement sera abordé puisqu'il est le paramètre essentiel pour estimer la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement.

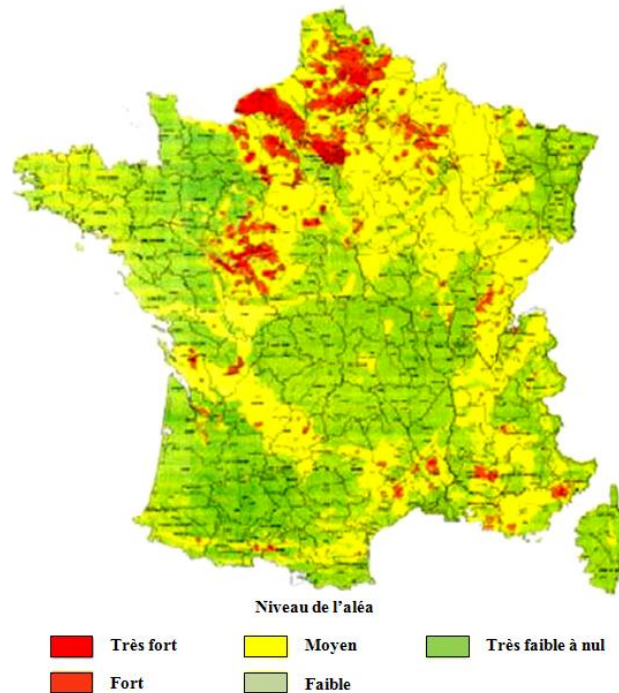


Figure 1.1 Carte de l'aléa lié aux effondrements de cavités souterraines en France métropolitaine (BRGM, 1994)

1.1. Introduction aux cavités souterraines

Dans toute étude concernant les cavités souterraines, une distinction doit être faite entre deux grandes catégories : naturelle ou anthropique.

Les cavités souterraines naturelles sont les vides qui se développent au sein du sous-sol, sous l'effet du potentiel érosif des eaux (par dissolution).

Les cavités souterraines anthropiques sont divisées en deux familles (les mines et les carrières souterraines). Les mines sont toutes les exploitations liées à l'extraction de minerai (fer, charbon, cuivre, soufre, etc.). Les carrières souterraines correspondent à des zones d'extraction de matériaux liés à la construction (gypse, craie, calcaire, etc...).

1.1.1. Méthodes d'exploitation

La méthode d'exploitation d'une carrière souterraine correspond à l'ensemble des procédés utilisés pour dimensionner et extraire les matériaux. Ces techniques sont dépendantes de la topographie et de la géologie locale du site, ainsi que des caractéristiques du matériau extrait. Le développement du savoir-faire et des moyens des carriers au cours du temps a permis d'améliorer ces techniques.

L'extraction souterraine se pratiquait suivant les techniques suivantes :

- exploitation par chambres et piliers ou piliers tournés ;

- exploitation par hagues et bourrages ;
- exploitation par dépilage et affaissement dirigé ;
- exploitation par galeries radiales et chambres ;
- exploitation par puits et chambres de type catiche ou bouteille ;
- exploitation par chambres ;
- exploitation par galeries en rameaux.

La présentation de chaque méthode est donnée dans l'annexe (A1-1). Dans le tableau suivant (Tableau 1.1) une synthèse globale des méthodes d'exploitation appliquées aux carrières souterraines est donnée et pour chaque méthode, le type de roches exploitées, les régions concernées, le taux de défrètement et l'époque sont cités. La liste des régions donnée est non exhaustive, cependant, ces régions indiquées sont celles où l'utilisation de cette méthode est la plus fréquente. L'époque indiquée dans le tableau correspond au siècle de l'apparition de cette méthode.

Tableau 1.1 : Méthodes d'exploitation appliquées aux carrières souterraines

Méthode d'exploitation	Types de roches	Région, département ou ville	Taux de défrètement	Époques
Chambres et Piliers	- Calcaire - Craie - Tuffeau - Gypse	- Île-de-France - Cher	50% - 90%	XIV ^e siècle
Hagues et bourrages	- Calcaire grossier	- Île-de-France - Reims	100%	XVI ^e siècle
Affaissement dirigé	- Gypse	- Région Parisienne	100%	XVIII ^e siècle
Galeries en rameaux	- Calcaire de Meulière - Sables de Fontainebleau - Calcaire et Meulière de Brie - Calcaire de Saint-Ouen	- Beauce - Fontenay-sous-Roses - Montreuil - Orly - Aulnay sous Bois, - Roissy-en-France	<50%	XIV ^e siècle
Galeries radiales et chambres	- Craie	- Bassin Parisien - Haute-Normandie - Eure - Seine-Maritime	-	XVIII ^e siècle
Puits et chambres de type catiches ou bouteille	- Craie	- Haute-Normandie - région lilloise, - Maine-et-Loire	-	XVII ^e siècle
Grande chambres	- Ardoise	- Ardennes - Morvan - Anjou - Bretagne	-	XVI ^e siècle

Les processus de dégradation des roches sont engagés dès la création d'un vide. Ils induisent une redistribution des contraintes dans le massif, ce qui peut conduire à la ruine d'une carrière souterraine. Parmi les paramètres les plus déterminants qui influencent cette évolution, on peut citer : les caractéristiques naturelles du massif exploité (type de la roche), la méthode d'exploitation, la géométrie des cavités et le taux de défrètement, la présence et la fluctuation de la nappe phréatique, ainsi que l'infiltration des eaux de surface, ainsi que l'altération de la roche résultant de la circulation d'eau. Les accidents peuvent être localisés ou généralisés, progressifs ou brutaux. Dans la section suivante nous aborderons les méthodes qui permettent d'évaluer la stabilité d'une carrière souterraine.

1.1.2. Méthodes d'analyse de stabilité de carrières souterraines

Les risques liés à la présence de cavités souterraines d'origine anthropique ont déjà fait l'objet de nombreuses analyses. Les désordres en carrières souterraines résultent de rupture du toit et/ou des piliers. Donc pour analyser la stabilité d'une carrière souterraine, il faut analyser la stabilité de la cavité dans son ensemble, notamment du toit et des piliers. Des carrières, exploitées par la méthode des chambres et piliers peuvent faire l'objet d'un processus de ruine combinant une rupture des dalles de toit en flexion et un écrasement des piliers, ce phénomène diffère dans le temps. Quelques méthodes d'analyse de la stabilité du toit et des piliers sont présentées, notamment leurs avantages, leurs inconvénients et leurs limites.

1.1.2.1. Méthodes d'analyse de la stabilité du toit

Pour analyser la stabilité du toit d'une carrière, 3 catégories de méthodes d'analyses sont courantes :

- méthodes empiriques ou semi-empiriques ;
- méthodes analytiques ;
- méthodes numériques.

a) Méthodes empiriques ou semi-empiriques :

Les méthodes empiriques ou semi-empiriques sont principalement basées sur des retours d'expériences et des mesures réalisées à partir de nombreux cas réels survenus dans diverses carrières exploitées. Ces méthodes étudient la nature des terrains de recouvrement et des vides souterrains ainsi que la présence d'eau. À partir de ces observations, se formule un jugement vis-à-vis de l'aléa mais sans quantification.. Les observations et l'analyse des cas rencontrés permettent donc d'élaborer des formules empiriques ou semi-empiriques pour évaluer les conditions d'effondrement du cas traité. Les méthodes citées dans l'[Annexe \(A1-2-a\)](#) sont les méthodes les plus connues et les plus utilisées, mais la liste est non exhaustive.

Avantages de l'approche empirique :

- la simplicité de mise en œuvre ;

- l'analyse de plans d'archives suffit souvent à la mise en œuvre des calculs permettant d'estimer la sensibilité d'un site.
- le coût et la durée de l'analyse sont considérablement réduits.

Limites de l'approche empirique :

- les approches empiriques sont d'autant plus fiables que les éléments à analyser sont homogènes et proches de ceux ayant servi à l'élaboration de la règle ;
- si une règle empirique est particulièrement bien adaptée à des échantillons « classiques », elle l'est beaucoup moins à des échantillons « atypiques ». Or, les exploitations souterraines peuvent présenter une grande variabilité d'états des échantillons un très large panel de contextes ;
- la non-prise en compte de la méthode d'exploitation, de la géométrie des vides et de la nature des matériaux rocheux ;
- enfin, ces approches sont difficilement généralisables et se limitent à des régions géologiquement bien déterminées et connues.

b) Méthodes analytiques

Ces méthodes sont basées sur la résolution analytique des équations d'équilibre mécanique qui expriment les relations contrainte-déformation dans le milieu concerné. Elles sont fréquemment utilisées pour l'analyse de la stabilité des toits des carrières souterraines et prennent en compte la description du site : elles reviennent donc à considérer les bancs du toit d'une cavité, à section rectangulaire creusée en terrains souvent stratifiés, comme des dalles ou poutres qui travaillent en flexion, et reposent sur la couche exploitée. Les chutes de toit se développent souvent dans les zones où les dalles du bas-toit ne sont pas assez soutenues. La modélisation du comportement du toit est effectuée en analysant différentes hypothèses du comportement :

- La première consiste à examiner le comportement du toit immédiat pour déterminer s'il présente ou non des risques d'effondrement sous son poids propre ;
- Si les bancs sus-jacents s'appuient sur le toit, le calcul doit impliquer une surcharge correspondant au poids des bancs sus-jacents ou à une voute de détente qui se forme dans les bancs supérieurs (Figure 1.2) ;
- Dans certains cas, c'est l'ensemble du recouvrement qui peut se révéler être totalement pesant sur le banc inférieur.

Utilisant les formules classiques de la résistance des matériaux en élasticité, ces méthodes sont souvent appliquées aux carrières pour expliquer le phénomène d'effondrement. Elles étudient les contraintes en compression, en traction et en cisaillement provoquées par les moments fléchissants et les efforts tranchants induits par la flexion de la poutre.

Ces contraintes sont liées au décollement des bancs du toit et également à leurs caractéristiques géométriques et géomécaniques, ainsi qu'au type d'appuis sur lesquels le toit repose (Figure 1.3). D'une manière simplifiée et pour une carrière donnée, la stabilité du toit est souvent étudiée en

fonction de l'épaisseur du premier banc. Les modèles de plaque reflètent souvent bien la réalité, ils nécessitent l'utilisation d'abaques non nécessaires aux modèles de poutre (Annexe A1-2-b).

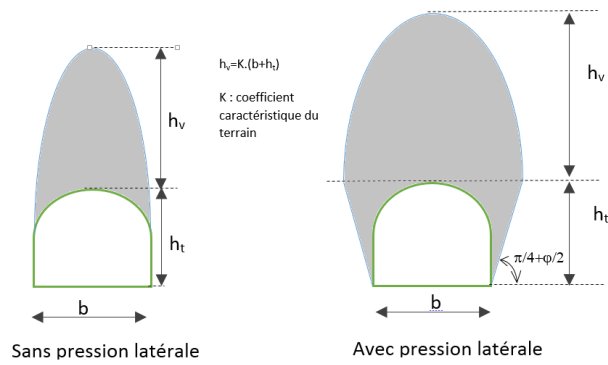


Figure 1.2 Voute de détente (Tshibangu, 2008)

Un compromis doit être trouvé entre un modèle de plaque et un modèle de poutre encastree. L'épaisseur critique du premier banc peut être calculée en fonction de la portée maximale entre piliers selon les deux modèles classiques (Tritsch, 1987, Tritsch et al., 2002).

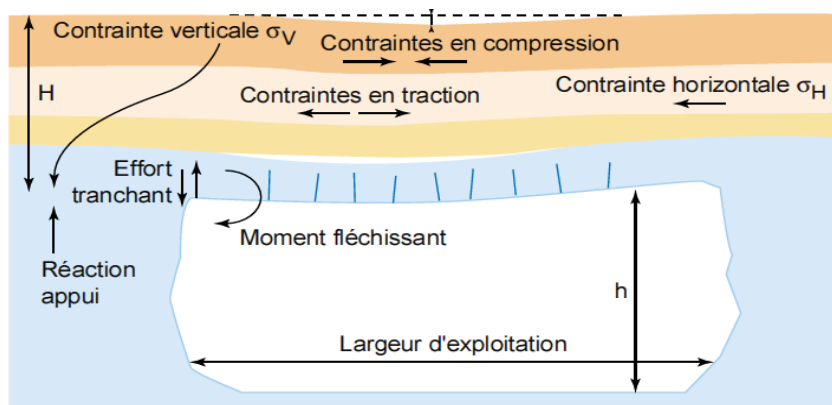


Figure 1.3 Distribution des efforts dans le toit et dans le voisinage d'une galerie (Toulemont & Potherat, 2002)

Avantages des méthodes analytiques :

- méthodes nécessitant peu de connaissances sur le milieu ce qui les rend aisées à mettre en œuvre, simples rapides et peu coûteuses.

Limites des méthodes analytiques :

Elles ne tiennent pas suffisamment compte de plusieurs facteurs, qui sont :

- les contraintes initiales et induites autour de la galerie et l'influence de la géométrie sur leurs distributions dans le massif ;
- le comportement mécanique du massif et des contacts entre les bancs (joints de stratification) et du décollement des bancs ;
- la présence de fractures naturelles au sein des bancs ;
- la nature et la rigidité des parements (murs) ;
- la présence de facteurs supplémentaires (la charge à la surface, les forces dynamiques, l'infiltration d'eau...)

- l'effet du vieillissement et de la fatigue de la roche avec le temps (Piguet et al, 1986) ;
- l'effet du comportement élastoplastique dans la rupture de la roche (Fairhurst, 1963).

c) Les méthodes numériques

La dernière famille de méthodes concerne les méthodes numériques (Annexe A1-2-c). A l'opposé des méthodes empiriques et analytiques qui se limitent à un domaine de validité, les méthodes numériques sont des outils généraux de résolution de systèmes complexes qui ne fournissent cependant qu'une solution approximative au problème. L'intérêt réside dans leur capacité à prendre en compte des paramètres très variés (géométrie complexe avec des discontinuités, loi de comportement évoluée, coupe géologique des terrains, présence d'une nappe phréatique et sollicitations diverses). Elles sont donc beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être les méthodes empiriques et analytiques. En contrepartie, elles sont parfois coûteuses (3D et géométrie complexe), longues à utiliser et demandent une spécialisation de l'opérateur. Quatre familles différentes de méthodes numériques sont fréquemment employées dans le domaine de la géotechnique :

- la méthode des Éléments Finis (EF) ;
- la méthode des Différences Finies (DF) ;
- la méthode des Éléments Distincts (ED) ;
- la méthode de l'Équilibre Limite (EL).

Il apparaît donc que les méthodes numériques sont très variées, aussi bien par leur domaine d'application préférentiel que par les phénomènes qu'elles permettent de modéliser. La place occupée par les méthodes numériques dans la solution de divers problèmes d'ingénierie n'a cessé de s'accroître au cours des dernières décennies. Il est reconnu par tous que cela tient à deux raisons principales :

1. La capacité des méthodes numériques à fournir une solution approchée et celle de proposer une solution entièrement déterminée pour une multitude de systèmes physiques quelles qu'en soient la configuration géométrique et les conditions aux limites.
2. La possibilité de résoudre rapidement, avec le support d'ordinateurs de plus en plus performants, de grands systèmes d'équations algébriques.

Pour ce faire, le comportement de ces systèmes doit être représenté mathématiquement par des équations. De nombreux ouvrages se consacrent à ces méthodes et à leurs applications.

Avantage des méthodes numériques :

- ce sont des outils généraux de résolution de systèmes complexes ;
- leur intérêt réside dans leur capacité à prendre en compte des paramètres très variés (géométrie complexe avec des discontinuités, loi de comportement évoluée, coupe géologique des terrains, présence d'une nappe phréatique et sollicitations diverses) ;
- elles sont beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être les autres méthodes ;
- le panel des résultats qu'il est possible d'obtenir est très étendu (stabilité locale et globale du toit, des piliers, mouvement dans le massif de sol, etc.);

- elles sont utilisables pour des configurations complexes et peuvent permettre, pour les plus récentes, la modélisation de la rupture et sa propagation ;
- elles fournissent des nombreux résultats et donnent une idée locale mais également globale de l'état de stabilité respectivement au niveau de chaque banc du toit et de leur ensemble.

Limite des méthodes numériques :

- elles sont assez lourdes (i.e. : capacités d'ordinateur, prix, temps de calcul, grande spécialisation de l'opérateur, etc...) à mettre en place, comparativement aux autres méthodes;
- les méthodes numériques qui sont les plus sophistiquées elles demandent des données nécessaires pas toujours disponibles ;
- méthodes lentes et très coûteuses et elles demandent parfois trop de données souvent difficiles à acquérir.

1.1.2.2. Méthodes d'analyse de stabilité de pilier

Les piliers dans les méthodes par chambres et piliers sont une partie de matériaux laissés en place entre deux ou plusieurs excavations. Leur fonction est d'assurer la sécurité par soutènement afin de minimiser les déplacements du massif rocheux dans la zone d'influence de l'excavation. Les diverses méthodes d'analyse de la stabilité des piliers peuvent être classées en deux catégories, chacune correspondant à une approche différente.

La première catégorie regroupe les méthodes qui ont comme postulat que le pilier est en compression uniaxiale à la manière d'une éprouvette dans une presse hydraulique. On les appelle méthodes des charges totales. Cette catégorie comprend trois méthodes ([Annexe A1-3-a](#)) :

- méthode des aires tributaires;
- méthode de Coates, théorie du « fléchissement élastique » ([Coates, 1965](#)) ;
- méthode convergence-confinement ([Gill et al., 1994](#)).

Dans la deuxième catégorie, on retrouve les méthodes qui n'imposent aucune simplification sur le champ de contrainte dans le pilier. On les appelle méthodes des champs de contraintes, requises pour le dimensionnement de piliers elles s'obtiennent par des techniques expérimentales comme la photoélasticité, ils sont générés maintenant par les méthodes numériques informatisées comme celles des éléments finis ou des éléments frontières pour ne nommer que celles-là.

Les effondrements localisés sont essentiellement liés aux exploitations partielles (chambres et piliers, galeries filantes) à faible profondeur. Généralement, l'effondrement peut être causé soit par un éboulement de toit ou de voûte de galerie (fontis), soit par une rupture de pilier(s) qui provoquera l'effondrement du toit soutenu (fontis), soit par un débouillage de puits ou une rupture de la tête de puits. Dans la section suivante, nous intéresserons à l'étude du phénomène de fontis et aux modèles d'estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement, car cette mesure est un élément essentiel pour évaluer le degré de vulnérabilité des ouvrages en surface.

1.2. Phénomène de fontis et estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement

L'effondrement du toit (ciel) des carrières souterraines peut entraîner des affaissements en surface voire des effondrements appelés «fontis». Un fontis est un effondrement localisé, généralement brutal, qui débouche en surface en créant un cratère dont le rayon peut varier entre quelques mètres à une dizaine de mètres. Ce type d'instabilité est le plus fréquent recensé car il peut se produire au-dessus de n'importe quel vide souterrain, qu'il soit d'origine naturelle ou anthropique.

À la surface du sol, préalablement à la venue au jour du fontis, la décompression des terrains de recouvrement peut se manifester par un léger affaissement ou des fissurations (Marvy et Vachat, 1981). La hauteur de la zone effondrée en souterrain est l'un des paramètres les plus importants à connaître pour estimer la vulnérabilité des structures et infrastructures en surface vis-à-vis d'un tel aléa. Cependant, l'estimation de la hauteur d'effondrement est complexe. Plusieurs auteurs ont proposé des formules pour prédire la hauteur potentielle d'effondrement. La forme de la cloche, la forme des débris, la pente des débris, le diamètre du bas de la cloche, la hauteur de la carrière, la hauteur du recouvrement et le foisonnement de la roche sont autant de paramètres qui influent sur la hauteur d'effondrement.

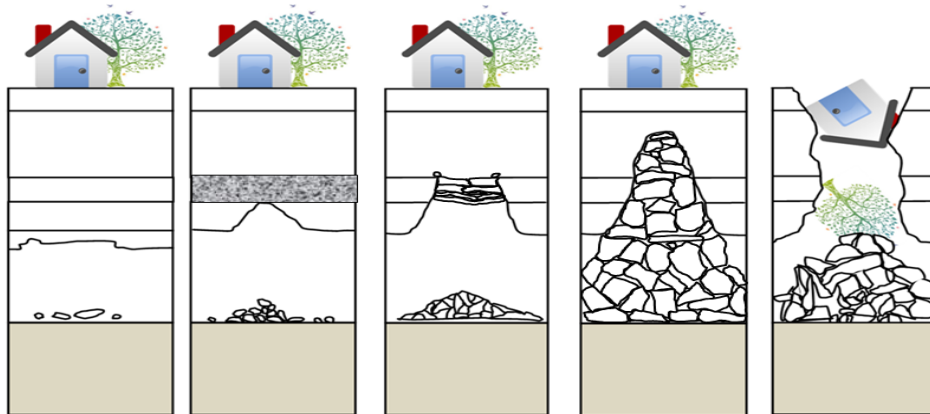


Figure 1.4 Propagation du fontis dans les terrains de recouvrement : (a)-Décollements et chutes partielles de blocs au droit du toit immédiat. (b)-Arrêt de propagation du fontis par un banc dur. (c)-Arrêt de propagation du fontis par arc-boutement. (d)-Arrêt de propagation du fontis par auto-comblement par foisonnement. (e)-Venue du fontis au jour.

L'apparition du fontis est généralement liée à la diminution de la résistance mécanique du toit immédiat (Tritsch & al., 2002). La stabilité des terrains de recouvrement dépend essentiellement de la capacité de la roche et du sol à résister à l'effondrement du toit. L'effondrement des carrières souterraines dépend de plusieurs facteurs :

- la méthode d'exploitation et du taux de défrètement ;
- la géométrie de la carrière (forme de l'exploitation) et la position des piliers ;
- les mécanismes de rupture, qui peuvent générer l'effondrement ;

- la nature de la roche et des terrains de recouvrement, ainsi que l'épaisseur des strates ont une influence décisive sur la propagation du fontis ;
- la présence et/ou de circulations d'eau ;
- la fluctuation de la nappe phréatique ;
- le degré de fracturation de la masse rocheuse.

Différentes méthodes de prédiction du risque fontis existent : les méthodes empiriques et les retours d'expériences, les méthodes analytiques et les méthodes numériques (Al Heib, 2008). Les méthodes empiriques sont basées, principalement, sur le coefficient de foisonnement, qui est l'élément essentiel de la détermination de la probabilité d'occurrence d'un fontis. Dans le cas où le fontis progresse jusqu'en surface, il est caractérisé par un diamètre et une profondeur. La propagation du fontis dans les terrains de recouvrement peut être arrêtée dans trois cas (Figure 1.4).

1) par la présence d'un banc solide dans les terrains de recouvrement qui arrêtera la propagation des instabilités.

2) par un phénomène de voûte qui se traduit mécaniquement par un arc-boutement.

3) par la stabilisation par auto-comblement par foisonnement.

Si l'on n'est pas dans l'un de ces trois cas de figure alors le fontis parviendra à la surface (Figure 1.4).

1.2.1. Approches empiriques

Les approches empiriques sont souvent des approches basées sur des observations de terrain, formulées en équations en se basant sur des calculs volumétriques. Les modèles suivants sont les modèles les plus connus :

- a) Modèle de Pigott & Eynon (1978)
- b) Modèle de Vachat (1982)
- c) Modèle de Whittaker (1985)
- d) Modèle de Dyne (1998)
- e) Modèle de Palchik (2002)
- f) Modèle volumétrique de l'INERIS (2010)

Les hypothèses et la formule de calcul de la hauteur d'effondrement sont données dans l'annexe (A1-4-1). Les approches empiriques restent toujours très chargées en composantes empiriques avec des coefficients établis sur la base d'observations menées dans un contexte particulier.

1.2.2. Approches expérimentales

Plusieurs modèles physiques ont été développés dans le but de comprendre les mécanismes de rupture et les chemins de propagation du fontis dans les terrains de recouvrement. Ils ont aussi comme but d'étudier les conséquences produites en surface. Les modèles cités ci-après sont donnés à titre d'exemple et de manière non exhaustive. Auparavant, certains modèles ont été mis en œuvre à l'aide de

différentes approches telles que les modèles de centrifugeuses, les modèles analogiques et les modèles physiques (Caudron et al., 2006a, 2006b, 2008, Lei et al., 1994, 2005, Alrowaimi et al., 2015).

1.2.3. Approches analytiques

Cette approche est basée sur la résolution des équations de l'équilibre mécanique reliant les états des contraintes-déformations dans le milieu concerné. Elle est notamment utilisée pour l'analyse de la stabilité du toit de la cavité. Différents auteurs proposent d'utiliser la théorie de poutres et de plaques pour simuler et calculer la stabilité du toit immédiat (Tritsch et al., 2002). La simulation des strates de roche par poutres et dalles est basée sur différentes simplifications de la géométrie et des paramètres géotechniques. Les modèles de poutres peuvent être appliqués à des bancs d'épaisseur d'au moins 0,50 m et lorsque la longueur est supérieure au double de la largeur. Ces modèles analytiques sont souvent limités aux cavités rectangulaires, lorsque les conditions de chargement sont simples. Dans la plupart des cas, ils sont limités aussi à un matériau homogène, soumis à un état de contrainte initiale isotrope et obéissant à une loi de comportement élastique linéaire.

1.2.4. Approches numériques

Contrairement aux méthodes empiriques et analytiques qui sont limitées à une gamme de validité, les méthodes numériques sont des outils utiles et avancés pour résoudre des systèmes complexes. L'intérêt de cette approche réside dans leur capacité à prendre en compte une grande variété de paramètres (géométrie complexe avec discontinuités, lois de comportement avancées, spécificités géologiques du terrain, présence de la nappe phréatique). Elles sont beaucoup moins restrictives que ne peuvent l'être les méthodes empiriques et analytiques. Cependant, les calculs sont généralement coûteux en temps d'utilisation et nécessitent une spécialisation de l'opérateur. Deux familles différentes de méthodes numériques sont souvent utilisées dans le domaine de l'ingénierie géotechnique. Ces méthodes numériques sont les méthodes continues et les méthodes discontinues. La différence entre les deux catégories, lors de la simulation de l'effondrement de la cavité et de l'apparition du fontis, réside dans le résultat.

- Les méthodes continues peuvent calculer la zone de la déformation plastique, qui peut correspondre à l'effondrement potentiel (Laouafa et Tritsch, 2005).

Les méthodes discontinues peuvent calculer l'équilibre des blocs et la propagation du fontis jusqu'à la surface (Goodman & Shi, 1985, Potyondy & Cundall, 2004).

Compte-tenu de la problématique abordée dans cette thèse (effondrement de toit de carrières souterraines, remontée du fontis dans les terrains de recouvrement et étude du foisonnement), l'approche des éléments distincts a été privilégiée pour traiter cette problématique (méthode adaptée aux milieux fracturés). Dans les paragraphes qui suivent, l'approche des éléments distincts est présentée dans sa globalité et la méthode AECD2 (Atomized Efforts Contact Dynamics with Clausius

Duhem's inequality) (STTAR3D) en particulier (la présentation de cette méthode est approfondie dans le Chapitre II).

La Méthode des Éléments Distincts (MED) considère le milieu modélisé non pas comme un milieu continu (ensuite discrétisé pour les besoins de la résolution numérique comme la méthode des éléments finis), mais comme un milieu discret constitué d'éléments dont la forme peut à priori être quelconque. Cependant, plus la forme des blocs retenue est simple, plus les codes de calcul sont simples à écrire et à utiliser, principalement à cause de la question de la détection des contacts entre les éléments. C'est pourquoi les éléments les plus courants sont de forme sphérique.

La première famille de méthodes de simulation par éléments distincts est constituée de la Dynamique Moléculaire et de ses dérivées. Elle prend en compte des interactions continues entre les particules parfois qualifiées de déformables. La déformabilité consiste, dans ce cas, à exprimer la force de contact en fonction de la distance de rapprochement ou d'interpénétration, ou de la distance entre les centres sous forme d'une loi bi-univoque, sans calculer les déformations réelles des particules. Par exemple, la MED de [Cundall & Strack \(1979\)](#) est mise en œuvre dans les codes de calcul PFC2D et PFC3D pour des particules de forme circulaire et dans UDEC et 3DEC pour des blocs polyèdres qui peuvent être déformables. Dans la même famille de méthodes, la GED (Granular Element Method), développé par [Kishino \(1989\)](#), est une approche basée sur la constitution d'une matrice de raideur du système qui est utilisée pour mettre à jour la position des particules dans l'hypothèse des petits déplacements ; elle ne permet cependant de faire des simulations valides que pour des évolutions quasi-statiques.

L'autre famille de méthodes de simulation se distingue de la précédente par le fait que les forces de contact sont des fonctions multivaluées du déplacement relatif ou de la vitesse relative des solides en contact. Celles-ci sont des graphes présentant une branche verticale qui traduit la condition de non-interpénétration des solides qui sont en contact unilatéral ([Signorini, 1956](#)). A cause de cette particularité, l'analyse et la résolution des équations d'évolution nécessite d'avoir recours à l'analyse convexe ([Moreau, 1966](#)) et les codes de calcul correspondants sont en général plus difficiles à manipuler. Le code de calcul LMGC90 ([Jean 1995](#)) repose sur la méthode de calcul appelée dynamique des contacts ([Moreau, 1966 et Jean, 1995](#)) pour laquelle le temps est divisé en pas constants. A chaque pas de temps, les forces, les vitesses et les accélérations sont exprimées en fonction de l'incrément de déplacement pendant ce pas de temps et la formulation implicite qui en résulte est résolue de différentes manières selon les codes. Une variante de cette approche, développée à l'IFSTTAR, est celle qui est utilisée par le code de calcul STTAR3D ([Dimnet, 2002](#)). Il s'agit de la méthode de calcul AECD2 qui consiste à laisser le système évoluer à vitesse constante (vitesse nulle lorsqu'il est à l'équilibre) pendant un pas de temps puis à calculer les sauts instantanés de vitesse à la fin du pas de temps : lorsque les positions évoluent, les vitesses sont constantes et lorsque les vitesses changent, les positions sont constantes, puisque les variations de vitesse sont instantanées. Le calcul des sauts de vitesse se fait à partir de la concentration dans le temps des forces actives pendant un pas

de temps : c'est l'atomisation des efforts, (Dimnet, 2002) et à la théorie des chocs instantanés (Frémond, 1996). L'utilisation de pseudo-potentiels de dissipation pour exprimer les lois de comportement permet de démontrer l'existence et l'unicité de la solution à chaque pas de temps ainsi que sa dissipativité (lors du saut instantané de vitesse, une inégalité de Clausius Duhem montre que l'énergie cinétique décroît en l'absence d'efforts extérieurs (Dimnet, 2002).

D'un point de vue pratique, même si elle nécessite de maîtriser l'analyse convexe et les algorithmes de recherche de points-selle par lesquels on résout les sauts de vitesse, la méthode AECD2 permet d'utiliser des pas de temps plus grands que ceux qui sont nécessaires aux méthodes de type dynamique moléculaire. Ainsi le code STTAR3D utilise des pas de temps compris entre 10^{-3} s et 10^{-2} s pour simuler des éboulements rocheux alors que les méthodes de dynamique moléculaire nécessitent des pas de temps compris entre 10^{-6} s et 10^{-5} s pour le même type d'éboulements (Cuervo, 2015). Pour la méthode AECD2, 10^{-3} s sont nécessaires pour les phases quasi-statiques de fin d'éboulement ou de rupture lente de l'équilibre d'un massif fracturé, alors que pour les phases dynamiques et collisionnelles, il est permis de monter jusqu'à 10^{-2} s. Pour ces raisons, nous avons choisi d'effectuer les calculs de stabilité et d'éboulement de toit de la carrière avec le code STTAR3D développé et maintenu à l'IFSTTAR.

1.3. Synthèse

Après des siècles d'exploitation souterraine, les vides laissés par l'Homme causent toujours des instabilités en surface. Plusieurs techniques ont été mises en œuvre par les carriers pour extraire les matériaux et les substances nécessaires pour le développement urbain de l'époque. La méthode la plus ancienne et la plus utilisée en France a été la méthode des chambres et des piliers. On peut classer les exploitations par : 'galeries en rameaux', 'hagues et bourrages' et 'affaissement dirigé' dans la même famille que la méthode 'chambres et piliers'. Cependant, pour la méthode 'dépilage - affaissement dirigé', on foudroie à la fin de l'exploitation tous les sous-piliers restants. Ces types d'exploitation, mise à part l'exploitation par affaissement dirigé qui engendre un effet immédiat en surface, génèrent des instabilités et des désordres en surface à long terme. Généralement, les mécanismes de dégradation et de rupture qui se manifestent dans ces exploitations sont similaires. Les exploitations par galeries radiales et chambres ne faisant l'objet d'aucun dimensionnement présentent de nombreuses instabilités. La ruine des exploitations par puits et chambres de type 'catiche ou bouteille' provoque des désordres importants en surface du fait du volume de vide laissé après exploitation. Les méthodes qui permettent d'évaluer la stabilité des carrières souterraines ou à estimer l'aléa lié à ces exploitations peuvent être classées en trois grandes familles : les méthodes empiriques ou semi-empiriques, les méthodes analytiques et les méthodes numériques.

Avant de porter son choix sur une méthode, il convient de déterminer l'adéquation de celle-ci au cas considéré et prendre en compte les paramètres connus dont on dispose. En effet, parmi les grandes familles de méthodes (observationnelles empiriques, expérimentales, analytiques et numériques) (Tableau 1.2), les avantages et les inconvénients sont très variables, de même que le domaine d'utilisation. Globalement, on peut retenir que :

Les méthodes empiriques sont assez simples. Elles demandent peu de données sur la carrière souterraine considérée et sur son recouvrement mais fournissent en retour un minimum de résultats. Cependant, elles nécessitent une base de données conséquente. Leur utilisation est restreinte à la reconnaissance de site et la réalisation d'une étude préliminaire de la stabilité ou du risque.

Les méthodes analytiques sollicitent des données plus nombreuses, mais permettent généralement une meilleure appréciation de la stabilité du toit. Elles ont pour avantage la rapidité et la commodité mais se limitent à des études de stabilité locale sur des situations simples. De plus, leur précision dépend fortement de l'importance de phénomènes tiers (degré de fracturation, eaux souterraines) même si un développement grâce à des méthodes complémentaires peut permettre d'améliorer leur précision.

Les méthodes numériques sont très élaborées mais sollicitent de nombreuses données. La large gamme de résultats qu'il est possible d'obtenir est très étendue (stabilité locale et globale du toit, des piliers, mouvement dans le massif de sol). Elles sont utilisables pour des configurations très complexes

et peuvent permettre même, pour certaines, la modélisation de la rupture et sa propagation. Elles sont par contre assez lourdes et coûteuses à mettre en place, comparativement aux autres méthodes.

Les méthodes expérimentales consistent à réaliser des expériences en laboratoire afin d'obtenir des résultats servant à tester la validité de certaines hypothèses. L'obtention de nouvelles données qualitatives ou quantitatives, confirme ou infirme les hypothèses initiales. Elles peuvent permettre de comprendre les mécanismes de rupture et les chemins de propagation de fontis dans les terrains de recouvrement. Elles ont aussi pour but d'étudier les conséquences en surface. Ce sont aussi des méthodes coûteuses.

Tableau 1.2. Références pour l'étude de la stabilité

Approches observationnelles empiriques	Approches expérimentales	Approches analytiques	Approches numériques
- Piggott and Eynon (1978)	- Craig (1990)	- Courbon (1955)	- Brady and Brown (1993)
- Hunt (1980)	- Abdulla and Goodings (1996)	- Mandel (1959)	- Kovacevic et al. (2001)
- Vachat (1982)	- Goodings and Abdulla (2002)	- Timoshenko et al. (1961)	- Augarde et al. (2003)
- Whittaker (1985)	- Chen and Beck (1989)	- Drumm et al. (1990)	- Didier et al. (2003)
- Singh & Dhar (1996)	- Caudron et al. (2006a, 2006b)	- Brown (1993)	- Caudron et al. (2006)
- Dyna (1998)	- Caudron et al. (2008)	- Tharp (1999)	- Baryakh et al. (2009)
- Palchik (2002)	- Lei et al. (1994)	- Vaziri et al. (2001)	- Chen (2009)
- Didier & Salmon (2010)	- Lei et al. (2005)	- Tritsch & al. (2002)	- Shalev and Lyakhovsky (2012)
	- Alrowaimi et al. (2015)	- Abbas Fayad (2004)	- Tao et al. (2015)
	- Tao et al. (2015)		

Dans toutes les approches, qu'elles soient, empiriques, expérimentales, analytiques ou numériques, pour étudier le phénomène de fontis, on est toujours contraint d'aborder le foisonnement. Dans la majorité des méthodes empiriques ou analytiques le coefficient de foisonnement est un paramètre essentiel pour estimer la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement. Dans la section suivante nous aborderons le foisonnement et les paramètres qui l'influencent.

1.4. Le foisonnement

Cette partie concerne particulièrement le foisonnement, ce paramètre est l'indicateur de l'augmentation de volume qui peut se produire quand un massif rocheux se décompose pour former les décombres (Nelson, 1965). Le volume de roche brisée augmente par rapport au volume initial car les débris sont disposés aléatoirement, ce qui entraîne une augmentation de l'espace vide entre les blocs. Le coefficient de foisonnement est le rapport entre le volume formé par les débris rocheux sur le volume initial de la roche.

Le foisonnement des terrains joue un rôle prépondérant dans l'évolution des remontées de voûte (fontis) au sein du toit des cavités souterraines. Ainsi, lorsque les terrains éboulés ont un coefficient de foisonnement élevé, même en présence de conditions d'instabilité très favorables, le fontis ne débouchera pas forcément en surface du fait de l'auto-comblement par foisonnement des terrains (Wojtkowiak et Didier, 1999). Un calcul très simple communément utilisé pour montrer la sensibilité de l'estimation la hauteur du toit susceptible de s'effondrer aux variations du coefficient de foisonnement. Le modèle choisi pour illustré cette sensibilité est un modèle 1D, avec une hypothèse d'un auto-comblement par foisonnement. On considère que la masse effondrée a une hauteur h_x et que la cavité a une hauteur (ouverture) H . L'équilibre est donné par la formule suivante :

$$H + h_x = k \cdot h_x \quad \text{E.1.1}$$

Avec k le coefficient de foisonnement.

Cette formule permet de vérifier facilement que la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement varie de 2 fois à 10 fois l'ouverture de la carrière exploitée (H), quand les valeurs du coefficient de foisonnement k varient respectivement de 1,5 à 1,1. Cela signifie que la hauteur h_x , pour une cavité d'ouverture moyenne 3,0 m par exemple, varie de 6 m à 30 m.

Cette formule montre tout l'intérêt qu'il faut accorder à l'estimation du coefficient de foisonnement afin d'éviter des erreurs très conséquentes dans l'estimation de la hauteur prévisible du fontis.

1.4.1. Estimation du coefficient de foisonnement

Plusieurs auteurs ont donné des formules pour calculer le coefficient de foisonnement k .

La formule la plus élémentaire est :

$$k = \frac{V_k}{V} - 1 \quad \text{E.1.2}$$

k : coefficient de foisonnement (%)

V_k : volume des débris rocheux (volume foisonné) (m^3)

V : volume de la matrice rocheuse (m^3)

Ofoegbu, et al. (2007) proposent la formule suivante pour estimer le coefficient de foisonnement :

$$k_1 = \frac{V_k}{V} = k + 1 \quad \text{E.1.3}$$

Dans la littérature on trouve souvent d'une part, des coefficients de foisonnement qui sont inférieurs à 1, i.e. qu'ils sont donnés en pourcentage selon la formule (E.1.2), et d'autre part, des coefficients de foisonnement compris entre 1 et 2, cela veut dire qu'ils sont donnés selon la formule (E.1.3).

Le coefficient de foisonnement est utilisé dans le domaine des études de la stabilité des carrières et des mines pour estimer le volume de matériaux excavés ou effondrés de la roche. Les ingénieurs utilisent souvent le coefficient de foisonnement pour établir les cartes d'aléa du risque d'effondrement. Le tableau suivant nous donne des valeurs moyennes du coefficient de foisonnement pour des roches très résistantes. Le coefficient de foisonnement des roches moins résistantes est beaucoup moins important (Didier et Salamon, 2010).

Tableau 1.3 Coefficient de foisonnement pour roches très résistants (Goodluck et al., 2008)

<i>Type de roche</i>	<i>Coefficient de foisonnement</i>
Dolomie	1,66
Gneiss	1,75
Granite & Porphyre	1,76
Calcaire	1,75
Quartz	1,76
Grès	1,79
Ardoise	1,84

1.4.2. Effet de la résistance à la compression sur le foisonnement

Selon Palchik (2002), le coefficient de foisonnement k est l'accroissement du volume de la roche résultant de l'effondrement. C'est le rapport du volume de la roche après l'effondrement et son volume initial. Le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la compétence de la roche (Kratzsch, 1983 ; Belyaev, 1984 ; Palchik 1991). Palchik 1991 a montré que dans la région de Donetsk avec une roche dure à des profondeurs intermédiaires et fortes de l'exploitation minière, le coefficient de foisonnement dépend de la racine carrée de résistance à la compression simple du toit immédiat.

$$k = 1 + a\sqrt{\sigma_c} \quad \text{E.1.4}$$

σ_c : la résistance à la compression simple du toit immédiat
 $a=0,05$ pour les roches carbonatées de la région Donetsk en Ukraine

Cette relation a été élaborée sur une gamme de roches compétentes. La résistance à la compression de ces roches variant entre 25 à 150 MPa, le coefficient de foisonnement varie entre 1,25 à 1,61 (Figure 1.5).

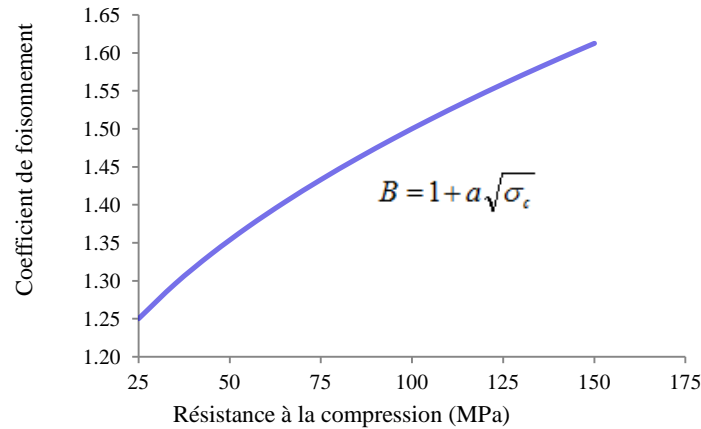


Figure 1.5 Coefficient de foisonnement en fonction de la résistance à la compression de la roche (Palchik, 2002)

Pappas et Mark, 1993 ont réalisé une étude statistique des résultats des essais de laboratoire, elle a montré que l'indice des vides, module sécant, module tangent et la plupart des rapports de forme ont été significativement affectés par la nature de la roche, tandis que les changements dans la taille maximale des particules n'affectent pas ces variables mis à part le coefficient de foisonnement.

À la fin des essais laboratoires, les coefficients de forme ont été évalués et comparés aux coefficients de forme initiaux. Les résultats ont montré qu'il existe une différence significative dans le coefficient de forme épaisseur-largeur, mais pas dans le coefficient de forme largeur-longueur. La largeur et la longueur des particules de roche se brisaient proportionnellement tandis que l'épaisseur (la plus petite dimension) des morceaux de roches cassées devenait proportionnellement plus grande.

L'analyse par régression multiple a été utilisée pour développer les relations entre les différents paramètres. Le coefficient de foisonnement a été trouvé comme étant une fonction de résistance de la roche et le coefficient de forme épaisseur-largeur.

Pappas et Mark (1993) décrivent le coefficient de foisonnement selon l'équation suivante :

$$k = a \cdot X_1 + b \cdot X_2 + c \quad \text{E.1.5}$$

X_1 : résistance de la roche (MPa)

X_2 : coefficient de forme (épaisseur / largeur)

a, b et c : paramètres dépendant de la charge sur le toit

Une analyse d'ajustement de courbe par régression linéaire pour les paramètres a et b et une loi de puissance pour le paramètre c a été effectuée par Goodluck et al. (2008). Cet ajustement permet de développer une relation générale du coefficient de foisonnement en fonction de la surcharge (contrainte imposée par le poids du matériau de recouvrement), résistance de la roche et le rapport épaisseur-largeur. L'analyse a abouti à l'expression suivante :

$$k = (a_1\sigma_v + b_1) \cdot X_1 + (a_2\sigma_v + b_2) \cdot X_2 + (a_3\sigma_v^{b_3} + c) \quad \text{E.1.6}$$

X_1 : résistance de la roche (MPa) ; X_2 : coefficient de forme (épaisseur / largeur) ;

σ_v : Surcharge verticale appliquée sur les débris (MPa)

$a_1 = -6,132 \cdot 10^{-5}$; $a_2 = -3,062 \cdot 10^{-3}$; $a_3 = 0,691$; $b_1 = 3,028 \cdot 10^{-3}$; $b_2 = 2,764 \cdot 10^{-1}$; $b_3 = -1,023$; $c_3 = -0,089$

La (Figure 1.6) est un résultat direct de l'équation (E.1.6). Pour une gamme de résistances allant de 35 à 175 MPa avec un pas de 35 MPa, l'évolution de k est linéaire pour une surcharge donnée (Figure 1.6). On remarque que le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la résistance de la roche à la compression simple.

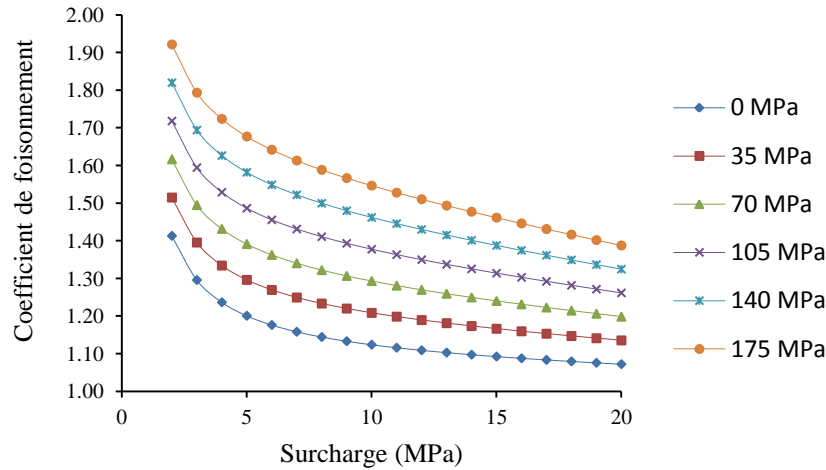


Figure 1.6 Effet de la résistance à la compression de la roche et de la surcharge sur le coefficient de foisonnement (Pappas et Mark, 1993).

Yavuz, (2004) propose une autre relation (E.1.7) utilisée pour le coefficient de foisonnement dans un critère empirique développé en Chine pour prédire la hauteur d'effondrement.

$$k = c_1 H + c_2$$

E.1.7

Où H est la hauteur de l'exploitation minière et c_1 et c_2 sont des coefficients dépendant de la lithologie des strates. Le coefficient de foisonnement dépend de la résistance des strates immédiates de toit, la hauteur de l'exploitation (Figure 1.7).

D'après Yavuz (2004), le coefficient de foisonnement des roches résistantes est plus faible parce qu'elles se déliteront en plus grands fragments. En revanche, les roches les plus faibles se déliteront en fragments plus petits et par conséquent un plus grand coefficient de foisonnement.

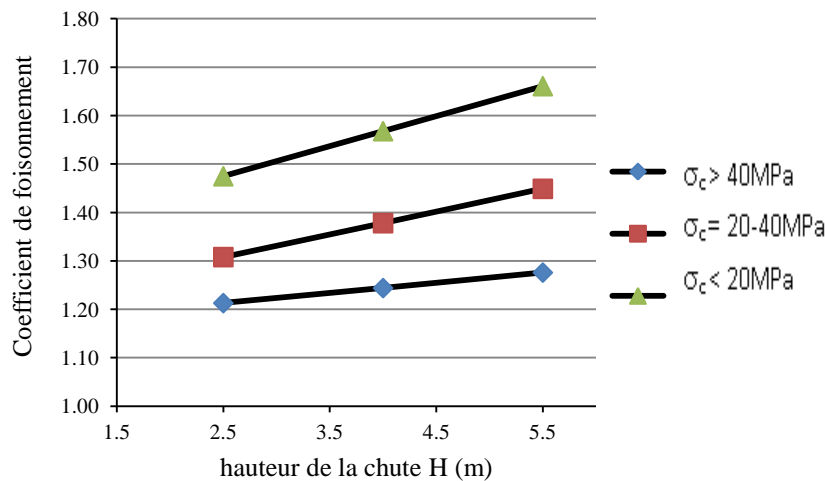


Figure 1.7. Effet de la résistance à la compression de la roche sur le coefficient de foisonnement en fonction de la hauteur des blocs.

Ofoegbu et al. (2008), ont discuté les résultats de Yavuz qui stipule que pour différentes hauteurs d'ouvertures souterraines, la relation entre la résistance de la roche et le coefficient de foisonnement est inverse, contrairement aux résultats de Pappas et Mark et Palchik. Ofoegbu et al., ont suggéré que cette divergence existe parce que les décombres des cas des études de Yavuz tendent à acquérir un arrangement ordonné dans ces cas, par conséquent, il y a moins de décombres cassés (résistance élevée) et donc ont un coefficient de foisonnement plus faible. Autrement dit, pour les roches avec des résistances élevées, les distances entre les discontinuités sont grandes ce qui forment des blocs avec de grandes dimensions. L'énormité de la masse de ces blocs fait diminuer leur potentiel de rotation (les blocs tombent de manière horizontale). Ainsi, [Pappas et Mark (1993), Palchik (2000), Yavuz (2004), Ofoegbu et al (2008), Esterhuizen et Karacan (2007) et Palchik (2015)] suggèrent que *le coefficient de foisonnement des roches dépend non seulement de la résistance de la roche mais aussi du caractère (ordonné ou désordonné) de l'agencement des débris de roche après l'effondrement.*

1.4.3.Effet du coefficient de forme des débris sur le foisonnement

Le coefficient de foisonnement est gouverné également par le coefficient de forme. La (Figure 1.8) montre l'effet du coefficient de forme sur le coefficient de foisonnement pour deux roches avec une résistance à la compression de 35 et de 175 MPa. *La constatation en est que le coefficient de foisonnement a tendance à augmenter avec l'augmentation du coefficient de forme (Esterhuizen and Karacan, 2007).* Cette constatation est valable quel que soit le degré de compétence de la roche (Pappas et Mark, 1993).

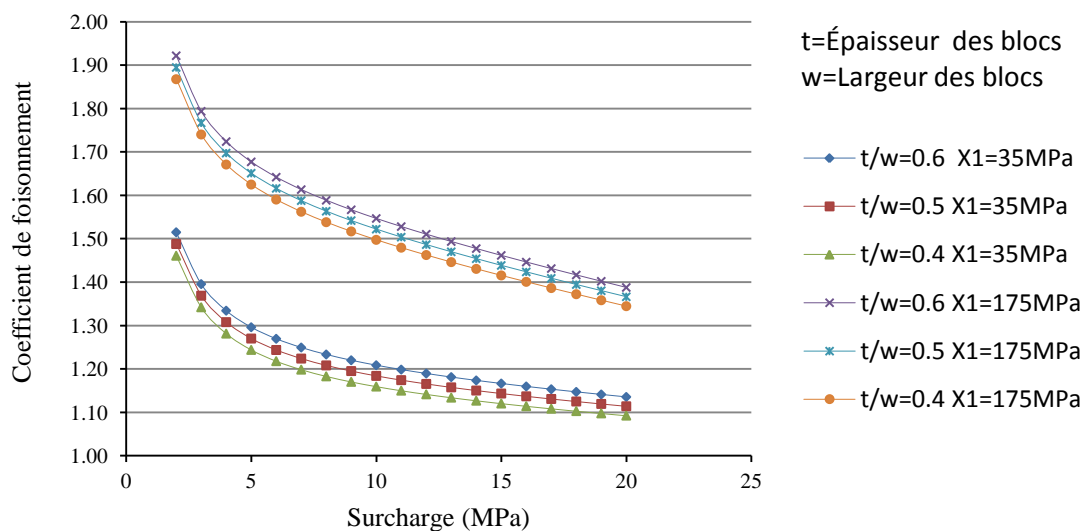


Figure 1.8 Effet du coefficient de forme sur le coefficient de foisonnement pour deux roches avec une résistance à la compression différente et en fonction de la surcharge (Pappas et Mark, 1993).

On remarque bien que si la seule variable dans l'équation (E.1.6) est le coefficient de forme, en gardant les autres variables constantes, la relation devient de la forme $y=ax+b$. *Le coefficient de*

foisonnement varie linéairement avec la variation du coefficient de forme (épaisseur/largeur) des blocs (Figure 1.9).

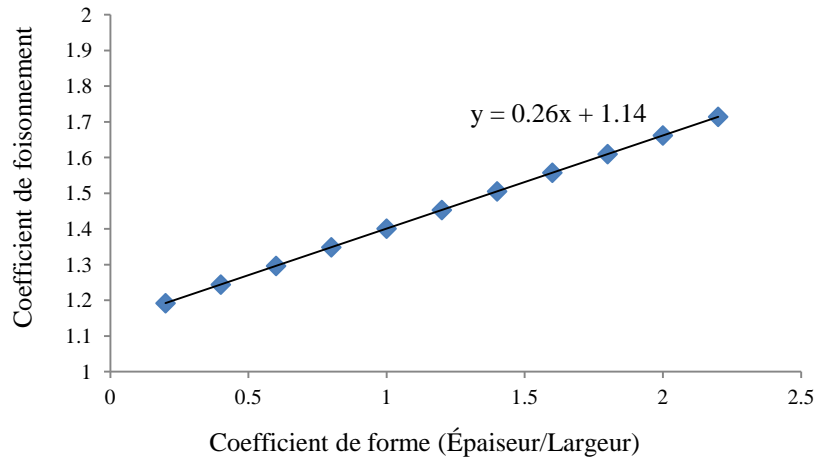


Figure 1.9 Variation du coefficient de foisonnement en fonction du coefficient de forme (Pappas et Mark, 1993)

1.4.4. Effet de la hauteur de chute sur le foisonnement

Le coefficient de foisonnement est dépendant, par ailleurs, de la hauteur de chute des blocs, de même que de la taille des fragments de roche. [Esterhuizen & Karacan \(2007\)](#) ont montré que le coefficient de foisonnement diminue avec la diminution de la hauteur de chute. Ils précisent aussi que le coefficient de foisonnement ne dépend pas seulement de la hauteur de chute mais également du rapport entre la hauteur de chute et la largeur moyenne des blocs. Cependant, à une certaine valeur au voisinage de 2 de ce rapport, le coefficient de foisonnement atteint son maximum (Figure 1.10) et se stabilise à cette valeur. Lorsque la hauteur est plus importante que la valeur latérale des fragments de la roche effondrée, les fragments sont susceptibles de pivoter et de se diriger dans un ordre de grandeur avec un grand ratio de vide : en augmentant progressivement la proportion de l'espace libre, en réduisant ainsi la hauteur des fragments subséquents. *Lorsque la hauteur de la chute diminue, le potentiel de rotation diminue et la valeur du coefficient de foisonnement diminue* (Figure 1.11).

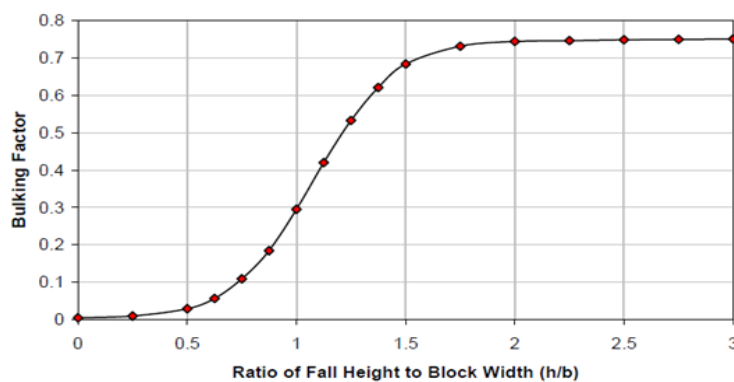


Figure 1.10 Évolution du coefficient de foisonnement en fonction du rapport (hauteur de chute/largeur de blocs). (Esterhuizen et Karacan, 2007)

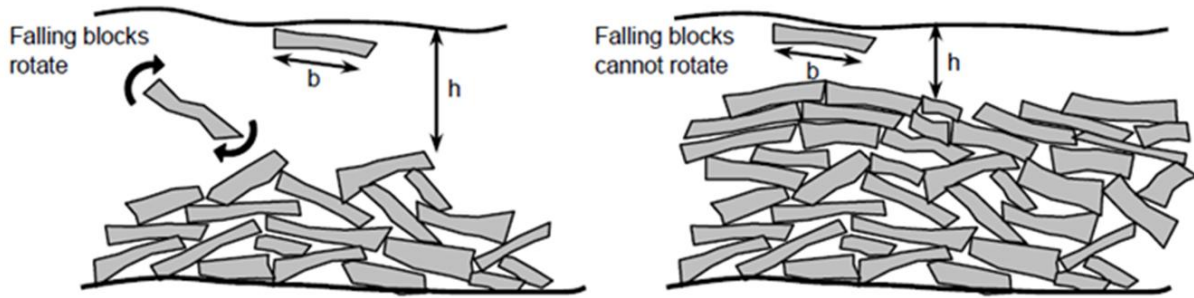


Figure 1.11 Schémas illustrant l'effet de hauteur de chute sur le foisonnement (Esterhuizen et Karacan, 2007).

Yavuz (2004) a décrit un critère empirique qui prédit l'étendue de la zone d'effondrement, ce critère est développé en Chine pour des caractéristiques lithologiques et géométriques différentes. Yavuz a proposé l'équation (E.1.7) pour calculer le coefficient de foisonnement. D'après cette équation, *le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la hauteur d'exploitation.*

1.4.5. Effet de la surcharge appliquée sur les débris sur le foisonnement

Le coefficient de foisonnement n'est pas constant. Le temps intervient et à chaque pas de temps la charge appliquée sur les débris augmente progressivement, ce qui cause la diminution du coefficient de foisonnement (Pappas, and Mark, 1993), ce dernier étant lié aux contraintes appliquées sur les décombres (E.1.5) et (E.1.6). Salamon (1990), lie le coefficient de foisonnement à la contrainte verticale appliquée et à la contrainte de préconsolidation de la roche et propose la formule suivante :

$$k = k_0(P + P_c)/(k_0P + P_c) \quad \text{E.1.8}$$

P : contrainte verticale (MPa)

P_c : contrainte de préconsolidation (MPa)

k_0 : coefficient de foisonnement initial

Dans l'équation (E.1.8) le k_0 est utilisé sous la forme citée au-dessus dans l'équation (E.1.3). Le coefficient de foisonnement final k est toujours inférieur au coefficient de foisonnement initial k_0 , ce qu'est logique. Cependant, si le coefficient de foisonnement initial k_0 entré dans la formule de Salamon est en pourcentage, le coefficient de foisonnement final k sera supérieur au coefficient de foisonnement initial k_0 .

La (Figure 1.12) est un résultat direct de (E.1.6). On remarque que pour une roche de résistance moyenne à la compression de 35 MPa et un coefficient de forme de blocs (épaisseur/largeur) moyen de 0,6, le coefficient de foisonnement k décroît en suivant une fonction puissance avec l'augmentation de la surcharge appliquée.

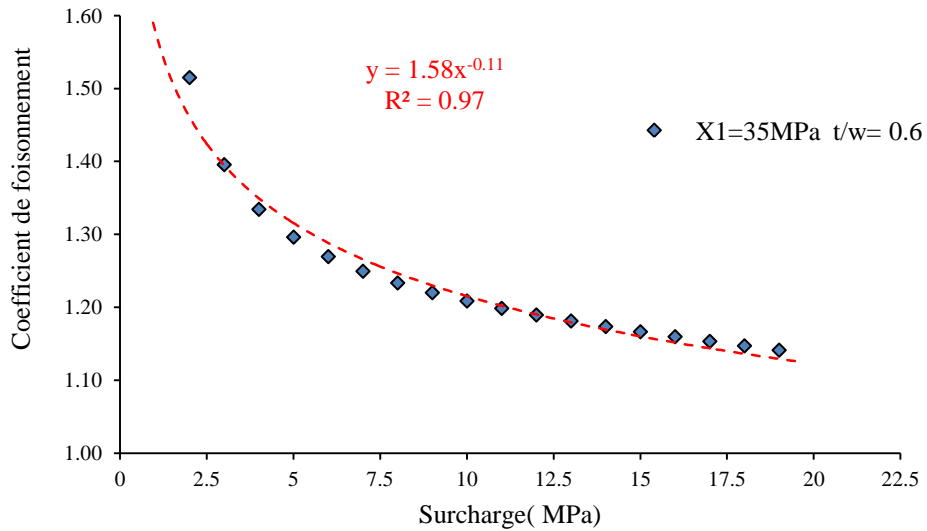


Figure 1.12 Effet de la surcharge appliquée sur les débris sur le coefficient de foisonnement (Pappas et Mark, 1993).

Les chargements appliqués dans les essais réalisés par [Pappas et Mark \(1993\)](#) varient entre 2 et 20 MPa. Ces chargements ne sont pas représentatifs des surcharges appliquées sur les débris d'effondrements dans le domaine des carrières souterraines (< 2 MPa). Cependant, *l'augmentation de la surcharge diminue le coefficient de foisonnement (compactage), cette tendance reste valable quelque soit le niveau de chargement* ([Salamon, 1990](#)).

1.4.6. Synthèse

La notion du foisonnement est un concept utilisé pour décrire l'augmentation de volume qui se produit quand un massif rocheux se décompose en formant un tas de débris. Le volume de la roche brisée augmente par rapport au volume initial. Les débris rocheux, généralement, ne se déposent pas à la perfection, ce qui entraîne une augmentation de l'espace vide entre les blocs rocheux. Le coefficient de foisonnement est le rapport entre le volume formé par les débris rocheux sur le volume initial de la roche.

Le coefficient de foisonnement est utilisé dans le domaine des carrières et des mines pour estimer le volume de matériaux excavés ou effondrés mais aussi pour estimer l'ampleur des effondrements dans les carrières souterraines (hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement), et le volume des décombres. Le foisonnement dépend de plusieurs paramètres dont la variation a son impact sur le coefficient de foisonnement. Les paramètres qui influent la valeur du coefficient de foisonnement sont les suivants : le type de la roche et sa résistance à la compression ; la hauteur de chute ; le coefficient de forme des blocs ; la surcharge appliquée sur les décombres.

Le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la résistance de la roche à la compression. Les roches compétentes ont moins de fissures et de fractures que les roches de faible résistance. Au moment de l'effondrement, il se forme des blocs de grandes dimensions engendrant un vide plus grand. En revanche, les roches de faible résistance sont généralement des roches fissurées et fracturées (elles peuvent aussi être très poreuses et/ou gorgées d'eau). Lors de l'effondrement, il se forme beaucoup plus de blocs de petites tailles que de grandes tailles, impliquant une diminution du volume de vide entre les blocs et entraînant un coefficient de foisonnement faible.

L'élanement des blocs a un impact direct sur le coefficient de foisonnement. ***Le foisonnement augmente avec l'augmentation du coefficient de forme des blocs.*** Les roches dures ont souvent des coefficients de forme plus grands ce qui implique un coefficient de foisonnement plus grand. Il y a un lien direct entre la résistance de la roche, son degré de fracturation et son coefficient de forme.

Le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la hauteur de chute. Cependant, à une hauteur donnée l'effet de l'énergie cinétique des blocs compacte les débris et diminue aussi le coefficient de foisonnement. De même, les blocs se brisent au sol et forment des blocs de taille plus petite. Le coefficient de foisonnement diminue avec le temps car l'augmentation de la surcharge appliquée sur les décombres engendre une diminution du coefficient de foisonnement. Le coefficient de foisonnement final est toujours plus faible que ce dernier à l'état initial. Plusieurs valeurs ont été données au coefficient de foisonnement par plusieurs auteurs. La différence entre ces valeurs pour le même matériau est due à la difficulté de mesurer le coefficient de foisonnement ou à la formule utilisée pour le déterminer.

1.5. Conclusions

Plusieurs méthodes ont été utilisées par les carriers pour extraire les matériaux et les substances nécessaires pour le développement urbain au cours de l'histoire. La méthode la plus ancienne et la plus utilisée en France est la méthode des chambres et des piliers. Ce type d'exploitation génère des instabilités et des désordres en surface à long terme.

Les effondrements localisés sont essentiellement liés aux exploitations partielles (chambres et piliers, galeries filantes) à faible profondeur. Généralement, l'effondrement peut être causé soit par un éboulement de toit ou de voûte de galerie (fontis), soit par la rupture de pilier(s) (fontis), soit par le débouillage de puits ou la rupture de la tête de puits. L'étude du phénomène de fontis et l'estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement sont des éléments essentiels pour évaluer le degré de vulnérabilité en surface au-dessus d'une carrière souterraine.

Dans toutes les approches, qu'elles soient empiriques, expérimentales, analytiques ou numériques, pour étudier le phénomène de fontis, il est nécessaire de prendre en compte le foisonnement. Dans la majorité des méthodes empiriques ou analytiques, le coefficient de foisonnement est un paramètre essentiel pour estimer la hauteur de la remontée du fontis.

En résumé, en ce qui concerne le phénomène de fontis, qui généralement se manifeste lors de l'exploitation par chambres et piliers et pour estimer le degré de vulnérabilité en surface, il faut estimer correctement la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement. Le paramètre essentiel pour estimer cette hauteur est le coefficient de foisonnement. Cette synthèse bibliographique a montré que la méthode numérique la mieux adaptée pour mieux comprendre le processus d'effondrement des carrières souterraines et la propagation du fontis dans les terrains de recouvrement est la méthode des éléments distincts.

Les méthodes du milieu continu (éléments finis, différences finies, etc.) ne permettent pas de simuler la chute de blocs ni la formation des cloches de fontis. Les blocs ne peuvent pas se détacher et tomber dans la cavité, cette méthode n'est pas adaptée à l'estimation des caractéristiques du fontis ni du foisonnement.

La méthode d'équilibre limite concerne principalement l'étude de la stabilité du toit, sans considérer l'évaluation des conséquences de l'effondrement. Cependant, elle ne permet pas de modéliser la chute des blocs au sein de la cavité ni le foisonnement qui en découle.

La méthode des éléments distincts permet d'étudier réellement le milieu fracturé comme il se présente, en le modélisant par un assemblage de blocs interagissant entre eux. Les blocs peuvent être déformables ou non. Cette méthode peut permettre de simuler la chute de blocs et le cas échéant la formation d'une cloche de fontis. La méthode des éléments distincts permet également l'estimation du foisonnement de la roche.


Pour conclure, et en tenant compte de tous les éléments bibliographiques cités, la problématique d'effondrement localisé (fontis) a été traitée par la modélisation numérique par

éléments distincts. Le but de ces travaux est d'élaborer une approche de modélisation globale (3D, prise en compte de la fracturation du toit, ainsi que de la vraie géométrie des piliers), simple (avec un nombre limité de paramètres) et réaliste. L'utilisation de cette approche permet également d'estimer le coefficient de foisonnement et de l'utiliser dans des méthodes empiriques ou analytiques.

La géométrie réelle (3D) de la carrière souterraine, ainsi que la fracturation du toit sont prises en compte par le Programme de Découpage des Massifs Rocheux (PDMR). La première partie du chapitre suivant sera consacrée au développement du PDMR. Les lois de comportement, les paramètres de frottement et les conditions aux limites sont prises en compte dans STTAR3D. La deuxième partie du chapitre suivant sera consacrée à la présentation des bases théoriques (méthode AECD2) de STTAR3D. La dernière partie sera consacrée à l'amélioration des performances du code de calcul STTAR3D (optimisation et implémentation de nouvelles lois de comportement).

Les phases du travail sont déroulées comme suit :

- Développement du PDMR ;
- Amélioration des performances du code de calcul STTAR3D ;
- Visites in-situ et études expérimentales pour déterminer les paramètres du modèle ;
- Études paramétriques pour étudier les phénomènes fontis et foisonnement ;
- Application sur un cas réel (la carrière de la Brasserie sous les Bois de Vincennes).



CHAPITRE II :
DÉVELOPPEMENT D'UN
MODÈLE NUMÉRIQUE
POUR LA SIMULATION
DE LA REMONTÉE DE
FONTIS (MED)

Chapitre II : Développement d'un modèle numérique pour la simulation de la remontée de fontis (MED)

2.1. Introduction

2.2. Programme de discrétisation des massifs rocheux

- 2.2.1. Introduction
- 2.2.2. Notations
- 2.2.3. Délimitation de la zone d'étude
- 2.2.4. Discrétisation de la zone d'étude
- 2.2.5. Choix du mode de découpage
- 2.2.6. Modèle numérique du sol et des piliers
- 2.2.7. Application Extra-PDMR
- 2.2.8. Synthèse

2.3. Code de calcul STTA3D et implémentation de lois de comportement

- 2.3.1. Introduction
- 2.3.2. Bases théoriques de la méthode des calculs (méthode AECD2)
- 2.3.3. Lois de comportements
- 2.3.4. Types de contacts
- 2.3.5. Synthèse

2.4. Résultats du modèle

- 2.4.1. Estimation du foisonnement
- 2.4.2. Résultats du modèle
- 2.4.3. Synthèse

2.5. Conclusions

2. Chapitre II : Développement d'un modèle numérique pour la simulation de la remontée de fontis (MED)

2.1. Introduction

Les travaux réalisés dans ce chapitre concernent les cas où le massif rocheux est considéré en tant que milieu discontinu, i.e. qu'il n'est pas constitué de roche purement intacte. Ainsi si la roche est très fracturée et si le volume élémentaire représentatif de cette dernière est très petit par rapport aux dimensions globales de la structure étudiée (Edelbro, 2003), alors le milieu est également considéré comme discontinu (Figure 2.1).

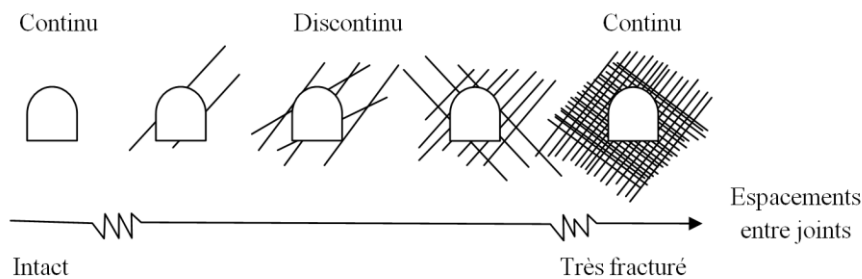


Figure 2.1 Exemple des massifs rocheux continus et discontinus (Edelbro, 2003)

Quand on parle de roche intacte, on se réfère aux blocs non fracturés qui se trouvent entre les discontinuités structurelles d'un massif rocheux. Les blocs de roche intacte peuvent varier de quelques millimètres à plusieurs mètres de taille. En ingénierie et pour la réalisation des ouvrages, les types de roches sont classés selon leur performance mécanique. Ainsi, les roches sont décrites par leurs résistances, rigidités, isotropies ou anisotropies, porosités, taille de grains, etc.

Le terme collectif pour toute la gamme des défauts mécaniques tels que joints, plans de stratification, failles, fissures, fractures est "discontinuité" (Priest, 1993). Le terme « discontinuité » ne tient pas compte de l'origine géologique ou du mode de formation. Le comportement mécanique de la discontinuité dépend seulement des propriétés de la roche intacte, de la géométrie de la discontinuité, des forces qui se manifestent (traction/cisaillement) et du remplissage de la discontinuité (Natau, 1990).

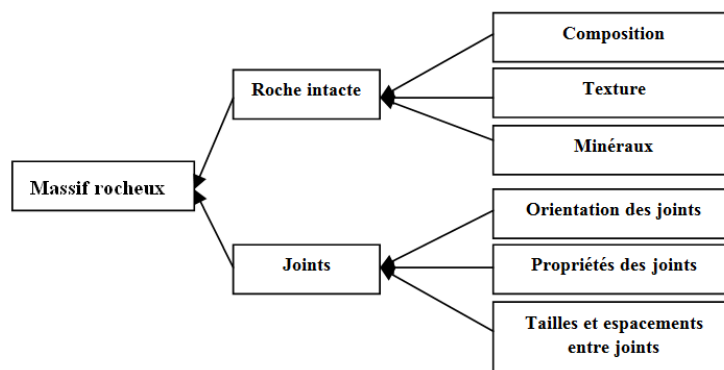


Figure 2.2 Illustration d'un massif rocheux (Edelbro, 2003)

Le terme qui est souvent utilisé en modélisation numérique pour parler des discontinuités est le terme "joint". Le terme "massif rocheux" désigne le matériau rocheux et la structure tridimensionnelle des discontinuités (Figure 2.2).

En mécanique des roches, il existe plusieurs méthodes numériques pour déterminer les réponses d'un milieu rocheux à des sollicitations. Compte tenu des résultats escomptés, il est essentiel d'avoir recours à des méthodes de calcul adaptées au but de l'étude. Dans un milieu rocheux fracturé la méthode de calcul la plus judicieuse est la méthode des éléments distincts (Alfonsi et al. 1998). En s'appuyant sur des données géométriques, géologiques et géomécaniques relatives au profil du massif, des modèles numériques sont proposés, dont l'analyse permet d'évaluer le comportement du massif (Puzrin et al., 2010). La méthode des éléments discrets est conçue pour des problèmes dans lesquels interviennent un nombre fini de discontinuités et donc de blocs de matériaux. Cependant, pour réaliser un calcul par éléments discrets, il est nécessaire de définir pour chaque élément (bloc ou grain) toutes ces caractéristiques géométriques et mécaniques. Le calcul numérique est généralement décomposé en trois étapes successives : Pré-processeur, Processeur et Post-processeur (Figure 2.3

Figure 2.3).

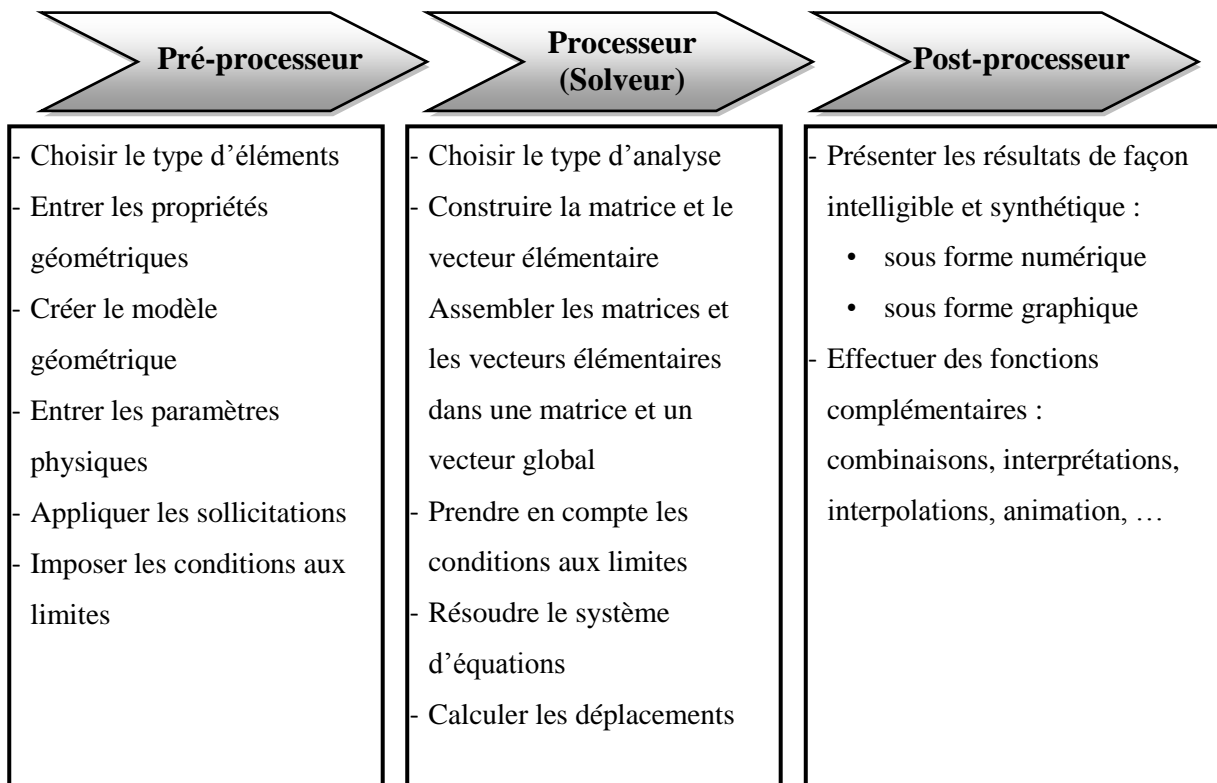


Figure 2.3 Étapes d'un calcul par éléments distincts

Ce chapitre traite deux sujets : le premier est le développement d'un code de calcul qui discrétise les massifs rocheux (Pré-processeur), le second est l'optimisation du code de calcul STTAR3D (Solveur) et son adaptation au problème traité.

2.2. Programme de discrétisation des massifs rocheux

2.2.1. Introduction

Le PDMR (Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux) est un préprocesseur développé durant cette thèse pour discrétiser les toits de carrières souterraines et fournir les données d'entrée au format STTAR3D. Le massif rocheux est dans un premier temps divisé en blocs. Les coordonnées du centre de gravité de chaque bloc, ses dimensions ainsi que l'orientation de ses axes principaux d'inertie font partie des informations fournies par le programme.

Pour comprendre le fonctionnement du PDMR, il est nécessaire de rappeler quelques définitions en ce qui concerne les caractéristiques géométriques des discontinuités dans un massif rocheux :

Familles de discontinuités : Les discontinuités sont généralement regroupées en familles (Tableau 2.1), par exemple les discontinuités parallèles. Le nombre de familles de discontinuités peut aller jusqu'à 5. Typiquement, une famille de discontinuité découpe le massif rocheux en plaques (Figure 2.4-a), 2 familles perpendiculaires découpent la roche en colonnes et 3 en blocs (Figure 2.4-b). Plus de 3 familles découpent la roche en blocs de formes variées dont des coins.

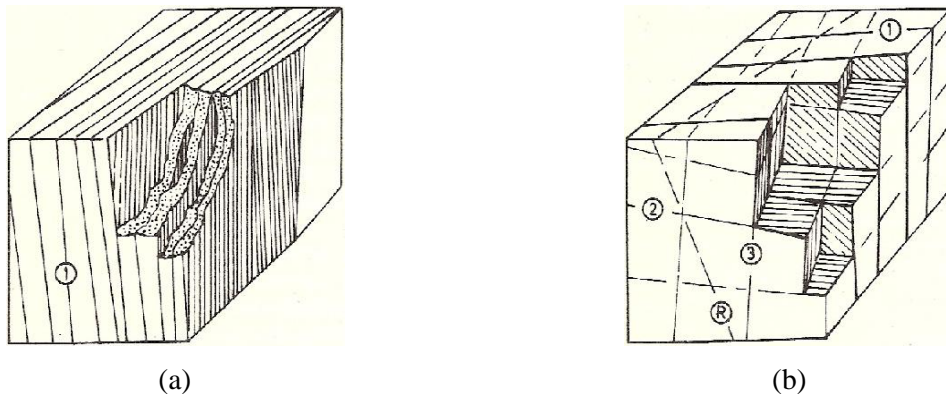


Figure 2.4 Massif rocheux fracturé avec une seule famille de discontinuités (a). Massif rocheux fracturé avec trois familles de discontinuités (b). (Vulliet et al., 2016)

Tableau 2.1 Description des familles de discontinuités proposée par l'ISRM

I	Massives, fractures aléatoires occasionnelles
II	Une famille de discontinuités
III	Une famille de discontinuités plus fractures aléatoires
IV	Deux familles de discontinuités
V	Deux familles de discontinuités plus fractures aléatoires
VI	Trois familles de discontinuités
VII	Trois familles de discontinuités plus fractures aléatoires
VIII	Quatre familles de discontinuités ou plus
IX	Roche broyée, comme du sol

Persistance de la discontinuité : La persistance est l'extension spatiale ou la longueur d'une discontinuité, elle peut être directement mesurée en observant les longueurs des traces des discontinuités sur les affleurements. On considère qu'une discontinuité est persistante lorsqu'elle traverse le massif de bout en bout au moins sur une direction (Figure 2.5).

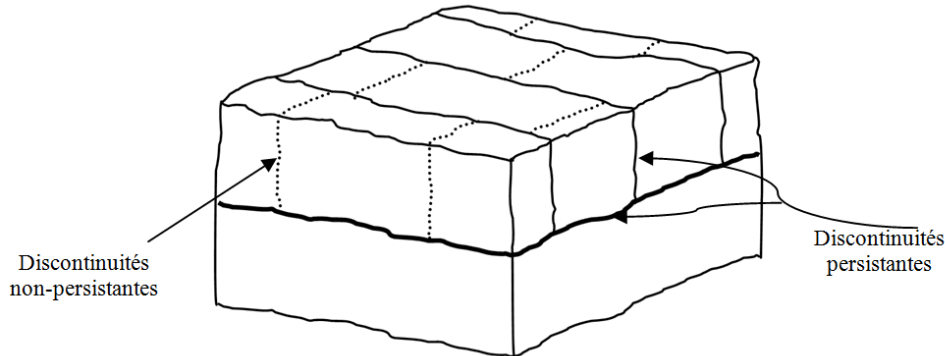


Figure 2.5 Discontinuités persistantes et non- persistantes

Orientation du plan de la discontinuité : L'orientation naturelle des discontinuités détermine la forme des blocs rocheux. L'orientation est définie par le pendage (inclinaison) et la direction du pendage ou l'orientation du plan (Figure 2.6). Le pendage et la direction sont toujours perpendiculaires. La normale au plan est donnée par le vecteur perpendiculaire à ce dernier. L'orientation de la normale sur le plan de discontinuité \vec{n} est donnée par :

- direction de la normale = direction du pendage du plan ± 180 ,
- plongement de la normale = $90 - \text{pendage}$.

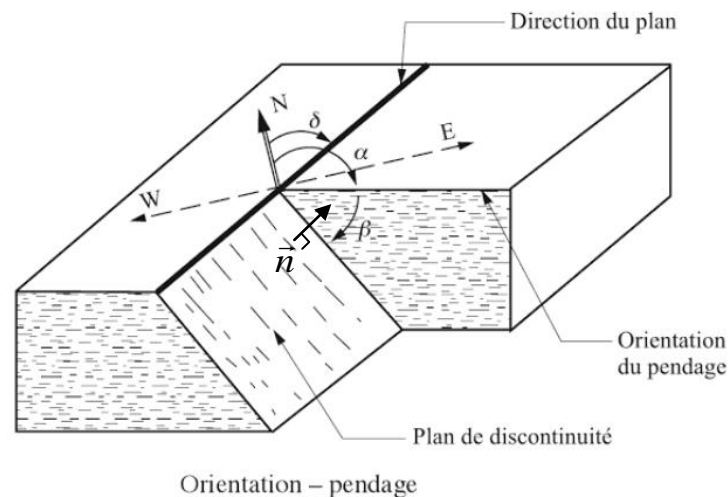


Figure 2.6 Représentation spatiale des discontinuités (Vulliet et al., 2016)

Espacement des discontinuités : Le degré de fracture d'un massif rocheux est déterminé par le nombre de discontinuités à l'intérieur du massif (Tableau 2.2). Plus il y a de discontinuités ; plus l'espacement moyen (Figure 2.7) entre les discontinuités est faible. L'espacement des discontinuités détermine la taille des blocs individuels.

Tableau 2.2 Classification de l'espace des discontinuités (Vulliet et al., 2016)

Description	Espacement des discontinuités (m)
Espacement extrêmement étroit	< 0,02
Espacement très étroit	0,02 - 0,06
Espacement étroit	0,06 - 0,2
Espacement modéré	0,2 - 0,6
Espacement large	0,6 - 2
Espacement très large	2 - 6
Espacement extrêmement large	> 6

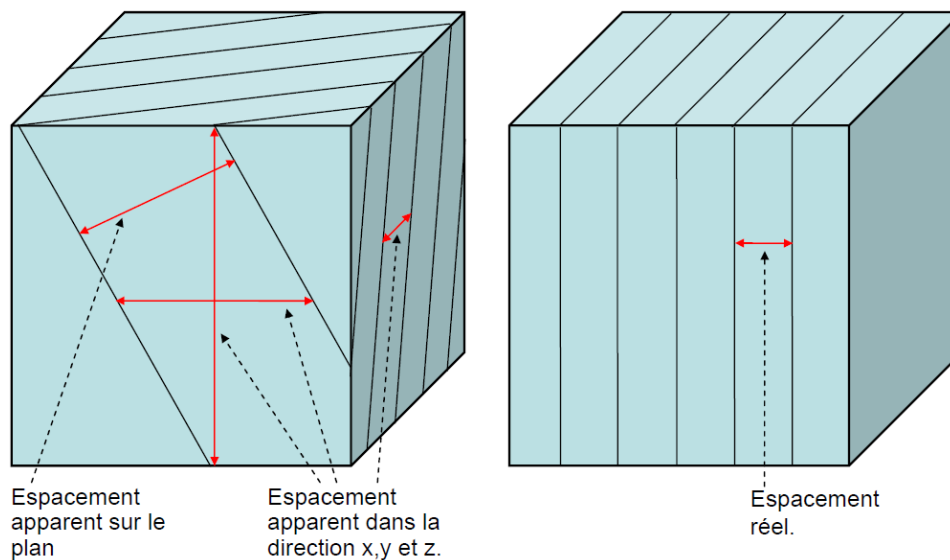


Figure 2.7 Espacements entre discontinuités (Vulliet et al., 2016)

L'espace des discontinuités définit la taille des blocs. Si un massif rocheux contient un plus grand nombre de discontinuités, alors leur espacement moyen sera plus faible et la taille des blocs plus petite.

Tableau 2.3 Désignations de la taille des blocs proposées par l'ISRM

Désignation	Nombre de discontinuités par unité de volume J_v (discontinuités /m ³)
Blocs très grands	< 1
Grands blocs	1 - 3
Blocs moyens	3 - 10
Petits blocs	10 - 30
Blocs très petits	> 30
Roche broyée	> 60

Fréquence des discontinuités : La fréquence des discontinuités (λ), est définie comme le nombre de discontinuités par mètre linéaire. C'est donc l'inverse de l'espacement réel (s_j) des discontinuités (Figure 2.7), i.e. :

$$\lambda = \frac{1}{s_j} \quad \text{E.2.1}$$

L'indice Rock Quality Designation (RQD) : il est défini comme le pourcentage des carottes de roches qui ont une longueur égale ou supérieure à 10 cm sur la longueur totale du forage. Il a été initialement proposé pour décrire la qualité de la roche. En réalité, il décrit le degré de fracturation, mais pas les propriétés telles que l'altération des discontinuités, l'eau souterraine ou la résistance de la roche. Le RQD peut-être relié au nombre de joints par unité de volume J_v par (Vulliet et al., 2016):

$$\begin{aligned} \text{RQD} &= 115 - 3.3J_v, \text{ pour } J_v \text{ entre } 4.5 \text{ et } 30. \\ J_v < 4.5, \text{RQD} &= 100\%, J_v > 30, \text{RQD} = 0\%. \end{aligned} \quad \text{E.2.2}$$

Il peut être également corrélé à la fréquence de discontinuité (λ) :

$$\text{RQD} = 100 (0.1 \lambda + 1) e^{-0.1\lambda} \quad \text{E.2.3}$$

Le PDMR a pour finalité la discrétisation d'un massif rocheux en blocs résultant des discontinuités naturelles du massif rocheux étudié. La version actuelle du programme utilise trois familles de discontinuités. La première reproduit les discontinuités dans le sens de la stratification et est de type persistant. Chaque strate est divisée en plusieurs colonnes par une autre famille de discontinuités de type persistant et ces colonnes sont subdivisées en blocs par une troisième famille de discontinuités de type non-persistant (Figure 2.5).

Le programme est conçu pour discrétiser les toits des carrières souterraines (utilisable également pour les versants rocheux) afin d'étudier leur stabilité. Il peut être utilisé pour d'autres applications notamment pour réaliser des structures en maçonneries, des murs poids et des gabions, etc. D'autres applications ont été développées au cours de ces développements numériques. La reproduction du sol et des piliers est possible par une application intégrée au PDMR. On trouve également une application qui simule le rétrécissement des piliers (§ 2.2.7) et une autre qui peut visualiser la propagation d'une onde sismique dans un massif rocheux (Annexe A3).

2.2.2. Notations

La liste de notation suivante correspond aux variables utilisées dans le code source du PDMR (en langage Fortran).

O	L'origine du repère global qui a comme coordonnées (0, 0, 0)
$(\vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$	La base canonique du repère global
$G(O, \vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$	Le repère global
OR	Origine de la zone d'étude
\vec{a}	Premier axe principal des blocs
\vec{b}	Axe de découpage perpendiculaire à l'axe c
\vec{c}	Deuxième axe principal des blocs
\vec{d}	Troisième axe principal des blocs
$L(x, \vec{a}, \vec{d}, \vec{c})$	Le repère local
X	Centre de gravité du bloc
Longa	Dimension de la boîte dans la direction de a
Longb	Dimension de la boîte dans la direction de b
Longc	Dimension de la boîte dans la direction de c
Pasa	Le pas de découpage suivant l'axe a
Pasb	Le pas de découpage suivant l'axe b
Pasc	Le pas de découpage suivant l'axe c
a_1, a_2	Les deux bornes de l'intervalle où se fait le tirage du Pasa
b_1, b_2	Les deux bornes de l'intervalle où se fait le tirage du Pasb
c_1, c_2	Les deux bornes de l'intervalle où se fait le tirage du Pasc
$\overrightarrow{Vecteura}$	Vecteur de stockage des coordonnées du centre de gravité du bloc projeté selon a
$\overrightarrow{Vecteurc}$	Vecteur de stockage des coordonnées du centre de gravité du bloc projeté selon c
$\overrightarrow{Strateb}$	Vecteur de stockage des coordonnées du centre de gravité du bloc projeté selon b
\overrightarrow{Ox}	Vecteur du centre de gravité de chaque bloc dans le repère global
H	Hauteur du bloc réel
h	Hauteur du bloc dans la bibliothèque de STTAR3D
L	Longueur du bloc
α	Angle d'inclinaison du bloc
Cf	Coefficient de forme, le rapport entre h et L
Ech	Rapport entre la taille du bloc réel et le bloc dans la bibliothèque

2.2.3. Délimitation de la zone d'étude

Diverses méthodes d'analyse géologique (photogrammétrie numérique, levés topographiques, stéréoscopie, suivi lidar, étude des structures, etc.) permettent de détecter des volumes rocheux « potentiellement instables ». La détermination de leur probabilité d'effondrement se fait en prenant en compte un nombre plus ou moins important de facteurs selon le degré de précision de la méthode utilisée. La zone de la carrière à étudier est généralement déterminée de manière qualitative par une démarche d'expert prenant en compte la prédisposition du site. Cette prédisposition peut être évaluée par différentes approches : étude des mouvements éventuels, actuels ou passés ; analyse des effondrements passés dans le secteur concerné ou sur un site équivalent ; analyse du degré de stabilité actuel et de son évolution, à partir de différents facteurs caractérisant le site (géologiques, géométriques, mécaniques, climatiques, sismiques, etc.). Il n'existe pas de règle générale concernant le choix des critères d'évaluation. Celui-ci, dépend de l'expérience de l'expert, et comporte donc une part de subjectivité. Cette démarche d'expert pourrait être améliorée par la rétro-analyse d'événements passés, nécessitant la constitution d'une base de données spécifique de tous les effondrements connus par carrière souterraine. Pour cela une fiche d'évaluation de tous ces paramètres accessibles et mesurables devra être établie.

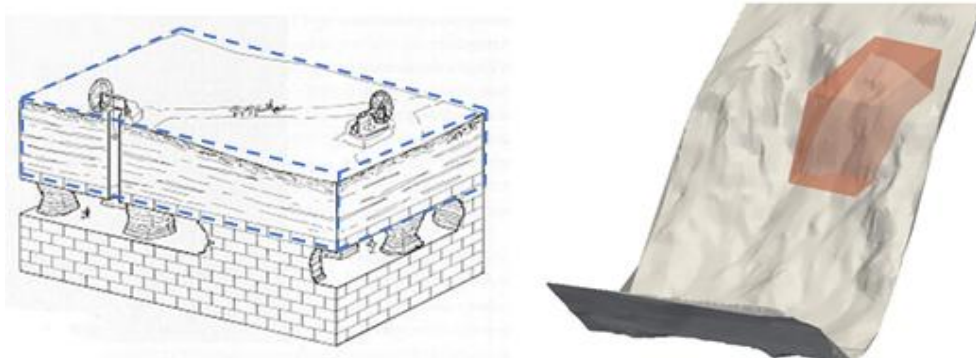


Figure 2.8 Toit de carrière souterraine (a), Éboulement rocheux (b).

On appelle Zone d'Étude (ZE), le volume qui contient la partie du massif à étudier et, par conséquent à discrétiser (Figure 2.8). Pour construire numériquement la zone d'étude, le programme a besoin comme données d'entrées un point d'origine *OR*, des trois dimensions de la *ZE* ainsi que des axes de direction. La *ZE* a une forme parallélépipédique (Figure 2.9). Le programme crée les huit sommets de la *ZE* et réalise une triangulation entre les sommets pour construire les facettes de la *ZE*. Après avoir calculé les coordonnées des sommets, le programme les stocke ainsi qu'une triangulation entre ces sommets permettant la représentation de la *ZE* en superposition d'un MNT (modèle numérique du terrain) ce qui ensuite permet de vérifier si la *ZE* englobe bien la zone potentiellement instable avant de lancer la phase de discrétisation.

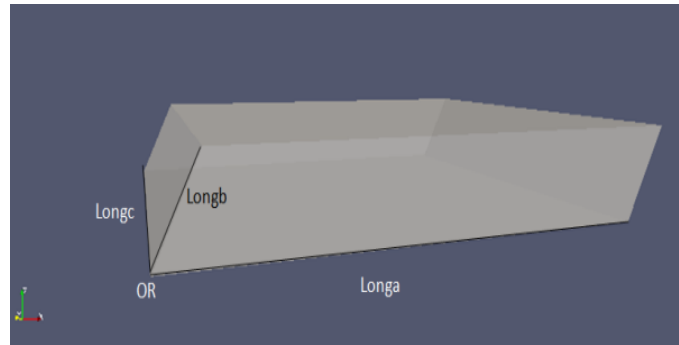


Figure 2.9 Modèle numérique de la ZE

La deuxième partie a pour objet la discrétisation de la ZE (Figure 2.8).

2.2.3.1. Le point d'origine de la discrétisation

La détermination du point d'origine OR est laissée au libre choix de l'utilisateur. Cependant, la position du point d'origine oriente le choix de la direction du repère local. Si le point OR se trouve à droite de la zone à discrétiser par exemple, l'orientation du repère local sera vers le coté gauche et vice versa (Figure 2.10).

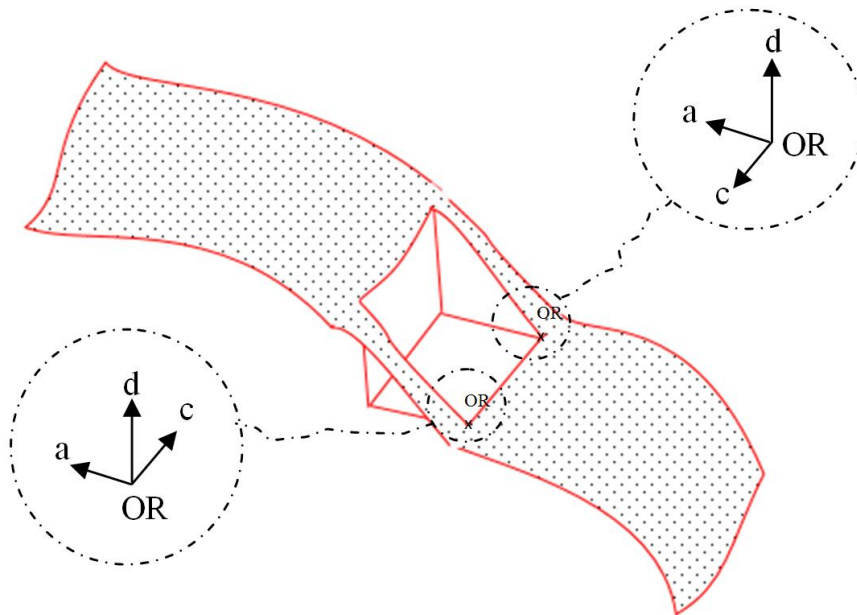


Figure 2.10 Effet du positionnement du point d'origine sur l'orientation du repère local

2.2.3.2. Le repère

Les conventions des repères sont les suivantes :

- Un repère global (général) $G(O, \vec{X}, \vec{Y}, \vec{Z})$, avec comme base la base canonique, $\vec{X} = (100), \vec{Y} = (010), \vec{Z} = (001)$ et comme origine le point $O = (0, 0, 0)$.
- Un repère local lié à chaque bloc $L(x, \vec{a}, \vec{d}, \vec{c})$: $\vec{a} = (a_1 a_2 a_3)$, $\vec{d} = (d_1 d_2 d_3)$, $\vec{c} = (c_1 c_2 c_3)$ forment une base orthonormée directe.

- X centre de gravité du bloc.
- Le vecteur $\vec{b} = (b_1 \ b_2 \ b_3)$, fait un angle α avec le vecteur \vec{a} dans le plan (\vec{a}, \vec{d}) .

Un plan dans l'espace est défini par son vecteur normal. La projection de ce vecteur normal sur le repère global G , après synchronisation de ce repère avec la direction nord, donne l'orientation géologique (Pendage, Direction, Azimut) du plan.

Le vecteur d est le vecteur perpendiculaire aux plans de stratification (Figure 2.11) formés par la première famille de discontinuités. Le produit vectoriel entre le vecteur b et le vecteur c (Figure 2.11) donne le vecteur normal sur les plans formés par la deuxième famille de fracturations. Le vecteur normal sur les plans formés par la troisième famille de fractures est donné par le produit vectoriel entre b et a (Figure 2.11).

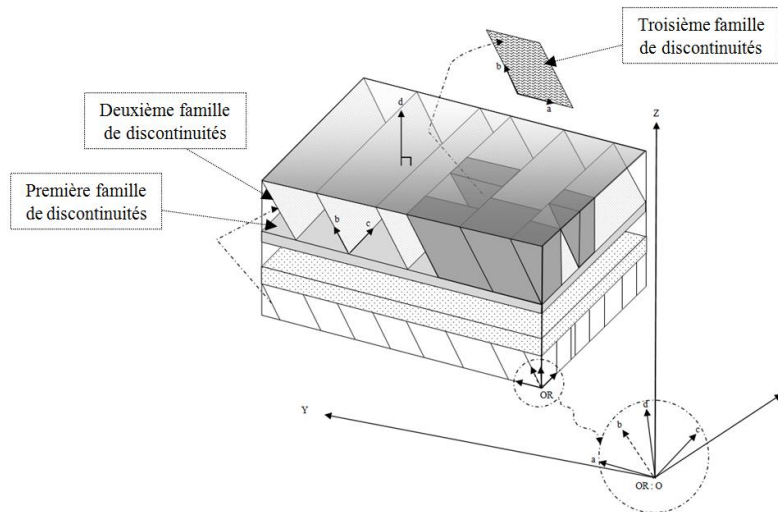


Figure 2.11 Familles de discontinuités utilisées par le PDMR

Note : Le choix des vecteurs $(\vec{a}, \vec{b}, \vec{d}, \vec{c})$ est crucial, car ils déterminent d'une part l'orientation des plans de discontinuités et d'autre part, ils déterminent les sens de discrétisation en partant du point OR . Par exemple dans la (Figure 2.10), si le vecteur \vec{a} introduit est $-\vec{a}$ au lieu de \vec{a} le programme ne pourra pas lancer l'étape de discrétisation.

2.2.3.3. Les dimensions de la zone d'étude

Longa, Longb et Longc sont les dimensions de la ZE qui contient la partie que l'on veut discrétiser du massif suivant \vec{a} , \vec{b} et \vec{c} (Figure 2.9).

La délimitation de la zone d'étude est plus aisée dans le cas des toits de carrières souterraines que dans le cas des éboulements rocheux. Dans le premier cas (Figure 2.8-a), toute la zone est discrétisée, ce qui n'est pas le cas pour les éboulements rocheux. Dans ce dernier cas, c'est le volume de l'intersection entre la boîte et le massif rocheux qui est discrétisé (Figure 2.8-b).

2.2.4. Discrétisation de la zone d'étude

2.2.4.1. Discrétisation de la zone d'étude en blocs

Après avoir choisi le point d'origine et les axes locaux ainsi que les dimensions de la zone d'étude, l'utilisateur lance la deuxième partie du programme qui a pour objectif la discrétisation de la zone d'étude choisie. Les $Pasa$, $Pasb$ et $Pasc$ sont les valeurs des espacements des trois familles de discontinuités. La famille $\langle b \rangle$ est perpendiculaire à la famille $\langle c \rangle$ et fait un angle α par rapport à la famille $\langle a \rangle$.

Le programme part du point OR et commence par tirer au sort des $Pasb$ dans l'intervalle $[b_1, b_2]$ suivant la direction \vec{b} (Figure 2.12). Pour chaque $Pasb$ tiré, le programme se met à $\frac{1}{2} Pasb$ et tire des $Pasa$ entre six valeurs possibles dans la direction \vec{a} (Figure 2.13). Le $Pasa$ est lié au $Pasb$ par un coefficient de forme cf , $Pasa = cf \times Pasb$. Le coefficient de forme, représente l'éclatement du bloc et peut prendre six valeurs possibles 1, 2, 3, 4, 5 et 6. Pour chaque $Pasa$ tiré, le programme se met à $\frac{1}{2} Pasa$ et il tire des $Pasc$ dans l'intervalle $[c_1, c_2]$ dans la direction \vec{c} (Figure 2.13). Pour chaque $Pasc$ tiré, Le programme se positionne à $\frac{1}{2} Pasc$ et il effectue le test d'appartenance à la zone d'étude pour ce point. Les coordonnées dans le repère $(Or, \vec{a}, \vec{b}, \vec{c})$ de chaque point sont enregistrées pour chaque direction dans les vecteurs suivants : $\vec{Vecteura}$, $\vec{Strateb}$ et $\vec{Vecteurc}$.

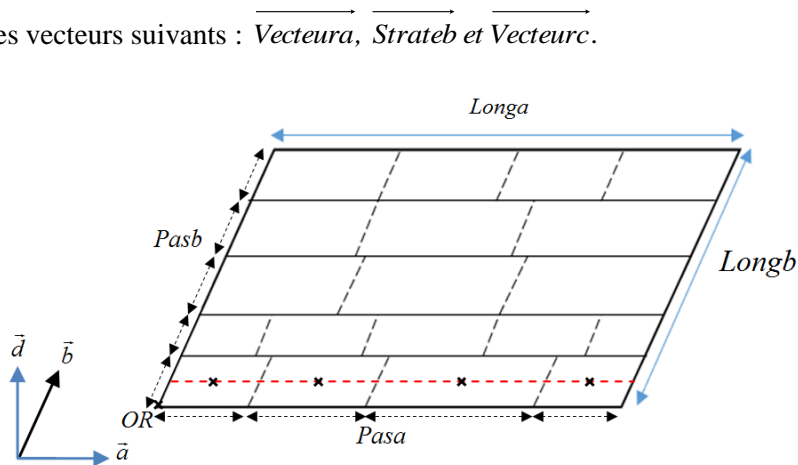


Figure 2.12 Schéma explicatif de la discrétisation dans le plan (\vec{a}, \vec{d})

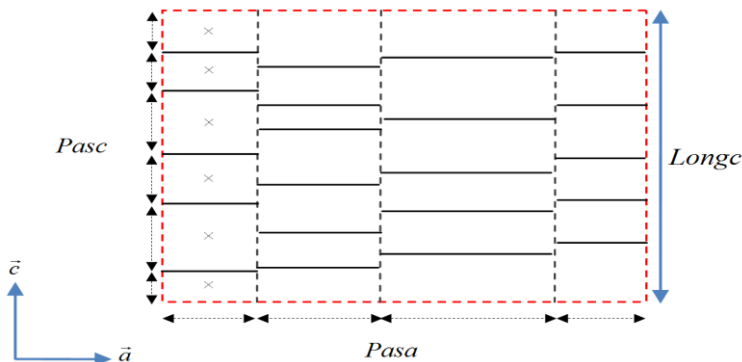


Figure 2.13 Schéma explicatif de la discrétisation dans le plan (\vec{a}, \vec{c})

Le programme construit le vecteur \vec{Ox} qui représente le point x à tester dans le repère global G (Figure 2.14) comme suit :

$$\vec{Ox} = \vec{OR} + \vec{Vecteur a} + \vec{Strate b} + \vec{Vecteur c} \quad \text{E.2.4}$$

Le point \mathcal{X} représente le centre de gravité du bloc à tester.

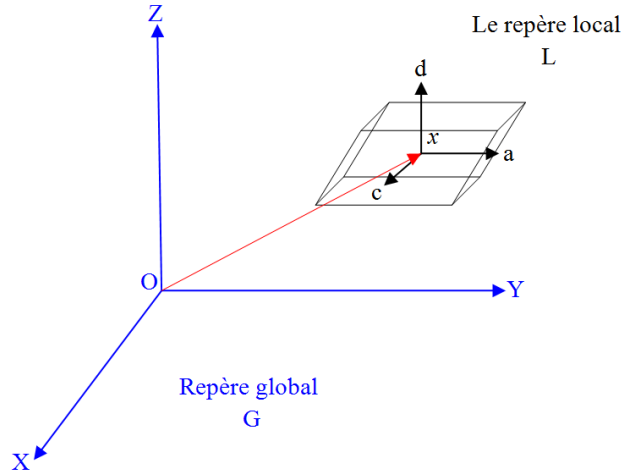


Figure 2.14 Repère global G (O, X Y Z) et local L (x, a d c) d'un bloc type

Le repère G est un repère global figé dans l'espace et dans le temps. Le repère local $L(x, \vec{a}, \vec{d}, \vec{c})$ est localisé au centre de gravité du bloc. Le repère L subit toutes les rotations et les translations du bloc au cours de la simulation. Le PDMR fournit les valeurs initiales des axes principaux pour chaque bloc.

N.B. : l'utilisation d'un angle d'inclinaison des diaclases de $\alpha=90^\circ$ par rapport au plan de stratification, permet le tirage du *Pasa* entre $[a_1, a_2]$, ce qui permet d'avoir des coefficients de forme quelconques (blocs de *Type_100* voir cf. §2.2.4.4).

$$\begin{cases} \text{Si } \alpha \in [5^\circ, 90^\circ] \text{ pas de } 5^\circ \text{ Alors: } cf \in [1, 2, 3, 4, 5, 6] \\ \text{Si } \alpha = 90^\circ \text{ Alors: } cf \in R_+^* \end{cases} \quad \text{E.2.5}$$

2.2.4.2. Test de l'appartenance à la zone vulnérable

Le programme garde le point x si les projections du vecteur $(\vec{Ox} - \vec{OOR})$ dans les directions \vec{c}, \vec{a} et \vec{b} sont toutes positives et inférieures aux dimensions Longa, Longb et Longc successivement.

Avant de tirer un nouveau pas dans n'importe quelle direction, les vecteurs $\vec{Vecteur a}, \vec{Strate b}$ et $\vec{Vecteur c}$ sont actualisés. Lorsque le programme tire un nouveau *Pasa*, il réinitialise automatiquement le $\vec{Vecteur c}$ et il fait pareillement avec le $\vec{Vecteur a}$ lorsqu'il tire un nouveau *Pasb*.

Le centre de gravité de chaque bloc dans le repère $(OR, \vec{a}, \vec{b}, \vec{c})$ est localisé par les trois vecteurs *Strateb*, *Vecteur a* et *Vecteur c*. Tant dis que dans le repère global $R(O, \vec{x}, \vec{y}, \vec{z})$, le bloc est repéré par son centre de gravité donné par le vecteur \vec{Ox} et par ces trois vecteur principaux $(\vec{a}, \vec{b}, \vec{c})$ (Figure 2.15).

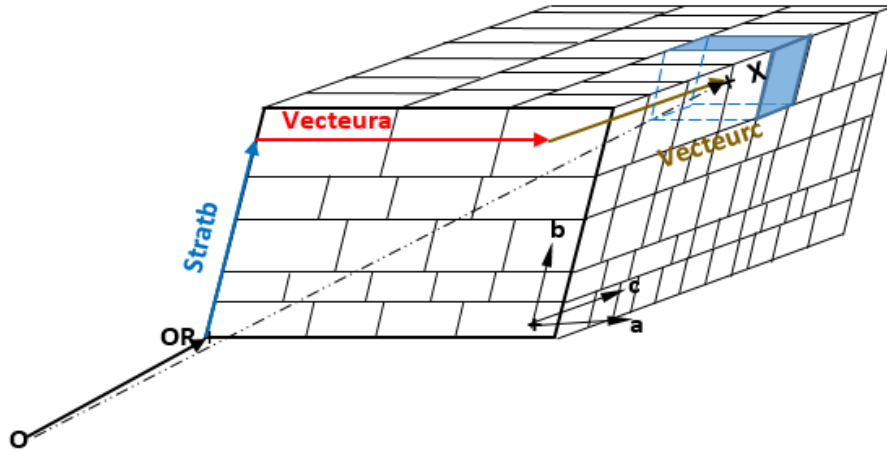


Figure 2.15 Représentation en 3D du massif découpé

2.2.4.3. L'algorithme général du code de découpage

L'algorithme suivant est l'algorithme général du PDMR. Le code est écrit en Fortran. Cet algorithme prend en compte une distribution probabiliste. Les autres modes de découpage (semi-probabiliste et déterministe) sont également implémentés dans d'autres versions du code (§2.2.5).

Algorithme général :

Introduction de : $OR, \vec{a}, \vec{b}, \vec{c}, d, Longa, Longb, Long$

Initialisation des variables

$$\overrightarrow{Strateb} = \vec{0}$$

$$\overrightarrow{Vecteur a} = \vec{0}$$

$$\overrightarrow{Vecteur c} = \vec{0}$$

$$\vec{Ox} = \vec{0}$$

Tant que $((\vec{Ox} - \vec{Or}) \cdot \vec{b} < Longb)$ **Alors** : (début de la boucle n°1)

Tirage d'un *Pasb* dans l'intervalle $[b_1, b_2]$

Construction du vecteur $\overrightarrow{Strateb}$: $\overrightarrow{Strateb} = \overrightarrow{Strateb} + 1/2Pasb \times \vec{b}$

Réinitialisation du $\overrightarrow{Vecteur a}$

Construction du vecteur \vec{Ox} : $\vec{Ox} = \vec{OR} + \vec{Strateb} + \vec{Vecteura}$

Tant que $((\vec{Ox} - \vec{OOR}) \cdot \vec{a} < Longa)$ *Alors* : (début de la boucle n°2)

Tirage du coefficient de forme cf

Construction du $Pasa$

Construction du $\vec{Vecteura}$: $\vec{Vecteura} = \vec{Vecteura} + 1/2Pasa \times \vec{a}$

Réinitialisation du $\vec{Vecteurc}$

Tant que $((\vec{Ox} - \vec{OOR}) \cdot \vec{c} < Longc)$ *Alors* : (début de la boucle n°3)

Tirage d'un $Pasc$ dans l'intervalle $[c_1, c_2]$

Construction du $\vec{Vecteurc}$: $\vec{Vecteurc} = \vec{Vecteurc} + 1/2Pasc \times \vec{c}$

Construction du vecteur \vec{Ox} :

$$\vec{Ox} = \vec{OR} + \vec{Strateb} + \vec{Vecteura} + \vec{Vecteurc}$$

Si $((\vec{Ox} - \vec{OOR}) \cdot \vec{c} < Longc)$ *Alors* :

Stockage de la taille du bloc

Stockage de la position de son centre de gravité

Stockage de ses trois vecteurs principaux

Fin_si

Fin_Tant_que (fin de la boucle n°1)

Actualisation du $\vec{Vecteura}$

Actualisation de \vec{Ox}

Fin_Tant_que (fin de la boucle n°2)

Actualisation du vecteur $\vec{Strateb}$

Actualisation de \vec{Ox}

Fin_Tant_que (fin de la boucle n°1)

À titre d'exemple, la discrétisation d'un toit en dix mille blocs prend entre 45 secondes et une minute.

La procédure de discrétisation d'un massif rocheux (Figure 2.16-a) peut se résumer ainsi :

Le programme commence par la discrétisation du massif dans le sens de la stratification (Figure 2.16-b). Cette discontinuité est persistante (elle traverse tout le massif (Figure 2.17)). Pour chaque strate, le programme la discrétise longitudinalement en colonnes (Figure 2.16-c). Cette discontinuité est également une discontinuité persistante (Figure 2.17). Chaque bande est discrétisée transversalement en blocs (Figure 2.16-d) par une discontinuité non persistante (Figure 2.17). Au final, le programme fournit un massif rocheux stratifié et fracturé (Figure 2.16-e).

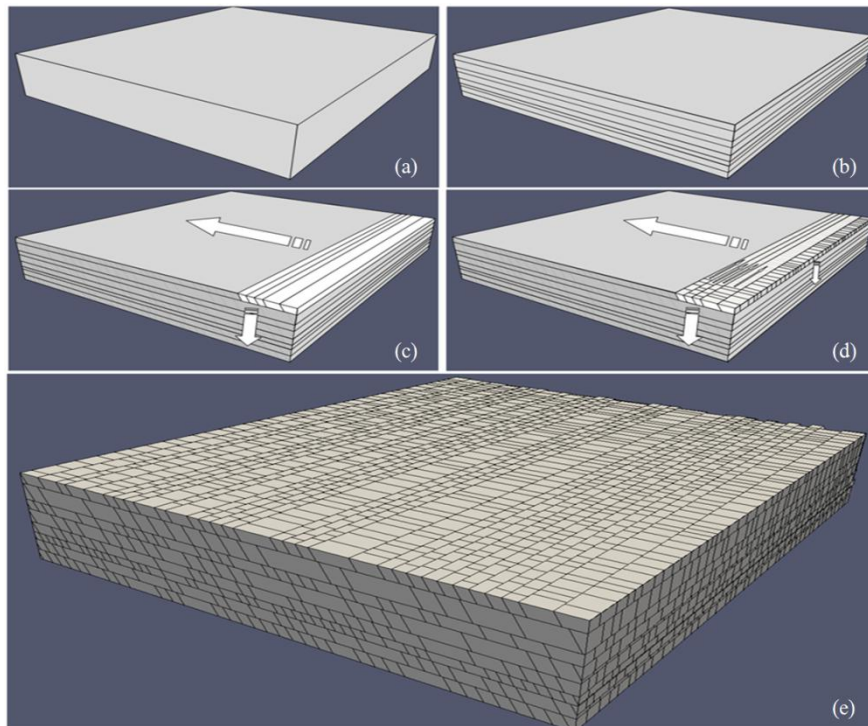


Figure 2.16 Zone d'étude (massif à discrétiser) (a). Discrétisation du massif en strates (b). Discrétisation des strates en colonnes longitudinales (c). Discrétisation des colonnes longitudinales en blocs (d). Exemple d'un massif fracturé reproduit par le PDMR (e).

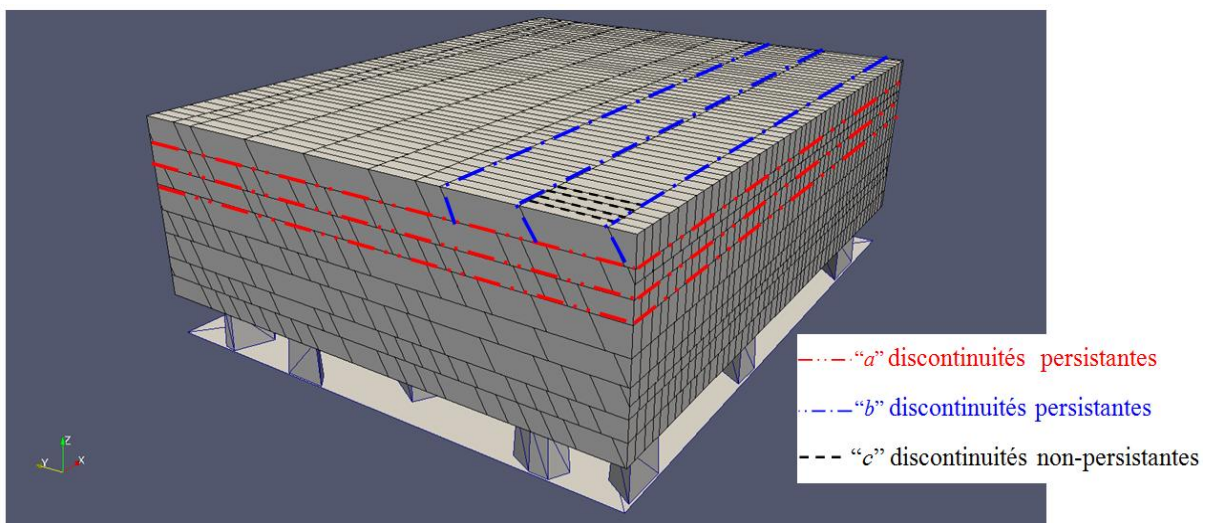


Figure 2.17 Les trois familles de discontinuités utilisées par le PDMR

2.2.4.4. Échelle et type de bloc

Le PDMR est utilisé comme préprocesseur pour le code STTAR3D. La bibliothèque de STTAR3D contient plusieurs formes de blocs. Dans ce travail, on s'intéresse uniquement aux blocs de forme parallélépipédiques. Initialement, la sous-bibliothèque de STTAR3D qui contient les blocs de formes parallélépipédiques était équipée, seulement de 16 blocs ($\alpha = 15, 30, 45$ et 60°) avec pour chaque angle quatre coefficients de forme (2, 2,5, 3 et 5). Cette bibliothèque a été améliorée et complétée dans ce travail par d'autres blocs avec différents angles d'inclinaisons et d'autres coefficients de forme (élancement) (Tableau 2.4).

Tableau 2.4 Bibliothèque de STTAR3D des blocs parallélépipédiques

$\alpha \backslash cf$	1	2	3	4	5	6
90°	100					
85°	101	102	103	104	105	106
80°	107	108	109	110	111	112
75°	113	114	115	116	117	118
70°	119	120	121	122	123	124
65°	125	126	127	128	129	130
60°	131	132	133	134	135	136
55°	137	138	139	140	141	142
50°	143	144	145	146	147	148
45°	149	150	151	152	153	154
40°	155	156	157	158	159	160
35°	161	162	163	164	165	166
30°	167	168	169	170	171	172
25°	173	174	175	176	177	178
20°	179	180	181	182	183	184
15°	185	186	187	188	189	190
10°	191	192	193	194	195	196
5°	197	198	199	200	201	202

Les blocs dans la bibliothèque de STTAR3D sont repérés par leurs inclinaisons α (α varie entre 5° et 90° avec un pas de 5°) et leurs coefficients de forme $cf = h/L$ (Figure 2.18) qui peut prendre 6 valeurs de 1 à 6 (Tableau 2.4). Tous les blocs de la bibliothèque de STTAR3D sont normalisés dans un cube de dimensions $1 \times 1 \times 1$ (Figure 2.18).

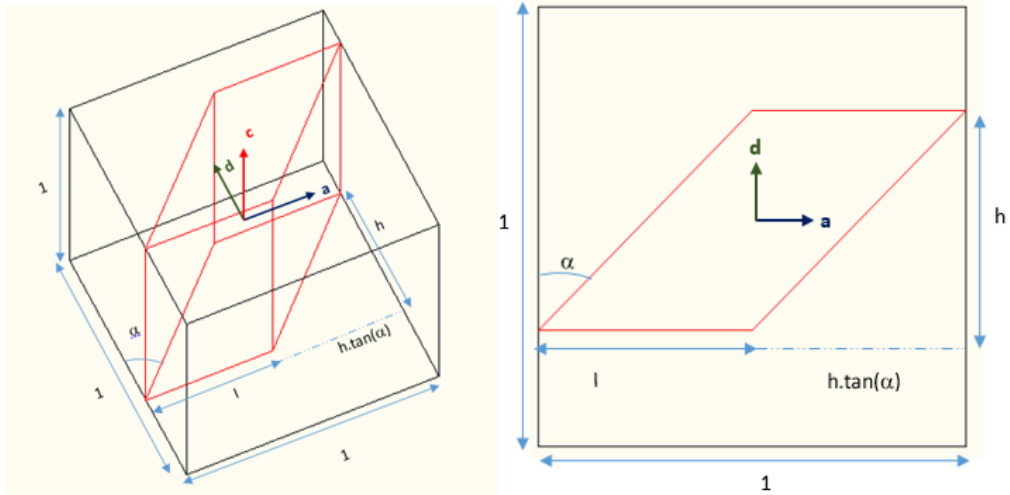


Figure 2.18 Normalisation des blocs dans la bibliothèque de STTAR3D

Les blocs générés par le PDMR ont une taille différente de ceux de la bibliothèque de STTAR3D. Le PDMR traite cette différence dans la taille des blocs en générant un coefficient d'échelle pour chaque bloc. Les coefficients d'échelle sont calculés de la manière suivante :

$$Ech = H/h. \quad E.2.6$$

Où H est l'épaisseur réelle du bloc généré par le PDMR.

$$H = Pasb \cdot \cos \alpha \text{ et } cf = h/L \quad E.2.7$$

Et :

$$L + h \cdot \tan \alpha = 1 \Rightarrow \frac{h}{cf} + h \cdot \tan \alpha = 1 \Rightarrow h = 1/(cf + \tan \alpha) \quad E.2.8$$

$$Ech = \frac{H}{h} = Pasb \cdot \cos \alpha (cf + \tan \alpha) \quad E.2.9$$

$$Ech = \frac{H}{h} = Pasb \cdot \vec{d} \cdot \vec{b} \times (cf + \|\vec{d} \wedge \vec{b}\| / \vec{d} \cdot \vec{b}) \quad E.2.10$$

$\vec{d} \cdot \vec{b}$: produit scalaire entre \vec{d} et \vec{b}

$\|\vec{d} \wedge \vec{b}\|$: la norme du produit vectoriel entre \vec{d} et \vec{b}

Pour garder le même angle α des orientations de blocs, les coefficients d'échelle suivant \vec{a} et \vec{b} sont les mêmes. Cependant, suivant la direction \vec{c} le coefficient d'échelle égale au *Pasc*.

Pour chaque bloc gardé après le test d'appartenance, le programme inscrit les coefficients des facteurs d'échelle dans un fichier qui s'appelle *size.data*. Les facteurs d'échelle sont inscrits dans le fichier *size* de la manière suivante (uniquement ceux qui sont à l'intérieur du cadre en pointillés) :

Tableau 2.5 Échelle des blocs

	L'échelle dans la direction \vec{a}	L'échelle dans la direction \vec{a}	L'échelle dans la direction \vec{c}
Bloc (1)	$Ech(1)$	$Ech(1)$	Pasc (1)
:	:	:	:
:	:	:	:
:	:	:	:
Bloc (n)	$Ech(n)$	$Ech(n)$	Pasc (n)

Le type de bloc est un entier qui caractérise un bloc dans la bibliothèque de STTAR3D (Tableau 2.4). Il en fonction de l'angle α et du coefficient de forme cf . Pour chaque bloc retenu le programme inscrit son type dans le fichier *type.data* (Tableau 2.4).

Le bloc **type_100** (Tableau 2.4) est parallélépipède ayant un à angle droit, ses coefficients d'échelle sont $Pasa$, $Pasb$ et $Pasc$ successivement. L'utilisation d'un bloc type_100, signifie que l'angle d'inclinaison des diaclases est pris égal à 90° .

2.2.5. Choix du mode de découpage

Le PDMR utilise trois modes pour le tirage des espacements entre les discontinuités de chaque famille ainsi que pour leurs inclinaisons. Les trois modes sont : mode probabiliste, mode déterministe et mode mixte (semi-probabiliste). Dans le (Tableau 2.6) les résultats d'une discrétisation probabiliste d'un toit de $150 \times 150 \times 25$ m de dimensions sont présentés. Le toit est discrétisé en 30243 blocs répartis sur 10 strates à moyenne de 3000 blocs par strate. Les espacements entre les trois familles de fractures sont tirés entre 0,50 et 5,00 m. La moyenne et l'écart-type des espacements entre discontinuités de même famille ($Pasa$, $Pasb$ et $Pasc$), des volumes ainsi que des coefficients de forme sont données pour chaque strate (Tableau 2.6). Dans le cas d'utilisation d'un mode probabiliste ou mixte, le tirage des $Pasb$ (dans le cas de α égal à 90°) (Figure 2.19-a), $Pasb$ (Figure 2.19-b), $Pasc$ (Figure 2.19-c) se fait selon une loi normale.

Pour tous les ($\alpha \neq 90^\circ$), les coefficients de forme (élancements) des blocs sont tirés selon une loi uniforme parmi six valeurs (1, 2, 3, 4, 5 et 6). Cependant, dans le cas de $\alpha = 90^\circ$ (diaclases perpendiculaires aux plans de stratification), les élancements des blocs sont donnés par :

$$cf = \max\left(\frac{Pasa}{Pasb}, \frac{Pasc}{Pasb}\right) \tag{E.2.11}$$

Dans ce cas, la distribution probabiliste des coefficients de forme suit une loi log-normale (Figure 2.20-b). Dans ce deuxième cas de figure ($\alpha = 90^\circ$), les coefficients de forme sont le résultat aléatoire

du tirage de (*Pasa*, *Pasb* et *Pasc*) et non pas de coefficients imposés. La distribution des volumes des blocs générés suit également une loi log normale (Figure 2.20-a).

Tableau 2.6 Exemple d'un tirage probabiliste

Angle d'inclinaison		Dimension du toit	Longueur (m)	Largeur (m)	Épaisseur (m)	Volume (m ³)	<i>cf</i>
α	90°		150	150	25		
Strates	N de blocs		<i>Pasa</i> (m) [0,50 5,00]	<i>Pasb</i> (m) [0,50 5,00]	<i>Pasc</i> (m) [0,50 5,00]		
1	3046	Moyenne	2,762	2,373	2,763	17,986	1,501
		Écart-type	1,426	0,000	1,304	13,334	0,455
2	3180	Moyenne	2,603	4,187	2,742	29,850	1,216
		Écart-type	1,344	0,032	1,306	22,408	0,260
3	2933	Moyenne	2,852	1,992	2,716	15,401	1,786
		Écart-type	1,353	0,041	1,291	10,832	0,532
4	3108	Moyenne	2,715	1,260	2,706	9,269	2,764
		Écart-type	1,332	0,000	1,340	6,834	0,867
5	2891	Moyenne	2,871	0,950	2,753	7,550	3,753
		Écart-type	1,345	0,006	1,305	5,329	1,148
6	2940	Moyenne	2,894	2,562	2,707	20,101	1,376
		Écart-type	1,204	0,042	1,278	13,194	0,405
7	3012	Moyenne	2,793	2,895	2,743	22,247	1,207
		Écart-type	1,224	0,031	1,311	15,055	0,362
8	3089	Moyenne	2,705	1,204	2,723	8,806	2,927
		Écart-type	1,453	0,030	1,309	6,712	0,929
9	2992	Moyenne	2,759	3,954	2,760	30,075	1,123
		Écart-type	1,313	0,050	1,305	21,116	0,276
10	3052	Moyenne	2,778	4,453	2,706	33,547	1,290
		Écart-type	1,162	0,009	1,312	22,509	0,226
	30243						
Moyenne	3024						
Écart-type	89						

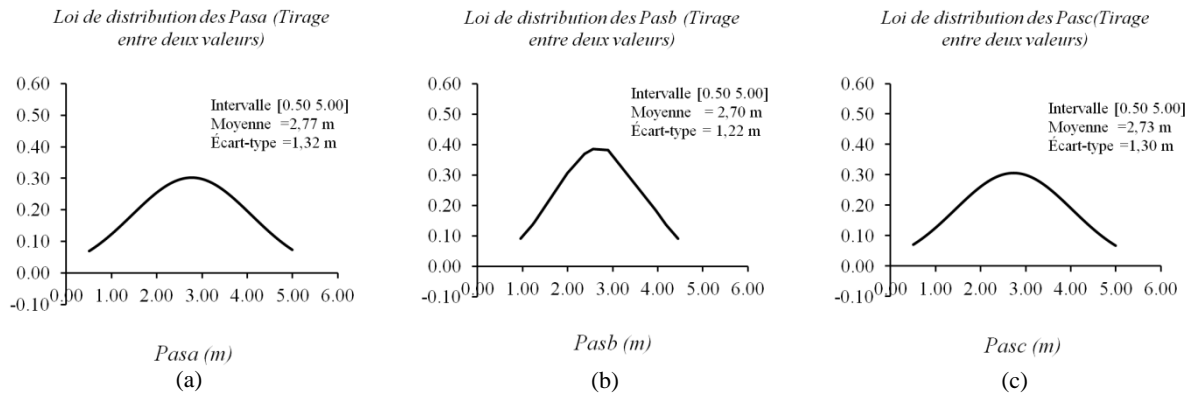


Figure 2.19 Distribution selon la loi normale des espacements entre les mêmes familles de discontinuités : (a) discontinuité dans le sens de la longueur du massif (b) discontinuité dans le sens de la stratification (c) discontinuité dans le sens de la largeur du massif

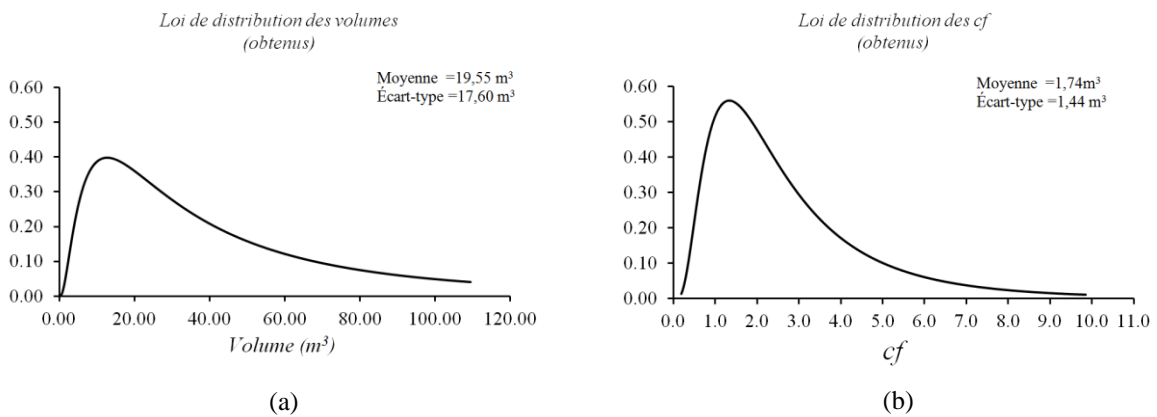
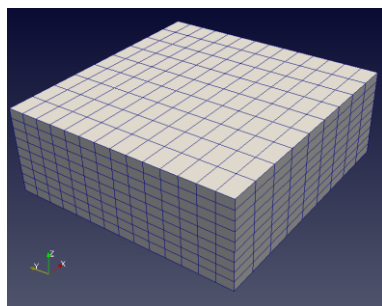


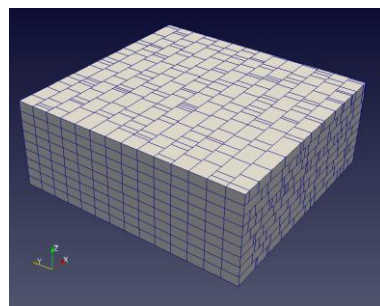
Figure 2.20 Distribution selon la loi log-normale des volumes (a) et coefficients de forme des blocs (b)

Le mode probabiliste est utilisé dans le cas où les espacements entre les discontinuités de même famille ou/et les inclinaisons des fractures ne sont pas connus. Ce cas de figure est le cas le plus récurrent. Le mode déterministe est utilisé dans le cas où les espacements entre toutes les discontinuités de même famille et les inclinaisons des fractures sont connus. Cependant, dans la pratique, le mode mixte est le plus utilisé car on ne dispose que d'informations partielles sur les espacements entre les discontinuités de même famille ou de leurs inclinaisons.

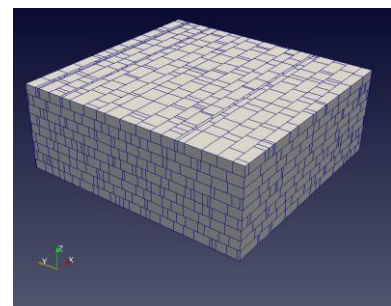
Exemples :



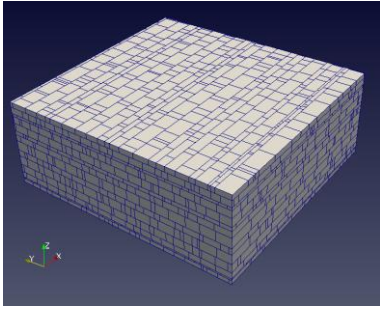
(a) Valeurs déterministes pour les trois familles de discontinuités ainsi que pour l'inclinaison



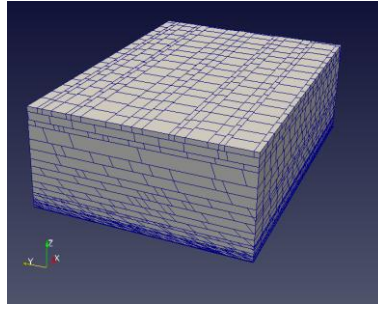
(b) Valeurs déterministes pour les deux familles de discontinuités $\langle a \rangle$ et $\langle b \rangle$ ainsi que pour l'inclinaison et des valeurs probabilistes pour la famille $\langle c \rangle$



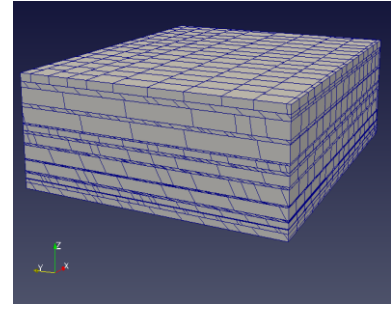
(c) Valeurs déterministes pour la famille de discontinuités $\langle b \rangle$ ainsi que pour l'inclinaison et des valeurs probabilistes pour les familles $\langle a \rangle$ et $\langle c \rangle$



(d) Valeurs déterministes pour l'inclinaison et valeurs probabilistes pour les trois familles discontinuités $\langle a \rangle$, $\langle b \rangle$ et $\langle c \rangle$



(e) Valeurs probabilistes pour les trois familles discontinuités $\langle a \rangle$, $\langle b \rangle$ et $\langle c \rangle$ ainsi que pour l'inclinaison (augmentation de l'angle d'inclinaison progressivement du bas vers le haut.



(f) Valeurs probabilistes pour les trois familles discontinuités $\langle a \rangle$, $\langle b \rangle$ et $\langle c \rangle$ ainsi que pour l'inclinaison

Figure 2.21 Quelque exemple pour l'utilisation des modes probabiliste, déterministe et mixte dans la discrétisation des massifs rocheux

2.2.5.1. Degré de fracturation et plans de discontinuités

Le degré de fracturation est lié d'une manière directe à la taille (volume) des blocs constituant le massif. Le **linéaire des discontinuités** est une mesure représentative du degré de fracturation du massif rocheux discrétisé. Il est égal à la somme des périmètres de toutes les surfaces de discontinuités (Figure 2.22). Le linéaire de la fracturation globale du milieu ainsi que le nombre total des blocs, ont tendance à suivre une loi puissance (Hantz, 2008), ce qui signifie que le nombre de blocs (Figure 2.23-a) ainsi que le linéaire des fractures (Figure 2.23-a) décroissent exponentiellement à mesure que le volume moyen des blocs augmente.

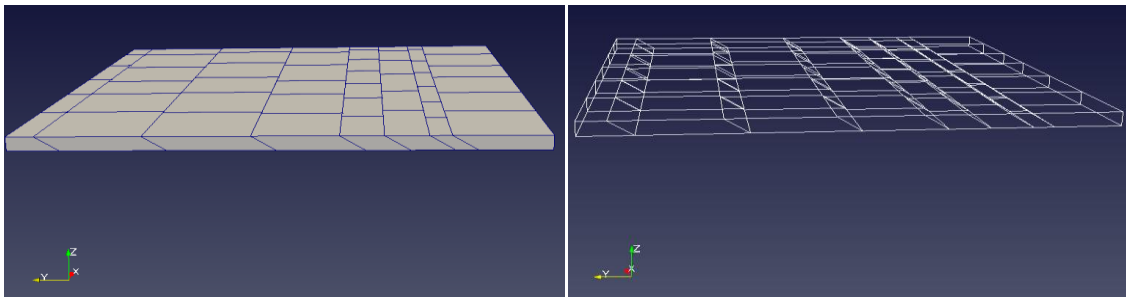


Figure 2.22 Strate discrétisée en blocs (à gauche), schéma explicatif du linéaire des discontinuités sur une strate (à droite)

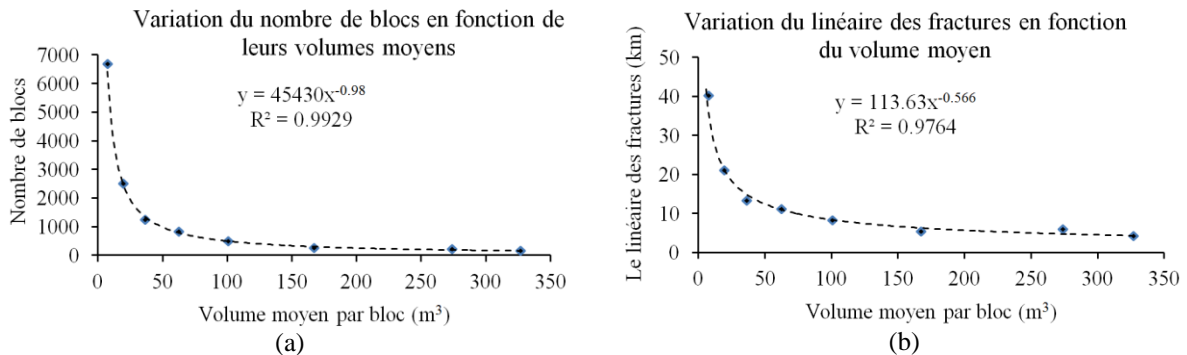


Figure 2.23 Évolution du nombre de blocs en fonction de leurs volumes moyens (a). Variation du linéaire des fractures en fonction du volume moyen (b).

Pour représenter la fracturation obtenue à l'intérieur du massif, on insère des écrans fictifs et on projette les plans de discontinuités sur ces écrans. Ces écrans sont orientés par leurs vecteurs normaux. Les figures ci-dessous sont des projections de la fracturation du massif de la (Figure 2.21-f) selon les vecteurs de la base canonique (Figure 2.24- Haut) et aussi selon des combinaisons linéaires de la base canoniques (Figure 2.24- Bas).

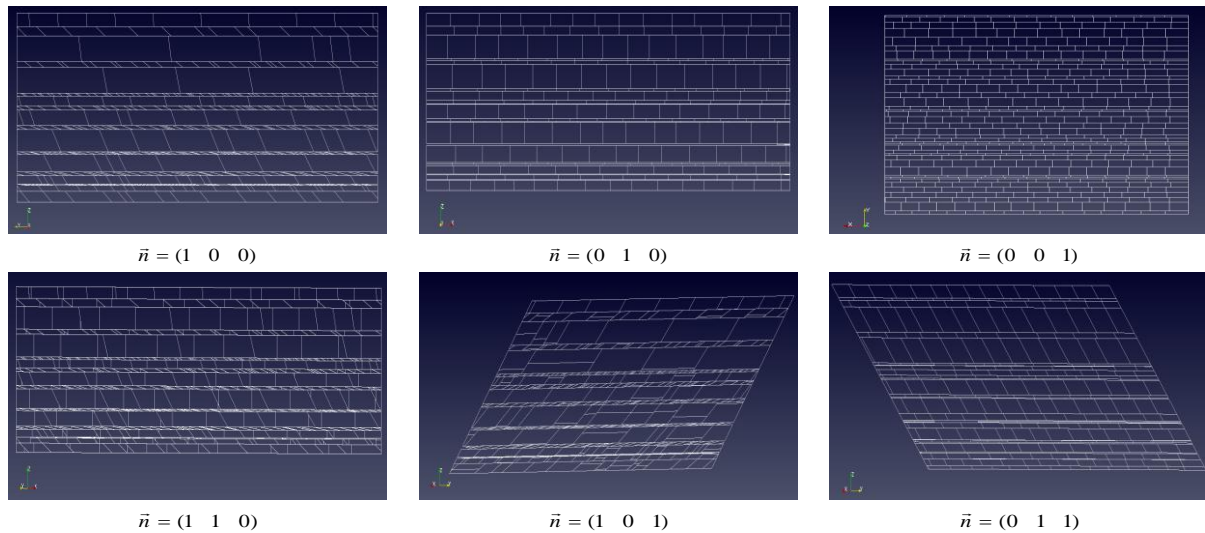


Figure 2.24 Quelques plans de fracturation à l'intérieur du massif après discrétisation (les trois en haut selon les trois vecteurs de la base canonique, les trois en bas selon des combinaisons linéaires des vecteurs de la base canonique)

La figure suivante montre un exemple de variation de J_v le long d'un axe vertical dans un massif rocheux fracturé. Le massif testé est le massif de la (Figure 2.21-f). Les J_v (joints par unité de volume) sont prises sur les côtes 4, 9, 15 et 19 m successivement.

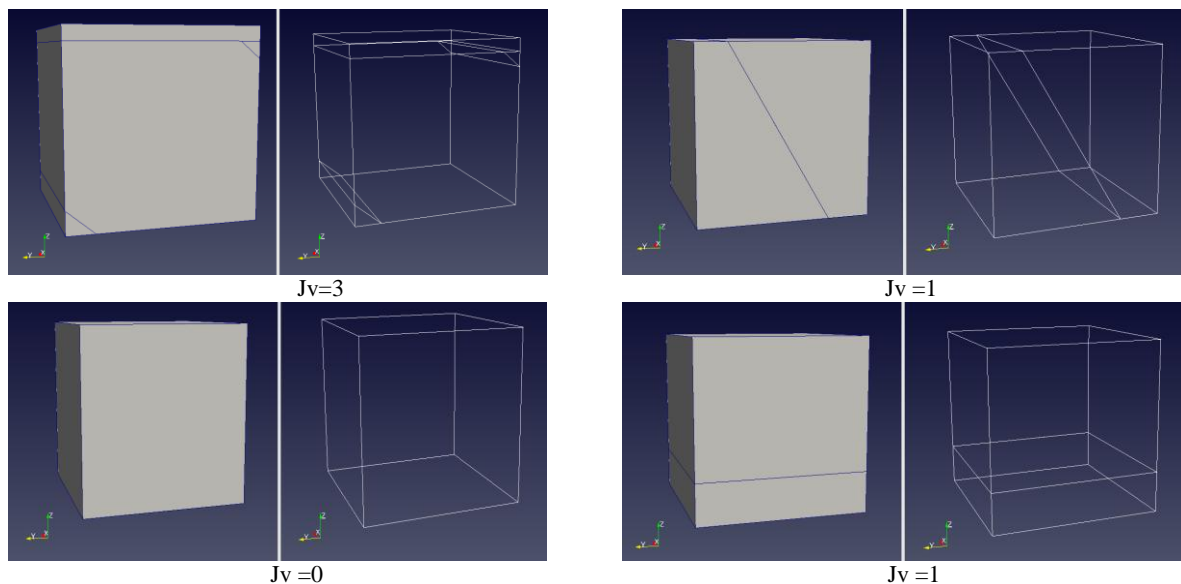


Figure 2.25 Quelques exemples de J_v (joints par unité de volume) le long d'un axe vertical au milieu d'un massif fracturé

Le même travail est fait sur le même massif mais selon un axe horizontal, les résultats sont donnés sur la (Figure 2.26). On remarque le J_v varie selon l'orientation de l'axe où les tests sont faits. Dans le (Tableau 2.7) les résultats des simulations réalisées par le PDMR pour montrer la relation entre le J_v

moyen (nombre de joints par unité de volume) et la fréquence de fracturation du massif. La relation entre le J_v et λ (fréquence de fracturation) est une relation puissance (Figure 2.27).

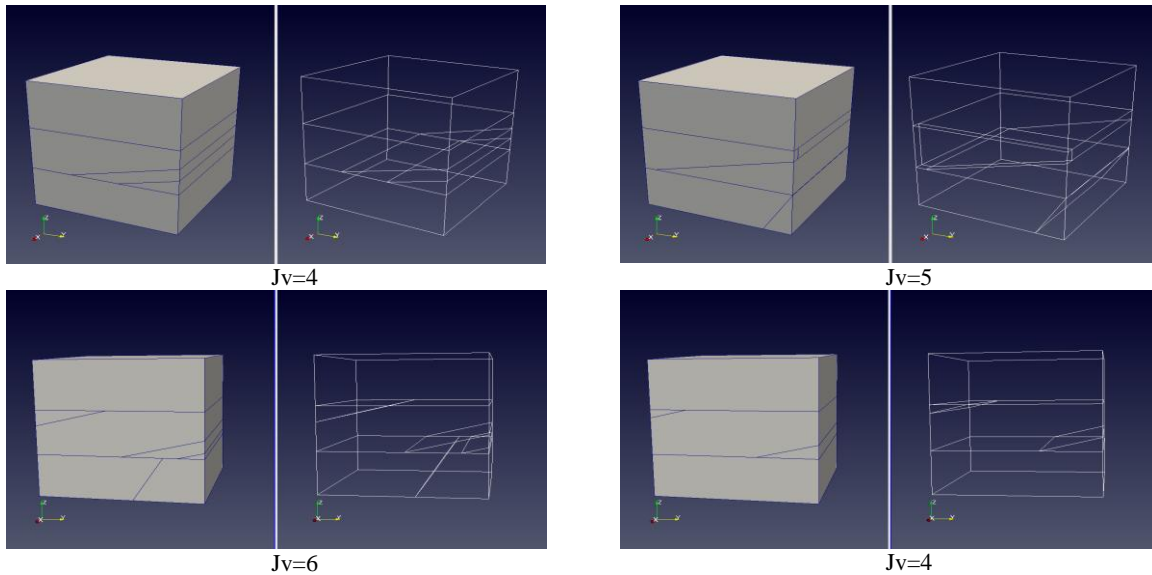


Figure 2.26 Quelques exemples de J_v (joints par unité de volume) le long d'un axe horizontal au milieu d'un massif fracturé

Tableau 2.7 Variation de J_v en fonction de la fréquence de fracturation et de l'espacement moyen entre fracturations (toutes discontinuités confondues)

Espacement des discontinuités (m)	La fréquence des discontinuités (λ)	Nombre de joints par unité de volume (joints/m ³)
4,00 - 5,00	0,25 - 0,20	0,03 - 0,02
3,00 - 4,00	0,33 - 0,25	0,08 - 0,03
2,00 - 3,00	0,50 - 0,33	0,18 - 0,08
1,00 - 2,00	1,00 - 0,50	1,75 - 0,18
0,50 - 1,00	2,00 - 1,00	9,53 - 1,75
0,25 - 0,50	4,00 - 2,00	73,55 - 9,53
0,15 - 0,25	6,67 - 4,00	365,78 - 73,55

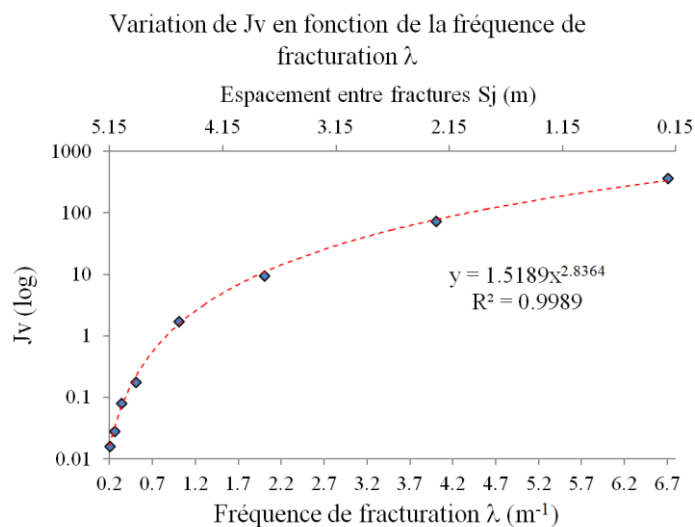


Figure 2.27 Variation de J_v en fonction de la fréquence de fracturation et de l'espacement moyen entre fracturations (toutes discontinuités confondues)

2.2.6. Modèle numérique du sol et des piliers

L'un des objectifs de ces travaux est d'élaborer une approche de modélisation globale qui considère en même temps dans les simulations : le toit, le sol et les piliers de l'exploitation souterraine. La création du modèle numérique du sol et des piliers se fait en deux étapes. La première étape consiste à digitaliser la carte souterraine sous un logiciel adapté (Auto-CAD dans notre cas (Figure 2.28)). Dans cette étape on récupère les coordonnées (x, y, z) du sol et des piliers de toute la zone d'étude. Le fichier texte des coordonnées (x, y, z) du sol et des piliers a la forme suivante :

Tableau 2.8 Fichier texte du nuage de points des piliers et du sol

		X	Y	Z
Pilier	Nombre de points	10		
	P1	X(P1)	Y(P1)	Z1(P1)
	P2	X(P2)	Y(P2)	Z1(P2)
	P3	X(P3)	Y(P3)	Z1(P3)
	P4	X(P4)	Y(P4)	Z1(P4)
	P5	X(P5)	Y(P5)	Z1(P5)
	P6	X(P6)	Y(P6)	Z2(P6)
	P7	X(P7)	Y(P7)	Z2(P7)
	P8	X(P8)	Y(P8)	Z2(P8)
	P9	X(P9)	Y(P9)	Z2(P9)
P10	X(P10)	Y(P10)	Z2(P10)	
Sol	Nombre de points	4		
	P1	X(P1)	Y(P1)	Z1(P1)
	P2	X(P2)	Y(P2)	Z1(P2)
	P3	X(P3)	Y(P3)	Z1(P3)
	P4	X(P4)	Y(P4)	Z1(P4)

Le fichier texte des coordonnées (x, y, z) dans le repère global des piliers et du sol, ne contient que les données qui sont dans le cadre en pointillé dans le (Tableau 2.8). La digitalisation des piliers se fait de la manière suivante :

- Détermination des sommets du pilier sur la carte ;
- Numérotation des sommets du pilier de 1 jusqu'à n ;
- Déplacement de tous les sommets vers l'intérieur de 1 cm ;
- Numérotation des nouveaux sommets de n+1 jusqu'à 2n successivement ;
- Rapatriement des coordonnées (x, y, z) de tous les sommets pour tous les piliers ;
- Changement de la coordonnée z des points n+1 jusqu'à 2n de tous les piliers à z+h (où h est la hauteur des piliers).

La deuxième étape consiste à créer un maillage de ce nuage de points. Cette étape se fait avec un algorithme de maillage qui est intégré au PDMR. Cet algorithme de maillage est seulement adapté au nuage de points sous la forme citée ci-dessus. Ce dernier crée un fichier de triangulation. Avec les deux fichiers (nuage de points (Figure 2.29-à gauche) et triangulation (Figure 2.29-au milieu)) il est possible de créer une version numérique du sol et des piliers, qui sera utilisée pour les simulations (Figure 2.29-à droite).

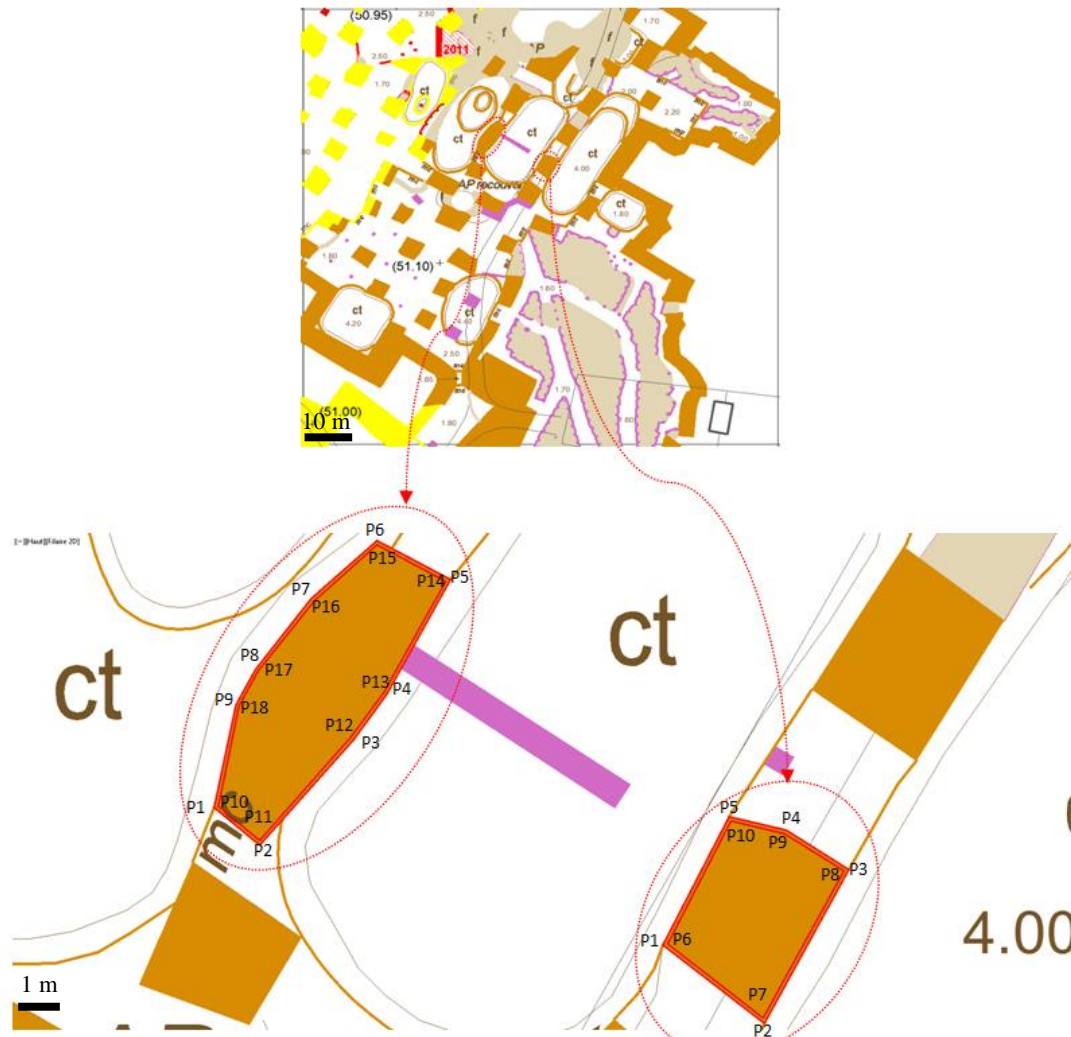


Figure 2.28 Exemple de digitalisation d'une carte souterraine sous Auto-CAD

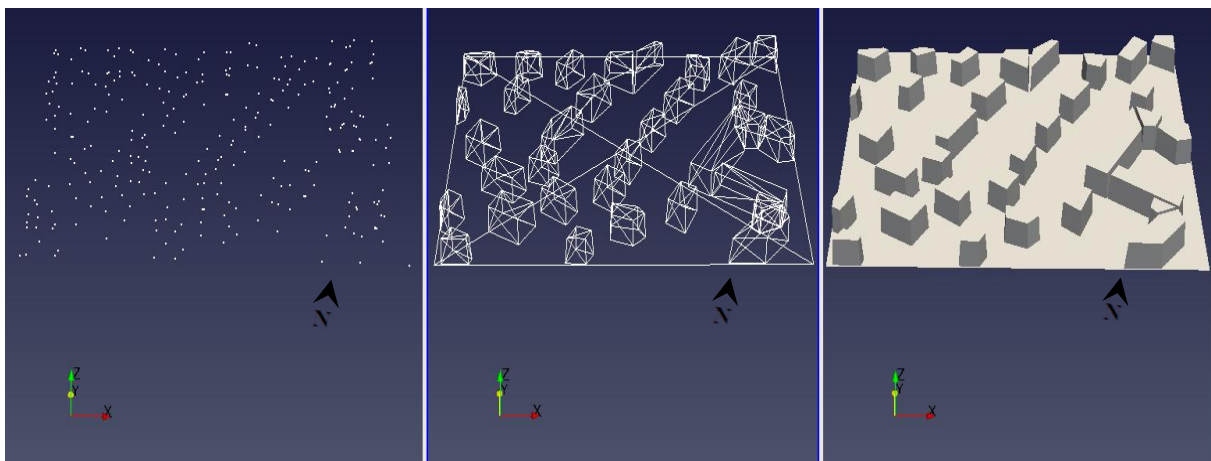


Figure 2.29 Nuage de points (à gauche). Triangulation et création de facettes (au milieu). Modèle numérique du sol et des piliers (à droite).

L'étape de la digitalisation se fait uniquement dans le cas où nous ne disposons pas de fichier numérique. Dans le cas contraire où nous disposons d'un fichier numérique, il faut réorganiser les données pour que le fichier soit compatible avec le PDMR (Tableau 2.8).

2.2.7. Application Extra-PDMR

Une autre application (Algorithme) est développée pour simuler l'effet du rétrécissement des piliers sur l'effondrement des toits de carrières souterraines. La (Figure 2.30- à gauche) montre quatre piliers de forme rectangulaire (état initial). Sur la (Figure 2.30- à droite), on voit l'état final des piliers après rétrécissement. Les deux piliers de gauche ont eu un rétrécissement seulement dans une seule direction (X pour celui d'en haut et Y pour celui d'en bas). Le rétrécissement est nul en bas du pilier et maximum dans la tête du pilier. Le pilier du haut à droite a subi un rétrécissement dans les deux directions X et Y en même temps. Également, pour ce pilier le rétrécissement est nul en bas du pilier et maximum à sa tête. Le dernier pilier en bas à droite quant à lui, il a subi un rétrécissement dans les deux directions avec la même amplitude en haut et en bas. Sur la (Figure 2.30- au milieu), on montre le rétrécissement des piliers au milieu de la simulation. Le rétrécissement peut être brusque (passage de l'état initial à l'état final entre deux pas de temps au cours de la simulation), comme il peut être continu sur plusieurs pas de temps.

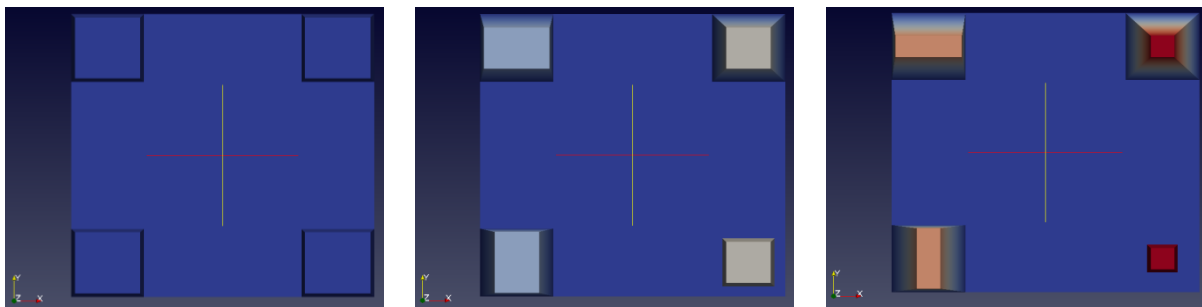


Figure 2.30 Exemple de rétrécissement des piliers

Cette application est très intéressante pour simuler la réduction de la surface basale par écaillage des piliers sur la stabilité du toit et sur la stabilité de l'ensemble de la carrière. L'effet de l'écaillage et la ruine des piliers n'est pas abordé dans ce travail de thèse, mais dans un travail futur cette application sera très intéressante pour simuler cet effet.

2.2.8. Synthèse

Le PDMR est un préprocesseur développé essentiellement pour reproduire la fracturation des toits de carrières souterraines et génère les données d'entrée pour le processeur de STTAR3D.

La (Figure 2.31) montre le schéma explicatif de l'architecture du code de discrétisation des massifs rocheux (PDMR) avec ses trois parties.

La première partie consiste à générer des données pour visualiser la zone d'étude. C'est dans cette partie également, que sont saisis les axes de direction.

La deuxième partie consiste à discrétiser la zone d'étude construite dans la première partie. C'est dans cette partie qu'est choisi le mode de discrétisation (P : Probabiliste, D : Déterministe, M : Mixte), les espacements entre fractures ainsi que leurs inclinaisons.

La dernière partie consiste à reproduire le modèle numérique du sol et des piliers puis faire une sortie des données en format STTAR3D.

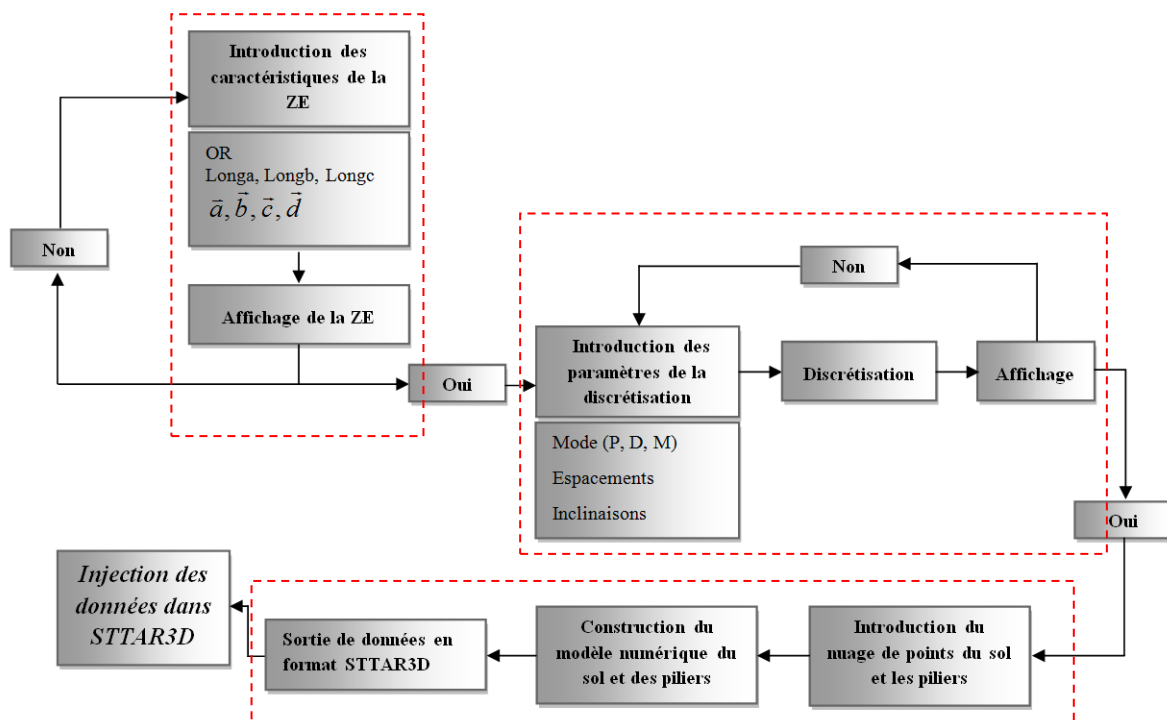


Figure 2.31 Le schéma explicatif de l'architecture du code de discrétisation des massifs rocheux (PDMR)

2.3. Code de calcul STTA3D et implémentation de lois de comportement

2.3.1. Introduction

La méthode de calcul AECD2 (Atomized Efforts Contact Dynamics with Clausius Duhem's inequality) a été développée à l'IFSTTAR dans le but de faire des calculs sur des milieux granulaires (Dimnet, 2002 ; Dal Pont & Dimnet, 2008 ; Jacqueline et al., 2014). La méthode de calcul AECD2 consiste à laisser le système évoluer à vitesse constante (nulle lorsqu'il est à l'équilibre) pendant un pas de temps puis à calculer les sauts instantanés de vitesse à la fin du pas de temps. Une des particularités de la méthode est que, lorsque les positions évoluent, les vitesses sont constantes et lorsque les vitesses changent, les positions sont constantes, puisque les variations de vitesse sont instantanées. Le calcul des sauts de vitesse est fait à partir de la concentration dans le temps des forces actives pendant un pas de temps, c'est l'atomisation des efforts, (Dimnet, 2002) et à partir de la théorie des chocs instantanés (Frémond, 1996) qui constitue le formalisme auquel conduisent les hypothèses précédentes.

Rappelons que la méthode AECD2 permet d'utiliser des pas de temps plus grands que ceux qui sont nécessaires aux méthodes de type dynamique moléculaire. Ainsi le code STTAR3D utilise des pas de temps compris entre 10^{-3} s et 10^{-2} s pour simuler des éboulements rocheux alors que les méthodes de type dynamique moléculaire nécessitent des pas de temps compris entre 10^{-6} s et 10^{-5} s pour le même type d'éboulements (Cuervo, 2015). Pour la méthode AECD2, 10^{-3} s sont nécessaires pour les phases quasi-statiques de fin d'éboulement ou de rupture lente de l'équilibre d'un massif fracturé, alors que pour les phases dynamiques et collisionnelles, il est permis de monter jusqu'à 10^{-2} s, ce qui réduit les temps de calcul de manière très conséquente. Ceci constitue la raison principale pour laquelle cette méthode a été retenue pour effectuer les calculs de stabilité et d'éboulement de plafonds de carrière et que le code STTAR3D développé et maintenu à l'IFSTTAR a été choisi.

2.3.2. Bases théoriques de la méthode des calculs (méthode AECD2)

La méthode présente des similitudes avec la méthode dynamique des contacts. Cependant, elle utilise une formulation différente des équations de collision, ayant pour conséquence une formulation différente des équations à résoudre pour calculer les discontinuités de vitesse à la fin de chaque pas de temps.

La première conséquence de ces hypothèses est que les forces sont concentrées dans le temps. Ce sont des percussions et elles sont appliquées aux solides aux instants de saut de vitesse (Figure 2.32).

La seconde conséquence est qu'il y a deux catégories de forces, celles qui sont en fonction de la vitesse et celles qui ne les sont pas. Les forces qui ne dépendent pas de la vitesse sont, par exemple, la gravité ou les forces de type élastique. Les forces qui dépendent de la vitesse sont des forces de contact. U_i^- et U_i^+ sont les limites à gauche et à droite de la vitesse aux instants t_i auxquels les

vitesses sont discontinues. À chaque instant t_i la limite gauche de vitesses est connue et elle vaut $U_i^- = U_{i-1}^+$ puisque les vitesses sont considérées comme constantes entre t_{i-1} et t_i . L'expression des percussions de contact en fonction de U_i^- et U_i^+ , ainsi que l'ajout de percussions explicites P_{ex} provenant des forces qui ne dépendent pas des vitesses conduit à un système d'équations permettant de calculer la limite droite U_i^+ de la vitesse qui reste constante pendant tout à l'intervalle de temps suivant.

Il est possible de résumer la méthode par les 3 étapes récursives suivantes :

1. Les solides se déplacent à une vitesse constante pendant Δt ;
2. Les contacts sont calculés avec les positions des solides à la fin de Δt ;
3. Les nouvelles vitesses sont calculées, elles remplacent les précédentes en étape 1.

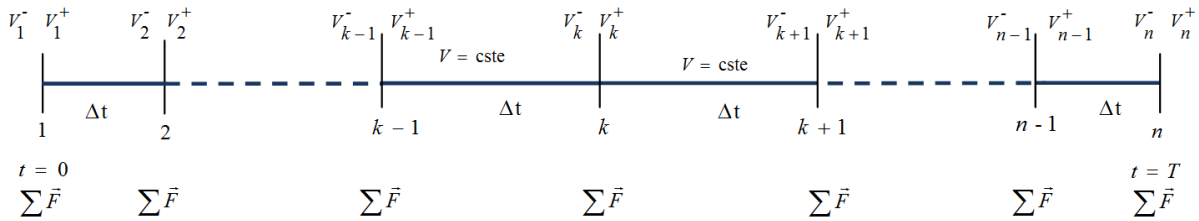


Figure 2.32 Schéma explicatif de la concentration des forces et des sauts de vitesses dans le temps

Au cours de son évolution, le système considéré est soumis à l'action d'efforts intérieurs et extérieurs. Les efforts intérieurs sont les percussions intérieures notées \vec{P}^{int} , qui surviennent à l'occasion des collisions entre solides, et les forces intérieures notées \vec{f}^{int} , qui sont des efforts réguliers. De la même manière, les efforts extérieurs sont des percussions notées \vec{P}^{ext} , qui représentent les impulsions exercées sur le système, et des forces notées \vec{f}^{ext} comme par exemple le poids.

Les équations du mouvement du système sont :

$$m \frac{dV}{dt} = -f^{int} + f^{ext} \text{ presque partout} \quad \text{E.2.13}$$

$$\text{et } m(V^+ - V^-) = -P^{int} + P^{ext} \text{ partout} \quad \text{E.2.14}$$

L'intervalle de temps $[0, T]$ est discrétisé en n intervalles réguliers $]t_k, t_{k+1}]$ de longueur $\Delta t = \frac{T}{n}$, sur lesquels toutes les forces agissantes sont "atomisées", c'est-à-dire remplacés par des

percussions exercées à l'instant t_{k+1} . Les vitesses sont donc des fonctions en escalier de $[0, T]$. Elles sont discontinues aux limites des intervalles auxquels les percussions sont exercées.

Dans la méthode AECD2, les seuls efforts exercés sont des percussions, ces percussions peuvent être des percussions issues de la modélisation d'une collision ou des percussions issues de l'atomisation des forces. Ces dernières sont appelées percussions atomisées.

2.3.2.1. Atomisation des efforts réguliers

L'atomisation des efforts réguliers consiste à remplacer l'action d'un effort régulier f sur l'intervalle de temps $]t_k, t_{k+1}]$ par celle d'une percussion p exercée à l'instant t_{k+1} . En effet, si f dépend d'une grandeur y elle-même fonction du temps, l'action de f est approximée sur $]t_k, t_{k+1}]$ par :

$$\int_{t_k}^{t_{k+1}} f(y(\tau))d\tau \approx (t_{k+1} - t_k) f\left(\frac{y^+(t_{k+1}) + y^-(t_{k+1})}{2}\right) \quad \text{E.2.15}$$

Cette approximation revient à remplacer sur $]t_k, t_{k+1}]$ la force f par la percussion :

$$p(t) \approx \Delta n f\left(\frac{y^+(t_{k+1}) + y^-(t_{k+1})}{2}\right) \delta_{t_{k+1}}(t) \quad \text{E.2.16}$$

δ : *Distributòn de Dirac*

Les percussions atomisées obtenus à partir des forces qui dépendent des vitesses dépendent également des vitesses, alors que les percussions atomisées obtenues à partir des forces qui ne dépendent pas de vitesses n'en dépendent pas non plus.

Selon ces hypothèses, l'équilibre de l'équation de quantité de mouvement pour un point de masse m est :

$$m(\vec{U}^+ - \vec{U}^-) = -\vec{P}^{\text{int}} + \vec{P}^{\text{ext}} \quad \text{E.2.17}$$

Pour N corps rigides S_i dont le centre de gravité G_i et dont le tenseur d'inertie I_i en collision à un instant t . Supposons aussi que chaque contact entre deux solides soit un point : le point de contact entre S_i et S_j est noté $C_{i,j}$. Les équations de cette collision constituent un système de $2N$ équations :

$$\begin{cases} m_i(\vec{V}_i^+(G_i) - \vec{V}_i^-(G_i)) = -\sum_{j \neq i} \eta_{i,j} \vec{P}_{i,j} \\ I_i(\vec{\Omega}_i^+ - \vec{\Omega}_i^-) = -\sum_{j \neq i} \eta_{i,j} \vec{\rho}_{i,j} \wedge \vec{P}_{i,j} \end{cases} \quad i = 1, N \quad \text{E.2.18}$$

$$\vec{P}_{i,j} = k[\vec{V}_i^+(C_{i,j}) - \vec{V}_j^+(C_{i,j}) + \vec{V}_i^-(C_{i,j}) - \vec{V}_j^-(C_{i,j})] \quad \text{E.2.19}$$

$\vec{\rho}_{i,j} = \overrightarrow{G_i C_{i,j}}$, $\eta_{i,j}$ vaut 1 si S_i et S_j sont en contact et vaut 0 s'ils ne le sont pas.

2.3.3. Lois de comportements

Les forces de contact dépendent des vitesses des solides en contact. Si le contact se produit entre deux solides i et j (Figure 2.33), l'expression de la force dépend de la vitesse relative au contact (p). La vitesse relative est donnée par :

$$\vec{U} = \vec{U}_{p \in j} - \vec{U}_{p \in i} \quad \text{E.2.20}$$

L'intensité de la vitesse normale U_N est donnée par la projection de la vitesse relative sur la direction normale

$$U_N = \vec{U} \cdot \vec{N} \quad \text{E.2.21}$$

La vitesse tangentielle \vec{U}_T est donnée par:

$$\vec{U}_T = \vec{U} - \vec{U} \cdot \vec{N} \quad \text{E.2.22}$$

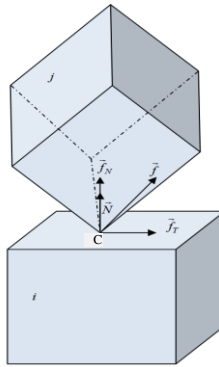


Figure 2.33 Schéma explicatif des forces de contacts

2.3.3.1. Forces de contact normal

Les contacts sont considérés comme unilatéraux (figure 2). Ainsi, dans la direction normale \vec{N} , la force de contact f_N du solide i au solide j remplit la condition de Signorini (Signorini, 1956):

$$f_N = \vec{f} \cdot \vec{N} \in -\partial I_+(U_N), \quad U_N = \vec{U} \cdot \vec{N} \quad \text{E.2.23}$$

$$\text{où: } -\partial I_+(X) = \{ \} X < 0, \quad \partial I_+(X) = [0, +\infty[\text{ si } X = 0 \quad \text{et } -\partial I_+(X) = 0 \quad \text{si } X > 0$$

Selon cette loi, il peut y avoir du contact mais jamais d'interpénétration.

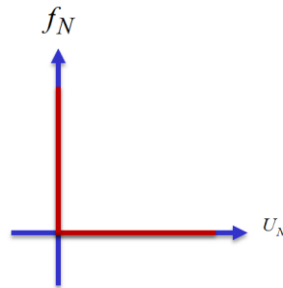


Figure 2.34 Graphe du contact unilatéral (Signorini, 1962)

2.3.3.1. Forces de contact tangentielle

La loi de frottement utilisée par défaut dans STTAR3D est une loi de frottements visqueux. La force de frottement \vec{F}_T est proportionnelle et opposée à la vitesse tangentielle \vec{U}_T . Le coefficient de proportionnalité α est appelé coefficient de frottement visqueux (E.2.24) (différent de l'angle d'inclinaison α utilisé dans le PDMR). Ce coefficient est différent du coefficient de frottement de Coulomb.

$$\vec{F}_T = -\alpha \cdot \vec{U}_T \quad \text{E.2.24}$$

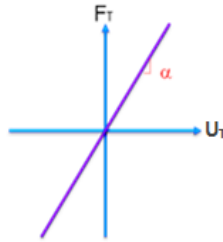


Figure 2.35 Loi de frottement visqueux utilisée par défaut dans STTAR3D

Le coefficient de frottement visqueux sera déterminé en laboratoire par des essais de cisaillement développé dans le cadre de cette thèse (cf. Chapitre III).

2.3.3.2. Implémentation des frottements de Coulomb

La force de frottement est exprimée en fonction de la vitesse de glissement relative. Comme les mesures expérimentales (Chapitre III) montrent que le comportement visqueux du frottement s'accompagne d'un seuil, il est nécessaire d'introduire une loi de comportement à seuil pour les modélisations numériques. Pour modéliser ce seuil qui dépend de la force normale, on introduit une loi de frottement de Coulomb. La loi de Coulomb s'écrit :

$$\|\vec{F}_T\| \leq \mu \cdot \|\vec{F}_N\| \quad \text{E.2.25}$$

Cette loi traduit la dépendance du seuil des forces de frottement aux efforts normaux appliqués (Figure 2.36). μ désigne le coefficient de frottement de Coulomb, généralement considéré constant pour un problème donné, mais dépendant en réalité des matériaux en présence, des états de surface, de la température, de la vitesse de glissement, etc.

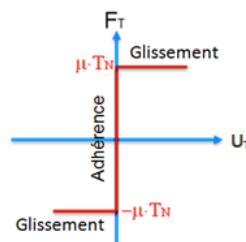


Figure 2.36 Représentation graphique de la loi de Coulomb avec frottement sec (non visqueux)

La forme du domaine d'admissibilité des efforts représentés sur la (Figure 2.37) par un cône. La résultante des efforts de contact ne peut sortir de ce domaine : si la résultante atteint le bord du domaine, le contact est glissant, sinon le contact est adhérent.

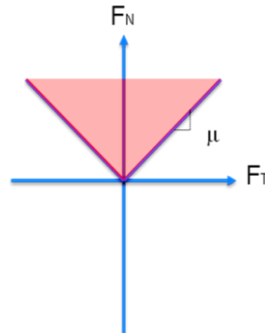


Figure 2.37 Domaine d'admissibilité de la loi de Coulomb

Loi de Coulomb avec frottement visqueux

L'association de la loi de frottements visqueux (utilisée par STTAR3D) et la loi de Coulomb constitue la loi de Coulomb avec frottement visqueux qui est une loi à deux paramètres (la viscosité et le seuil). L'adhérence (frottement), au sens strict disparaît puisque tous les contacts glissent (avec une résistance au glissement modélisée par une force de viscosité). Cette force de frottement visqueux est limitée par un seuil qui dépend de la force normale.

On voit sur la (Figure 2.35) que la force est proportionnelle au glissement relatif. Pour s'approcher du modèle de Coulomb, il faut ajouter une inéquation supplémentaire (E.2.25). Cette inéquation supplémentaire permet d'obtenir le graphe de la (Figure 2.38). Il en résulte une forme modifiée du modèle de Coulomb, dans laquelle le statut des contacts est déterminé par rapport au seuil de contact, produit du coefficient de Coulomb μ et de la force normale de contact \vec{f}_N . La loi de frottement obtenue est donnée par :

$$\vec{f}_T = \begin{cases} -\alpha \cdot \vec{U}_T \text{ si } \|\vec{U}_T\| \leq \frac{\mu \cdot \|\vec{f}_N\|}{\alpha} \\ -\mu \cdot \|\vec{f}_N\| \cdot \frac{\vec{U}_T}{\|\vec{U}_T\|} \text{ si } \|\vec{U}_T\| \geq \frac{\mu \cdot \|\vec{f}_N\|}{\alpha} \end{cases} \quad \text{E.2.26}$$

\vec{f}_T : Force de frottement

\vec{f}_N : Force normale

\vec{U}_T : Vitesse de glissement

μ : Coefficient de frottement de Coulomb

α : Coefficient de frottement visqueux

Selon cette loi, les contacts sont dits adhérents dans la partie oblique et glissants dans les parties horizontales du graphe. Ainsi, les contacts dits « adhérents » sont soumis à une résistance au glissement visqueuse avec un coefficient de viscosité α .

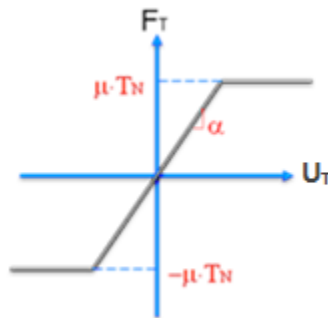


Figure 2.38 Loi de frottement de Coulomb visqueuse

Notons finalement que le contact entre deux corps est très complexe car il dépend de nombreux paramètres et pourrait être traité en adoptant une loi différente pour chaque problème. La loi de Coulomb permet toutefois de modéliser bon nombre des problèmes de frottement et présente l'avantage de ne nécessiter la connaissance que d'un seul paramètre μ facile à déterminer et mesurable par un essai en laboratoire. Cette loi de frottement de Coulomb visqueux à besoin seulement de deux paramètres α et μ , déterminés par les essais en laboratoire qui seront présentés dans le chapitre III.

2.3.3.3. Implémentation d'une loi d'adhésion

Les observations et les diagnostics sur les carrières souterraines montrent que même si le toit est fracturé, les blocs ainsi formés par ces fracturations ne tombent pas systématiquement. Pour que le bloc tombe il faut que son poids propre dépasse la force de frottement plus la force adhésive du joint. L'objectif de ce travail est de modéliser cette force d'adhésion.

L'adhésion est la liaison entre deux surfaces en contact ou la résistance à une sollicitation exercée suivant la surface de contact de deux corps solides (Darque-Ceretti et Felder, 2003). On distingue l'adhérence de l'adhésion, qui correspond à l'attraction des molécules au sein d'un corps (Aufroy, 2009). L'adhésion est définie par : un ensemble de phénomènes physiques et/ou chimiques qui prennent naissance lorsque 2 surfaces mises en contact (Mac Bain, 1926). Elle est liée à l'aptitude des deux surfaces à créer des forces d'interaction du fait de l'état du joint (surface spécifique, porosité, pollution) (Deryagin, 1948). Pour que des forces adhésives apparaissent, il faut que la constitution atomique de la zone de contact soit de plus modifiée. Il faut faire une nette différence avec les phénomènes adhésifs liés au frottement, que nous appelons adhérence (Figure 2.36).

Dans maints cas d'études en mécanique, le contact est modélisé en contact unilatéral, voire couplé à d'autres phénomènes tangentiels tels que le frottement. Dans toutes nos modélisations, le contact est unilatéral (*un contact unilatéral désigne une contrainte mécanique qui empêche la pénétration entre deux solides*). Le contact avec frottement peut aussi s'accompagner d'un troisième phénomène

tribologique appelé adhésion (Figure 2.39). Du point de vue de la mécanique, on peut parler d'adhésion entre deux solides (blocs) si en même temps :

- ils ne peuvent pas se séparer en deçà d'un certain seuil de traction (Figure 2.39),
- ils ne peuvent pas glisser l'un par rapport à l'autre en deçà d'un certain seuil.

Une loi d'adhésion avec endommagement permet de simuler la rupture d'un contact adhésif après plusieurs tentatives de traction. Le seuil maximum de résistance à la traction du contact adhésif est donné par $\|\vec{F}_{ad}\| = D \cdot \zeta$. D est l'endommagement du contact au cours de la simulation, ζ est la force que peut supporter le contact non endommagé sans rompre. ζ est généralement pris égal à la résistance à la traction du joint (ou même égale à la résistance à la traction du massif). $D \in [0,1]$; D vaut 1 pour un contact non endommagé et vaut 0 pour un contact rompu.

Lorsque un contact subit une traction $\|\vec{F}\|$, même s'il ne se rompt pas, son état d'endommagement est modifié et son seuil de résistance à la traction s'en trouve abaissé (Le Hir et al., 2006). Le paramètre d'endommagement D est également discrétisé selon les intervalles $]t_k, t_{k+1}]$. Ainsi, si D_k et D_{k+1} sont les états d'endommagement aux instants t_k et t_{k+1} , la loi d'endommagement utilisée est :

$$D_{k+1} = D_k - \frac{\|\vec{F}\|}{\zeta} \tag{E.2.27}$$

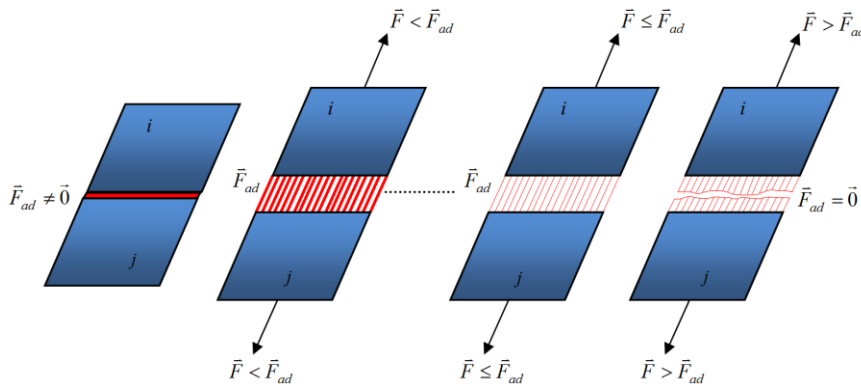


Figure 2.39 Rupture d'un joint adhésif par endommagement

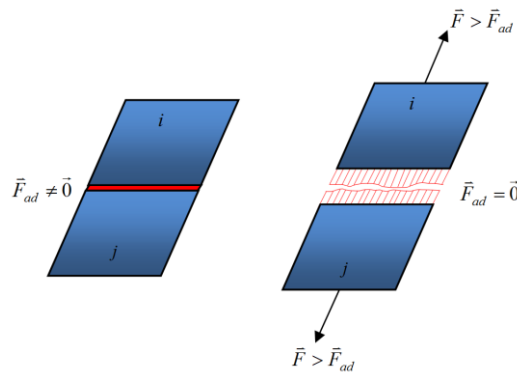


Figure 2.40 Rupture d'un joint adhésif par endommagement dès la première traction

La loi d'adhésion s'écrit :

$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned}
 & \text{si } D \neq 0 \\
 & \left. \begin{aligned}
 & \|\vec{F}\| \leq \|\vec{F}_{ad}\| \\
 & \left\{ \begin{aligned}
 & \vec{F}_{ad} = -D \cdot \zeta \cdot \frac{\vec{F}}{\|\vec{F}\|} \\
 & D = D - \frac{\|\vec{F}\|}{\zeta} \cdot dt
 \end{aligned}
 \right\}
 \end{aligned}
 \right\}
 \end{aligned}
 \right. & \text{E.2.28} \\
 & \left. \begin{aligned}
 & \text{si } \|\vec{F}\| > \|\vec{F}_{ad}\| \\
 & \left\{ \begin{aligned}
 & \vec{F}_{ad} = 0 \\
 & D = 0
 \end{aligned}
 \right\}
 \end{aligned}
 \right. \\
 & \left. \begin{aligned}
 & \text{si } D = 0 \\
 & \left\{ \begin{aligned}
 & \vec{F}_{ad} = 0 \\
 & \text{Contact rompu}
 \end{aligned}
 \right\}
 \end{aligned}
 \right.
 \end{aligned}$$

Le cadre de cette étude est restreint à une adhésion irréversible. On suppose que les liaisons adhésives une fois rompues ne peuvent se régénérer, ce qui est le cas le plus fréquent. L'endommagement D est une suite décroissante. Le contact adhésif est considéré comme rompu une fois que la valeur de l'endommagement D est nulle. Il y a deux façons pour que D s'annule : la suite D tend vers zéro (Figure 2.39) ou la force de traction appliquée sur le contact dépasse le seuil autorisé (Figure 2.40).

2.3.4. Types de contacts

La forme des solides envisagés dans cette thèse sont des polyèdres avec 8 sommets, 12 arêtes et 6 facettes (Figure 2.41).

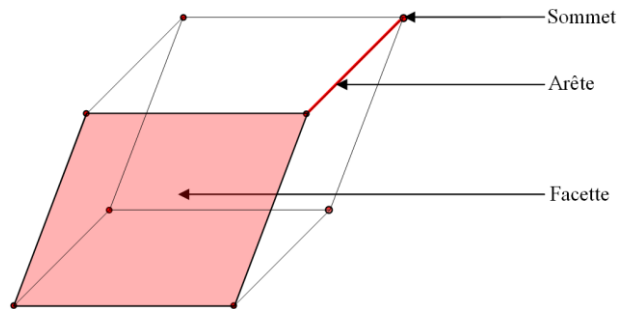


Figure 2.41 Solide de forme polyédrique à 6 facettes

Les configurations de contacts entre deux solides de forme polyédrique qui peuvent avoir lieu sont : surface-surface, arête-arête, sommet-sommet, arête-surface, sommet-surface et sommet-arête. Un travail d'optimisation est fait sur l'algorithme de détection des contacts. L'intérêt de ce travail d'optimisation réside dans la réduction des configurations de contacts de 6 à 2 (Figure 2.42). En effet, toutes les configurations de contacts peuvent être ramenées à deux configurations élémentaires arête-surface, sommet-surface.

On pourra remarquer, à titre d'exemple, que la configuration sommet-arête peut être ramenée à une combinaison de deux configurations élémentaires sommet-surface, du fait que l'arête est une

intersection des deux surfaces. De même, un contact arrête-arrête peut-être ramené à deux contacts arête-surface

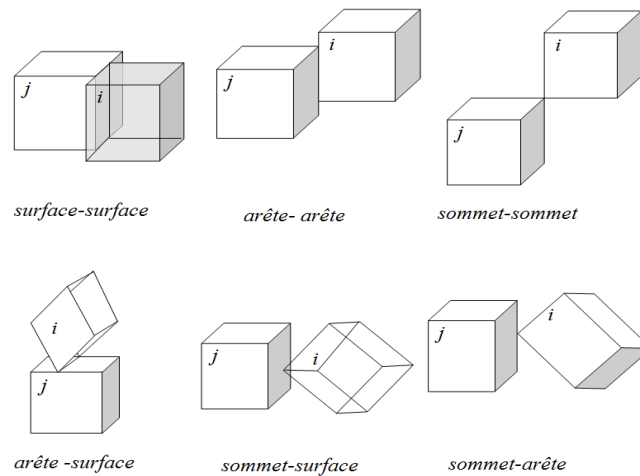


Figure 2.42 Configurations de contacts entre deux solides de forme polyédrique

Algorithme de détection de contacts

- Recherche et remplissage de la liste des facettes de la triangulation les plus proches pour chaque solide i
- Recherche et remplissage de la liste des solides les plus proches pour chaque solide i
- Pour $i = 1$, nombre de solides
 - Détection des contacts Solide- Maillage :
 - Pour $k = 1$, nombre de sommets (i)
 - Pour $j = 1$, nombre facettes les plus proches pour le solide (i)
 - Teste de contact sommet - surface
 - Fin
 - Fin
 - Pour $k = 1$, nombre d'arêtes(i)
 - Pour $j = 1$, nombre facettes les plus proches pour le solide (i)
 - Teste de contact arête - surface
 - Fin
 - Fin
 - Détection des contacts Solide- Solide:
 - Pour $j = 1$, nombre facettes les plus proches pour le solide (i)
 - Pour $k = 1$, nombre de sommets(i)
 - Teste de contact sommet - surface
 - Fin
 - Pour $k = 1$, nombre d'arêtes(i)
 - Teste de contact arête - surface
 - Fin
 - Fin
 - Fin

L'algorithme de détection des contacts construit dans la première itération de la simulation, pour chaque bloc, la liste des blocs les plus proches ainsi que la liste des triangles de la triangulation du sol et des piliers les plus proches de ce bloc. Cette opération de détection des blocs et des triangles les plus proches se fait d'une manière périodique (chaque 1000 itérations par exemple) fixée par l'utilisateur.

Après la création des listes des blocs et des triangles les plus proches, STTAR3D lance la détection des contacts en utilisant l'algorithme ci-dessus. Pour chaque contact détecté, les forces de contacts sont calculées.

2.3.5. Synthèse

Le code de calcul STTAR3D utilisé pour les calculs (Figure 2.3) est basé sur la méthode AECD2. Cette dernière appartient à la famille des méthodes par éléments discrets. Elle utilise une formulation des équations de contact qui a pour conséquence que les forces sont concentrées dans le temps et qu'elles interviennent dans les équations à résoudre soit de manière explicite (lorsqu'elles ne dépendent pas de la vitesse), soit de manière implicite à travers la loi de comportement (lorsqu'elles dépendent de la vitesse).

Initialement, les lois de comportement intégrées dans STTAR3D sont la loi de Signorini pour le contact normal et la loi de frottement visqueux pour la composante tangentielle. La force de frottement est proportionnelle et opposée à la vitesse tangentielle. Le coefficient de proportionnalité α est appelé coefficient de frottement visqueux.

Notons que le contact entre deux corps est très complexe car il dépend de nombreux paramètres et pourrait être traité en adoptant une loi différente pour chaque problème. La loi de Coulomb permet toutefois de modéliser bon nombre des problèmes de frottement et présente l'avantage de ne nécessiter la connaissance que d'un seul paramètre μ facile à déterminer par un essai laboratoire. Au cours de ce travail, la loi de frottement de Coulomb a été associée à la loi de frottement visqueux. Cette loi de frottement de Coulomb visqueux nécessite la connaissance de deux paramètres α et μ , déterminables par un même essai en laboratoire.

Une loi d'adhésion est également implémentée dans STTAR3D afin de modéliser les phénomènes adhésifs qui se produisent dans les joints rocheux. Le cadre de cette étude est restreint à une adhésion irréversible, ce qui est le cas le plus fréquent. La force adhésive initiale utilisée dans cette loi est égale à la valeur de l'endommagement multiplié par la résistance à la traction du joint. La loi qui donne la force adhésive est implémentée dans une partie du code qui a été développée pour permettre d'introduire très facilement n'importe quelle loi de comportement, d'adhérence ou autre.

L'algorithme de détection des contacts a été amélioré et optimisé au cours de ce travail. Les configurations de contact sont réduites à deux configurations élémentaires.

2.4. Résultats du modèle

Comme mentionné en introduction (§2.1), le calcul numérique est généralement divisé en trois grandes parties. Les deux premières parties sont décrites et exposées dans le (§2.2) et (§2.3) successivement. La troisième partie est le post-processeur qui a pour but la présentation des résultats sous forme numérique ou graphique, réalisation des fonctions complémentaires comme des combinaisons entre résultats, interprétations, interpolations, animation, etc. Le post-processeur de ce modèle contient deux éléments indépendants.

Le premier est un code qui calcule le foisonnement de la roche effondrées.

Le deuxième élément concerne le traitement des résultats sous la plateforme **SALOME** (logiciel libre multiplateforme de conception assistée par ordinateur (CAO). Il est basé sur une architecture libre et flexible faite de composants réutilisables. Les fichiers exécutables tout comme les sources sont disponibles sur le site internet officiel du logiciel.).

2.4.1. Estimation du foisonnement

La méthode utilisée dans ce modèle pour estimer le coefficient de foisonnement est la suivante (Figure 2.43) : le volume initial du tas de débris V_i est égal à la somme des volumes initial de chaque bloc tombé (E.2.29).

$$V_i = \sum_{i=1}^{nb} V_{bi} \quad \text{E.2.29}$$

nb est le nombre de blocs tombés.

L'algorithme d'estimation du coefficient de foisonnement discrétise le débris en plusieurs sections de forme coniques. La hauteur de la section i dépend de taille moyenne des blocs. La section i a comme rayon supérieur R_{i+1} , comme rayon inférieur R_i et comme hauteur $h_{i,i+1}$ (Figure 2.43). Le programme place le centre de gravité du cône à l'aplomb de l'ouverture initiale du fontis. Pour $i=1$, le programme calcul la distance d_j pour tous les blocs j qui se trouvent dans la section i .

Les distances d_j sont données par :

$$d_j = \left\| \overrightarrow{cc_j} \right\| \quad \text{E.2.30}$$

c : Centre de gravité du cône

c_j : Centre de gravité du bloc j

Le programme calcule également la moyenne E_{d_j} et l'écart type σ_{d_j} des d_j . Le rayon de la section $i=1$ est donné par (E.2.31) :

$$R_{i=1} = E_{d_j} + \sigma_{d_j} \quad \text{E.2.31}$$

L'allongement du rayon $R_{i=1}$ de σ_{d_j} par rapport à la moyenne E_{d_j} est tel que les blocs qui sont à l'extrémité du tas de débris seront pris en compte dans le calcul. Cependant, il reste toujours quelques blocs à l'extérieur du rayon $R_{i=1}$ qui ne sont pas en contact avec le tas de débris, le programme les considère comme des points aberrants (au sens statisticien du terme) et il les élimine du calcul. Mathématiquement, tous les points qui ne respectent pas le critère (E.2.32) sont considérées comme aberrants.

$$\frac{d_j - E_{d_j}}{\sigma_{d_j}} \leq 1 \quad \text{E.2.32}$$

Les rayons des sections $i > 1$ sont donnés par (E.2.33) :

$$R_{i>1} = \max(d_j) \quad \text{E.2.33}$$

La formule de calcul du volume final (foisonné) des décombres est la suivante (E.2.34) :

$$V_f = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{\pi}{3} h_{i,i+1} \right) (R_i^2 + R_{i+1}^2 + R_i R_{i+1}) \quad \text{E.2.34}$$

Le coefficient de foisonnement k est donné par la formule suivante (E.2.35) :

$$k = V_f / V_i = \sum_{i=1}^{n-1} \left(\frac{\pi}{3} h_{i,i+1} \right) (R_i^2 + R_{i+1}^2 + R_i R_{i+1}) / \sum_{j=1}^{nb} V_{bj} \quad \text{E.2.35}$$

V_f : Volume foisonné

V_i : Volume initiale des blocs

n : Nombre de sections dans la discrétisation

R_i : Rayon inférieur de la section i

R_{i+1} : Rayon supérieur de la section i

$h_{i,i+1}$: Hauteur de la section i

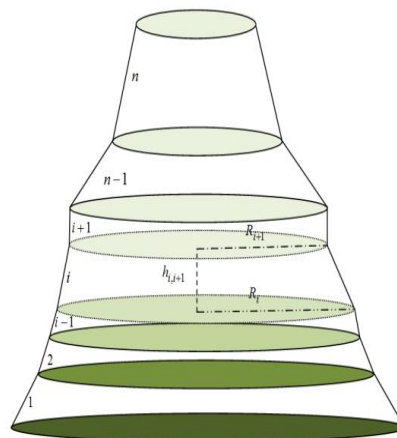


Figure 2.43 Schéma explicatif des cônes d'estimation du coefficient de foisonnement

On note que la formule (E.2.35) qui donne le coefficient de foisonnement est purement une formule géométrique. Tous les autres facteurs qui influent sur le coefficient de foisonnement (type de la roche et sa résistance à la compression, hauteur de chute, coefficient de forme des blocs, surcharge appliquée sur les décombres) sont pris en compte dans le préprocesseur (PDMR) ou dans les lois de comportement de STTAR3D.

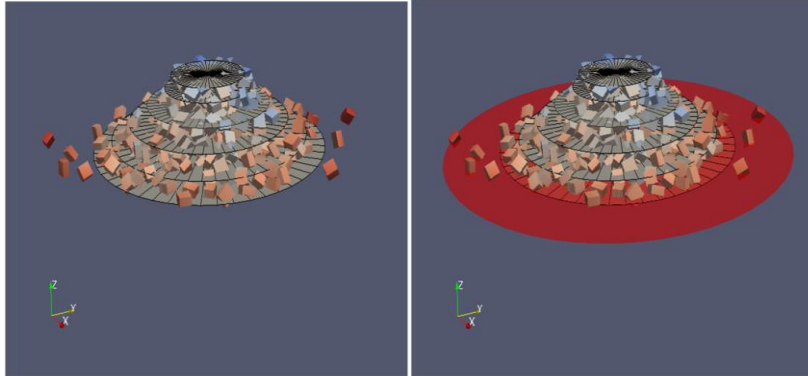


Figure 2.44 Estimation du coefficient de foisonnement

La (Figure 2.44-à gauche) montre que le programme ne tient pas compte de la totalité des blocs dans l'estimation du coefficient de foisonnement. Si l'on augmente le rayon inférieur du premier cône de manière que la totalité des blocs qui se trouvent à cette hauteur soient à l'intérieur du cône, le coefficient de foisonnement augmente de 60% (Figure 2.44-à droite). La prise en compte de la totalité des blocs peut ainsi fausser l'estimation du volume foisonné. C'est pourquoi le programme élimine du calcul tous les blocs isolés.

2.4.2. Résultats du modèle

Outre l'estimation du foisonnement, le post-processeur permet de suivre l'évolution de l'effondrement durant la simulation (Figure 2.45). Il renseigne également, sur la hauteur d'effondrement (Figure 2.46). La visualisation des résultats permet de se rendre compte du type de stabilisation (par auto-comblement grâce au foisonnement (Figure 2.47-a), par arc-boutement (Figure 2.47-b) ou par la présence d'un banc raide (Figure 2.47-c)).

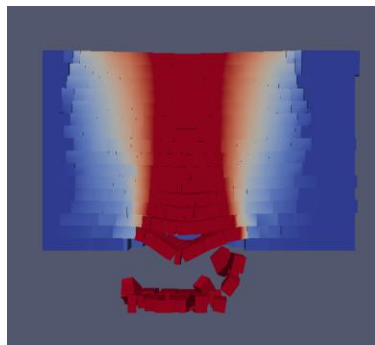


Figure 2.45 Propagation dynamique de l'effondrement dans les terrains de recouvrement (coupe transversale du toit)

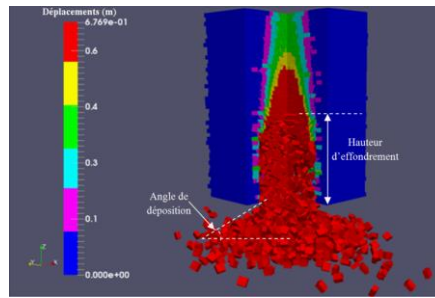


Figure 2.46 Coupe 3D d'un effondrement avec différentes intensités du déplacement (estimation de la hauteur d'effondrement et de l'angle du talus)

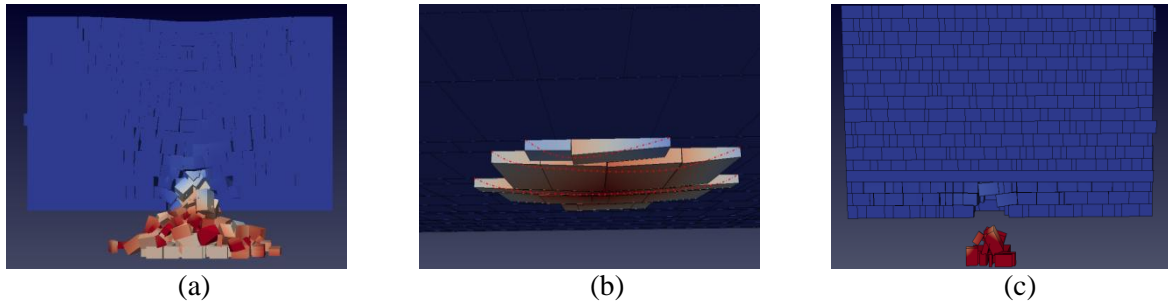


Figure 2.47 Stabilisation par auto-comblement par foisonnement (coupe transversale) (a). Stabilisation par arc-boutement (vue d'en bas) (b). Stabilisation par présence de banc dur (coupe transversale) (c).

Dans le cas où les conséquences de l'effondrement souterrain se manifestent en surface, le modèle estime l'étendue de l'affaissement (rayon de la zone d'influence géotechnique), l'affaissement maximal, la pente de la courbure et le volume de la cuvette d'affaissement en surface (Figure 2.48). Le modèle permet également d'estimer le fléchissement de chaque strate (Figure 2.49).

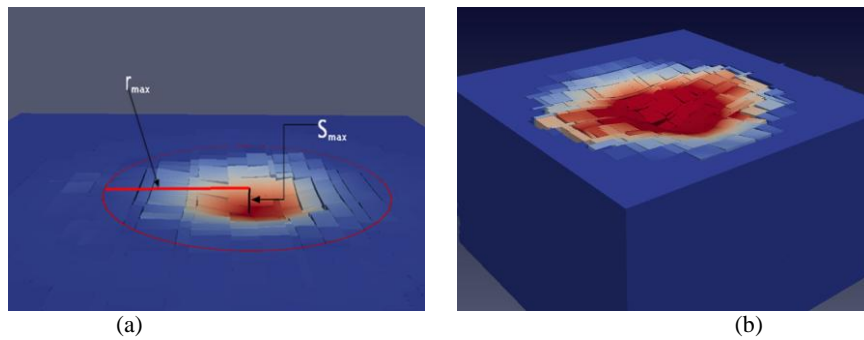


Figure 2.48 Caractéristiques géométriques de l'affaissement (a) ou du fontis (b) en surface

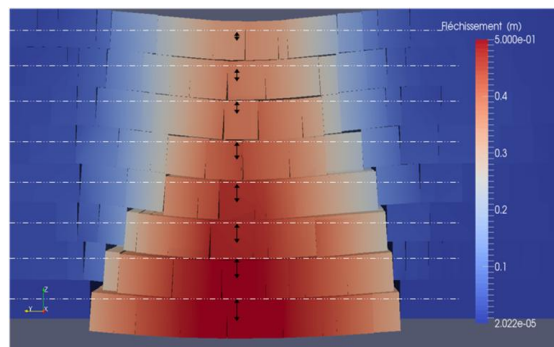


Figure 2.49 Fléchissement des strates (coupe transversale du toit)

2.4.3. Synthèse

Le modèle numérique développé dans ce travail est divisé en trois parties : le Préprocesseur (PDMR), le Processeur (STTAR3D) et le Post-processeur (CF&SALOME). Le prétraitement est réalisé par le PDMR (Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux). Il génère la géométrie du modèle, la fracturation du toit, le sol et les piliers. Le calcul de la stabilité du toit est effectué avec STTAR3D. Les lois de comportement et les conditions aux limites sont introduites dans cette partie. Les résultats des calculs sont les déplacements et les nouvelles positions des blocs. Le post-processeur permet d'estimer le coefficient de foisonnement, la hauteur de l'effondrement, l'affaissement et le rayon d'influence dans la surface. Ces trois parties sont résumées dans l'organigramme de (Figure 2-50).

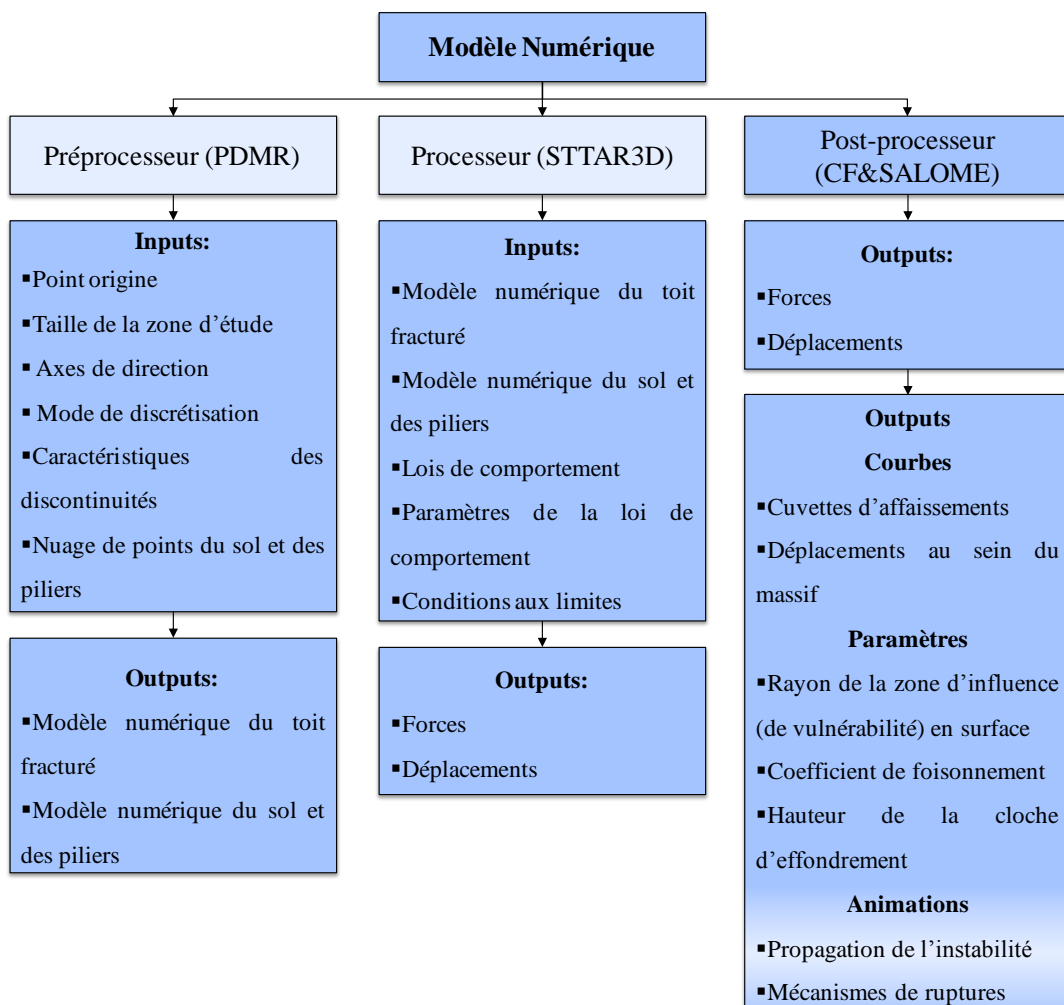


Figure 2-50 Organigramme du modèle

Le modèle réalisé permet de suivre l'évolution dynamique de l'effondrement durant la simulation. Il renseigne sur la hauteur d'effondrement, sur le foisonnement de la roche et sur la stabilisation du système dans le cas d'auto-comblement par foisonnement. Il permet également de calculer l'étendue de l'affaissement (ou du fontis), la profondeur maximale, la pente et le volume de la cuvette d'affaissement (la zone d'influence) en surface.

2.5. Conclusions

L'objectif de ces travaux est d'élaborer une approche de modélisation globale (qui considère le toit, le sol et les piliers d'une exploitation souterraine à faible profondeur), simple (le minimum de paramètres) et réaliste du problème d'instabilité des toits de carrières souterraines à faible profondeur.

Le modèle numérique développé est constitué de trois parties : le préprocesseur (PDMR), le processeur (STTAR3D) et le post-processeur (le programme de calcul du foisonnement et la plateforme SALOME).

Le PDMR génère les données nécessaires pour les simulations numériques avec STTAR3D. Il discrétise le massif rocheux en un ensemble de blocs. Les blocs sont formés par l'intersection de différents plans de discontinuités. Le programme permet de choisir le mode de discrétisation (mode déterministe, mode probabiliste ou mixte) pour les espacements entre les discontinuités de la même famille ou pour leurs angles d'inclinaison. Le PDMR reproduit également le modèle numérique du sol et des piliers de la carrière souterraine pour les prendre en compte dans le calcul. Il peut être utilisé également pour discrétiser des versants rocheux et pour générer également des ouvrages en maçonneries.

Les calculs sont réalisés avec STTAR3D, code de calcul par éléments discrets basé sur la méthode AECD2. Deux lois de comportement ont été implémentées sous STTAR3D : la première est une loi qui prend en compte les frottements de Coulomb et les frottements visqueux en même temps et la deuxième prend en compte les phénomènes adhésifs entre les blocs. La loi de frottement de Coulomb visqueux fait intervenir deux paramètres α et μ , obtenus par un même essai en laboratoire. Les essais réalisés pour mesurer ces paramètres sont présentés dans le chapitre suivant. La loi d'adhésion implémentée sur STTAR3D est restreinte à une adhésion irréversible, ce qui est le cas le plus fréquent.

Ces travaux sont réalisés dans le but d'étudier le phénomène de fontis et sa propagation dans les terrains de recouvrement ; d'étudier la variation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement ; d'étudier la variation du coefficient de foisonnement et d'estimer les caractéristiques du fontis ou de l'affaissement en surface.

L'originalité de ce modèle réside dans le fait qu'on peut suivre la propagation dynamique des instabilités dans les terrains de recouvrement durant la simulation. Aussi, du fait que le foisonnement constitue un résultat du calcul, il n'est pas un paramètre primordial qu'il est nécessaire de connaître ou d'estimer à l'avance pour effectuer un calcul ou une expertise.

Comme la démarche choisie consiste à faire un modèle mécanique puis à effectuer une simulation du comportement de celui-ci, tous les paramètres auxquels on s'intéresse habituellement peuvent être déterminés par post-traitement du calcul réalisé (le foisonnement, la hauteur de l'effondrement, l'angle de déposition des débris, la profondeur, la pente ou le volume de la cuvette d'affaissement en surface, etc.).

**CHAPITRE III : ÉTUDE
EXPÉRIMENTALE
(DÉTERMINATION DES
PARAMÈTRES
EXPÉRIMENTAUX DE LA LOI
DU COMPORTEMENT)**

Chapitre III : Étude Expérimentale (Détermination des paramètres expérimentaux de la loi du comportement)

3.1. Introduction

3.2. Description de la carrière de la Brasserie (dite «Gravelle »)

- 3.2.1. État des lieux
- 3.2.2. Méthodes d'exploitation
- 3.2.3. Quelques repères géologiques
- 3.2.4. Description des trois fontis elliptiques étudiés
- 3.2.5. Échantillonnage
- 3.2.6. Données pétrographiques et physiques
- 3.2.7. Résultats des paramètres physiques et mécaniques issus de la bibliographie

3.3. Détermination des propriétés physiques et mécaniques de la roche calcaire de la Brasserie

- 3.3.1. Mesure de la vitesse de propagation du son (NF P 94-411)
- 3.3.2. Résistance à la compression (NF P94-420)
- 3.3.3. Résistance à la traction indirecte ou traction par fendage (NF P94-422)
- 3.3.4. Synthèse

3.4. Essais de cisaillement

- 3.4.1. Introduction
- 3.4.2. Principe
- 3.4.3. Éprouvettes, appareillage et mode opératoire
- 3.4.4. Réalisation de l'essai
- 3.4.5. Expression des résultats
- 3.4.6. Détermination du coefficient de frottement de Coulomb μ
- 3.4.7. Détermination du coefficient de frottement visqueux α
- 3.4.8. Variation de α et μ en fonction de la teneur en eau

3.5. Conclusions et perspectives

3. Chapitre III : Étude Expérimentale (Détermination des paramètres expérimentaux de la loi du comportement)

3.1. Introduction

Ce chapitre est divisé en deux parties : la première partie décrit la carrière de la Brasserie choisie pour tester la démarche de ce travail. Il s'agit de s'intéresser aux trois fontis elliptiques qui sont étudiés dans le chapitre suivant, la seconde partie présente une étude expérimentale des échantillons sélectionnés à l'aplomb des trois fontis (parmi les débris des effondrements précédents).

Dans un premier temps, les essais réalisés sont des essais classiques d'identification (vitesse des ondes, résistance à la compression, résistance à la traction par fendage, densité). Le but de ces essais est d'identifier les trois échantillons prélevés sous terre et d'estimer leurs degrés d'altération. Cette identification aidera pour la suite à mieux comparer les résultats des essais de cisaillements pour différentes roches. Dans un deuxième temps, des essais de cisaillement à la boîte ont été réalisés dans le but de déterminer les paramètres essentiels du modèle numérique : à savoir α et μ (coefficient de frottement visqueux et le coefficient de frottement de Coulomb) décrits dans le chapitre II.

3.2. Description de la carrière de la Brasserie (dite «Gravelle »)

Dans cette section, est présentée la carrière de la Brasserie : l'état des lieux, la méthode d'exploitation, la description de trois fontis elliptiques et les lieux d'échantillonnage. Les données pétrographiques et mécaniques, issues de la bibliographie, concernant la carrière de la Brasserie sont aussi évoquées.

3.2.1. État des lieux

La carrière de la Brasserie est située au sud-est de Paris dans le Bois de Vincennes, à une altitude moyenne de +52 m. Elle s'étend sur 400 m du nord au sud pour une largeur maximale est-ouest de 200 m. Le recouvrement varie de 15 m au nord, à 18,5 m au sud (Figure 3-1).

Cette carrière est suivie par l'Inspection Générale des Carrières (IGC) de la ville de Paris, grâce à un réseau de télésurveillance qui a été mis en place depuis 1982. En 2005, la ville de Paris a entamé des travaux de consolidation par injection et par ouvrages maçonnés pour faire face aux risques d'effondrement en surface. Actuellement, la carrière est également suivie par l'INERIS en partenariat avec l'IGC par un système de surveillance acoustique (Hanesse et Richard, 2016).

3.2.2. Méthodes d'exploitation

Exploitée principalement par la méthode de chambres et piliers, elle comporte sur sa bordure un quartier exploité par hagues et bourrages. La hauteur des galeries était de 4 m au départ, mais l'importance des remblais déposés au sol fait qu'il ne reste actuellement que de 2,5 à 3 m. Le taux de défruitement moyen (τ) avoisine 75 % et atteint 86 % par endroits, ce qui se traduit par des contraintes verticales moyennes sur les piliers, calculées par la méthode de l'aire tributaire, comprises entre 1,5 et 4 MPa (Moiriat, 2001).

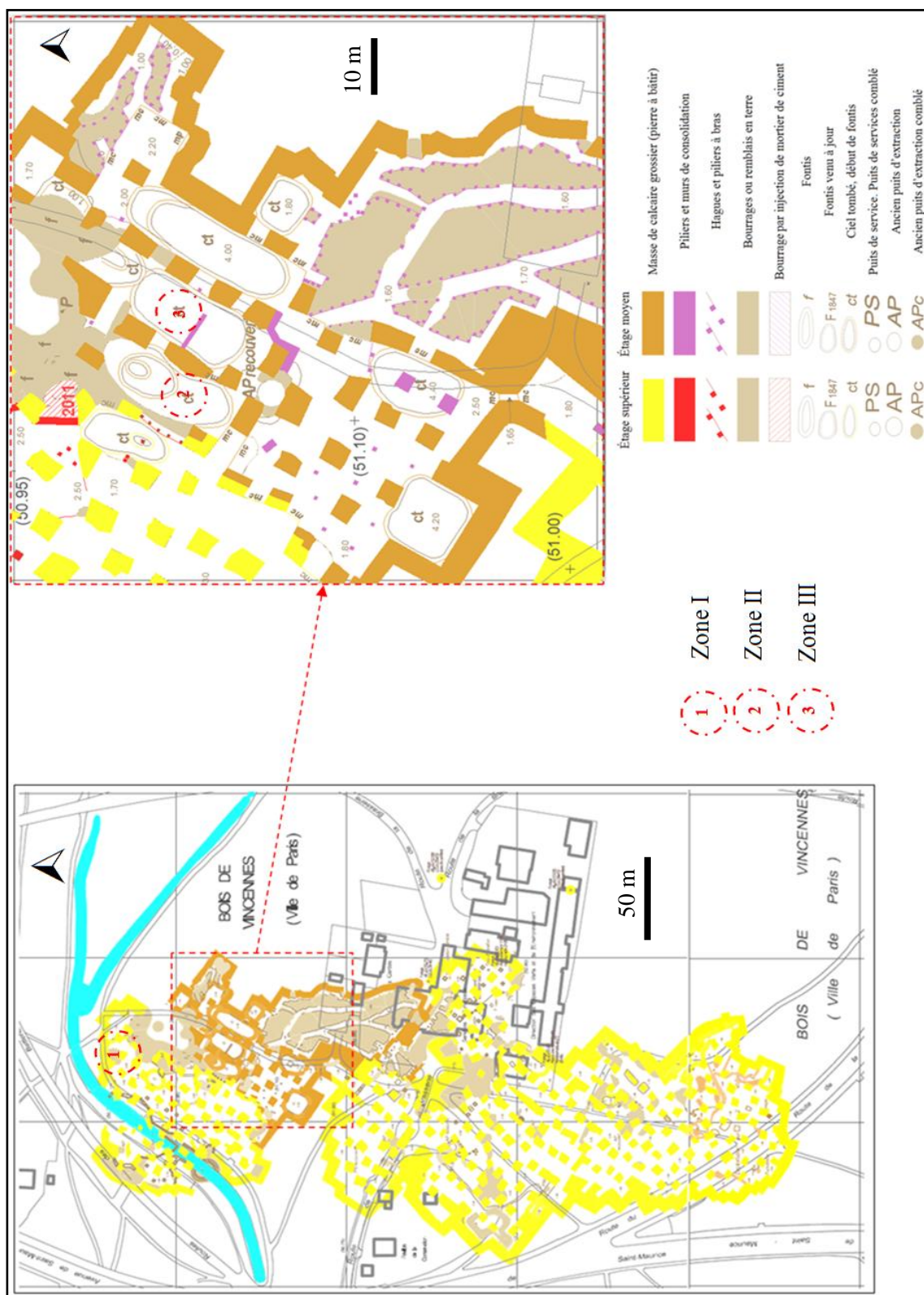


Figure 3-1 Carte souterraine de la carrière de la Brasserie (Source : IGC). (La partie droite est un agrandissement d'une portion de la carte de gauche)

3.2.3. Quelques repères géologiques

A la fin de l'ère secondaire (65 millions d'années) le Bassin parisien subit une forte régression marine et se trouve totalement exondé. Jusqu'au Lutétien inférieur, soit pendant 15 millions d'années environ, le Bassin parisien ne fut plus qu'un simple golfe de la mer du Nord dans lequel viennent mourir les transgressions marines. En moins de huit millions d'années soit la durée du Lutétien, tout change. Au Lutétien supérieur, la mer ne provient plus de la mer du Nord mais de l'Atlantique, par la Manche. Il y a 50 millions d'années, l'émersion complète du Bassin parisien se produit et ce dernier subit encore pas moins de trois cycles de transgression-régression au cours de son histoire géologique. Paris, capitale, est née du Lutétien, avec ses pierres de construction calcaires issues de son propre sous-sol et Paris se bâtit sur les vides de carrières souterraines. Le Lutétien a été l'objet des premières explorations géologiques pour rechercher la Pierre de Paris qui, intensément exploitée depuis l'époque gallo-romaine, était en voie d'épuisement autour de la capitale aux XVII^{ème} et XVIII^{ème} siècles. De plus, la très grande richesse en fossiles du Lutétien (au moins 3 000 espèces connues), souvent admirablement conservés, a passionné très tôt les savants du Siècle des Lumières.

De part de sa lithologie est ses niveaux exploités (deux niveaux), la carrière de la Brasserie est typique des carrières de calcaire grossier exploitées au sud de Paris. Le calcaire grossier se divise en trois étages (Figure 3-2) : inférieur, moyen et supérieur. Les caractéristiques particulières de chaque banc ont influencé les carriers dans leur dénomination : ils ont distingué trois types de pierre suivant leur dureté (Moiriat, 2001):

- La pierre dure (Liais, Cliquant) servait aux premières assises des bâtiments.
- La pierre tendre était utilisée en sculpture (banc royal, banc S^t Leu).
- La pierre médiocre (Souchet) était réservée aux « moindres bâtiments », aux endroits secs et aux murs de refend (Lambourdes).

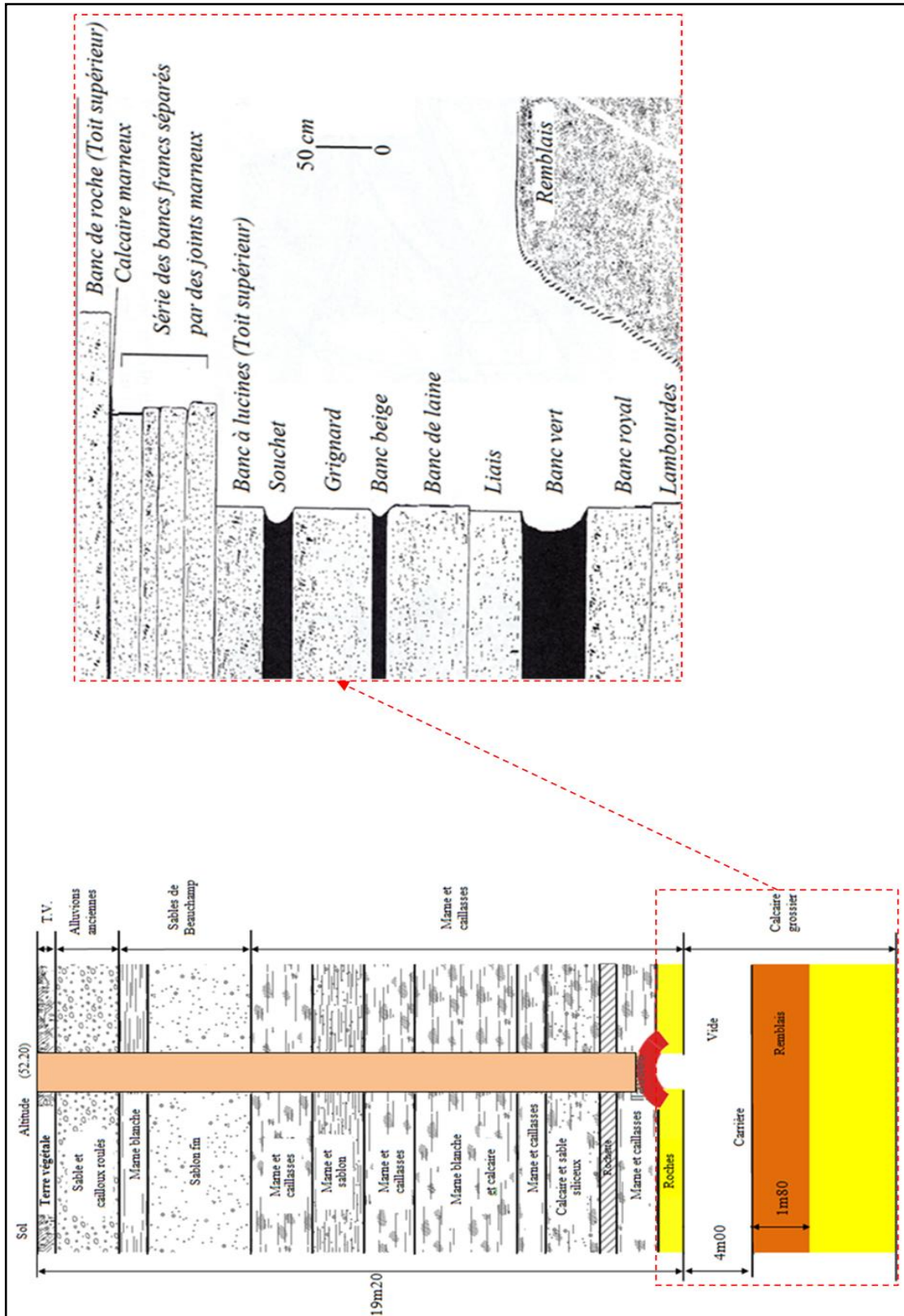


Figure 3-2 Coupe verticale de la carrière de la Brasserie _à gauche_ (Source : IGC). Coupe verticale détaillée de la masse calcaire à droite_ (Moiriat, 2001)

3.2.4. Description des trois fontis elliptiques étudiés

La zone des trois fontis elliptiques se trouve dans la partie nord de la carrière, très dégradée. Les trois fontis ont des dimensions différentes (Figure 3-3) : le fontis le plus à l'est mesure 30 m de longueur sur 8 m de largeur, celui du milieu mesure 30 m de longueur sur 10 m de largeur, le troisième qui est le plus petit des trois, mesure 24 m de longueur sur 8 m de largeur.

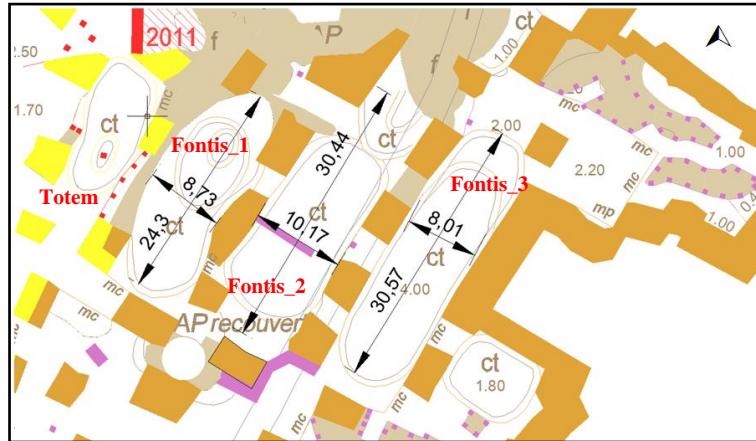


Figure 3-3 Carte souterraine des trois fontis elliptiques (IGC)-(même légende que la carte de la Figure 3-1)

La carrière de la Brasserie a été exploitée sur deux niveaux : le niveau moyen et le niveau supérieur. Sur la (Figure 3-3) le niveau supérieur est en couleur jaune et le niveau moyen est en couleur marron. Les trois fontis elliptiques sont apparus dans le niveau moyen et ne débouchent pas en surface. La hauteur des cloches d'effondrement avoisine les 2 m. Les toits présentent des fracturations et sont potentiellement instables (Figure 3-4). Cependant, aucun signe d'instabilité n'est visible en surface. Généralement, les fontis ont une forme circulaire, cependant, dans le cas de ces trois fontis la forme est elliptique : forme probablement due au positionnement des piliers, qui forment des zones étendues restant sans soutènement.

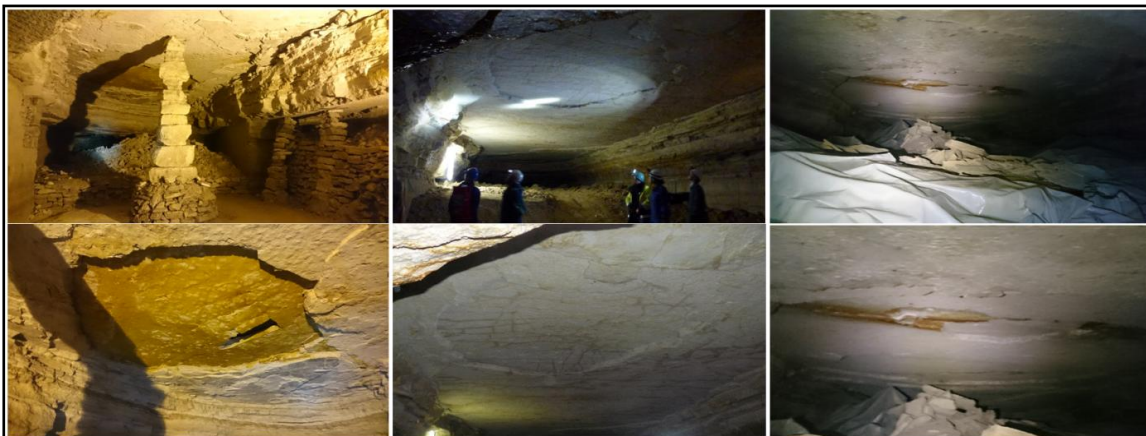


Figure 3-4 Photos des fontis elliptiques fontis_1 (photo du milieu), fontis_2 (photo de droite), le Totem (photo de gauche) (carrière de la Brasserie)

À cause de la difficulté d'accès au fontis_3, on n'a pas pu prendre de photos présentables. La photo de gauche (Figure 3-4) montre le fontis qui s'appelle le Totem qui se situe à gauche du fontis_1.

3.2.5. Échantillonnage

Trois blocs ont été échantillonnés parmi les débris d'effondrement trouvés au sol (Figure 3-5). Leur prélèvement a été repéré grâce à une trace de bombe de couleur fluorescente afin d'être pris en compte dans les images de surveillance. Ils ont été choisis en provenance de trois zones différentes dans la carrière. Les lieux de provenance des trois échantillons figurent sur la (Figure 3-1) par des cercles avec une ligne discontinue avec le numéro du bloc (1, 2 ou 3) à l'intérieur.

Les trois blocs ont été choisis visuellement, en tentant d'apprécier leur état (sain, altéré et fortement altéré). Le bloc_1 est considéré comme fortement altéré, le bloc_2 est considéré comme sain et le bloc_3 considéré comme moyennement altéré. Le bloc_1 a été prélevé parmi les débris d'un fontis complètement effondré dans la zone nord. Par contre, pour les deux autres blocs (2 et 3) ont été prélevés parmi les débris effondrés dans la zone des trois fontis elliptiques.



Figure 3-5 Exemple d'un échantillon de bloc prélevé dans la carrière (à gauche) pour réaliser des éprouvettes (à droite)

3.2.6. Données pétrographiques et physiques

Le calcaire présent dans cette carrière est divisé en quatre faciès définis ci-dessous (Figure 3-5). Les faciès sont classés suivant la classification de [Dunham \(1962\)](#). Leurs descriptions et leurs caractéristiques sont données, en allant de plus grossier au plus fin, sachant que la transition d'un faciès à l'autre se fait parfois progressivement en fonction du dépôt sédimentaire.

Calcaire type Grainstone (Lambourdes, Liais, Banc de Laine, Grignard) : ce sont des calcaires dont la porosité est proche de 40% (typique des calcaires d'âge Lutétien), leur masse volumique 1,85 à 2,15 t/m³.

Calcaire type Packstone (Cliquart, Banc à lucines, Bancs francs) : ce sont des calcaires dont la porosité varie de 20 à 40% et la masse volumique varie de 1,50 à 2,40 t/m³.

Calcaire type Wackstone type (Banc Royal, Banc de roche) : ce sont des calcaires dont la porosité moyenne est inférieure à 20% et une masse volumique qui varie de 2,30 à 2,50 t/m³.

Calcaire type Mudstone (Banc vert, Banc beige, Souchet) : ce sont des calcaires dont la porosité dépasse souvent les 50% et avec une masse volumique variant de 1,60 et 1,96 t/m³.

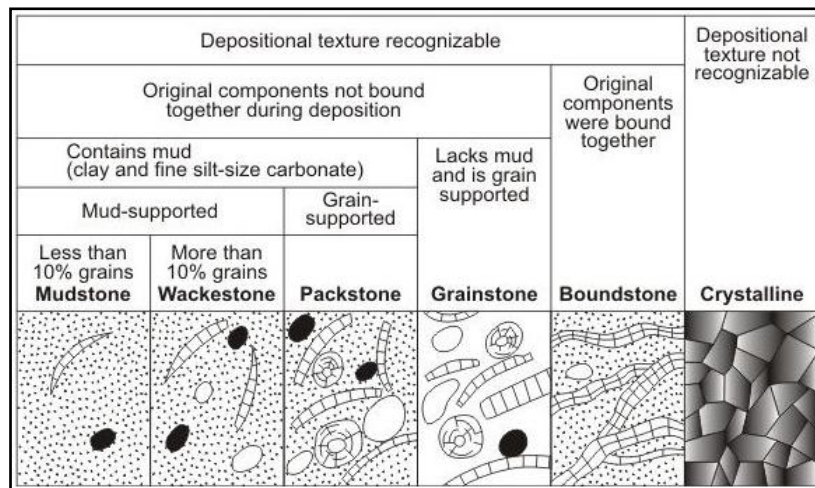


Figure 3-6 Classification de Dunham (1962)

3.2.7. Résultats des paramètres physiques et mécaniques issus de la bibliographie

Le Tableau 3-1 résume les moyennes calculées à partir des résultats des paramètres physiques et mécaniques obtenus sur les échantillons de calcaire de la carrière de la Brasserie issus de la bibliographie (Moiriat, 2001). D'autres résultats d'essais laboratoires (§3.3) ont été obtenus sur les échantillons échantillonnés lors de ce travail et provenant des trois localisations figurant sur (Figure 3-1).

Tableau 3-1 Propriétés physiques et mécaniques du calcaire de la carrière de la Brasserie (Moiriat, 2001)

Classe	Propriété	Masse volumique	Vitesse de d'onde de son	Porosité	Indice de continuité	Résistance à la compression	Résistance à la traction par pendage	Module De Young	Module dynamique
	Symbole	ρ (t/m ³)	V_l (m/s)	n (%)	Ic (%)	Rc (MPa)	Rt (MPa)	E (GPa)	E_d (GPa)
Classe 1	Moyenne ₃	2,0	2392	41,8	38,3	6,0	0,7	3,1	9,8
	Écart-type	0	496	3,8	7,9	1,1	0,2	2,8	3,6
Classe 2	Moyenne ₃	2,2	2490	26,7	39,8	22,6	1,3	3,0	11,7
	Écart-type	0	314	4,3	5,0	8,0	0,2	0,3	2,9
Classe 3	Moyenne ₄	2,4	3415	17,4	54,6	47,1	4,8	10,1	23,8
	Écart-type	0	570	2,6	9,1	6,9	0,6	8,8	8,1

Les calcaire de la carrière de la Brasserie ont été divisés en trois classes, définies comme suit :

classe_1 : calcaires type Grainstone à Packstone ;

classe_2 : calcaires type Packstone à Wackstone ;

classe_3 : calcaires type Wackstone à Mudstone.

Le Tableau 3-1 montre une variabilité de résultats d'une classe à une autre, mais également au sein d'une même classe (écart type significatif). La variabilité des résultats observée est due au fait que les éprouvettes testées viennent de bancs qui ont des natures différentes (différentes caractéristiques

mécaniques et pétrographiques). On constate également que la qualité de la roche s'améliore en allant de la classe_1 à la classe_3.

Une comparaison est faite le long de cette section entre ces résultats et les résultats d'essais d'identification obtenus sur les trois échantillons échantillonnés au cours de ce travail.

3.3. Détermination des propriétés physiques et mécaniques de la roche calcaire de la Brasserie

Une étude de caractérisation, faite sur les trois échantillons obtenus au sein la carrière de la Brasserie, est présentée dans cette section. Ces essais ont comme buts :

- d'une part, de donner un état général sur l'état d'altération de la carrière de la Brasserie.
- d'autre part, de connaître les caractéristiques mécaniques des échantillons avant la détermination des deux paramètres de la loi de Coulomb visqueuse par des essais de cisaillement à savoir μ et α (§3.4).

Les mesures de la vitesse du son ont pour but de tester l'homogénéité des éprouvettes entre elles. Cet essai nous a également permis d'estimer la qualité des trois échantillons (indice de continuité, porosité, module dynamique par calcul) sans les détruire. D'autres essais, destructifs ont été réalisés ensuite sur ces échantillons afin de déterminer leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la compression et résistance à la traction par pendage).

3.3.1. Mesure de la vitesse de propagation du son (NF P 94-411)

L'essai de la mesure de la vitesse de propagation de l'onde du son consiste à émettre une impulsion à la surface d'une éprouvette de roche et à mesurer le temps de propagation de l'onde entre l'émetteur et le récepteur situé à une distance connue : émetteur et récepteur sont placés sur deux faces opposées. La vitesse des ondes est mesurée à l'aide d'un dispositif dont un exemple est représenté sur la (Figure 3-8). L'éprouvette a deux faces planes et parallèles (Figure 3-7), un produit couplant (entouré par un cercle en pointillés) est placé entre l'éprouvette et les céramiques piézoélectriques P. Le signal est visualisé et stocké sur un ordinateur pour un traitement en termes d'atténuation. La vitesse de l'onde P est ensuite calculée de la façon suivante :

$$V_p(m/s) = \frac{h}{t} \quad \text{E.3.1}$$

Avec : h (m), longueur de l'éprouvette ; t (s), temps de parcours lu sur l'écran.

Les mesures de la vitesse de propagation du son ont été réalisées sur les 13 éprouvettes de chacun des trois échantillons.

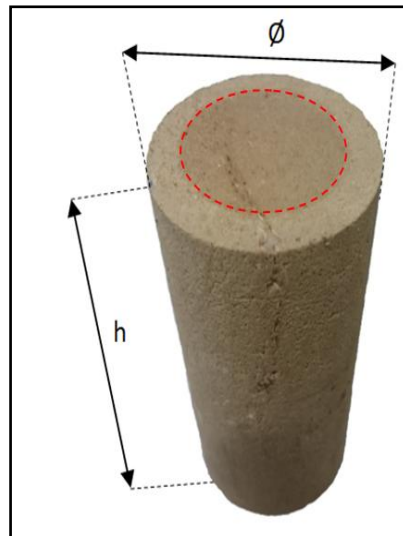


Figure 3-7 Éprouvette type pour des essais à l'Ultrason

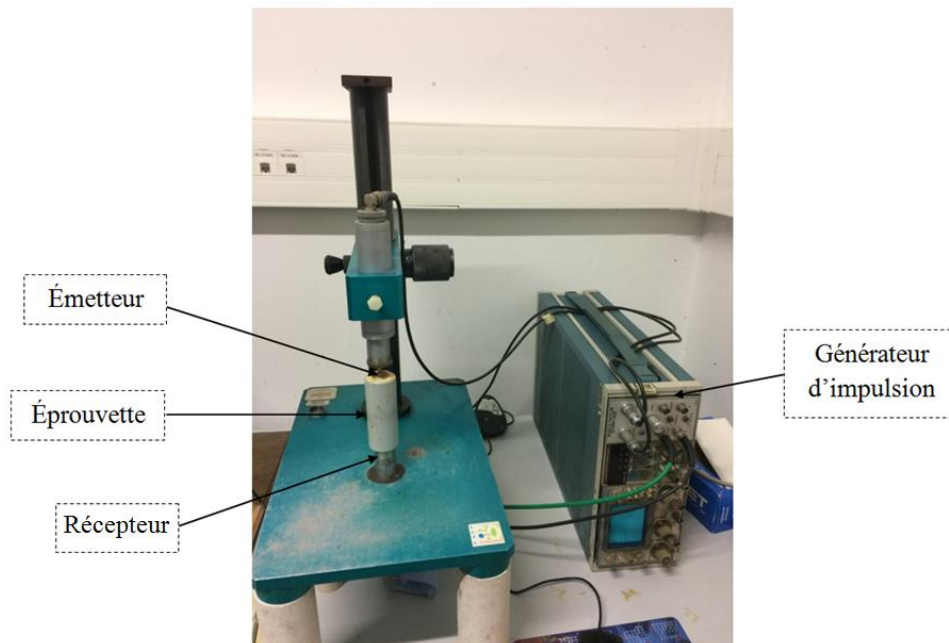


Figure 3-8 Appareillage de l'essai Ultrason

Résultats :

Les vitesses moyennes de propagation des ondes de son des échantillons provenant des trois blocs sont données dans le (Tableau 3-2). Les résultats bruts sont donnés dans l'[annexe A3-1](#). Une roche bien compacte a généralement une vitesse élevée pour autant que les grains soient bien en contact et que les ondes puissent passer à travers les grains solides (Vulliet et al., 2016). Les résultats du (Tableau 3-2) montrent que le Bloc_2 est plus compact que le Bloc_3 qui est plus compact que le Bloc_1. On constate également que le rapport le coefficient de variation (écart-type/moyenne) est de 5 % pour le Bloc_1 et de 10% pour le Bloc_2 et le Bloc_3. En d'autres termes, les résultats sont moins dispersés pour le bloc 1 que pour les blocs 2 et 3, ce qui nous permet de dire que les éprouvettes de l'échantillon 1 sont plus homogènes que celles des échantillons 2 et 3.

La vitesse de propagation d'onde est liée à la porosité et au degré de compacité (densité et porosité) de la roche (Fourmaintraux, 1976). Ainsi, la décroissance de la vitesse de propagation des ondes est utilisée pour détecter la présence des discontinuités ou de zone de porosité importante et la quantifier en utilisant le rapport v_l/v_l^* . La vitesse de propagation v_l^* est la vitesse de propagation maximale pour une porosité nulle (la matrice rocheuse). La vitesse v_l^* utilisée pour la détermination de l'indice de continuité est prise égale à 6250 (m/s), qui est la vitesse théorique communément utilisée pour un calcaire.

L'indice de continuité de la roche I_c , est un indice global qui permet d'apprécier quantitativement la qualité de la roche avec un essai simple, rapide et non destructif, dont la valeur varie de 0 à 100, est donné par :

$$I_c = \frac{V_l}{V_l^*} \times 100 \quad \text{E.3.2}$$

L'indice de continuité augmente quand la porosité et/ou le degré de fissuration diminuent. La présence de fissures dans le matériau influence fortement la compressibilité de la roche et donc la vitesse de propagation des ondes. Une description de l'état de la roche est donnée dans le (Tableau 3-3).

Tableau 3-2 Indice de continuité, porosité moyenne et vitesse du son de chaque échantillon

Bloc	Indice de continuité I_c (%)		Porosité n (%)		Vitesse du son		Coefficient de variation
	Moyenne $_{/13}$ éprouvettes	Écart type	Moyenne $_{/13}$ éprouvettes	Écart type	Moyenne $_{/13}$ éprouvettes	Écart type	
Bloc_1	38,7	1,9	44,9	1,4	2419	119	$\approx 5\%$
Bloc_2	68,9	7,0	20,2	5,0	4306	435	$\approx 10\%$
Bloc_3	51,3	5,2	35,3	3,7	3207	325	$\approx 10\%$

Tableau 3-3 Description de la porosité et de la fissuration des roches à l'aide de l'indice de qualité (Fourmaintraux, 1976)

I_c (%)	Qualité	Porosité totale			Altération
		Densité de fissuration	et (ou)	porosité vraie	
95-100	Très bonne	Nulle ou très faible	Zones	Nulle à faible	Aucune ou légère altération
90-95	Bonne	Très légère	I	Peu élevée	
75-90	Moyenne	Légère à moyenne	II	Moyenne	Altération le long des fractures ou altération légère localisée
50-75	Médiocre	Moyenne à forte	III	Très élevée à élevée	Altération légère mais généralisée
50	Mauvaise	Très forte	IV	Extrêmement élevée	Altération moyenne à forte généralisée
25	Très mauvaise	Extrêmement forte	V		Altération profonde généralisée

A l'issue de deux tableaux (Tableau 3-2 et Tableau 3-3) la tendance de classer classement les trois blocs est la suivante :

Bloc_2 (le plus sain : V_l et I_c les plus élevés avec la porosité la plus faible) ;

Bloc_3 (altéré : V_l et I_c les moyennes avec une porosité moyenne) ;

Bloc_1 (le plus altéré : V_l et I_c les plus faibles avec la porosité la plus élevée).

La vitesse du son peut être utilisée pour calculer le module dynamique de la roche. Le module estimé est en général plus grand que ceux déterminés par des essais statiques. Le module est donné par la formule suivante :

$$Ed = \rho \frac{V_p^2(1+\nu)(1-2\nu)}{(1-\nu)} \quad \text{E.3.3}$$

Avec : ρ = masse volumique

ν = coefficient de Poisson

V_p = vitesse de propagation de son

Le calcul des modules dynamiques Ed est fait suivant l'équation (E.3.3), en utilisant les coefficients de Poisson donnés par Moiriat 2001.

Les masses volumiques et les modules dynamiques moyens pour chaque échantillon sont donnés dans le (Tableau 3-4).

Tableau 3-4 Masse volumique et module de Young dynamique moyens par échantillon

Bloc	Masse Volumique ρ (t/m ³)		Module dynamique (Ed) (GPa)	
	Moyenne ^{/13} échantillons	Écart type	Moyenne ^{/13} échantillons	Écart type
Bloc_1	1,90	0,03	10,4	1,1
Bloc_2	2,44	0,08	40,8	8,7
Bloc_3	2,15	0,10	20,6	4,4

Le bloc_1 présente les masses volumiques (Figure 3-12) et les modules (Figure 3-13) les plus faibles parmi les trois. Le Bloc_1 provient de la zone I (Figure 3-1 à gauche) des débris d'un fontis dans la zone nord (étage inférieur) (Figure 3-9).

Le Bloc_2 présente les masses volumiques (Figure 3-12) et les modules de Young (Figure 3-13) les plus élevés parmi les trois blocs. Le Bloc_2 provient de la zone II (Figure 3-1 à droite) des débris d'un fontis elliptique (Figure 3-10 à gauche).

Le Bloc_3 présente des masses volumiques (Figure 3-12) et des modules de Young (Figure 3-13) supérieures à celles du Bloc_1 et inférieures à celles du Blocs_2. Le Bloc_3 provient de la zone III (Figure 3-1 à droite) des débris d'un fontis elliptique également (Figure 3-10 à droite).



Figure 3-9 Éboulis d'un fontis dans la zone nord dans la carrière de la Brasserie (Zone I)



Figure 3-10 Débris rocheux des fontis elliptiques de la carrière de la Brasserie (photo de gauche : Zone II, photo de droite : Zone III)

Les résultats des essais confirment le choix visuel des blocs par les essais qui ont été faits insitu sur l'état d'altération des trois échantillons. Les résultats montrent que le Bloc_2 est le plus sain parmi les trois, le Bloc_1 est le plus altéré et que le Bloc_3 a un état d'altération intermédiaire entre le Bloc_1 et le Bloc_2.

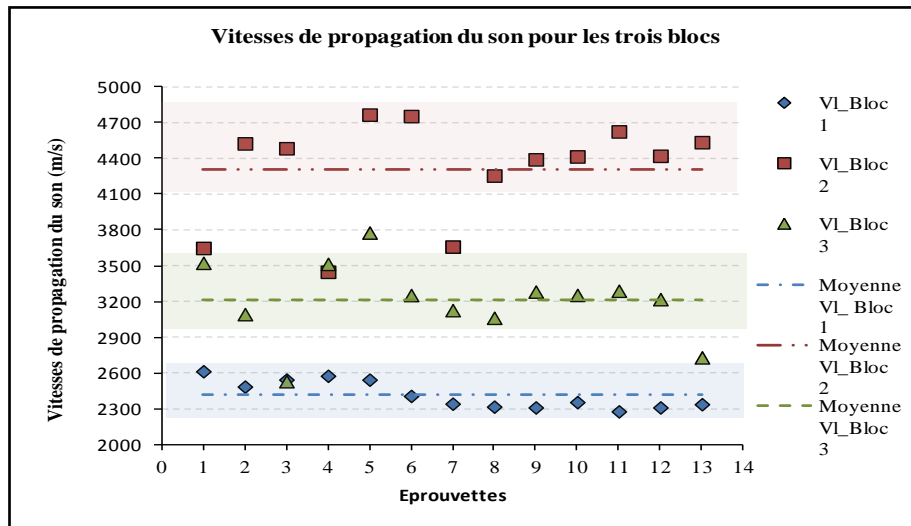


Figure 3-11 Vitesses de propagation du son pour les trois blocs

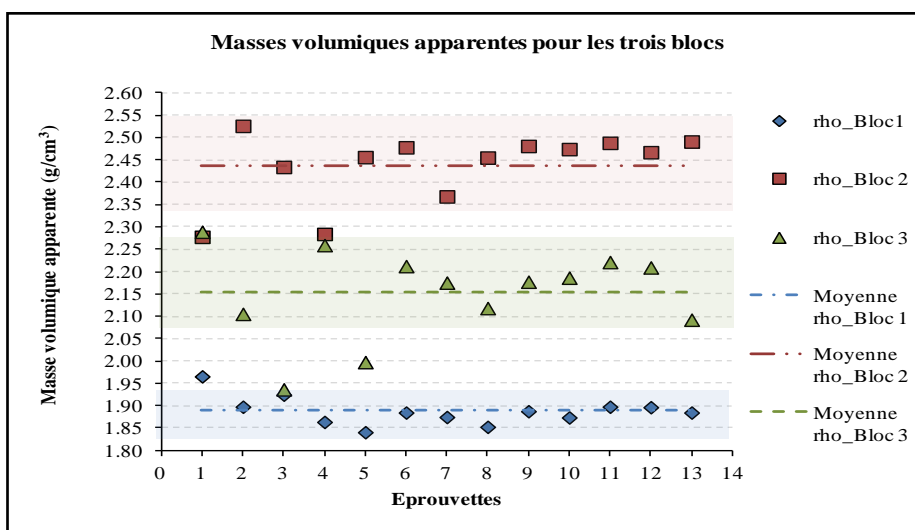


Figure 3-12 Masses volumiques apparentes pour les trois blocs

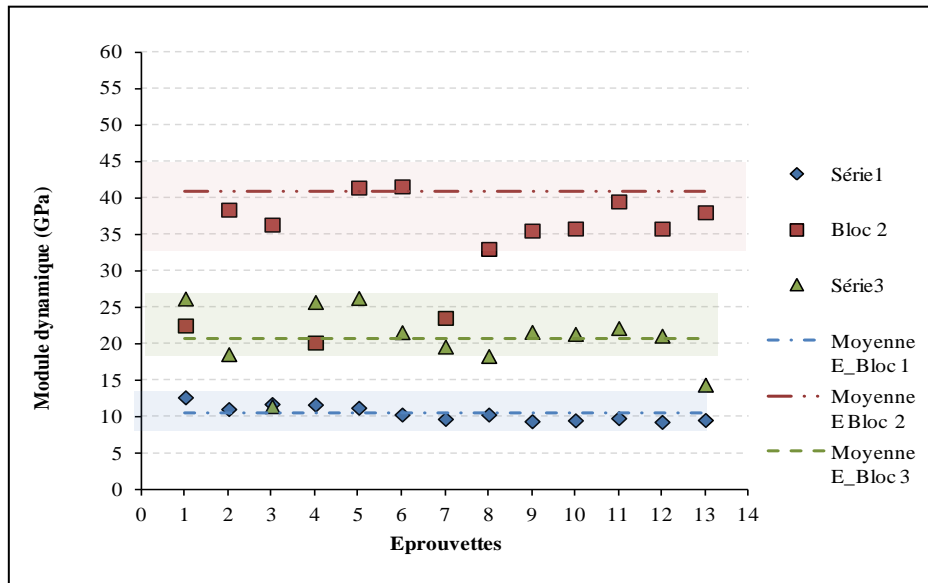


Figure 3-13 Modules dynamiques pour les trois blocs

La (Figure 3-14) présente une comparaison entre des modules dynamiques moyens calculés des trois blocs avec les modules dynamiques moyens calculés des trois classes définies par Moiriat dans sa thèse. On constate que : le Bloc_1 appartient à la Classe_1, le Bloc_2 appartient à la Classe_3 et le Bloc_3 appartient à la Classe_2,

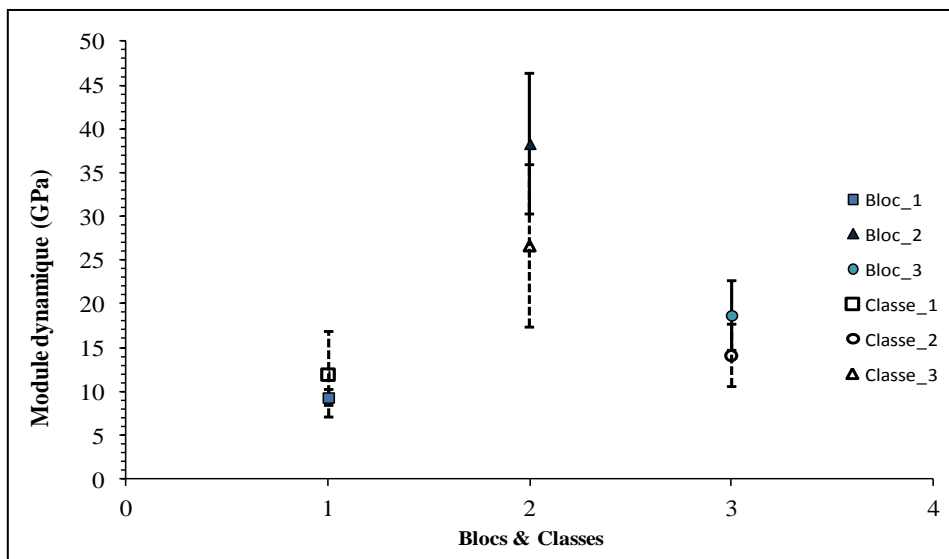


Figure 3-14 Comparaison des modules dynamiques moyens calculés des trois blocs avec les trois classes définies par (Moiriat, 2001)

3.3.2. Résistance à la compression (NF P94-420)

L'essai de résistance à la compression est un essai courant pour caractériser une roche. L'essai est conduit à partir d'un chargement monotone croissant à vitesse de contrainte uniaxiale fixée. La valeur de la résistance à la compression (notée R_c) est la contrainte maximale supportée par l'échantillon. Pour obtenir une bonne moyenne de la résistance à la compression, les essais se font généralement par lots de 5 échantillons cylindriques d'élancement h/\varnothing (rapport hauteur sur diamètre)

compris entre 2 et 2,5, homogènes par roche. Avec un élargissement compris entre ces deux valeurs le phénomène de frottement de l'éprouvette est évité, ainsi la distribution des contraintes au centre de l'éprouvette n'est pas perturbée. Cette valeur constitue une information très utile sur les performances mécaniques de la roche (Tableau 3-).

Tableau 3-5 Qualification de la résistance d'une roche en fonction de sa résistance en compression R_c (AFTES, 2003)

R_c (MPa)	Terme descriptif
$R_c > 200$	Très élevée
$60 < R_c < 200$	Élevée
$20 < R_c < 60$	Moyenne
$6 < R_c < 20$	Faible
$R_c < 6$	Très faible

La résistance à la compression des roches calcaires peut varier significativement à cause de l'hétérogénéité de la roche. La variabilité des résultats de la résistance est l'une des principales difficultés pour l'étude des caractéristiques des calcaires. Elle peut être constatée :

- entre les différentes provenances d'échantillons (carrières différentes);
- entre les différents bancs d'une même carrière ;
- entre les différentes éprouvettes tirées d'un même banc ;
- entre les différentes éprouvettes tirées d'un même échantillon.

Le rapport entre la résistance à la compression et la résistance à la traction par pendage donne un indice de fragilité, qui est une caractéristique importante du comportement, et il varie usuellement entre 5 (roche peu fragile) et 30 (roche très fragile).

Dans la présente étude, les mesures de la résistance à la compression ont été réalisées sur des éprouvettes de forme cylindrique ($h=80$ mm et $\varnothing=40$ mm) avec deux surfaces strictement parallèles. L'essai est conduit avec d'une vitesse de déplacement égale à 0,6 mm/min. Au cours de l'essai, un enregistreur permet de relever l'évolution de la contrainte axiale grâce à un capteur de force.

Résultats :

La (Figure 3-15) et le (Tableau 3-6) montrent les résultats des essais à la compression simple des trois blocs. La résistance à la compression moyenne du Bloc_1 est égale à 4,5 MPa < 6 MPa ce qui qualifié la résistance à la compression du bloc de 'très faible' (Tableau 3-). Le Bloc_1 rentre dans la Classe_1 (calcaires type Grainstone à Packstone) avec une résistance à la compression inférieure à 10 MPa (Figure 3-16). La variabilité (ou la dispersion) des résultats de mesures sur le Bloc_1 est de 1,2 (Tableau 3-7), pour les mesures faites par (Moiriat, 2001) la dispersion est de 1,5 pour la Classe_1.

Tableau 3-6 Résistances à la compression des trois blocs de calcaire (carrière de la Brasserie)

Bloc_1	N° Repère	$B_1 - Rc_1$	$B_1 - Rc_2$	$B_1 - Rc_3$	$B_1 - Rc_4$	$B_1 - Rc_5$	$B_1 - Rc_6$
	Rc (MPa)	4,8	4,7	3,9	4,3	4,3	4,7
Bloc_2	N° Repère	$B_2 - Rc_1$	$B_2 - Rc_2$	$B_2 - Rc_3$	$B_2 - Rc_4$	$B_2 - Rc_5$	
	Rc (MPa)	39,8	30,0	48,1	38,8	33,3	
Bloc_3	N° Repère	$B_3 - Rc_2$	$B_3 - Rc_3$	$B_3 - Rc_4$	$B_3 - Rc_5$		
	Rc (MPa)	11,2	9,8	14,5	13,3		

Pour le Bloc_2, la résistance à la compression simple moyenne est de 38 MPa, la résistance à la compression du bloc est qualifiée de 'moyenne' (Tableau 3-). Le Bloc_2 appartient à la Classe_3 (calcaires type Wackstone à Mudstone) avec une résistance à la compression supérieure à 30 MPa (Figure 3-16). La dispersion des résultats de mesures du Bloc_2 est de 1,6 (Tableau 3-7), pour les mesures faites par (Moiriat, 2001) la dispersion de la Classe_3 est de 1,3.

Tableau 3-7 Résistance à la compression simple moyenne et dispersion des résultats

	Moyenne	Écart type	Max/Min	Classification AFTES	Moiriat 2001
$B_1 - Rc$ (MPa)	4,5	0,3	1,2	Très faible	Classe 1
$B_2 - Rc$ (MPa)	38,0	6,9	1,6	Moyenne	Classe 3
$B_3 - Rc$ (MPa)	12,2	2,1	1,5	faible	Classe 2

Pour le Bloc_3, la résistance à la compression simple moyenne est de 12 MPa, elle est qualifiée de 'faible' (Tableau 3-). Le Bloc_3 est de Classe_2 (calcaires type Packstone à Wackstone) avec une résistance à la compression entre 10 et 30 MPa (Figure 3-16). La dispersion des résultats de mesures du Bloc_3 est de 2,9 (Tableau 3-7), pour les mesures faites par (Moiriat, 2001) la dispersion de la Classe_2 est de 1,5.

On remarque que la dispersion des résultats de mesure de la résistance à la compression du bloc de résistance faible est supérieure à la dispersion des résultats de mesure des blocs de très faible ou de moyenne résistance.

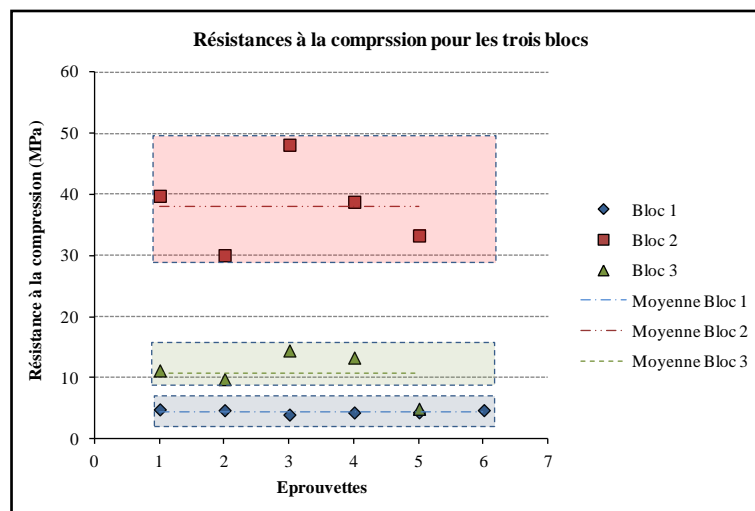


Figure 3-15 Résistances à la compression simple mesurées des trois blocs

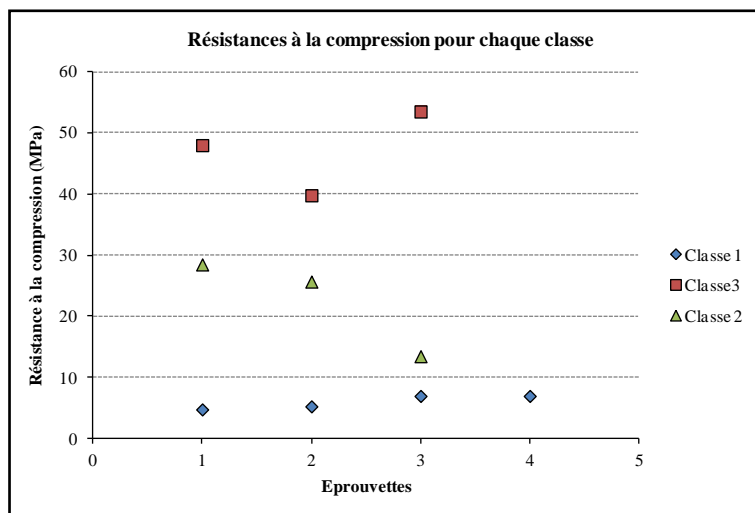


Figure 3-16 Résistances à la compression simple mesurées des trois classes selon Moiriat (2001)

3.3.3. Résistance à la traction indirecte ou traction par fendage (NF P94-422)

La résistance à la traction de la roche est un critère indispensable pour qualifier la résistance ou la compétence d'une roche. Elle est déterminée soit par un essai de traction directe, soit par un essai de traction indirecte (essai brésilien), qui est un essai de compression diamétral (traction par fendage). L'essai brésilien est un essai rapide à réaliser comparé à l'essai de traction directe, il est le plus communément utilisé pour déterminer la résistance à la traction des roches. Pour obtenir une bonne moyenne pour cet essai, les essais se font généralement par lots de 5 échantillons homogènes par roche. L'essai est effectué sur éprouvettes cylindriques, d'élancement h/\varnothing (rapport hauteur sur diamètre) égale à 1.

L'essai est conduit à partir d'un chargement monotone croissant (à vitesse de contrainte uniaxiale fixée). La norme n'impose pas de vitesse, mais conseille d'adapter la vitesse de chargement à la résistance de la roche de telle sorte que la rupture de l'éprouvette ait lieu entre 2 et 10 de minutes après le début du chargement. La valeur de la résistance à la traction par fendage (notée R_t) constitue une information très utile sur les performances mécaniques de la roche (Tableau 3-8).

Tableau 3-8 Qualification de la résistance d'une roche en fonction de sa résistance à la traction (AFTES, 2003)

R_t (MPa)	Terme descriptif	
30	Très forte	Forte
	Forte	
10	Moyenne	Moyenne
5	Faible	Faible
	Très faible	

L'éprouvette est centrée sur le plateau inférieur d'une presse de telle sorte que deux génératrices diamétralement opposées soient mises en contact avec les deux plateaux de la presse (Figure 3-17). La résistance à la traction indirecte R_t (MPa) est donnée par :

$$R_{tb} = \frac{2 \cdot F_{\max}}{\pi \cdot \phi \cdot h} \quad \text{E.3.5}$$

F_{\max} : Force maximale appliquée en N

ϕ : Diamètre de l'éprouvette en mm

h : Hauteur de l'éprouvette en mm

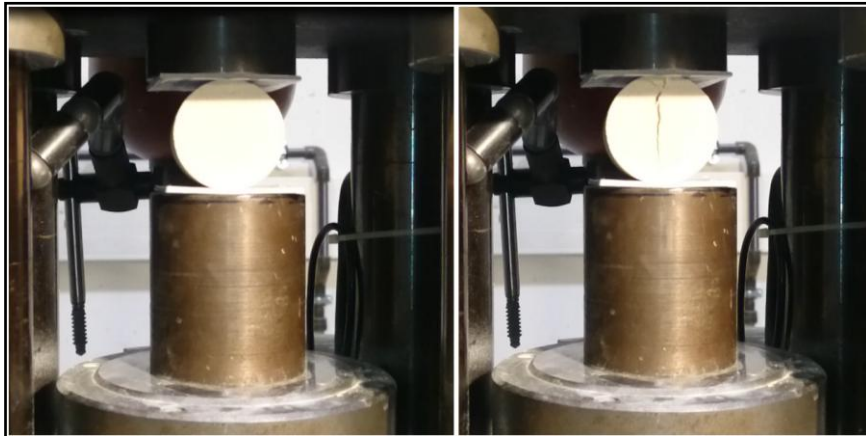


Figure 3-17 Essai de traction indirecte (essai brésilien)

Résultats :

La (Figure 3-18) et le (Tableau 3-9) montrent les résultats des essais à la traction indirecte des trois blocs. La résistance à la traction moyenne du Bloc_1 est égale à 0,9 MPa < 2 MPa ce qui qualifie la résistance à la traction du Bloc_1 de 'très faible' (Tableau 3-8). Le Bloc_2, a une résistance moyenne à la traction indirecte de 4,3 MPa. Ce qui qualifie la résistance à la traction du Bloc_2 de 'faible' selon (AFTES, 2003) (Tableau 3-8). Pour le Bloc_3 (Figure 3-18), la résistance à la traction indirecte moyenne est de 2,3 MPa, la résistance à la traction est également qualifiée de 'faible' (Tableau 3-8).

La comparaison de ces résultats (Figure 3-18) avec ceux de Moiriat (2001) (Figure 3-19), permet de noter que :

- Le Bloc_1 rentre dans la classe 1 (calcaires type Grainstone à Packstone) avec une résistance à la traction inférieure à 1 MPa.
- Le Bloc_2 est de Classe_3 (calcaires type Wackstone à Mudstone) avec une résistance à la traction qui varie de 4 à 6 MPa.
- Le Bloc_3 appartient à la Classe_2 (calcaires type Packstone à Wackstone) avec une résistance à la traction qui varie entre 1 et 1,5 MPa.

La résistance à la traction des trois échantillons varie de très faible à faible selon (AFTES, 2003), mais ces valeurs restent correctes pour ce type de roche.

La dispersion des résultats de mesures de l'essai brésilien est de (Tableau 3-9) :

- 1,3 pour le Bloc_1 (1,7 pour la Classe 1 des mesures faites par (Moiriat, 2001)).

- 1,8 pour le Bloc_2 (1,3 pour la Classe 3).
- 2,4 pour le Bloc_3 (1,3 pour la Classe 2).

On remarque que la résistance à la traction varie d'un échantillon à un autre, mais elle varie également au sein d'un même échantillon (écart type).

Tableau 3-9 Résistances à la traction indirecte des trois blocs et dispersion des résultats

Bloc_1	N° Repère	B_1R_{tb1}	B_1R_{tb2}	B_1R_{tb3}	B_1R_{tb4}	B_1R_{tb5}	B_1R_{tb6}	Moyenne	Écart type	Max/Min
	R_{tb} (MPa)		0,9	0,8	0,9	0,9	1,0	0,7	0,9	0,1
Bloc_2	N° Repère	B_2R_{tb1}	B_2R_{tb2}	B_2R_{tb3}	B_2R_{tb4}	B_2R_{tb5}	B_2R_{tb6}	Moyenne	Écart-type	Max/Min
	R_{tb} (MPa)		3,3	4,5	4,5	3,0	5,3	5,0	4,3	0,9
Bloc_3	N° Repère	B_3R_{tb1}	B_3R_{tb2}	B_3R_{tb3}	B_3R_{tb4}	B_3R_{tb5}	B_3R_{tb6}	Moyenne	Écart-type	Max/Min
	R_{tb} (MPa)		2,4	2,1	1,3	2,6	2,0	3,1	2,3	0,6

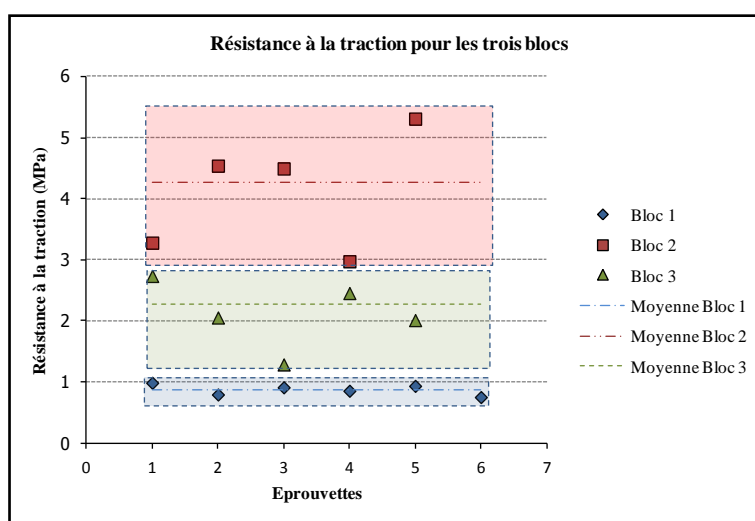


Figure 3-18 Résistances à la traction indirecte (essai brésilien) mesurées des trois blocs

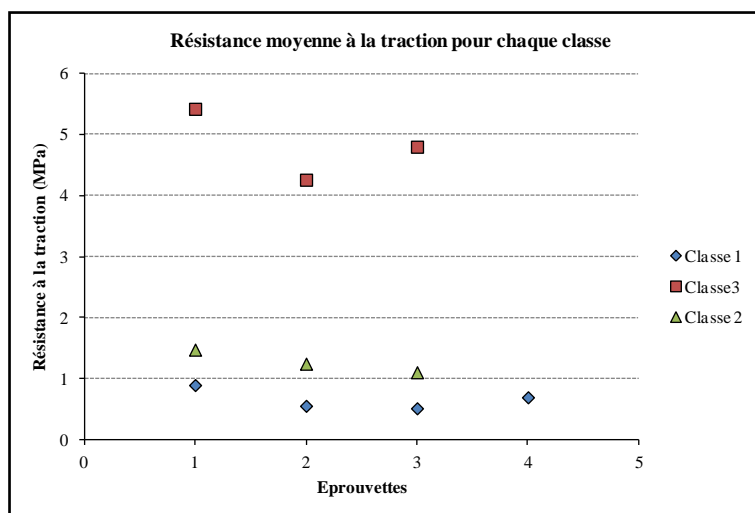


Figure 3-19 Résistances à la traction mesurées des trois classes (Moiriat, 2001)

L'indice de fragilité de la roche est donné par le rapport de la résistance à la compression uniaxiale (simple) et la résistance à la traction indirecte (AFTES, 2003).

$$FR = \frac{R_c}{R_{tb}} (\%) \quad \text{E.3.6}$$

L'indice de fragilité varie usuellement entre 5 (roche peu fragile) et 30 (roche très fragile). Le (Tableau 3-10) montre la description de la roche selon son indice de fragilité.

Tableau 3-10 Classification AFTES de la matrice rocheuse selon la fragilité (AFTES, 2003)

Classes	Valeur de l'indice de fragilité FR	Termes descriptifs de fragilité
FR1	FR>25	Très fragile
FR2	15<FR<25	Fragile
FR3	10<FR<15	Moyennement fragile
FR4	FR<10	Peu fragile

Tableau 3-11 Indice de fragilité des trois blocs

	Indice de fragilité FR (%)	Classes	Termes descriptifs de fragilité
Bloc_1	5,1	FR4	Peu fragile
Bloc_2	8,9	FR4	Peu fragile
Bloc_3	4,9	FR4	Peu fragile

Les trois blocs de calcaires (Tableau 3-11) appartiennent à la classe 4 selon le classement d'AFTES, avec un indice de fragilité inférieur à 10, ce qui veut dire qu'ils sont peu fragiles.

3.3.4. Synthèse

Le (Tableau 3-12) donne un récapitulatif des résultats des essais d'identification réalisés sur les trois échantillons issus de la carrière de la Brasserie, ainsi que les résultats issus de la bibliographie (Moiriat, 2001). Il ressort que :

- Le Bloc_1 rentre dans la Classe_1 (calcaires type Grainstone à Packstone).
- Le Bloc_2 est de Classe_3 (calcaires type Wackstone à Mudstone).
- Le Bloc_3 appartient à la Classe_2 (calcaires type Packstone à Wackstone).

Tableau 3-12 Tableau récapitulatif des résultats de la caractérisation et des résultats de la bibliographie

Classes		Masse volumique	Porosité	Indice de continuité	Module Dynamique calculé	Module de Young mesuré	Résistance à la compression	Résistance à la traction par pendage
		ρ (t/m ³)	n %	Ic %	Ed (GPa)	E (GPa)	Rc (MPa)	Rt (MPa)
Classe 1	Moyenne	2,00	41,8	38,3	9,8	4,9	6,0	0,7
	Écart-type	-	3,8	7,9	3,6	4,3	1,1	0,2
Classe 2	Moyenne	2,25	26,7	39,8	11,7	3,0	22,6	1,3
	Écart-type	-	4,3	5,0	2,9	0,3	8,0	0,2
Classe 3	Moyenne	2,40	17,4	54,6	23,8	10,1	47,10	4,8
	Écart-type	-	2,6	9,1	8,1	8,8	6,9	0,6

Blocs de la Brasserie		Masse Volumique	Porosité	Indice de continuité	Module Dynamique calculé	Module de Young	Résistance à la compression	Résistance à la traction
		ρ (t/m ³)	n (%)	Ic (%)	Ed (GPa)	E (GPa)	Rc (MPa)	Rt (MPa)
Bloc_1 (classe 1)	Moyenne	1,90	44,9	38,7	10,4	-	4,5	0,9
	Écart-type	0,03	7,5	1,9	1,1	-	0,3	0,1
Bloc_2 (classe3)	Moyenne	2,44	20,2	68,9	40,8	-	38,0	4,3
	Écart-type	0,08	5,0	7,0	8,7	-	6,9	0,9
Bloc_3 (classe2)	Moyenne	2,15	41,3	51,3	20,6	-	12,2	2,3
	Écart-type	0,10	10,4	5,2	4,4	-	2,1	0,6

Les trois blocs de la carrière de la Brasserie ont été choisis visuellement selon leur état d'altération.

- le Bloc_1 est complètement altéré,
- le Bloc_2 est sain,
- le Bloc_3 est moyennement altéré.

Les essais de caractérisation physiques et mécaniques ont confirmé notre choix visuel et ont permis de le quantifier. Les résultats obtenus sur les échantillons, illustrent bien la différence de qualité et de résistance des échantillons de même provenance. En d'autres termes, cela illustre la variation du degré de stabilité d'une zone à une autre dans une même carrière souterraine, causée par la qualité de la roche elle-même.

3.4. Essais de cisaillement

Dans le but de déterminer les deux paramètres de la loi de comportement utilisée (α : coefficient de frottement visqueux et μ : coefficient de frottement de Coulomb) dans le modèle numérique développé, l'essai de cisaillement à la boîte a été adapté avec les conditions de nos essais.

3.4.1. Introduction

Notons que le contact entre deux corps est très complexe car il dépend de nombreux paramètres et pourrait être traité en adoptant une loi différente pour chaque problème. L'association de la loi de frottement de Coulomb à la loi de frottement visqueux permet toutefois de modéliser bon nombre des problèmes de frottement et présente l'avantage de ne nécessiter la connaissance que de deux paramètres : la viscosité et le seuil (α : coefficient de frottement visqueux et μ : coefficient de frottement de Coulomb), déterminables par un essai en laboratoire.

L'association de la loi de frottements visqueux et la loi de Coulomb apporte deux nouvelles caractéristiques à cette nouvelle loi dite régularisée (E.2.26). Il en résulte une forme approchée du modèle de Coulomb, dans laquelle on définira les contacts adhérents par rapport au seuil de contact, produit du coefficient de frottement de Coulomb μ et de la force normale appliquée au contact. Autrement dit, cette loi traduit la dépendance du seuil des forces de frottement aux efforts normaux appliqués. Le coefficient de frottement de Coulomb μ est généralement considéré constant pour un problème donné, mais dépendant en réalité des matériaux en présence, des états de surface, de la température, etc. L'adhérence (frottement), au sens strict disparaît puisque tous les contacts glissent (avec une résistance au glissement modélisée par une force de viscosité). La force de frottement est proportionnelle à la vitesse du glissement relatif. Cette force de frottement visqueux est limitée par un seuil qui dépend de la force normale.

Les essais de cisaillement ont été réalisés sur des échantillons de calcaire grossier du bassin parisien provenant du même niveau géologique que celui de la carrière de la Brasserie (Viré, 2014). Compte-tenu du fait que l'échantillonnage effectué à la carrière de la Brasserie était réduit, un calcaire similaire a été utilisé pour les essais de cisaillement. Ces caractéristiques sont données dans le (Tableau 3-13). Les caractéristiques physiques et mécaniques de ces échantillons se situent entre celles du Bloc_1 (très faible) et le Bloc_3 (faible).

Tableau 3-13 Les caractéristiques physiques et mécaniques des échantillons sélectionnés pour l'essai de cisaillement comparés aux blocs de la carrière de la Brasserie

	R_c (MPa)	V_l (m/s)	E (GPa)	Ic (%)	n (%)
Calcaire essais de cisaillement	8,5	2577	14,6	41,2	42,0
Bloc 1 (Brasserie)	4,5	2418	9,2	38,7	43,8
Bloc 2 (Brasserie)	38,0	4306	38,2	68,9	38,2
Bloc 3 (Brasserie)	10,7	3207	18,7	52,3	18,7

Les termes suivants sont souvent utilisés dans le reste de ce chapitre, leur définition est la suivante :

- *Coefficient de frottement visqueux* α : est le rapport de proportionnalité entre la force de frottement entre les deux blocs et leur vitesse de déplacement relative.
- *Coefficient de frottement de Coulomb* μ : est le paramètre liant le seuil de glissement et la force normale appliquée sur les deux blocs.
- *Raideur tangentielle* k_t : est le rapport de proportionnalité entre la contrainte de cisaillement et le déplacement tangentiel relatif.
- *Force tangentielle* : est la force de frottement mobilisée entre les deux blocs suite au cisaillement de ces deux derniers.
- *Force normale appliquée* : est la force appliquée sur les deux blocs pour les maintenir en contact durant toute la durée de l'essai (elle est de l'ordre de grandeur du confinement naturel).
- *Force normale mesurée* : est la force mesurée par le capteur de force normale durant l'essai.
- *Déplacement tangentiel* : est le déplacement du bloc du compartiment inférieur par rapport au déplacement du bloc du compartiment supérieur (déplacement nul).
- *Déplacement normal* : est le déplacement dans la direction normale au contact, ce déplacement est causé par le chevauchement des aspérités des deux surfaces de contact des deux blocs.
- *Vitesse de cisaillement* : est la vitesse de déplacement imposée par l'opérateur sur le compartiment inférieur de la boîte de cisaillement.

3.4.2.Principe

L'essai s'effectue sur deux éprouvettes de roche de forme parallélépipédique rectangle placées dans une boîte de cisaillement constituée de deux demi-boîtes indépendantes. Le plan de séparation des deux demi-boîtes constitue un plan de glissement correspondant au plan de cisaillement imposé aux deux éprouvettes. L'essai consiste à appliquer sur la face supérieure de l'éprouvette une force verticale (Figure 3-20) maintenue constante pendant toute la durée de l'essai. Un effort de cisaillement est ensuite produit selon le plan horizontal de glissement des deux demi-boîtes l'une par rapport à l'autre en leur imposant un déplacement relatif. L'essai de cisaillement est effectué avec un enregistrement simultané des forces (horizontal et verticales) et des déplacements (horizontaux et verticaux) (NF P 94-071-1). Deux types d'essais ont été réalisés, l'un à vitesse constante et l'autre à vitesse variable.

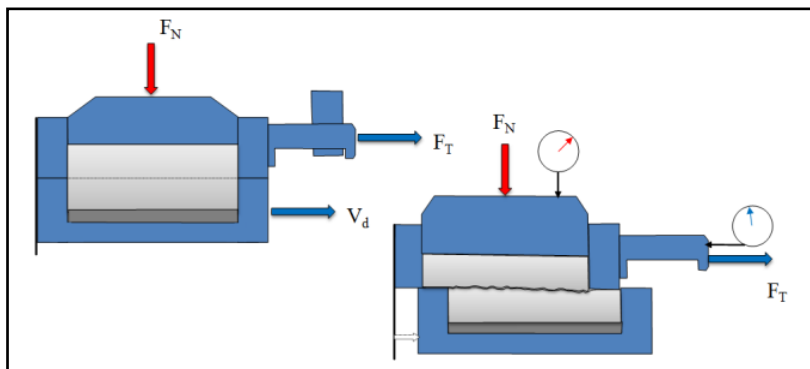


Figure 3-20 Principe d'un essai de cisaillement rectiligne à la boîte

3.4.3.Éprouvettes, appareillage et mode opératoire

Les éprouvettes utilisées ont une forme parallélépipédique rectangle (Figure 3-21), de dimensions $60,0 \times 60,0 \times 20,0 \text{ mm}$. L'état des éprouvettes (saturé, non-saturé ou complètement sec) est considéré suivant le but cherché de l'essai.

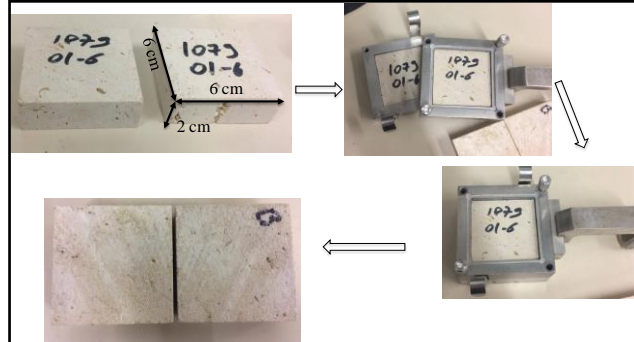


Figure 3-21 Exemples d'éprouvettes utilisées pour l'essai avec les deux demi-boîtes de cisaillement
L'appareillage propre à l'essai comprend (Figure 3-22) :

- le bâti ;
- la boîte de cisaillement ;
- un dispositif d'application de force normale sur l'éprouvette ;
- un moteur produisant un déplacement horizontal relatif entre les deux demi-boîtes ;
- des capteurs de mesures de forces et de déplacements ;
- un écran principal de pilotage.



Figure 3-22 Dispositif expérimental

Tout le dispositif est installé sur un bâti indéformable sous les efforts appliqués. Le bâti est conçu de manière à maintenir le dispositif de cisaillement horizontal. Le dispositif d'application de l'effort normal est constitué de trois parties : un plateau de chargement, un bras de levier et une tige d'application de la charge qui se trouve à l'aplomb de l'éprouvette. Le dispositif contient deux

capteurs de forces (horizontal et vertical) et deux capteurs de déplacements (horizontal et vertical). Le moteur a pour but de produire un déplacement horizontal relatif entre les deux demi-boîtes. La vitesse de déplacement peut être constante ou varier durant l'essai. Les résultats sont stockés grâce à un logiciel d'acquisition.

3.4.4. Réalisation de l'essai

La vitesse de cisaillement peut être constante durant toute la durée de l'essai ou changée par palier, tout dépend du but de l'essai :

- vitesse de cisaillement constante pour la détermination de μ ;
- vitesse de cisaillement croissante pour la détermination de α .

Le (§3.4.5) montre les deux types principaux de courbes qu'on pourrait construire à partir des résultats de cette essai.

3.4.5. Expression des résultats

Pour déterminer et étudier la variation du coefficient de frottement de Coulomb μ , l'essai de cisaillement est piloté avec une vitesse constante. Les courbes étudiées sont des courbes de force tangentielle-déplacements (Figure 3-23) et le coefficient de frottement de Coulomb μ est donné par le rapport entre la force résiduelle F_R et la force normale F_N appliquée. Avec le même essai on peut dessiner la courbe de contraintes tangentielles en fonction des déplacements (Figure 3-24). La pente de la zone élastique de cette courbe donne la raideur tangentielle du contact K_t (Choquet, 2010). Le coefficient de frottement de Coulomb est donné par :

$$\mu = \frac{F_R}{F_N} \tag{E.3.9}$$

Et la raideur tangentielle est donnée par :

$$K_t = \frac{\Delta \tau}{\Delta d} \tag{E.3.10}$$

K_t : Raideur tangentielle du contact (MPa/m), τ : Contrainte tangentielle (MPa), d : Déplacement (m).

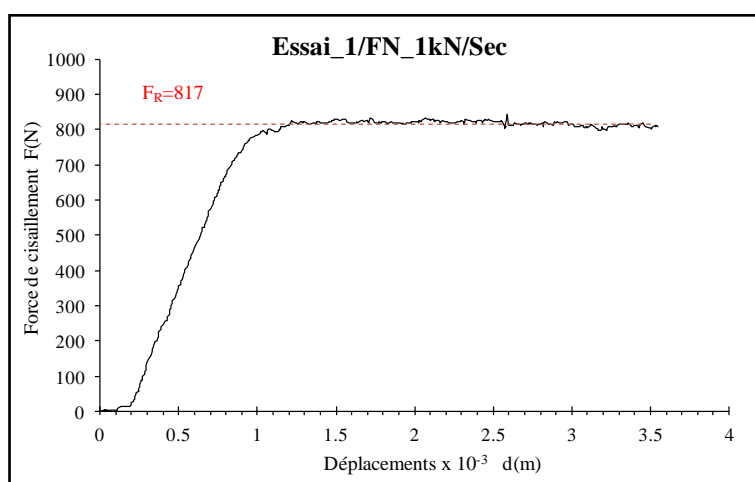


Figure 3-23 Courbe de force de cisaillement - déplacements pour un essai de cisaillement à vitesse constante (charge normale de 1kN et un état hydrique sec)

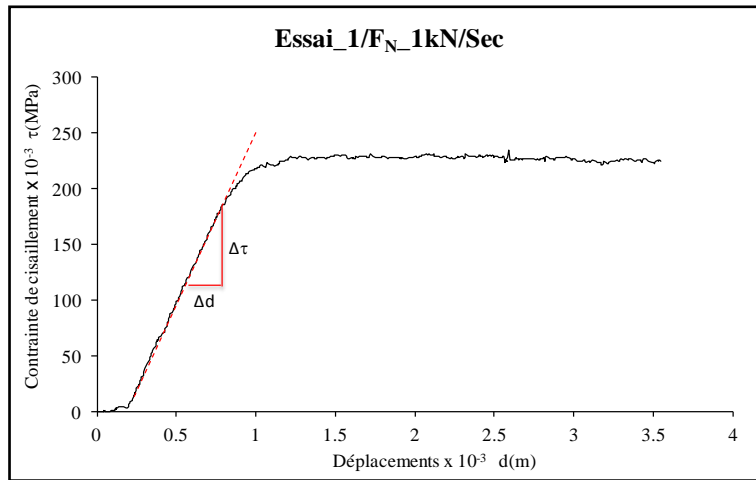


Figure 3-24 Courbe de contrainte de cisaillement - déplacements pour un essai de cisaillement à vitesse constante (charge normale de 1kN et un état hydrique sec)

Le coefficient de frottement visqueux α , est le rapport de proportionnalité entre la force de frottement et la vitesse de cisaillement. Pour le déterminer, l'essai de cisaillement est piloté avec une vitesse croissante. Les courbes étudiées sont des courbes de force_tangentielle-vitesse_de_cisaillement (Figure 3-25) et le coefficient de frottement visqueux α est donné par la pente de la zone élastique linéaire de cette courbe. Le coefficient de frottement visqueux est donné par :

$$\alpha = \frac{\Delta F}{\Delta V} \tag{E.3.11}$$

α : Coefficient de frottement visqueux ($N \cdot m^{-1} \cdot s$)

F : Force tangentielle (N)

V : Vitesse de cisaillement (m/s)

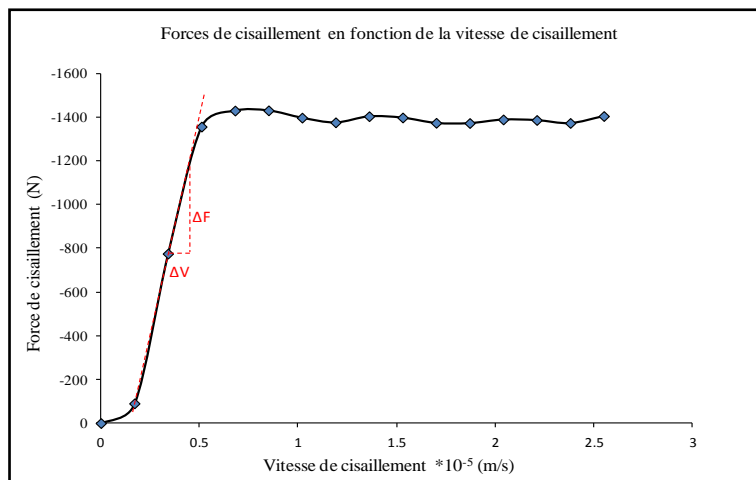


Figure 3-25 Courbe de force de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement (charge normale de 2kN)

3.4.6. Détermination du coefficient de frottement de Coulomb μ

La loi de comportement utilisée dans le modèle numérique est la loi de Coulomb régularisée (Figure 3-32) (similaire à la loi élastoplastique parfaite en milieu continu). Cette loi est régie par deux

facteurs : le coefficient de frottement visqueux qui gère la partie élastique de la courbe et le seuil de glissement qui définit la partie horizontale de la courbe. Quand la force de frottement atteint ce seuil de glissement qui est égale à $\mu \cdot F_N$, la vitesse avec laquelle on cisaille n'a plus d'effet sur la force de frottement générée entre les deux solides en question. Les caractéristiques et les paramètres de l'Essai_1 sont mentionnés dans le tableau suivant :

Tableau 3-14 Caractéristiques et paramètres de l'Essai_1_sec

Dimensions	Vitesse de cisaillement	Force normale appliquée	État hydrique
60x60x20 mm	0,20 mm/min	1 kN	Sec

Pour déterminer μ , l'essai de cisaillement est piloté par déplacement avec une vitesse constante de 0,2 mm/min. La force normale appliquée est de 1 kN, elle reste constante durant toute la durée de l'essai. Le coefficient de frottement de Coulomb μ est donné par l'équation (E.3.9). La force de cisaillement résiduelle (Figure 3-26-a) est donnée par la partie horizontale de la courbe force de cisaillement-déplacements. Pour l'Essai_1/ F_N =1kN/sec la force de cisaillement résiduelle égale à 0,817 kN. La force normale mesurée (Figure 3-26-b) est légèrement supérieure à la force normale appliquée et elle vaut 1,035 kN. Cette légère différence reste même après correction des valeurs de la force normale. Le coefficient de frottement de Coulomb μ est égal à :

$$\mu_m = \frac{F_R}{F_{N \text{ mesurée}}} = \frac{0,817}{1,035} = 0,79 \text{ (Force normale mesurée)}$$

$$\mu_a = \frac{F_R}{F_{N \text{ appliquée}}} = \frac{0,817}{1,000} = 0,82 \text{ (Force normale mesurée)}$$

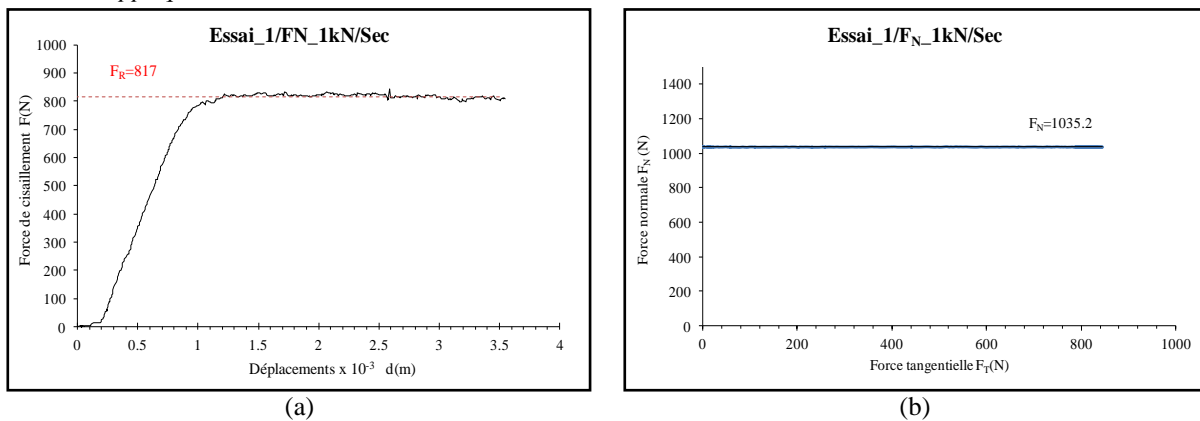


Figure 3-26 Courbe force de cisaillement-déplacements pour l'Essai_1/ F_N =1kN/sec (a), graphe de la force normale mesurée en fonction de la force tangentielle mesurée (b)

Pour déterminer l'effet de la force normale appliquée et l'état hydrique des solides sur la variation du coefficient de frottement de Coulomb plusieurs essais ont été réalisés. Quatre chargements de 1, 2, 3 et 4 kN ont été appliqués sur des éprouvettes à l'état sec et à l'état saturé. La (Figure 3-27-a) montre la variation des coefficients de frottement de Coulomb en fonction de la force

normale appliquée pour un état sec et un état saturé. La (Figure 3-27-b) montre exactement la même chose que la (Figure 3-27-a), sauf que les valeurs calculées de μ sont obtenues à partir des forces normales mesurées.

On constate que les valeurs de μ sont autour d'une valeur moyenne (4 essais) de 0,81 pour un état sec et autour d'une valeur de 0,78 pour un état saturé. Pour l'état sec, on constate une légère (-2,1 %) tendance de baisse avec l'augmentation de la force normale. Cependant, on constate l'absence de tendance pour le cas saturé. On remarque que les valeurs de μ obtenues à partir des forces normales mesurées sont inférieures à celles obtenues par des forces normales appliquées, avec une moyenne de 0,78 pour un état sec et une moyenne de 0,75 pour un état saturé. Cependant, elles gardent la même tendance, i.e. une légère tendance de baisse (-3,3 %) pour l'état sec et une stabilisation autour de la moyenne pour l'état saturé.

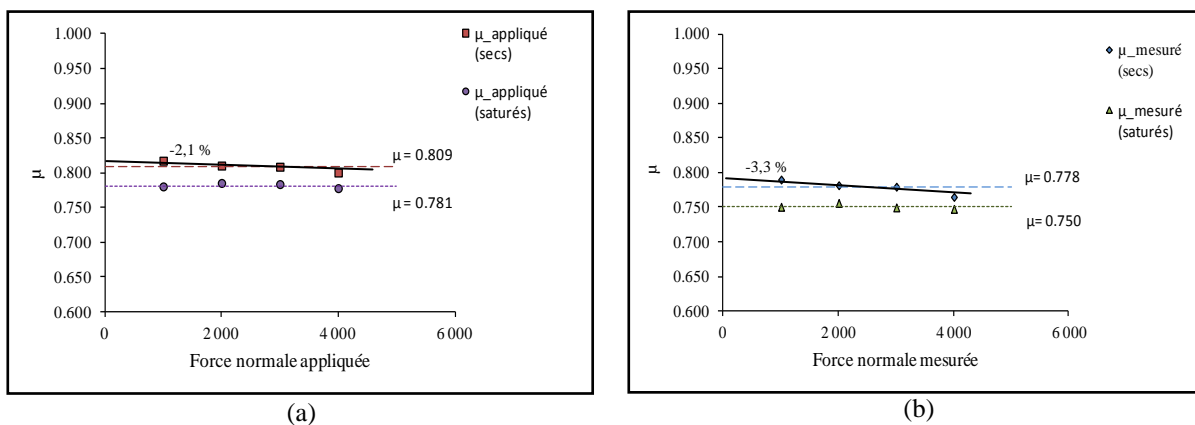


Figure 3-27 Coefficients de frottement de Coulomb en états sec et saturé en fonction de la force normale appliquée : force normale appliquée (a), force normale mesurée (b)

Le critère de Mohr-Coulomb est une généralisation de la notion de frottement de Coulomb. Il dépend de deux paramètres : le premier est l'angle de frottement de la surface de contact φ du matériau, le second est la cohésion C de la surface de contact et s'exprime en kPa.

Graphiquement le critère se représente par deux droites inclinées. Ces droites ont des coefficients directeurs égaux à plus au moins la tangente de l'angle de frottement interne φ et des ordonnées à l'origine égales à plus au moins C .

On constate que le critère de Mohr-Coulomb pour l'état sec coïncide avec le critère de Mohr-Coulomb pour l'état saturé. Dans ce cas, l'état hydrique du joint n'a pas d'effet sur le critère de rupture. Les paramètres des critères de Mohr-Coulomb sont mentionnés dans le tableau suivant pour les deux états hydriques. Les valeurs des paramètres du critère de rupture (Tableau 3-15) varient en fonction de la contrainte de cisaillement prise en compte (du pic ou résiduelle).

Tableau 3-15 Paramètres du critère de Mohr-Coulomb

Paramètres	C (kPa)	φ (°)	C/tan φ
Sec	14,4	37,4	18,8
Saturé	18,1	37,3	23,7
Paramètres résiduels	C_R (KPa)	φ_R (°)	$C_R/\tan\varphi_R$
Sec	7,1	37,3	9,3
Saturé	8,0	36,4	10,9

En se basant sur un grand nombre de références, [Barton et Choubey \(1977\)](#) ont établi un tableau où sont listées la plage de variation de φ en fonction de l'état du joint (sec ou mouillé). Les valeurs de l'angle du frottement varient entre 21° et 38°. Quant à la cohésion, elle est très faible voire nulle. Dans notre cas de figure (Tableau 3-15, Figure 3-28) les joints sont lisses avec une cohésion très faible et un angle de frottement fort ([ISRM, 1978](#)). On remarque que la cohésion est presque inexistante, cependant on constate que ces valeurs très faibles de la cohésion sont légèrement supérieures pour les joints saturés que pour les joints secs.

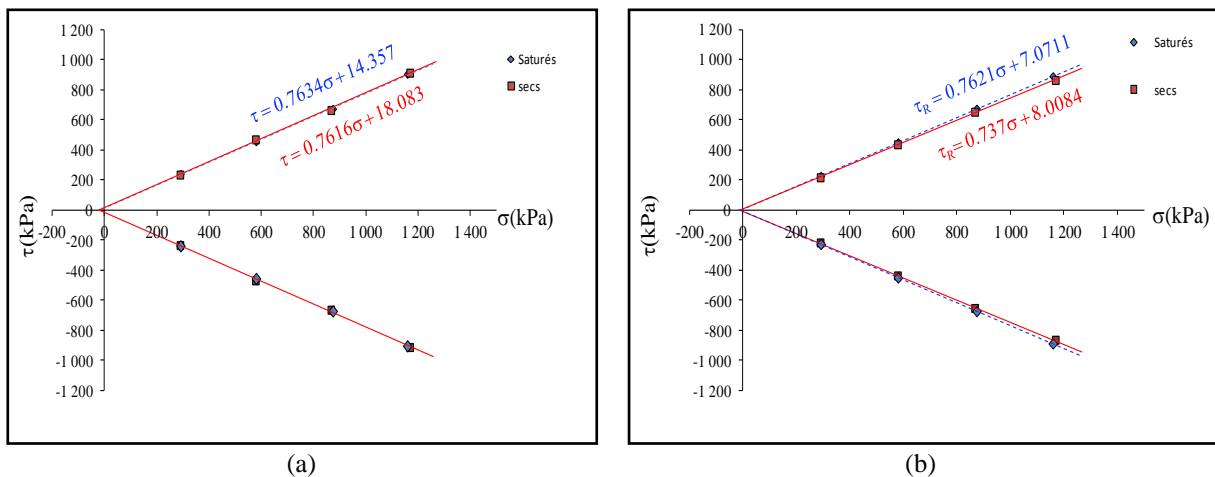


Figure 3-28 Critère de Mohr-Coulomb pour des valeurs de contrainte de cisaillement de pic (a), Critère de Mohr-Coulomb pour des valeurs de contrainte de cisaillement résiduelle (b)

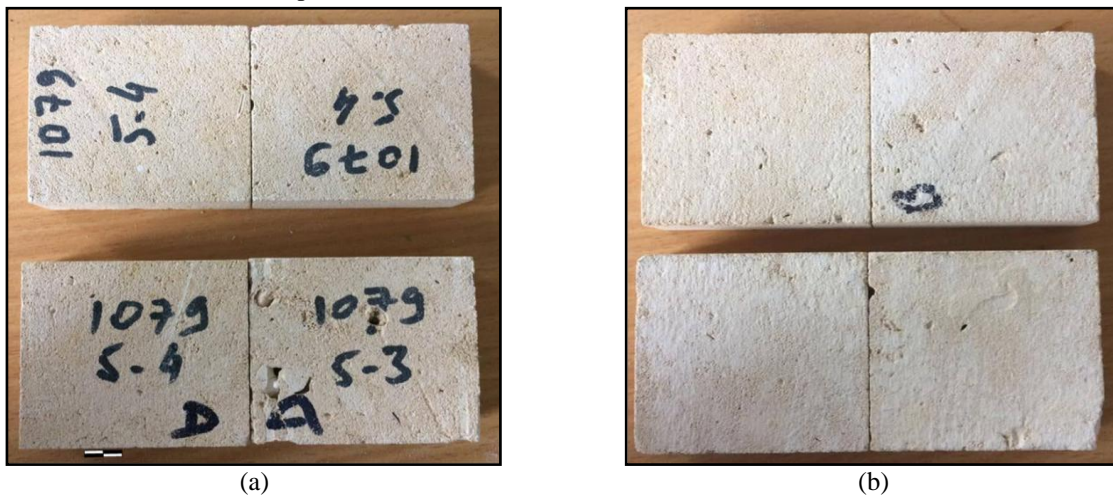


Figure 3-29 Surfaces des joints avant cisaillement (a), surfaces des joints après cisaillement (b)

On constate que, même si la surface du joint est lisse avant l'essai (Figure 3-29-a), des aspérités apparaissent à la fin de l'essai. Les aspérités sont dues à la force de cisaillement mobilisée entre les deux interfaces du joint. Dans ces travaux la caractérisation de la rugosité du joint, avant et après l'essai, n'a pas été mesurée, il sera souhaitable de mesurer cette évolution de la rugosité pour un futur travail.

La courbe effort-déformation présente une augmentation de l'effort tangentiel vers un pic, suivi d'une légère perte de la résistance vers une stabilisation à une valeur résiduelle. Ce cas de figure est le cas des joints non lisses (Figure 3-30 à droite et Figure 3-34) qui n'ont pas subi de cisaillement ou d'effort auparavant (Tahiri, 1992). Un deuxième cas de figure se présente lorsque la résistance au pic est confondue avec la résistance résiduelle. On observe ce cas pour des joints lisses (Figure 3-30 à gauche) ou des joints qui ont déjà été cisailés et/ou sollicités auparavant, donnant ainsi un comportement du type plastique (c'est le cas de la majorité des essais présentés dans ce travail).



Figure 3-30 Joint lisse (à gauche), joint non lisse (à droite) (l'échelle vaut 1 cm)

Au cours de cisaillement, la contrainte de cisaillement τ dans le joint augmente progressivement avec le déplacement d . La première partie de la courbe contrainte – déplacements (Figure 3-31-a) est élastique linéaire. La tangente de cette droite donne la raideur tangentielle du joint k_t . La (Figure 3-31-b) montre que la raideur tangentielle du joint augmente avec l'augmentation de la force normale appliquée. La raideur tangentielle diminue en moyenne de 35% pour des éprouvettes saturées (joint saturé) par rapport à des éprouvettes sèches (joint sec) (Figure 3-31-b).

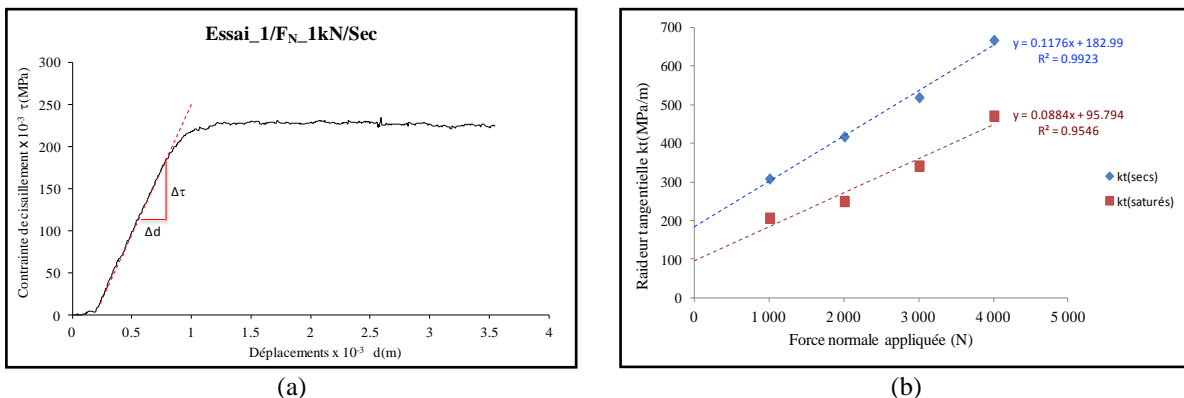


Figure 3-31 Courbe contrainte de cisaillement-déplacements pour l'Essai_1(a), variation de la raideur tangentielle du joint en fonction de la force normale et en fonction de l'état hydrique de l'éprouvette (b)

La raideur tangentielle du joint est abordée dans ce chapitre dans le but de faire une analogie avec le coefficient de frottement visqueux utilisé dans le modèle numérique. Les deux paramètres donnent la tangente de la partie linéaire élastique, sauf que le k_t est la tangente de la courbe contrainte-déplacements, cependant, α est la tangente de la courbe force de cisaillement-vitesse de cisaillement (Figure 3-32).

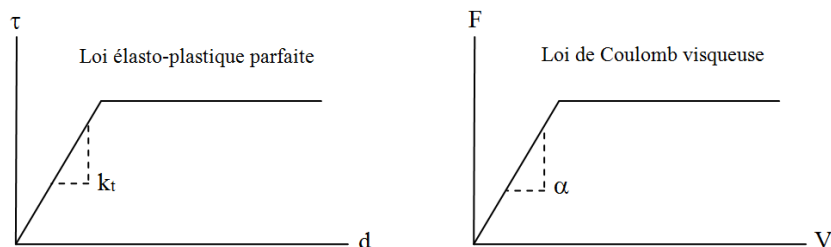


Figure 3-32 Loi élastoplastique parfaite (à gauche), loi de frottement utilisée dans le modèle numérique (à droite)

Exemple d'un joint non lisse :

Un essai est réalisé sur une éprouvette qui contient une discontinuité naturelle non lisse. La (Figure 3-33) montre l'état du joint après cisaillement. À gauche on voit l'ouverture du joint après cisaillement, les deux lèvres du joint ont été mis en parfaite concordance (complètement fermées) avant le début de l'essai. À droite, on voit les aspérités des deux surfaces du joint (joint naturel non lisse).



Figure 3-33 Joint naturel non lisse après cisaillement

On remarque sur la (Figure 3-34-a) que pour une même force normale appliquée (1 kN) pour le même type d'éprouvette mais pour un joint non lisse, la force tangentielle nécessaire pour cisailier le joint est nettement supérieure à celle d'un joint lisse. Pour les joints lisses généralement la force de cisaillement au pic est égale à la force résiduelle (Figure 3-23). Cependant, pour les joints non lisses, la force de cisaillement du pic est largement supérieure à la force de cisaillement résiduelle ($F_{Pic}=3,75$ kN, $F_R=2,30$ kN) (Figure 3-34-a). On constate également que la force de cisaillement résiduelle pour un joint non lisse est largement supérieure à celle du joint non lisse (2,30 kN pour un joint non lisse pour 1,62 kN pour un joint lisse pour la même vitesse de cisaillement et la même force normale appliquée : 0,3 mm/min et 2 kN).

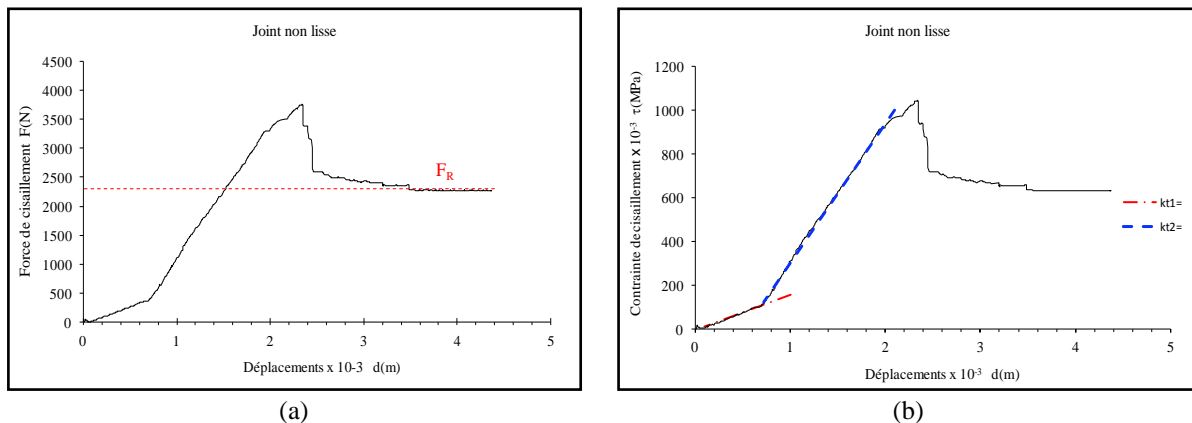


Figure 3-34 Courbe force de cisaillement-déplacement pour un joint non lisse (a), Courbe contrainte de cisaillement-déplacement pour un joint non lisse (b) (force normale appliquée =2kN, vitesse de cisaillement de 0.3 mm/min)

Les essais de cisaillement des joints montrent la non-linéarité entre la contrainte et le déplacement. On remarque que la courbe contrainte- déplacements avant d'atteindre le pic a deux segments linéaires (bleu-rouge). Autrement dit, deux rigidités tangentielles. La première vaut presque la moitié de la rigidité tangentielle pour un joint lisse pour le même type de roche et la seconde vaut presque le double. La première reflète la rigidité du matériau de remplissage. Cependant, la deuxième rigidité reflète la rigidité propre du joint due à sa grande rugosité qui est de l'ordre du millimètre (Figure 3-33).

3.4.7. Détermination du coefficient de frottement visqueux α

La machine de cisaillement est pilotée par vitesse de déplacement et non par accélération. Les essais de cisaillement ont été réalisés à des vitesses variables par paliers. Les paliers ont été fixés en déplacement, la vitesse change chaque 0,50 mm de déplacement. La vitesse initiale est de 0,10 mm/min et elle augmente avec un pas de 0,10 mm/min à chaque palier de déplacement. La force normale appliquée sur l'éprouvette est de 2 kN.

Les résultats bruts de l'essai sont montrés sur la (Figure 3-35) par de petits points. Les courbes utilisées pour la détermination du coefficient de frottement visqueux sont construites à partir de la force moyenne et de vitesse de chaque palier. Sur la (Figure 3-35), on voit également les deux courbes force max et force min en fonction de la vitesse de chaque palier. La courbe qui représente en mieux la loi de frottement visqueuse utilisée dans le modèle numérique est la courbe force moyenne par palier en fonction de la vitesse de ce palier.

Pour cet exemple, le coefficient de frottement visqueux α est donné par :

$$\alpha = \frac{\Delta F}{\Delta V} = \frac{(128894 - 39,16) \times 10^{-6}}{(0,51 - 0,17) \times 10^{-5}} = 367,6 \text{ MN} \cdot \text{m}^{-1} \cdot \text{s}$$

Le coefficient de frottement de Coulomb μ est également donné par cet essai :

$$\mu = \frac{F_T}{F_N} = \frac{1343}{2000} = 0,67$$

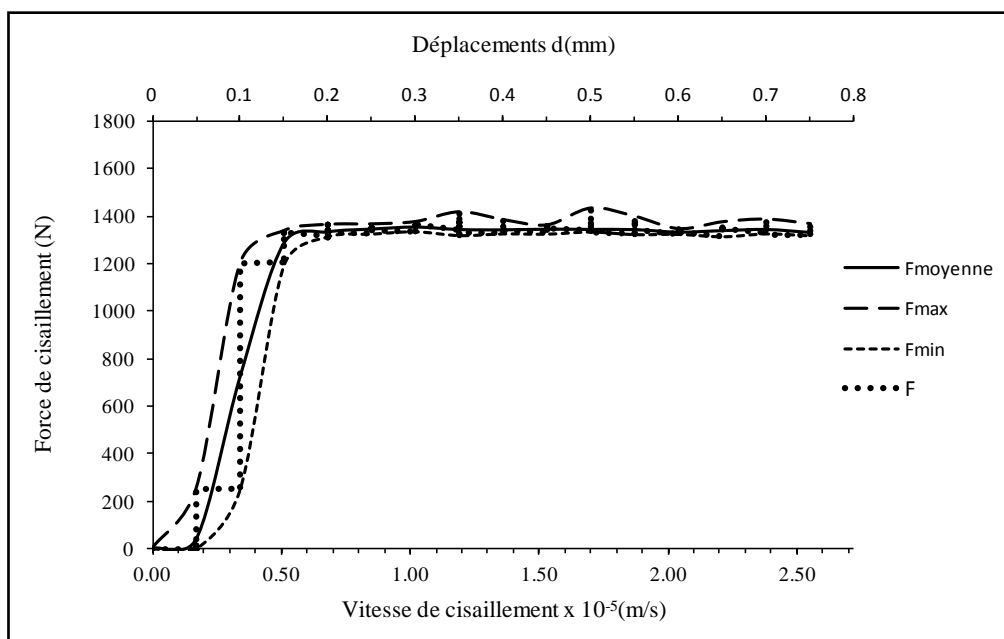


Figure 3-35 Forces de cisaillement en fonction de la vitesse de cisaillement

La réalisation de ces essais de cisaillement à vitesses variables a donc montré qu'il était possible de déterminer les deux paramètres de loi de frottement visqueux utilisée dans le modèle numérique α et μ . De plus, l'intégration de différents états hydriques a permis de déterminer des coefficients plus proches de la réalité pour la carrière souterraine ou tout au moins d'avoir des valeurs pour deux états extrêmes sec et saturé.

3.4.8. Variation de α et μ en fonction de la teneur en eau

Le caractère approché de la loi de Coulomb (E.2.26) se traduit par le fait que les contacts dits « adhérents » glisseront d'autant plus que le coefficient de régularisation α sera faible. Plusieurs facteurs interviennent dans la variation du coefficient de frottements visqueux. La rugosité et l'état hydrique du joint sont deux facteurs essentiels qui gèrent la variation de α . L'effet de la teneur en eau sur la variation du coefficient de frottement visqueux est étudié dans ce chapitre. Plusieurs essais de cisaillement sur des joints lisses à différentes teneurs en eau jusqu'à l'état de saturation ont été réalisés pour étudier l'effet de ω sur α .

Détermination de la teneur en eau

Les éprouvettes sont séchées en premier lieu à l'étuve pendant 24h (NF P 94-410-1), puis pesées dès leur sortie de l'étuve. Ainsi, le poids volumique sec de chaque éprouvette et le poids volumique sec moyen sont calculés. Le (Tableau 3-16) donne les dimensions et le volume des deux éprouvettes pour chaque essai. Dans une première étape, toutes les éprouvettes sont placées dans une cloche à vide remplies d'eau pour saturation. L'Essai_1 est réalisé directement après sa sortie de la pompe à

saturation, avec la boîte à cisaillement complètement remplie d'eau. Après la fin de la phase de saturation, les autres éprouvettes sont remises à l'étuve à 50°.

Tableau 3-16 Dimensions, masses et poids volumique des éprouvettes

N° Essai	Essai_1		Essai_2		Essai_3		Essai_4		Essai_5		Essai_6	
N° Éprouvettes	Ep_1	Ep_2	Ep_1	Ep_2	Ep_1	Ep_2	Ep_1	Ep_2	Ep_1	Ep_2	Ep_1	Ep_2
Longueur L (mm)	59,7	58,1	59,1	59,9	59,4	59,7	59,9	58,8	60,2	61,3	59,3	59,9
Largeur l (mm)	59,5	58,5	59,8	59,4	59,5	59,6	59,2	59,9	60,1	60,8	59,3	58,9
Hauteur h (mm)	19,7	20,1	20,9	20,5	20,6	20,7	20,4	20,8	19,5	20,5	21,1	20,2
Volume $V \times 10^{-5}$ (m ³)	7,01	6,80	7,38	7,29	7,28	7,38	7,22	7,33	7,06	7,64	7,44	7,12
Masse M(g)	119,8	117,9	116,1	120,2	122,1	122,1	119,2	121,3	121,1	121,5	118,8	120,3
Poids $P \times 10^{-3}$ (kN)	1,18	1,16	1,14	1,18	1,20	1,20	1,17	1,19	1,19	1,19	1,17	1,18
Poids volumique sec γ_d (kN/m ³)	16,76	16,96	15,42	16,19	16,46	16,23	16,19	16,22	16,82	15,60	15,67	16,56
γ_d moyen (kN/m ³)	16,26											

Les éprouvettes des essais 2, 3, 4 et 5 ont été sorties de l'étuve toutes les 3h. Avant chaque essai, les éprouvettes sont pesées, afin de déterminer leur teneur en eau. La teneur en eau est donnée par :

$$\omega = \frac{\gamma}{\gamma_d} - 1 \quad \text{E.3.12}$$

Le (Tableau 3-17) donne les teneurs en eau des éprouvettes de chaque essai.

Tableau 3-17 Teneurs en eau des éprouvettes

N° Essai	N° Éprouvette	$V \times 10^{-3}$ (m ³)	Masse (g)	Poids $\times 10^{-3}$ (KN)	γ_d (kN/m ³)	γ_d moyen (kN/m ³)	ω (%)	$\omega_{moyenne}$ (%)
Essai_1	Ep_1	7,02	166,74	1,63	23,33	16,26	43%	45%
	Ep_2	6,82	164,66	1,61	23,69	16,26	46%	
Essai_2	Ep_1	7,38	173,33	1,70	23,03	16,26	42%	41%
	Ep_2	7,29	170,71	1,67	22,98	16,26	41%	
Essai_3	Ep_1	7,28	166,88	1,64	22,50	16,26	38%	38%
	Ep_2	7,38	169,27	1,66	22,52	16,26	38%	
Essai_4	Ep_1	7,22	162,43	1,59	22,07	16,26	37%	36%
	Ep_2	7,33	166,46	1,63	22,27	16,26	38%	
Essai_5	Ep_1	7,06	161,14	1,58	22,39	16,26	38%	30%
	Ep_2	7,64	153,84	1,51	19,76	16,26	23%	
Essai_6	Ep_1	7,44	149,34	1,46	19,69	16,26	22%	21%
	Ep_2	7,12	143,23	1,40	19,72	16,26	22%	

Variation de α en fonction de ω

Pour chaque essai, la courbe force de cisaillement-vitesse de cisaillement est présentée par la (Figure 3-36). Le coefficient de frottement visqueux est donné par la pente de la partie linéaire de la

courbe. Quant tenu du fait que la teneur en eau, au niveau du joint, est difficile à mesurer, cette dernière est assimilée à la teneur en eau de l'éprouvette. Dans le reste de ce chapitre, on utilise le terme 'teneur en eau du joint' au lieu de 'teneur en eau de l'éprouvette', on parle également de 'joint mouillé ou humidifié' et du 'joint sec'.

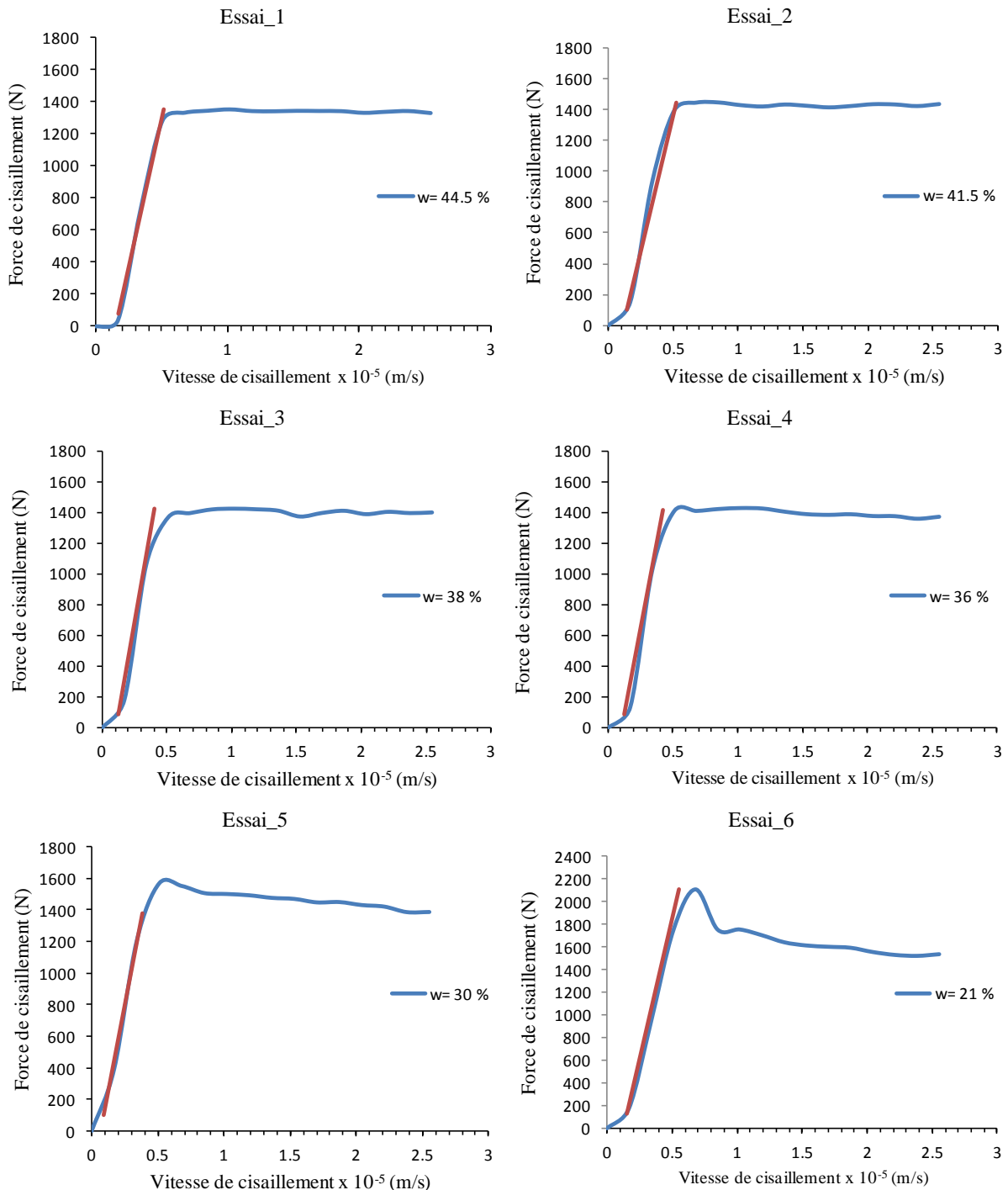


Figure 3-36 courbes forces de cisaillement- vitesse de cisaillement pour différentes teneurs en eau

On remarque bien sur les courbes de (Figure 3-36) que la force de cisaillement au pic du joint diminue avec l'augmentation de sa teneur en eau et le comportement du joint se rapproche de plus en plus d'un

comportement élastoplastique parfait (le comportement global de la courbe contrainte de cisaillement-déplacements est le même que celui de la courbe force de cisaillement-vitesse de cisaillement). La courbe (Figure 3-37) donne la variation du coefficient de frottement visqueux en fonction de la teneur en eau du joint en question.

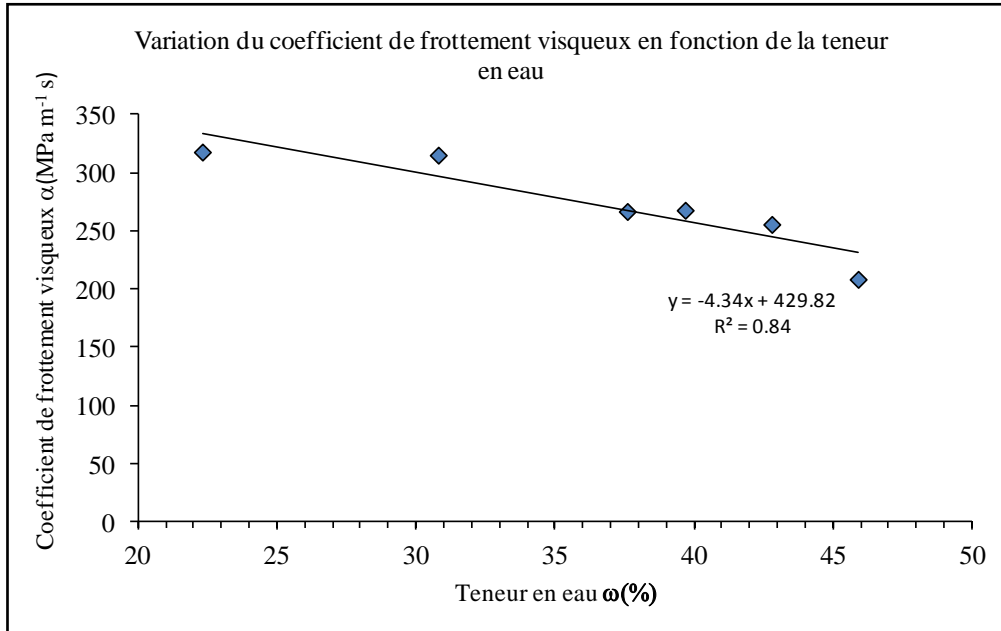


Figure 3-37 Variation du coefficient de frottement visqueux en fonction de la teneur en eau du joint

La (Figure 3-37) montre clairement que le coefficient de frottement visqueux diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du joint. L'augmentation de la teneur en eau du joint augmente sa lubrification, ce qui se traduit par une diminution de la force de frottement mobilisée pour la même vitesse. Le coefficient de frottement visqueux diminue d'autant que le joint est plus lubrifié. Ce résultat est vérifié pour des joints de même nature, i.e. lisse et d'une rugosité identique (même échantillon, même mode opératoire, même appareillage). La relation entre et la teneur en eau du joint est la suivante :

$$\alpha = -4,34 \omega + 429,82 \quad \text{E.3.13}$$

α (MPa·m⁻¹ s) ; ω (%).

Variation de μ en fonction de ω (vitesse de cisaillement variable)

Les données mentionnées sur la (Figure 3-38) sont des coefficients de frottements de Coulomb calculés avec la force normale *appliquée* (μ_a) et par la force normale *mesurée* (μ_m). Les valeurs des μ_a restent toujours supérieures aux valeurs des μ_m . La valeur moyenne des μ_a est de 0,70 et de 0,57 pour les μ_m . On remarque que pour la teneur en eau la plus faible (21%) la valeur de μ est supérieure à la valeur moyenne (Figure 3-38), tandis que pour les valeurs de teneur en eau ($\geq 30\%$) les valeurs de μ sont quasiment sur la droite de la moyenne. Ces valeurs de μ sont obtenues pour des valeurs de vitesse de cisaillement variables supérieures à 0,30 mm/min.

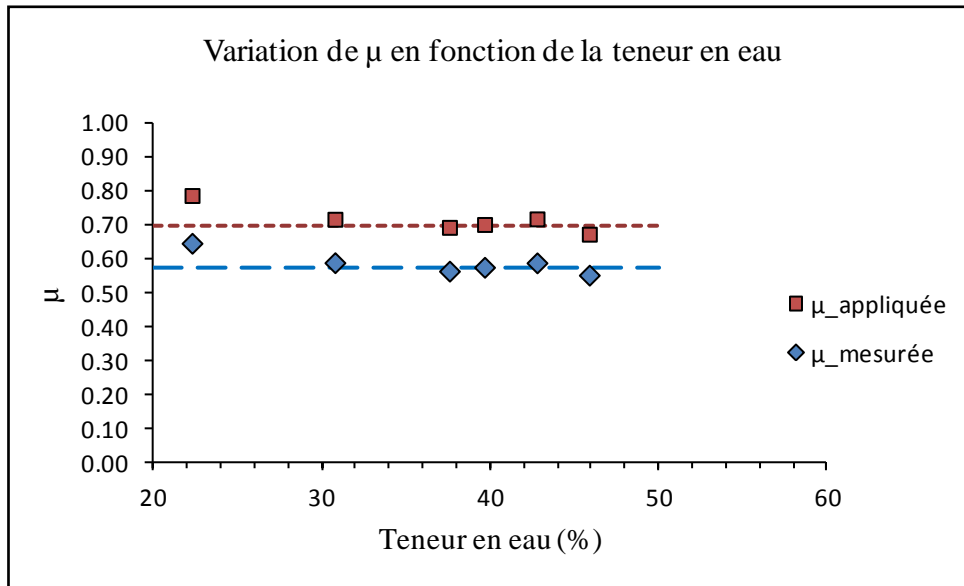


Figure 3-38 Variation de μ En fonction de ω

Rappelons que pour des essais de cisaillement à vitesse constante de 0,20 mm/min et sur des éprouvettes identiques et avec une force normale appliquée de 2 kN (Figure 3-27), le coefficient de frottement de Coulomb est de 0,81 ($\mu_m=0,78$). On remarque que les valeurs des coefficients de frottement de Coulomb pour une teneur en eau de 21% sont celles qui se rapprochent le plus des valeurs de μ obtenues à vitesse constante, mais qui restent toujours inférieures à ces dernières.

La (Figure 3-38) montre que le coefficient de frottement de Coulomb μ change avec le changement de l'état du joint (sec ou mouillé). On remarque que dès que le joint devient mouillé, la teneur en eau n'a presque plus d'influence sur μ . On constate également que les coefficients de frottement de Coulomb pour des joints secs sont toujours supérieurs à ceux des joints mouillés.

Rapport entre le coefficient de frottement visqueux α et la raideur tangentielle K_t

Pour un essai de cisaillement (joint lisse) à vitesse constante (0,2 mm/min) et avec un chargement normal de 2 kN, les raideurs tangentielles pour l'état sec et pour l'état saturé sont de 382,69 et 249,44 MPa m⁻¹ successivement. Pour un essai de cisaillement dans les mêmes conditions de chargement, mais à une vitesse de cisaillement variable donne un coefficient de frottement visqueux de 317,56 MN m⁻¹ s pour le cas sec et un coefficient de frottement visqueux de 208,17 MN m⁻¹ s pour le cas mouillé. Le rapport entre la raideur tangentielle et le coefficient de frottement visqueux est de 1,205 pour un état sec du joint et de 1,198 pour un état complètement saturé. On constate que le rapport de proportionnalité, qui s'exprime en (m⁻²s⁻¹), avoisine **1,2** dans les deux cas.

3.5. Conclusions et perspectives

La carrière de la Brasserie (dite « Gravelle »), située au sud-est de Paris dans le Bois de Vincennes, offre un exemple d'application de la démarche suivie dans ce travail, grâce à des observations réalisées dans une partie de la carrière. Elle présente un état de dégradation avancé dans certains quartiers (surtout dans le quartier nord) où plusieurs fontis sont apparus avec un risque potentiel de propagation vers les terrains de surface. Les trois fontis spectaculaires sont les trois fontis elliptiques proches de la zone nord. Leurs dimensions moyennes varient entre 20 et 30 m de longueur avec une largeur moyenne qui varie entre 8 et 10 m. Afin de simuler une évolution potentielle de leur état actuel, des échantillons provenant de ces fontis ont été prélevés.

Les essais d'identification physiques et mécaniques montrent une résistance très faible à moyenne pour les échantillons testés. La variation de la qualité et de l'état d'altération des échantillons reflète d'une manière générale l'état de stabilité différentielle entre les quartiers et bancs de calcaire de la carrière.

Dans le but de réaliser une simulation numérique des trois fontis elliptiques, des essais de cisaillement ont été conduits pour déterminer les deux paramètres essentiels du modèle du comportement (α et μ). Les essais ont été réalisés sur des échantillons de calcaire, les caractéristiques physiques et mécaniques sont faibles (proche de celles du Bloc_3 correspondant à un échantillon prélevé in-situ), ce qui va jouer dans les sens de la sécurité dans la simulation. La masse volumique de la roche est un autre paramètre qu'il faut introduire dans le modèle pour chaque simulation en même titre que μ et α .

Les résultats des essais de cisaillement montrent que le premier paramètre de la loi de frottement visqueux μ , qui détermine le seuil de la force de frottement, est indépendant de la force normale pour un joint saturé. Cependant, il présente une faible tendance de baisse (de l'ordre de -2,1 % pour les μ calculé avec la force normale appliquée et -3,3 % pour les μ calculé avec la force normale mesurée durant l'essai) avec l'augmentation de la force normale.

L'état hydrique du joint a également une légère influence sur la variation du coefficient de frottement de Coulomb (une baisse de μ entre le cas sec et le cas saturé de l'ordre de : 3,5 % pour les μ_a et de 4,8 % pour les μ_m).

La valeur moyenne du coefficient de frottement de Coulomb μ pour le calcaire étudié est de 0,78. Si l'on fait varier (augmenter) la vitesse de cisaillement durant l'essai, la valeur de μ baisse de l'ordre 14%.


Pour résumer, le coefficient de frottement de Coulomb est un paramètre intrinsèque du matériau, il ne varie quasiment pas (<5%) ni avec la variation de la force normale, ni avec la variation de l'état hydrique du joint, pour le déterminer l'essai de cisaillement doit être conduit avec une vitesse constante.

L'augmentation de la teneur en eau diminue le pic de cisaillement et le comportement du joint se rapproche de plus en plus d'un comportement élastoplastique parfait. Le pic est bien présent pour des teneurs en eau inférieures à 30 %. Pour des teneurs en eau supérieures à 30%, la force de cisaillement résiduelle reste constante quelle que soit la teneur en eau.

La pente de la partie oblique de la courbe force de cisaillement - vitesse de cisaillement fournit le coefficient de frottement visqueux. Le coefficient de frottement visqueux diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du joint. L'augmentation de la teneur en eau du joint augmente sa lubrification, ce qui se traduit par une diminution de la force de frottement mobilisée pour une même vitesse. Le coefficient de frottement visqueux diminue d'autant que le joint est plus lubrifié. Ce résultat est vérifié pour des joints de même nature.

Le rapport de proportionnalité entre le coefficient de frottement visqueux et la raideur tangentielle du joint, qui s'exprime en (m^2s^{-1}), avoisine 1,2 dans le cas sec et dans le cas saturé. Cependant, il faut bien garder à l'esprit que : le coefficient de frottement visqueux est déterminé par un essai de cisaillement piloté par une vitesse variable et la raideur tangentielle est déterminée par un essai de cisaillement piloté par une vitesse constante.

En perspective, dans un futur travail, pour une meilleure détermination du coefficient de frottement visqueux, il faudrait améliorer le dispositif de cisaillement. Autrement dit, pour avoir une acquisition continue de la force et de la vitesse : il faudra donc piloter la machine en accélération et non en vitesse. Des essais de cisaillement à différentes vitesses constantes, permettront d'affiner, d'améliorer et de mieux comprendre la loi de comportement utilisé dans le modèle. Il faudra, également, réaliser plusieurs essais à vitesse constante et à vitesse variable pour différentes conditions hydriques, pour mieux déterminer le rapport entre la raideur tangentielle du joint et son coefficient de frottement visqueux. Toutefois, une amélioration du dispositif pour mieux maîtriser la teneur en eau du joint s'impose. Des essais de cisaillement à vitesse variable sur des joints naturels non lisse, permettront au modèle de se rapprocher du comportement réel du joint.



**CHAPITRE IV : ÉTUDE
NUMÉRIQUE ET
PARAMÉTRIQUE ET
APPLICATION DU
MODÈLE À LA CARRIÈRE
DE LA BRASSERIE**

Chapitre IV : Étude numérique et paramétrique et application du modèle à la carrière de la Brasserie

4.1. Introduction

4.2. Étude paramétrique

- 4.2.1. Objectifs
- 4.2.2. Description du modèle numérique du toit
- 4.2.3. Paramètres de l'étude

4.3. Résultats de l'étude paramétrique

- 4.3.1. Effet de la hauteur initiale du toit sur le foisonnement
- 4.3.2. Effet de la taille de l'ouverture initiale du fontis sur le foisonnement
- 4.3.3. Effet du degré de fracturation de la roche sur le foisonnement
- 4.3.4. Variation du coefficient de foisonnement le long des débris
- 4.3.5. Effet du coefficient de foisonnement et du degré de fracturation sur l'affaissement
- 4.3.6. Effet du coefficient de foisonnement et de l'ouverture initiale du fontis sur la hauteur de la cloche d'effondrement
- 4.3.7. Simulation d'une perte de résistance dans le toit par perte de frottement

4.4. Étude de la carrière de la Brasserie

- 4.4.1. Introduction
- 4.4.2. Présentation de la carrière
- 4.4.3. Description du modèle numérique de la carrière de la Brasserie
- 4.4.4. Résultats

4.5. Synthèses et conclusions

4. Chapitre IV : Étude numérique et paramétrique et application du modèle à la carrière de la Brasserie

Le fontis est une instabilité locale, causée par un effondrement localisé d'une cavité souterraine peu profonde. Le phénomène peut provoquer deux types de mouvement du sol en surface : un affaissement continu (progressif) ; un affaissement brutal (survenue d'un trou en surface) connu sous le nom de fontis. L'affaissement des terres sur lesquelles existent des structures et des infrastructures peut induire des dommages sérieux. Le risque d'effondrement est réel et la sécurité de la population peut être gravement compromise. La prédiction du risque d'effondrement est une tâche compliquée en raison de la combinaison de différents facteurs, impliqués dans le développement d'un fontis. La progression du fontis dans les terrains de recouvrement dépend du foisonnement de la roche effondrée pouvant permettre une stabilisation par auto-comblement. Dans ce chapitre sera étudié la variation du coefficient de foisonnement pour améliorer la prédiction du risque fontis. La méthode numérique développée et décrite dans le Chapitre_II est utilisée ici pour estimer le coefficient de foisonnement. Une étude paramétrique sur le foisonnement est présentée dans la première partie de ce chapitre puis se prolonge avec une application sur un cas réel concernant la carrière souterraine de la Brasserie (Paris – France) déjà présentée dans le chapitre précédent.

4.1. Introduction

Les cavités souterraines sont généralement sujettes au vieillissement et à plusieurs types de dégradation qui peuvent affecter le toit immédiat et les terrains de recouvrement de la cavité. Les anciennes carrières souterraines abandonnées n'ont certainement pas été conçues pour être stables à long terme après leur abandon. Elles peuvent parfois être totalement ou partiellement remblayées, mais pas systématiquement (Kratzsch, 1983). L'effondrement d'une cavité souterraine génère une grande déformation et une fracturation des niveaux supérieurs des terrains sus-jacents. Plusieurs mécanismes de défaillance s'engagent dans le toit de la carrière pouvant provoquer des affaissements continus ou des fontis en surface (Whittaker & Reddish, 1989). L'affaissement des terres sur lequel les bâtiments et les infrastructures sont construits peut avoir de graves conséquences sur la sécurité des personnes. Par exemple, l'effondrement de Clamart en 1961 (effondrement de la carrière de craie peu profonde) a fait 21 morts et 50 blessés avec de nombreuses maisons détruites (Al Heib et al, 2016). La propagation du fontis dans les terrains de recouvrement peut être arrêtée dans trois conditions géologiques et géotechniques potentielles.

La première situation est la présence d'un banc raide et d'une compétence suffisante pour arrêter la propagation des instabilités (Al Heib et al., 2016).

Le deuxième cas est d'avoir un phénomène d'arc-boutement qui est un mécanisme autobloquant (Vachat, 1982).

La dernière situation est d'obtenir l'auto-comblement par foisonnement.

Si aucun des trois cas de figure précédent n'est rencontré alors les instabilités ont de grandes chances de se propager jusqu'en surface (figure 1.4).

Pour les problèmes d'ingénierie et d'évaluation des risques, l'estimation de la hauteur de la cheminée de l'effondrement au-dessus de la cavité est une étape critique et cruciale pour prédire le danger potentiel de l'apparition d'un fontis à la surface. Des approches empiriques, analytiques et numériques ont été développées pour estimer la hauteur de la cheminée (Pigott & Eynon 1978; Vachat 1982; Belyaev 1984; Whittaker 1985; Smart et Aziz 1989; Palchik 1991; Dyne 1998; Singh 1999; Palchik 2002; Abbas Fayad 2004; Yavuz 2004; Didier and Salmon 2010). Le principal paramètre des approches empiriques et analytiques est le coefficient de foisonnement. Le coefficient de foisonnement peut être influencé par plusieurs paramètres :

- Le type de roche et la nature des terrains de recouvrement, les roches tendres ont généralement une très faible valeur du coefficient de foisonnement ;
- Le degré de fracturation de la masse rocheuse, ce paramètre très difficile à estimer, mais peut jouer un rôle majeur dans la détermination de la valeur du coefficient de foisonnement ;
- L'épaisseur des strates ;
- La présence d'eau pouvant diminuer de manière significative le coefficient de foisonnement ;
- La hauteur de chute ;
- L'ouverture initiale du fontis (rayon du fontis au niveau du toit immédiat) ;
- La forme des blocs.

Le modèle développé dans ce travail estime la hauteur de la cloche d'effondrement dans les carrières souterraines sans faire intervenir le coefficient de foisonnement. Cependant, le coefficient de foisonnement est l'un des résultats donnés par la simulation.

Dans un premier temps une étude paramétrique en fonction de la hauteur initiale du toit, de l'ouverture initiale du fontis au niveau de toit immédiat, du degré de fracturation dans le modèle est réalisée.

Dans un second temps une étude de sensibilité de la hauteur de la cloche d'effondrement et de l'affaissement en surface en fonction des mêmes paramètres est faite.

Enfin, l'application du modèle a été réalisée au cas réel de la carrière de la Brasserie présentant trois fontis elliptiques spectaculaires précédemment décrits. La hauteur des cloches d'effondrements et les affaissements à l'aplomb des trois fontis sont également étudiés durant ce travail.

4.2. Étude paramétrique

4.2.1. Objectifs

Les objectifs de cette étude paramétrique consistent à déterminer :

- l'effet de la hauteur de la chute des blocs sur le coefficient de foisonnement ;
- l'effet du rayon initial du fontis sur le coefficient de foisonnement ;
- l'effet du degré de fracturation de la roche sur le coefficient de foisonnement ;
- la variabilité du coefficient de foisonnement le long des décombres ;
- l'effet du coefficient de foisonnement et du degré de fracturation sur l'affaissement ;
- l'effet du rayon initial du fontis et du coefficient de foisonnement sur la hauteur de la cloche d'effondrement.

4.2.2. Description du modèle numérique du toit

Le modèle que nous proposons est divisé en trois parties : le préprocesseur, le processeur et le post-processeur. La théorie et la validation du modèle ont été présentées dans différents articles publiés par les auteurs (Dimnet, 2002, Dal Pont & Dimnet, 2008, Ikezouhene et al., 2017). Le prétraitement est réalisé par le PDMR (Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux) qui génère la géométrie, la fracturation du toit, le sol et les piliers (voir chapitre II). Les simulations sont réalisées avec STTAR3D. Le post-traitement permet d'estimer le coefficient de foisonnement, la hauteur de l'effondrement, l'affaissement et le rayon d'influence en surface. Ces trois étapes sont résumées dans l'organigramme de (**Erreur ! Source du renvoi introuvable.**) (pour plus de précisions voir le chapitre II).

a) Description géométrique

La géométrie du modèle choisi pour l'étude paramétrique est de : 30 m de largeur sur 30 m de longueur sur 16 m de hauteur (Figure 4-1).

Le modèle du toit est simulé par huit strates et contient 8720 blocs. Le volume total est de 7200 m³ avec une masse de 19440 t. Le volume moyen d'un bloc est de 1,28 m³ avec un écart-type de 0,85 m³. La masse moyenne est de 3,45 t avec un écart type de 2,28 t. La description statistique des blocs est mentionnée dans le (Tableau 4-1).

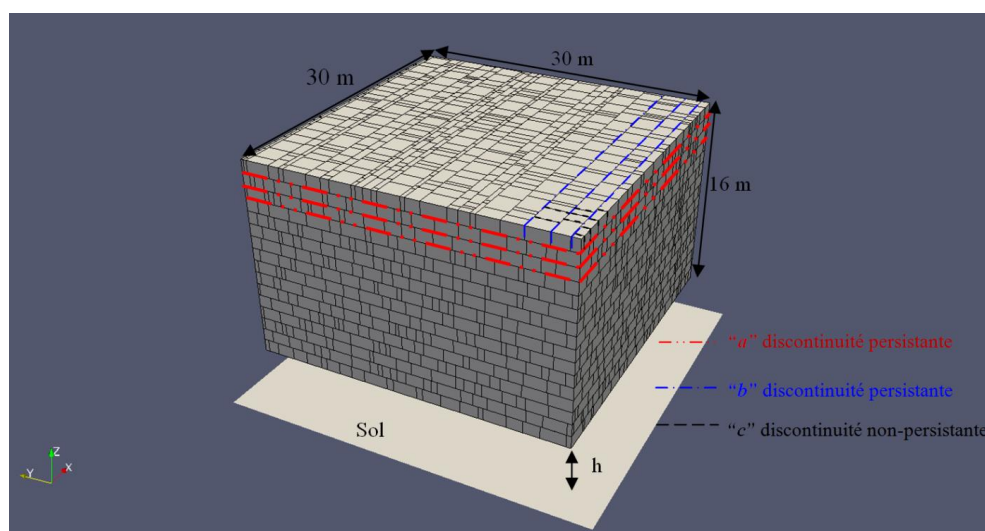


Figure 4-1 Le modèle numérique du toit fracture utilisé dans l'étude paramétrique

Tableau 4-1 Description statistique des blocs

	Élancement	Longueur (m)	Largeur (m)	Épaisseur (m)	Volume (m ³)	Masse (t)
Moyenne	1,15	1,15	1,00	1,12	1,28	3448,33
Écart-type	0,51	0,51	-	0,50	0,85	2280,87
Longueur : taille des blocs dans la direction de la longueur du toit ; Largeur: taille des blocs dans la direction de la largeur du toit; Épaisseur taille des blocs en hauteur du toit.						

Les trois familles de discontinuités choisies dans cette étude paramétrique sont perpendiculaires entre elles. Les deux familles "a" et "b" sont des discontinuités persistantes. La famille "a" discrétise le massif rocheux en strates et la famille "b" discrétise les strates en colonnes. Les discontinuités "a" et "b" traversent le massif de bout en bout. La famille de discontinuités "c" est la famille qui divise les colonnes formées par la famille "b" en blocs (Figure 4-1). Les Pasa, Pasb et Pasc sont les valeurs moyennes des espacements des discontinuités de même famille (Tableau 4-2).

Tableau 4-2 Espacements moyens entre les discontinuités de même famille

	Pasa(m)	Pasb(m)	Pasc(m)
Moyenne	1,14	1,00	1,12
Écart type	0,51	0,00	0,50

b) Description mécanique

Les contacts entre blocs sont toujours considérés comme unilatéraux. Ainsi, dans la direction normale, la force de contact doit remplir la condition de Signorini. La force de friction appartenant au plan perpendiculaire à la direction normale est exprimée en fonction de la vitesse de glissement relative (E.2.26). Les blocs sont des éléments rigides et non déformables avec une rigidité infinie. Les blocs qui se trouvent dans la limite latérale du modèle remplissent les conditions de Dirichlet (les blocs ne se déplacent pas tout au long de la simulation). Les paramètres mécaniques utilisés dans cette simulation sont présentés dans le tableau suivant (Tableau 4-3). Les paramètres physico-mécaniques utilisés dans les simulations sont issus de l'étude expérimentale menée dans le chapitre III.

Tableau 4-3. Paramètres physico-mécaniques utilisés dans les simulations

Paramètre	value	Unit
Masse volumique des blocs : ρ	2700	Kg/m^3
Coefficient de frottement visqueux : α	100	$\text{MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$
Coefficient de Coulomb : μ	0,825	Unitless
Gravité : g	9,81	m/s^2
Pas de temps	10^{-3}	S

Le coefficient de frottement visqueux choisi pour cette étude paramétrique est égal à $100 \text{ MN m}^{-1}\text{s}$, donc inférieur aux valeurs déterminées dans l'étude laboratoire mais ce choix est concerté, car il a été fait de telle sorte que l'effondrement soit initié avec certitude. En effet, des coefficients de frottement visqueux supérieurs à $100 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ rendaient les cas étudiés stables or le but recherché de ce travail est d'étudier le foisonnement : si le toit est stable ou juste à la limite de l'effondrement de la première strate, il ne sera pas possible d'étudier le foisonnement.

4.2.3. Paramètres de l'étude

Les deux paramètres variables de cette étude sont la hauteur entre le sol et le toit et le rayon initial du fontis. Pour montrer l'effet de l'ouverture initiale du fontis (rayon du fontis au niveau du toit immédiat) sur le coefficient de foisonnement, le rayon de l'ouverture initiale du fontis a varié de 1,5 m jusqu'à 5 m avec un pas de 0,5 m (Figure 4-2). Les blocs latéraux du toit sont soumis aux conditions de Dirichlet. Pour le toit immédiat (la première strate) tous les blocs à l'extérieur de la zone de l'ouverture initiale du fontis sont également soumis aux conditions de Dirichlet. Le reste des blocs constituant le modèle ne sont soumis à aucune condition. Le modèle est chargé seulement avec son poids propre. Dans le but de voir l'effet de l'ouverture de l'exploitation (hauteur de l'exploitation), ainsi que l'effet de la hauteur de chute sur le coefficient de foisonnement, la hauteur entre le sol et le toit a varié entre 2 m et 5 m avec un pas de 0,5 m. La (Figure 4-2) est une vue d'en bas de la (Figure 4-1) pour différentes valeurs de l'ouverture initiale du fontis simulé dans cette étude paramétrique. La variation du rayon initial du fontis est effectuée pour chaque valeur de la hauteur entre le sol et le toit h .

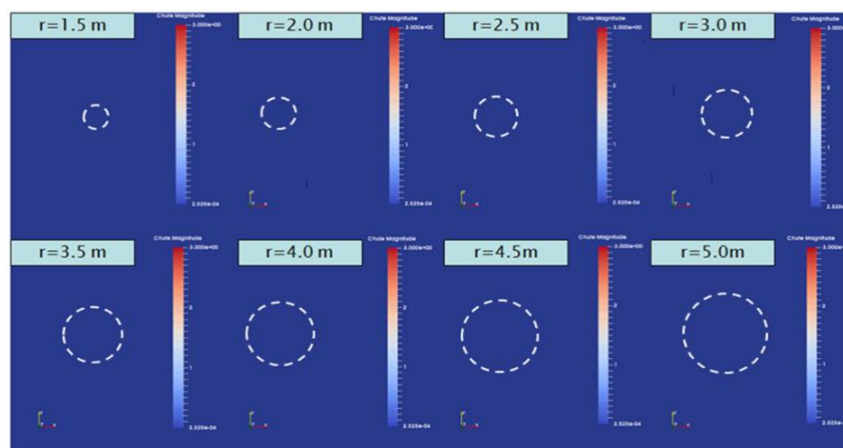


Figure 4-2 Vue d'en bas pour les différentes ouvertures initiales du fontis

4.3. Résultats de l'étude paramétrique

4.3.1. Effet de la hauteur initiale du toit sur le foisonnement

Les courbes des (Figure 4-3) et (Figure 4-4) représentent la variation du coefficient de foisonnement en fonction de la hauteur normalisée et également en fonction de la hauteur du toit. La hauteur normalisée étant la hauteur de chute rapportée à la hauteur des terrains de recouvrement. Dans la Figure 4-3, des courbes de tendance polynomiales d'ordre 2 sont présentées pour illustrer la relation entre le coefficient de foisonnement et la hauteur normalisée. On remarque que le paramètre de corrélation R^2 au minimum est supérieur à 0,86, ce qui correspond à une bonne corrélation entre les courbes de tendances et les données. Les équations des courbes de tendance mentionnées sur la Figure 4-3 sont classées selon le classement des courbes successivement.

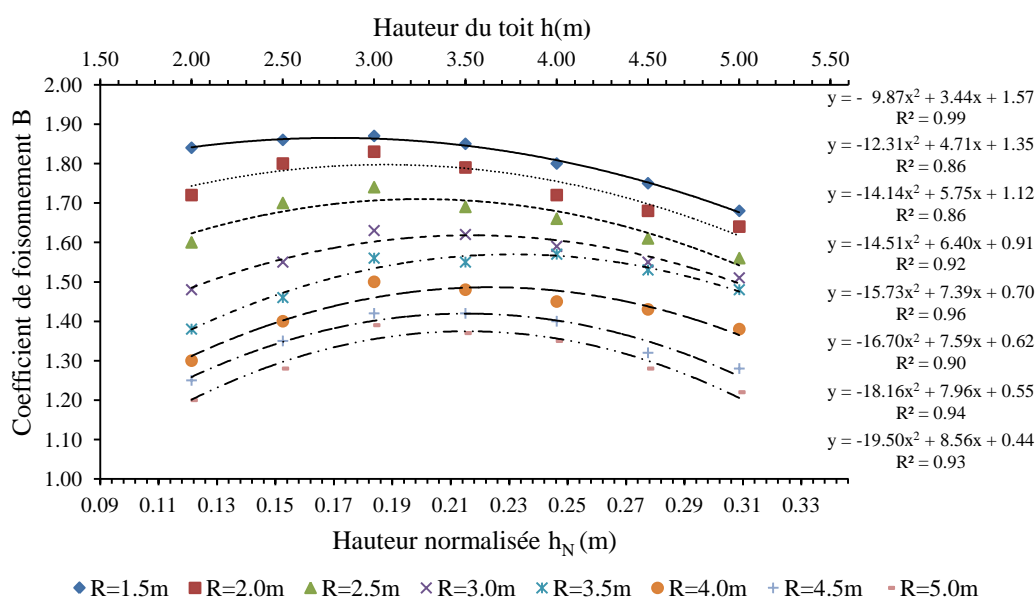


Figure 4-3 Variation du coefficient de foisonnement en fonction de la hauteur normalisée pour différentes valeurs du rayon initial du fontis

La valeur maximale du coefficient de foisonnement est donnée par une valeur de 0,19 de la hauteur normalisée (Figure 4-3), et ceci restant valable pour toutes les ouvertures initiales du fontis. On note que les valeurs minimales du coefficient de foisonnement sont données par h_N égal à 0,31 pour les rayons de l'ouverture initiale du fontis égale à 1,5, 2,0 et 2,5 m. Cependant, pour les valeurs de rayon de l'ouverture initiale du fontis égal ou supérieur à 3,0 m, les valeurs minimales du coefficient de foisonnement sont données par h_N égal à 0,125. En effet, pour les rayons de l'ouverture initiale du fontis où ceux-ci sont égaux ou supérieurs à trois fois la taille moyenne des blocs (Tableau 4-1), ceci provoque la chute d'une grande masse. Avec le poids de cette masse et la hauteur du toit immédiat qui est petit, le potentiel de rotation des fragments diminue et la quantité de volume de vide entre les débris en est donc réduite (Esterhuizen et Karacan, 2007). Toutefois, lorsque le rayon de l'ouverture initiale du fontis est inférieur à trois fois la taille moyenne des blocs, l'effondrement est

moins brutal. En effet, le coefficient de foisonnement minimal est donné par les plus grandes valeurs de la hauteur normalisée, ceci provient de l'énergie cinétique gagnée par les blocs dans leur chute qui se traduit par une force de compactage appliquée sur les décombres et qui a comme autre effet la réduction du volume du vide entre les débris.

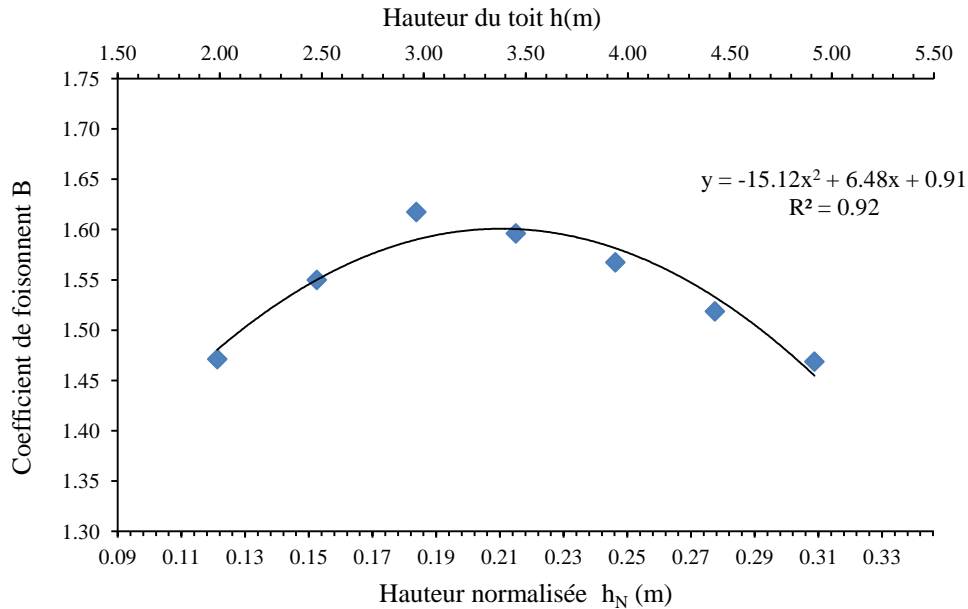


Figure 4-4 Variation du coefficient de foisonnement moyen en fonction de la hauteur normalisée

La (Figure 4-4) présente les coefficients de foisonnement moyens en fonction de la hauteur normalisée en fonction de la hauteur du toit immédiat. Les moyennes sont calculées sur les différentes valeurs des coefficients de foisonnement obtenus pour différentes ouvertures initiales de fontis. Dans l'ensemble, la variation du coefficient de foisonnement selon la hauteur normalisée ou même en fonction de hauteur du toit immédiat passe par trois intervalles tendances (Figure 4-4).

Le premier intervalle correspond à une hauteur normalisée (ou la hauteur de chute) faible, le coefficient de foisonnement l'est également.

Le deuxième intervalle correspond à une hauteur de chute qui se situe entre 3 et 4 m, les coefficients de foisonnement sont alors les plus importants. Lorsque la hauteur de chute est supérieure à la taille moyenne des blocs, les blocs sont plus susceptibles de tourner pour retomber dans un arrangement désordonné avec un volume de vide plus important.

Le dernier intervalle correspond à une hauteur de chute supérieure à 4 m, le facteur de volume est alors plus faible. Cette diminution du coefficient de foisonnement est causée par l'énergie cinétique gagnée par les blocs tout au long de leur chute qui se traduit par une force appliquée sur les décombres.

Une formule analytique est proposée pour estimer le coefficient de foisonnement (E.4.1). Cette formule prend en compte la valeur de la hauteur normalisée du toit et le rayon de l'ouverture initiale du

fontis. Cette formule reproduit de manière satisfaisante les variations du coefficient de foisonnement (Figure 4-5) des simulations ci-dessus. Les paramètres α , β et γ prennent en compte l'effet de l'ouverture initiale du fontis sur la variation du coefficient de foisonnement. Notons que l'ouverture initiale du fontis influence le coefficient de foisonnement d'une manière logarithmique (E.4.2).

$$B = \alpha \cdot h_N^2 + \beta \cdot h_N + \gamma \quad \text{E.4.1}$$

$$\text{Où } \alpha = -7,42\ln(r) - 6,89, \beta = 4,20\ln(r) + 1,82 \text{ and } \gamma = -0,97\ln(r) + 1,98 \quad \text{E.4.2}$$

h_N : hauteur de chute normalisée

r : rayon de l'ouverture initiale du fontis

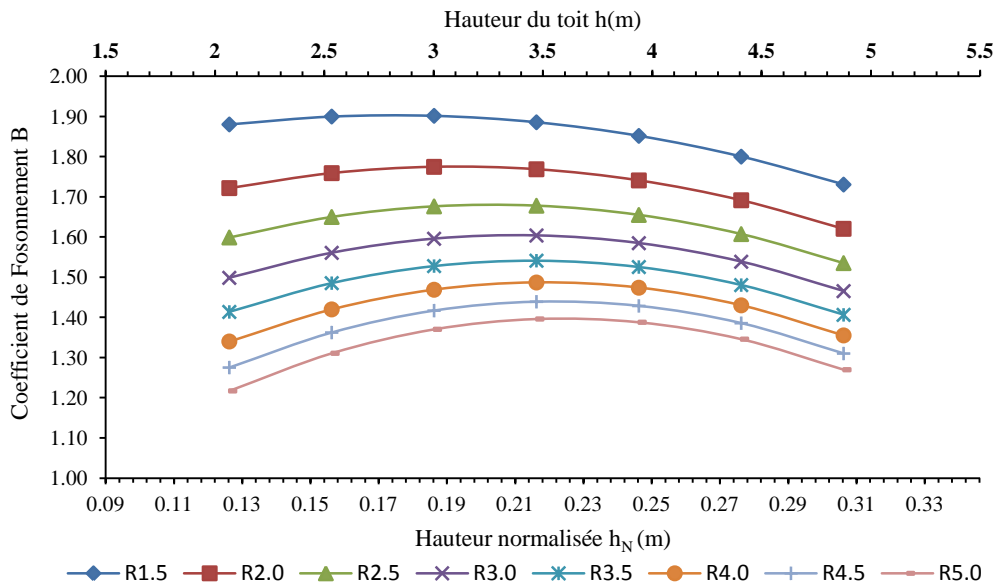


Figure 4-5 Variation du coefficient de foisonnement en fonction de la hauteur normalisée (calculé par E.4.1)

Application : effet de la variation du coefficient de foisonnement sur la hauteur d'effondrement

Cette relation entre le coefficient de foisonnement et la hauteur de chute normalisée a une application importante dans les cas réels. Dans l'exemple suivant, une estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement en utilisant l'équation (E.4.1) est faite, une comparaison de cette estimation est ensuite faite en utilisant un coefficient de foisonnement constant.

L'exemple étudié est une carrière souterraine à deux niveaux, avec les mêmes caractéristiques que le cas d'étude précédent, le toit immédiat est situé à une hauteur de 3 m et d'une épaisseur de 2 m. Le deuxième niveau se situe au-dessus du premier toit. Son toit immédiat est également situé à une hauteur de 3 m avec une épaisseur de 2 m (Figure 4-6). Les terrains de recouvrement sont divisés en neuf strates de 2 m chacune (Figure 4-6). Le diamètre de l'ouverture initiale du fontis choisi est égal à 5,5 m.

L'estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement, en utilisant des coefficients de foisonnement qui varient en fonction de la variation de hauteur normalisée (Figure 4-4), prédit une hauteur d'effondrement qui atteint les 15 m au-dessus du bas du toit immédiat du premier niveau. Avec cette méthode, l'instabilité s'arrête par auto-comblement par foisonnement à 10 m sous la surface libre (Figure 4-6). Les notes des calculs sont données sur la (Figure 4-8).

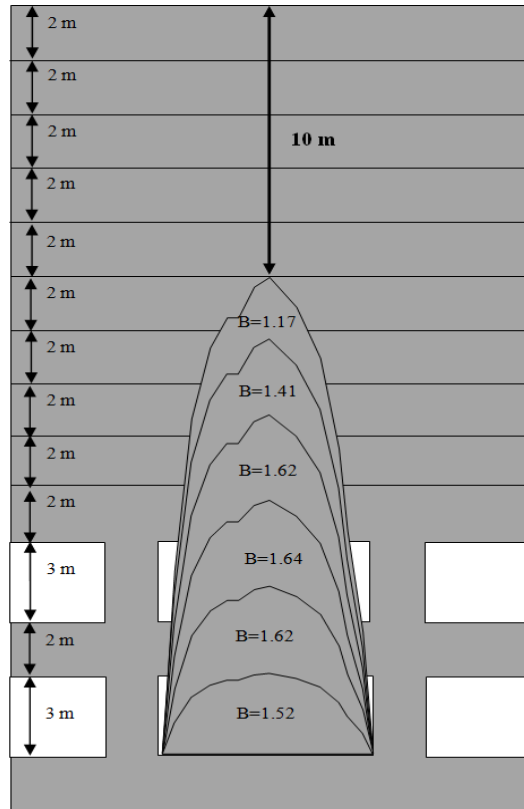


Figure 4-6 Propagation du fontis dans les terrains de recouvrement : estimation de la hauteur de la cheminée du fontis avec la méthode du coefficient de foisonnement variable

Par ailleurs, les valeurs maximales, minimales et moyenne du coefficient de foisonnement obtenues par la méthode précédente sont reprises et utilisées dans l'estimation de la hauteur d'effondrement en affectant un coefficient de foisonnement constant (Figure 4-7). Avec l'utilisation du coefficient de foisonnement maximal ($B_{\max}=1,64$), la hauteur prévisible de l'effondrement est de 16 m. La méthode prédit que pour une hauteur d'effondrement de 16 m, la hauteur des débris foisonnés est de 16,4 m. Dans ce cas l'instabilité s'arrête par auto-comblement par foisonnement, l'instabilité se stoppant alors à 12 m au-dessous de la surface libre (Figure 4-7 à gauche).

De même, l'utilisation du coefficient de foisonnement moyen ($B_{\text{moyen}}=1,50$), prédit une hauteur d'effondrement qui arrive à 15 m au-dessus du toit immédiat du premier niveau. Avec cette méthode, l'instabilité s'arrête par auto-comblement par foisonnement à 10 m sous la surface libre (Figure 4-7 au milieu).

Cependant, avec l'utilisation du coefficient de foisonnement minimal ($B_{\min}=1,17$), la méthode prédit que le fontis arrive en surface. Dans ce cas, la méthode prédit que pour une hauteur d'effondrement de 28 m, la hauteur des débris foisonnés est de 25,8 m (Figure 4-8). Dans ce cas, un fontis de 2,2 m de profondeur se manifeste en surface (Figure 4-7 à droite).

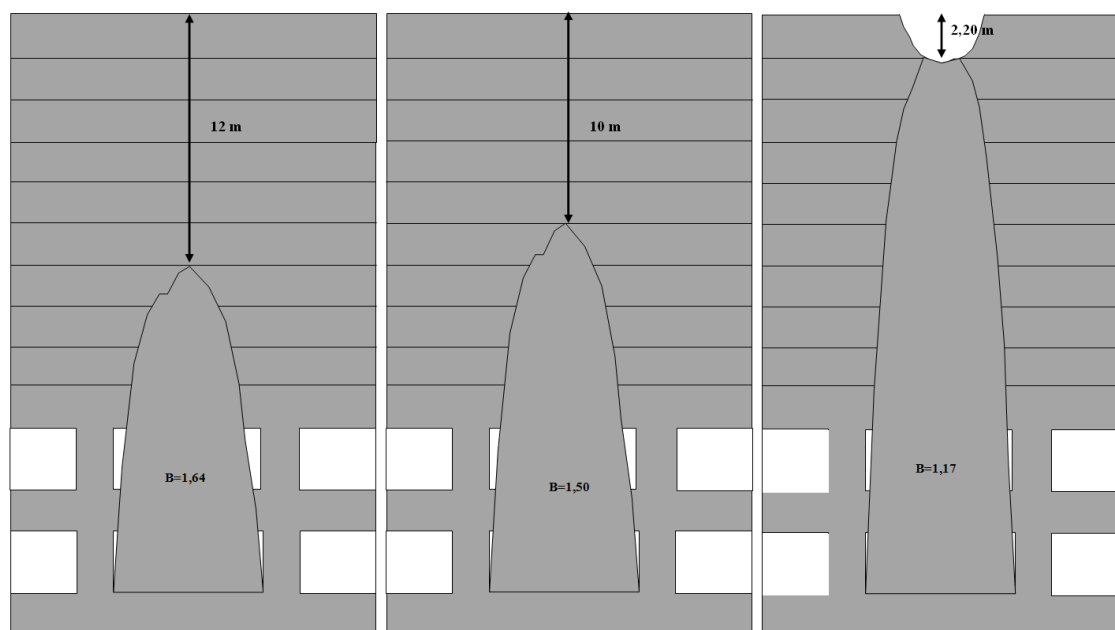


Figure 4-7 Propagation du fontis dans les terrains de recouvrement : estimation de la hauteur de la cheminée du fontis avec la méthode du coefficient de foisonnement constant (B_{\max} à gauche, B_{moyen} au milieu, B_{\min} à droite)

L'utilisation d'un coefficient de foisonnement constant, sous-estime ou sur-estime (selon si on utilise un coefficient minimal ou maximal) la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement prévisible par rapport à l'utilisation d'un coefficient de foisonnement variable. Dans l'exemple précédent, l'utilisation d'un coefficient de foisonnement moyen constant a donné les mêmes résultats que l'utilisation d'un coefficient de foisonnement variable, ce qui n'est pas toujours le cas.

Le choix de la méthode et des valeurs du coefficient de foisonnement à utiliser pour prédire la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement est primordiale. Une erreur de 2 m dans l'estimation de la hauteur d'effondrement peut avoir de graves conséquences sur les ouvrages en surface. Cet exemple montre l'impact que peut avoir la variation du coefficient de foisonnement dans l'estimation de l'ampleur de l'effondrement et ses conséquences. Dans la suite de ce chapitre sera également abordé l'effet de la variation du coefficient de foisonnement sur l'affaissement en surface.

Estimation de la hauteur d'effondrement avec un coefficient de foisonnement variable					Estimation de la hauteur d'effondrement avec un coefficient de foisonnement constant							
		hauteurs de chute normalisées	coefficient de foisonnement variable	hauteurs des débris foisonnées			coefficient de foisonnement constant maximum	hauteurs des débris foisonnées	coefficient de foisonnement constant minimum	hauteurs des débris foisonnées	coefficient de foisonnement constant moyen	hauteurs des débris foisonnées
	H_i (m)	h_N	B	H (m)		H_i (m)	B	H(m)	B	H(m)	B	H(m)
Premier niveau	3				Premier niveau	3						
Toit immédiat	2	0.12	1.52	3.0	Toit immédiat	2	1.64	3.3	1.17	2.3	1.5	3.0
Deuxième niveau	3				Deuxième niveau	3						
Toit immédiat	2	0.25	1.62	3.2	Toit immédiat	2	1.64	3.3	1.17	2.3	1.5	3.0
Strate N° 1	2	0.21	1.64	3.3	Strate N° 1	2	1.64	3.3	1.17	2.3	1.5	3.0
Strate N° 2	2	0.17	1.62	3.2	Strate N° 2	2	1.64	3.3	1.17	2.3	1.5	3.0
Strate N° 3	2	0.09	1.41	2.8	Strate N° 3	2	1.64	3.3	1.17	2.3	1.5	3.0
Strate N° 4	2	0.03	1.17	2.3	Strate N° 4	2		$\Sigma H=16.4$ m	1.17	2.3	1.5	3.0
Strate N° 5	2			$\Sigma H=18.0$ m	Strate N° 5	2			1.17	2.3		$\Sigma H=18.0$ m
Strate N° 6	2				Strate N° 6	2			1.17	2.3		
Strate N° 7	2				Strate N° 7	2			1.17	2.3		
Strate N° 8	2				Strate N° 8	2			1.17	2.3		
Strate N° 9	2				Strate N° 9	2			1.17	2.3		
										$\Sigma H=25.8$ m		

Figure 4-8 Étapes de calcul avec les deux méthodes à coefficient de foisonnement constant et à coefficient de foisonnement variable

4.3.2. Effet de la taille de l'ouverture initiale du fontis sur le foisonnement

Dans la section précédente (§ 4.3.1) il a été mis en évidence que le coefficient de foisonnement dépend non seulement de la hauteur de chute normalisée, mais également de l'ouverture initiale du fontis (Figure 4-3). Dans cette section, l'effet de l'ouverture initiale du fontis sur la variation du coefficient de foisonnement sera étudié. Pour chaque hauteur du toit immédiat (variable entre 2 et 5 m avec un pas de 0,50 m), le rayon de l'ouverture initiale du fontis (rayon du fontis au niveau du toit immédiat) variera entre 1,5 et 5 m avec un pas de 0,5 m (Figure 4-2).

On remarque que le coefficient de foisonnement, pour différentes hauteurs du toit immédiat, appartient à une bande délimitée par les deux droites en fonction du rayon initiale du fontis. $B1 = -0,15r + 2,15$ et $B2 = -0,15r + 1,85$. $B1$ et $B2$ sont les limites supérieure et inférieure de la bande. Notons que pour toutes les hauteurs immédiates du toit, le coefficient de foisonnement diminue lorsque l'ouverture initiale du fontis augmente (Figure 4-2). La relation entre le coefficient de foisonnement et l'ouverture initiale du fontis est inversement proportionnelle.

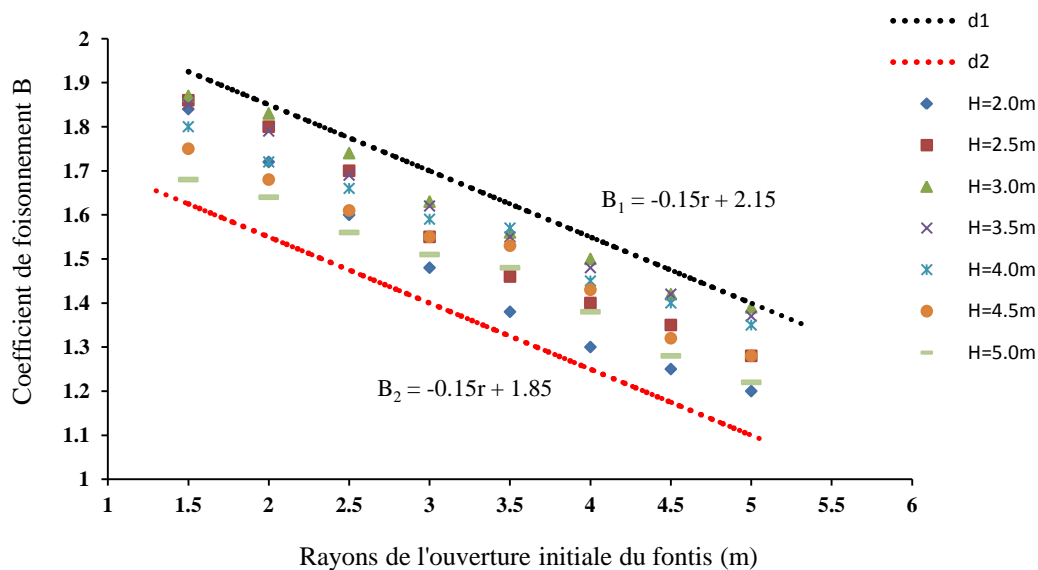


Figure 4-9 Variation du coefficient de foisonnement en fonction de l'ouverture initiale du fontis pour les différentes hauteurs du toit immédiat

On constate également que l'effet de l'ouverture initiale du fontis sur le foisonnement est plus important pour des faibles hauteurs initiales du toit que pour les hauteurs du toit les plus importantes (Figure 4-3 , Tableau 4-4). Cet effet est dû à la quantité de la masse effondrée qui entre en jeu et à l'espace vide disponible pour la recevoir. Autrement dit, dans le cas des faibles rayons, la quantité de masse effondrée n'est pas importante et l'effondrement est progressif. Cependant, pour le cas des rayons importants la quantité de masse effondrée est conséquente également ce qui rend l'effondrement brutal et instantané. Cette instantanéité de l'effondrement fait diminuer le potentiel de foisonnement de la roche.

Ici le terme progressif est utilisé pour décrire les effondrements qui ont eue lieu de manière étalée sur la durée de la simulation. Par ailleurs, les termes brutal et instantané sont utilisés pour décrire des effondrements qui ont eu lieu dans le début de la simulation.

On remarque aussi que pour une hauteur du toit de $H=2\text{ m}$ (Figure 4-10), le coefficient de foisonnement diminue de 35% entre une ouverture de fontis de 1,5 m et une ouverture de 5 m. Pour un rayon $R=1,5\text{ m}$, l'effondrement est progressif (non brutal), ce qui a permis aux débris de se foisonner. Cependant, pour un rayon $R=5\text{ m}$, l'effondrement est brutal presque instantané, ce qui diminue le potentiel rotatif des débris, ainsi que le volume de vide qui en découle.

Par ailleurs, pour une hauteur de toit de 4 m, le coefficient de foisonnement diminue de 25% entre une ouverture de fontis de 1,5 m et une ouverture de 5 m. Pour le rayon $R=1,5\text{ m}$, l'effondrement est également progressif, ce qui a permis aux débris de se foisonner. Pour ce cas ($H=4\text{ m} - R=1,5\text{ m}$) la stabilisation est atteinte par un mécanisme d'arc-boutement. Le tas de débris effondré a un coefficient de foisonnement $B=1,80$. Cependant, pour le rayon $R=5\text{ m}$, l'effondrement été brutal pour les deux premières strates et progressif pour les autres.

Pour ce cas ($H=4\text{ m} - R=5\text{ m}$), grâce au volume vide disponible pour recevoir les débris, les blocs effondrés ont eux un potentiel rotatif, ce qui a augmenté le vide entre les débris et le foisonnement qui en découle par rapport au cas ($H=2\text{ m} - R=5\text{ m}$).

Tableau 4-4 Effet de l'ouverture initiale du fontis sur le foisonnement en fonction de la hauteur du toit

	Hauteur du toit			
	H = 2 m		H = 4 m	
Rayon de l'ouverture initiale du fontis	B	Variation de B	B	Variation de B
1,5 m	1,84	35%	1,80	25%
5 m	1,20		1,35	

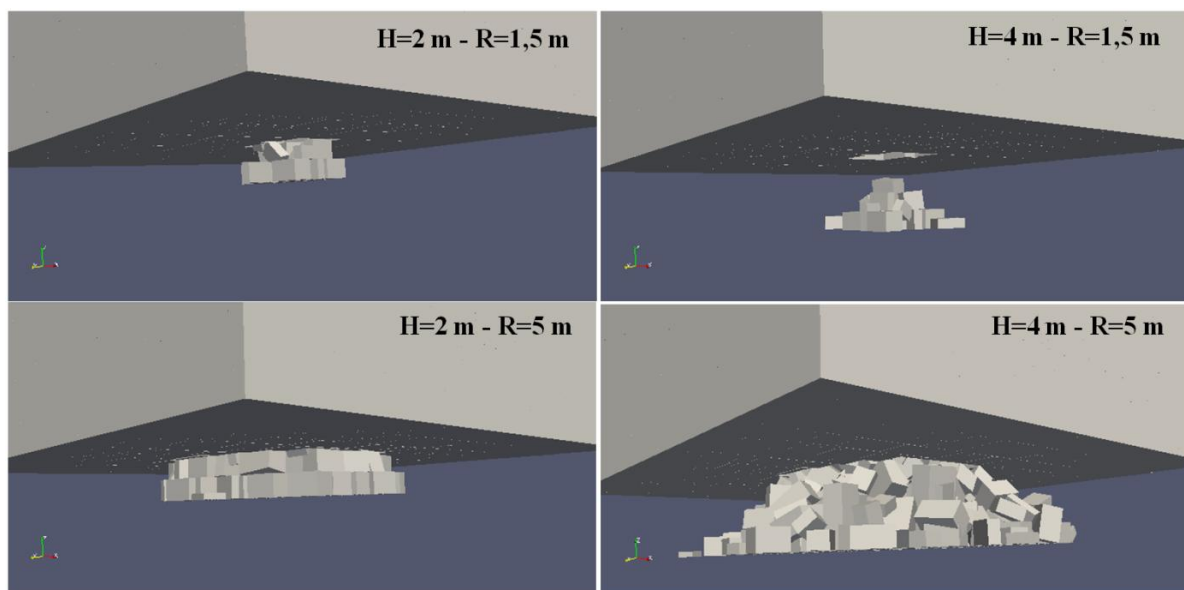


Figure 4-10 Masse rocheuse effondrée et foisonnée pour les cas d'étude ($H=2\text{ m}$ et $H=4\text{ m}$) pour deux ouvertures initiales de fontis différentes ($R=1,5\text{ m}$ et $R=5\text{ m}$)

Le graphique de la (Figure 4-11) représente les valeurs moyennes du coefficient de foisonnement pour chaque valeur du rayon de l'ouverture initiale du fontis. On constate qu'il existe une bonne corrélation entre le rayon initial du fontis et le coefficient de foisonnement. La droite de tendance qui relie le coefficient de foisonnement moyen au rayon initial du fontis a présenté par l'équation (E.4.3):

$$B = -0,15r + 2,02 \quad \text{E.4.3}$$

r : rayon de l'ouverture initiale du fontis en (m)

Notons que la valeur R^2 est égale à 0,99, ce qui correspond à une très bonne corrélation entre la droite de tendance et les résultats des simulations.

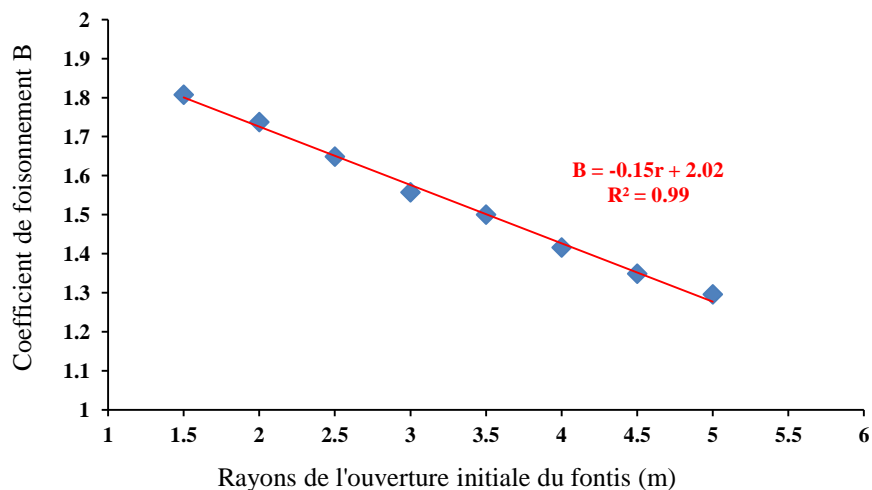


Figure 4-11 Variation du coefficient de foisonnement moyen en fonction de l'ouverture initiale du fontis

Dans la littérature, le coefficient de foisonnement utilisé, pour un fontis d'un diamètre initial de 3 m ou de 10 m est le même si les caractéristiques géologiques et géotechniques sont identiques, Cependant, l'étude numérique ci-dessus a montré que pour le même cas d'étude (même fracturation, même géométrie, même caractéristique mécaniques), mais avec des rayons d'ouvertures initiales de fontis différents, le coefficient de foisonnement est différent. Dans la (Figure 4-12), B_i est le coefficient de foisonnement associé au rayon de l'ouverture initiale du fontis r_i . D'après (Figure 4-11) on déduit que le coefficient de foisonnement B diminue avec l'augmentation du rayon initial r du fontis. Cette constatation est illustrée sur la (Figure 4-12). On note que : $B_4 < B_3 < B_2 < B_1$ et $r_1 < r_2 < r_3 < r_4$.

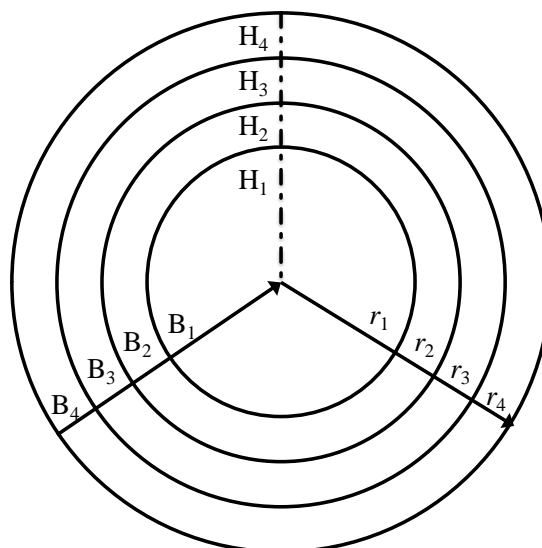


Figure 4-12 Relation entre le coefficient de foisonnement et le rayon de l'ouverture initiale du fontis

Cette figure sera complétée à la section (§ 4.3.6) par la variation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement H_i en fonction du coefficient de foisonnement et de l'ouverture initiale du fontis.

4.3.3. Effet du degré de fracturation de la roche sur le foisonnement

Pour étudier l'effet du degré de fracturation de la roche sur la variation du coefficient de foisonnement, cinq cas correspondant à différents degrés de fracturation ont été conçus et testés (Figure 4-13). Le diamètre de l'ouverture initiale du fontis est de 6 m, la hauteur entre le sol et le toit est de 3,5 m. Les valeurs moyennes des espacements entre discontinuités sont présentées dans le Tableau 4-5. La valeur moyenne de l'espacement entre les discontinuités a une influence directe sur le nombre de blocs dans la simulation. La diminution de l'espacement des discontinuités augmente le nombre de blocs et donne un degré de fracturation élevé. Dans le Tableau 4-5, on trouve également l'espacement moyen, l'écart type, l'élanement et le nombre de bloc de chaque simulation.

Tableau 4-5 caractéristiques des cinq cas d'étude

Cas	Intervalle (m)	Espacement (m)		Élanement	Nombre de bloc
		Moyenne	Écart type		
Cas_1	0,5-1,0	0,83	0,144	1,34	19465
Cas_2	1,0-1,5	1,16	0,139	1,25	7185
Cas_3	1,5-2,0	1,73	0,102	1,76	3708
Cas_4	2,0-2,5	2,22	0,057	2,26	2311
Cas_5	2,5-3,0	2,70	0,225	2,76	1588

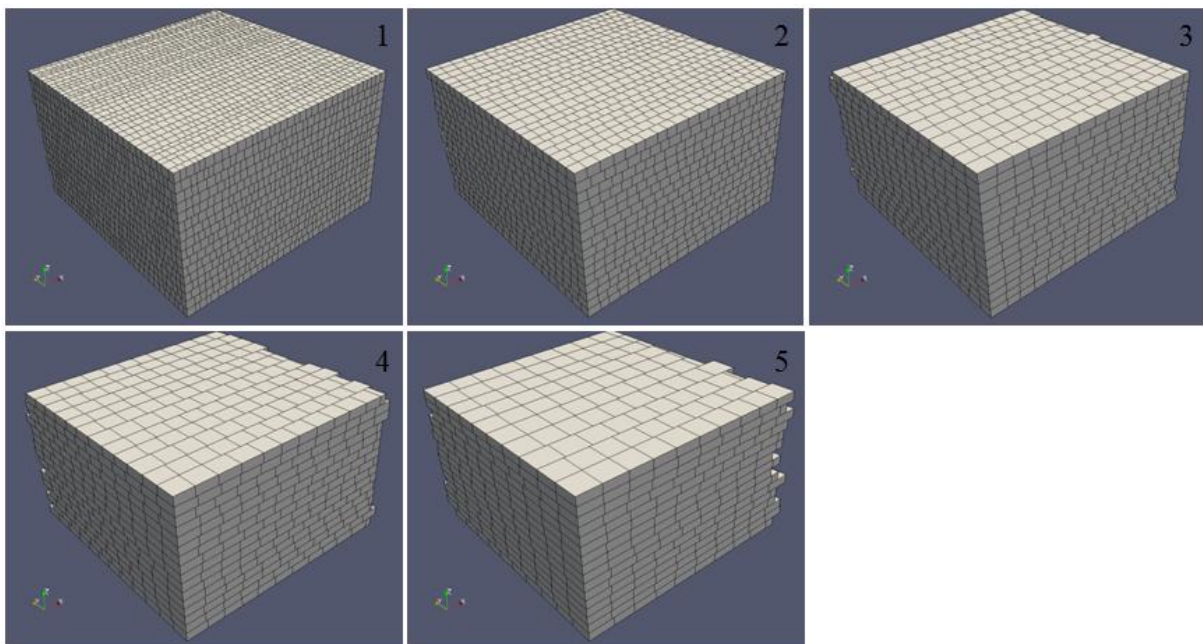


Figure 4-13 Modèles des cinq cas d'étude avec différents degrés de fracturation

Les coefficients de foisonnement obtenus après simulation pour chaque degré de fracturation sont donnés dans le (Tableau 4-6).

Tableau 4-6 Coefficients de foisonnement pour différents degré de facturation

Cas d'étude	1	2	3	4	5
Coefficient de foisonnement B	1,17	1,36	1,67	2	2

Pour un espacement moyen, entre discontinuités, inférieur à 1,73 m, la stabilisation est atteinte par auto comblement par foisonnement (Figure 4-14). Cependant, pour un espacement des discontinuités supérieur à 1,73 m, la stabilisation est atteinte par le phénomène d'arc-boutement. En d'autres termes, la stabilisation est atteinte par un mécanisme autobloquant avant même d'avoir suffisamment de matériaux pour se foisonner. Sur la **Figure 4-15**, la valeur du coefficient de foisonnement égal à 2 ne signifie pas qu'on a une augmentation de volume de 100%, mais cela signifie qu'il y a eu une stabilisation par arc-boutement

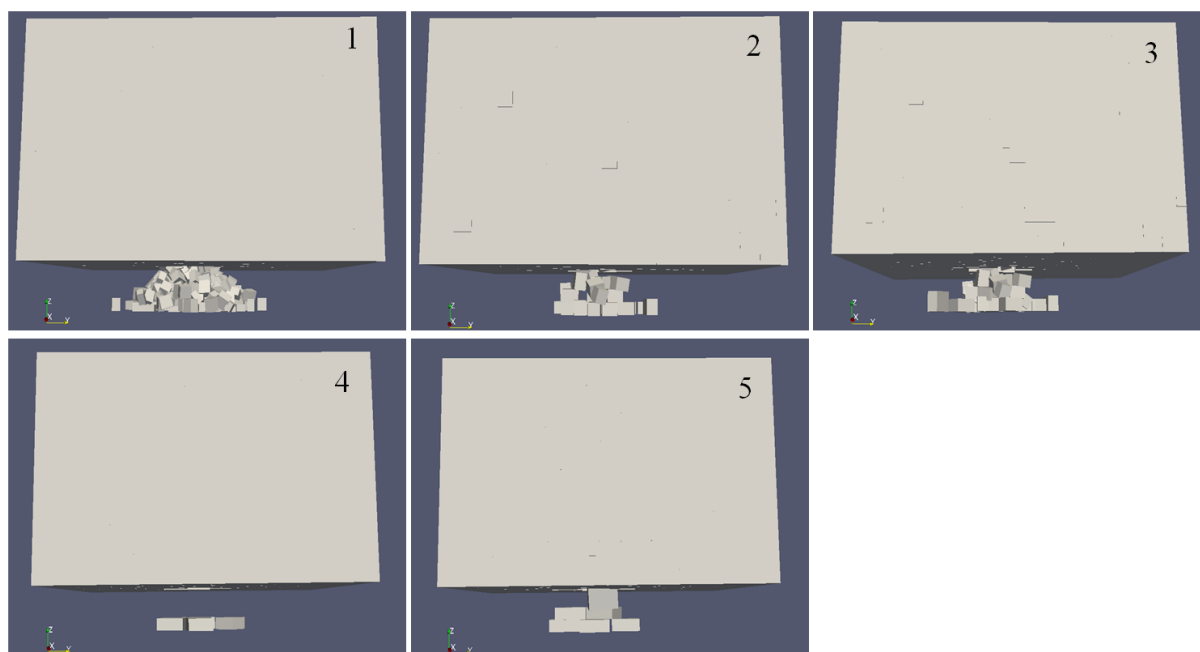


Figure 4-14 Modèles des cinq cas d'étude après la fin de la simulation

Le coefficient de foisonnement a une relation proportionnelle avec la taille moyenne des décombres (Esterhuizen et Karacan, 2007) et inversement proportionnelle avec le degré de fracturation. Une augmentation de 40%, 49% et 109% dans le degré de fracturation de la roche génère une augmentation du coefficient de foisonnement de 16%, 23% et 43% respectivement (Tableau 4-7).

Tableau 4-7 Effet de l'augmentation du degré de fracturation sur le coefficient de foisonnement

Escarpement moyen entre discontinuités (m)	Augmentation de l'espacement entre discontinuités (%)	Coefficient de foisonnement	Augmentation du coefficient de foisonnement (%)
0,83	40	1,17	16
1,16		1,36	
1,16	49	1,36	23
1,73		1,67	
0,83	109	1,17	43
1,73		1,67	

L'augmentation de l'élanement des blocs génère aussi une augmentation du coefficient de foisonnement (Tableau 4-5 et Tableau 4-6). Mais cette relation n'est pas systématique. Par exemple, dans le Tableau 4-5, l'élanement moyen du premier intervalle est égal à 1,34. Certes, il est supérieur à l'élanement du deuxième intervalle qui est égal à 1,25. Cependant, le coefficient de foisonnement dans le premier intervalle est inférieur au coefficient de foisonnement du deuxième intervalle (Tableau 4-6). L'augmentation du coefficient de foisonnement entre le cas 1 et le cas 2 est plutôt dû à l'augmentation dans la taille des blocs des décombres.

Généralement, la relation entre le coefficient de foisonnement et l'élanement d'une part et entre le coefficient de foisonnement et la taille des blocs d'autre part est proportionnelle. Cependant, l'effet de la taille des blocs prime sur l'effet de l'élanement, i.e. si l'élanement des blocs diminue et leur taille augmente, le coefficient de foisonnement augmente.

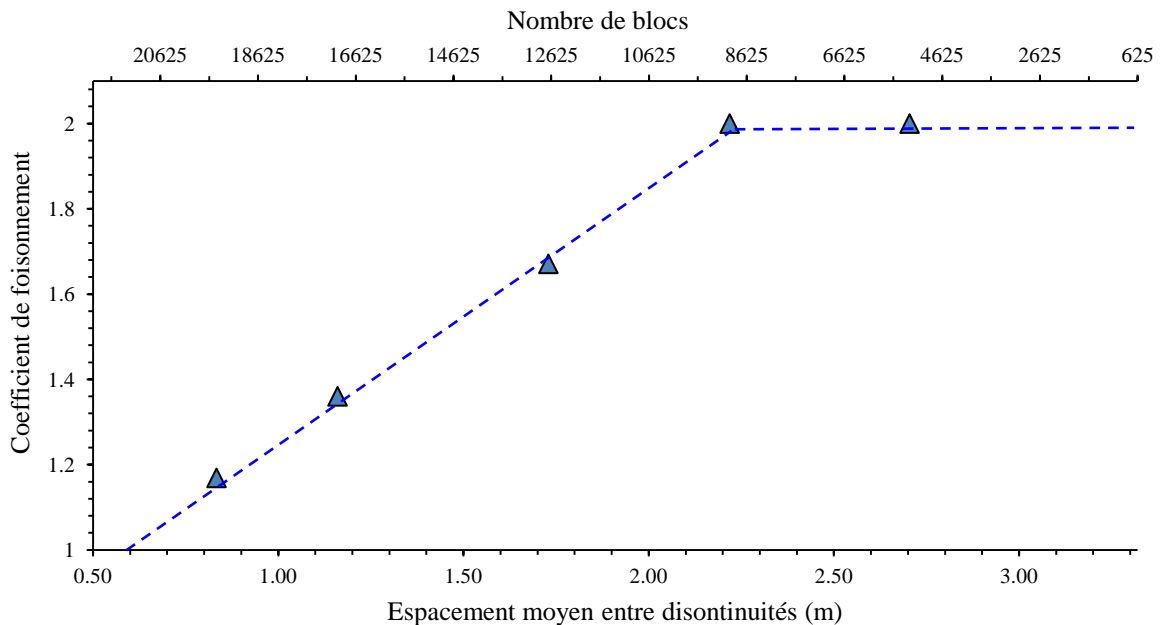


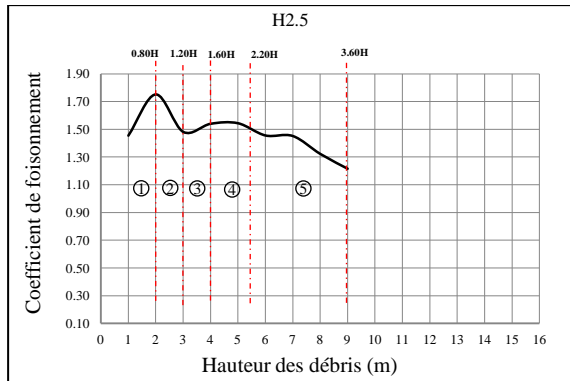
Figure 4-15 Variation du coefficient de foisonnement en fonction du degré de fracturation

4.3.4. Variation du coefficient de foisonnement le long des débris

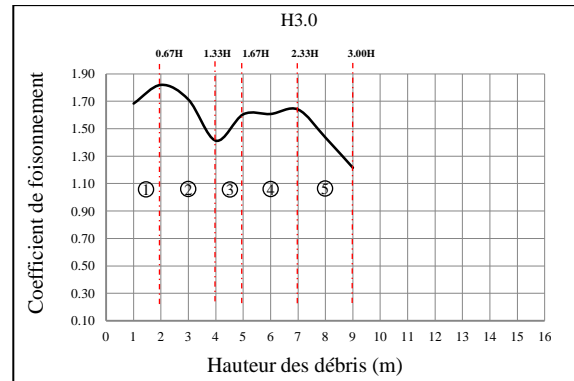
Dans cette section sera abordée la variation du coefficient de foisonnement le long des débris. Cette étude est réalisée sur différentes hauteurs du toit immédiat (Figure 4-16). Les résultats de la (Figure 4-16) sont des valeurs moyennes obtenues pour les différents rayons de l'ouverture initiale du fontis. On constate que le coefficient de foisonnement est variable le long des débris. Cette variation est due à différents facteurs. L'énergie cinétique des blocs effondrés, le poids appliqué sur chaque section des décombres et la taille du vide disponible pour recevoir les décombres sont des facteurs importants qui contrôlent la variation du coefficient de foisonnement le long des décombres. Pour différentes hauteurs de toit, on a observé globalement le même comportement de la variation du coefficient de foisonnement.

Nous pouvons définir cinq zones avec un changement de comportement en passant d'une zone à une autre. Chaque zone est définie par son comportement (Figure 4-16) :

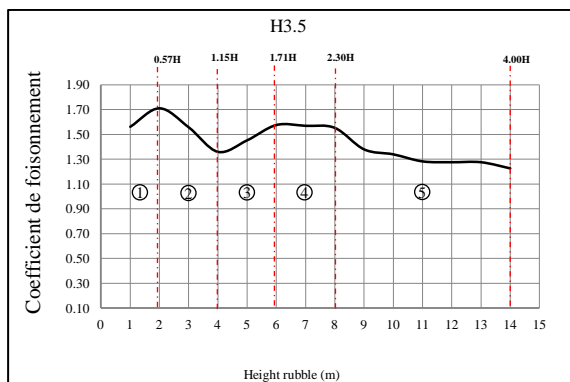
- Zone_1 : zone d'augmentation du coefficient de foisonnement jusqu'au maximum ;
- Zone_2 : zone de diminution du coefficient de foisonnement ;
- Zone_3 : deuxième zone d'augmentation du coefficient de foisonnement ;
- Zone_4 : zone de stabilisation du coefficient de foisonnement ;
- Zone_5 : zone de chute du coefficient de foisonnement.



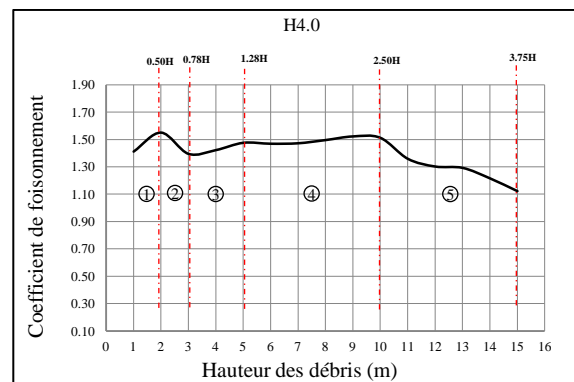
(a)



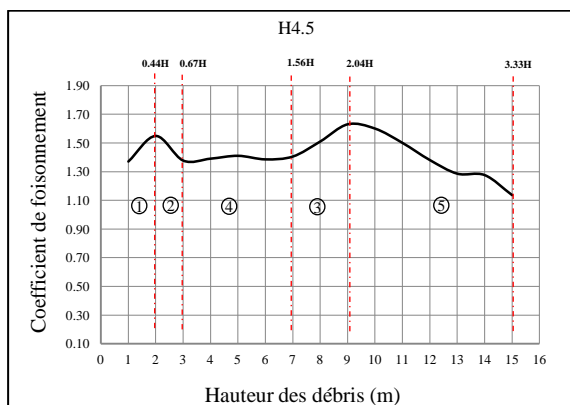
(b)



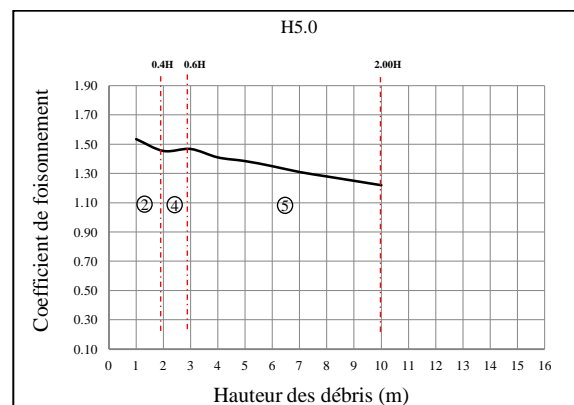
(c)



(d)



(e)



(f)

Figure 4-16 Variation du coefficient de foisonnement le long des débris

La zone_1 s'étend du sol jusqu'à 0,60 fois la hauteur du toit en moyenne (Tableau 4-8). Dans cette zone, le coefficient de foisonnement augmente jusqu'à atteindre sa valeur maximale à la limite supérieure normalisée L_s/H égale à 0,60. Cette limite varie d'une hauteur de toit à une autre (Figure 4-17). Cependant, cette limite a une relation inversement proportionnelle à la hauteur du toit. La limite supérieure de la zone_1 diminue lorsque la hauteur du toit augmente : le coefficient de foisonnement augmente dans cette zone parce que les blocs effondrés sont plus susceptibles de tourner et de se déposer de façon désordonnée, en créant un grand vide entre les débris. Cette zone s'étend, en moyenne, aux deux premiers mètres des décombres (Figure 4-18). Cette zone est absente pour la hauteur $H = 5,0$ m, en raison de l'énorme poids des décombres et de l'effondrement brutal des blocs (Figure 4-18).

Tableau 4-8 Variation de coefficient de foisonnement le long des débris

Hauteur du toit (m)	Zones									
	Zone_1		Zone_2		Zone_3		Zone_4		Zone_5	
	L_i/H	L_s/H	L_i/H	L_s/H	L_i/H	L_s/H	L_i/H	L_s/H	L_i/H	L_s/H
2,50	0,00	0,80	0,80	1,20	1,20	1,60	1,60	2,20	2,20	3,60
3,00	0,00	0,67	0,67	1,33	1,33	1,67	1,67	2,33	2,23	3,00
3,50	0,00	0,57	0,57	1,15	1,15	1,71	1,71	2,30	2,30	4,00
4,00	0,00	0,50	0,50	0,78	0,78	1,28	1,28	2,50	2,50	3,75
4,50	0,00	0,44	0,44	0,67	0,67	1,56	1,56	2,04	2,04	3,33
5,00			0,00	0,40			0,40	0,60	0,60	2,00
Moyenne	0,00	0,60	0,60	1,02	1,02	1,55	1,55	2,27	2,27	3,54
Écart type	0,00	0,14	0,14	0,29	0,29	0,18	0,18	0,18	0,18	0,39

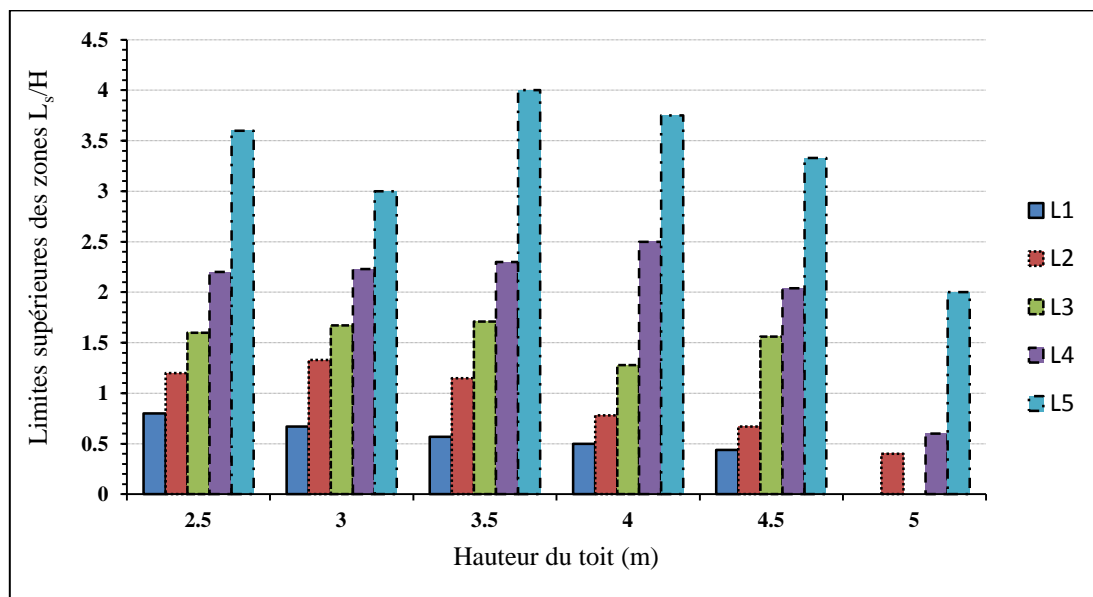


Figure 4-17 Variation des limites des zones en fonction de la hauteur du toit

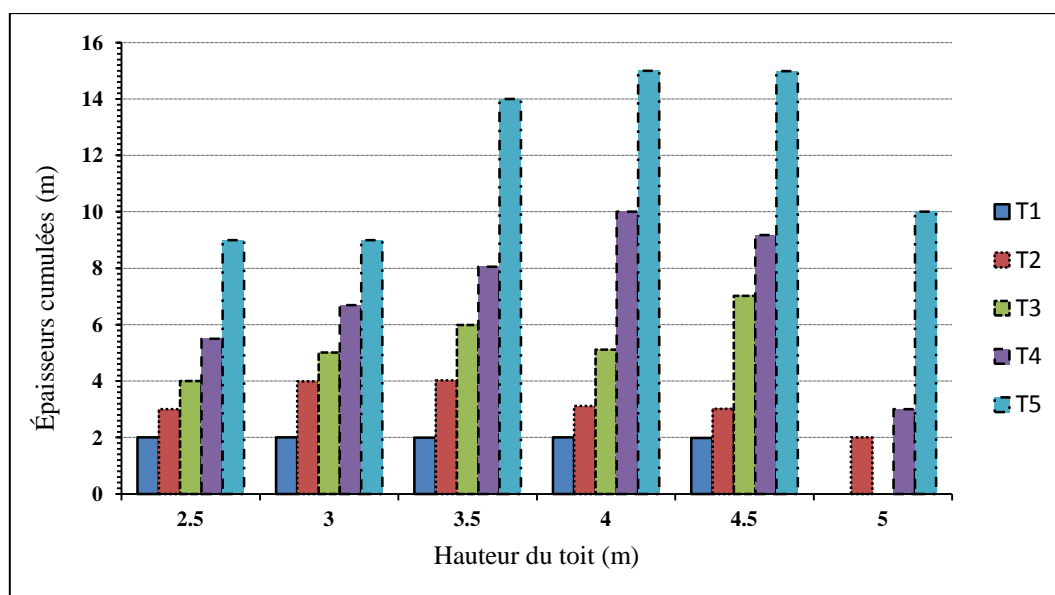


Figure 4-18 Variation de l'épaisseur de chaque zone en fonction de la hauteur du toit

La zone_2 est la première zone où le coefficient de foisonnement diminue. Elle s'étend de la limite supérieure normalisée de la zone-1 à la limite supérieure normalisée L_s/H qui est égale à 1,02 fois à la hauteur du toit (Tableau 4-8). Cette limite a aussi une relation inversement proportionnelle à la hauteur du toit (Figure 4-17). Le coefficient de foisonnement diminue dans cette zone, parce que le remplissage du volume vide disponible se poursuit et l'espace libre diminue progressivement réduisant ainsi la hauteur de chute des blocs. À mesure que la hauteur de chute diminue, le potentiel de rotation des fragments diminue, réduisant ainsi le volume du vide entre les débris. Cette zone s'étend, en moyenne, sur un à deux mètres au-dessus de la zone_1 des décombres (Tableau 4-9). La valeur d'épaisseur moyenne de la zone_2 est égale à 1,53 m avec un écart-type égal à 0,52 m (Tableau 4-8). La limite supérieure de cette zone est située sous le toit pour les hauteurs supérieures à 3 m et c'est au début de la remontée du fontis pour des hauteurs de toit inférieures à 3 m.

Tableau 4-9 Variation des épaisseurs des zones selon la hauteur du toit

Hauteur du toit (m)	Épaisseur des zones (m)					Hauteur d'effondrement
	T1	T2	T3	T4	T5	
2,50	2,00	1,00	1,00	1,50	3,50	9,00
3,00	2,01	1,98	1,02	1,68	2,31	9,00
3,50	2,00	2,03	1,96	2,07	5,95	14,00
4,00	2,00	1,12	2,00	4,88	5,00	15,00
4,50	1,98	1,04	4,01	2,16	5,81	15,00
5,00		2,00		1,00	7,00	10,00
Moyenne	2,00	1,53	1,83	2,46	4,93	
Écart type	0,01	0,52	1,17	1,38	1,73	

La zone_3 est la deuxième zone d'augmentation du facteur de charge. Cette zone est située, souvent, dans la cheminée de l'effondrement. En moyenne, elle se situe entre 1,02 et 1,55 fois la hauteur du toit (Tableau 4-8). Le choc des blocs avec les murs de la cheminée diminue leur énergie cinétique, par

conséquent, il y a moins de compactage sur les décombres, ce qui fait que le coefficient de foisonnement augmente. Cette zone s'étend, en moyenne, jusqu'à 1,83 m au-dessus de la zone_2 des décombres avec un écart type qu'est égal à 1,17 m (Tableau 4-8). L'épaisseur de cette zone atteint 4 m pour une hauteur de toit égale à 4,5 m. On voit également que cette zone disparaît pour le cas d'une hauteur de toit égale à 5 m (Figure 4-18). La raison est due à l'énorme poids des décombres au début de l'effondrement (effondrement brutal).

La zone-4 est la zone de stabilisation du coefficient de foisonnement. Cette zone est située, en moyenne, entre 1,55 et 2,77 fois la hauteur du toit avec un écart-type égal à 0,18 (Tableau 4-8). La limite supérieure normalisée de cette zone a tendance à augmenter légèrement avec l'augmentation de la hauteur du toit. Cependant, nous voyons une baisse de L_s/H pour une hauteur de toit égale à 4,0 et 5,0 m (Figure 4-17). La diminution de l'énergie cinétique des blocs dans cette zone augmente le coefficient de foisonnement. Cependant, la diminution de l'espace libre diminue le potentiel de rotation des fragments, par conséquent le coefficient de foisonnement. La combinaison de ces deux phénomènes stabilise le coefficient de foisonnement dans cette zone. Cette zone s'étend en moyenne à 2,46 m au-dessus de la zone-3 des décombres avec un écart type égal à 1,38 m (Tableau 4-8). L'épaisseur de cette zone atteint 4,88 m pour une hauteur de toit égale à 4 m (Figure 4-18).

La zone-5 est la zone de chute des valeurs du coefficient de foisonnement. Cette zone est située, en moyenne, entre 2,77 et 3,54 fois la hauteur du toit avec un écart type égal à 0,39 (Figure 4-17). La limite supérieure normalisée de cette zone diminue avec l'augmentation H , sauf entre 3,0 et 3,5m où cette limite augmente (Tableau 4-8, Figure 4-18). La raison de la chute du coefficient de foisonnement dans cette zone est due à la diminution de l'énergie cinétique des blocs et à la diminution de l'espace libre qui diminue le potentiel de rotation des fragments. La chute des blocs dans cette zone est horizontale, ce qui réduit considérablement le vide entre les décombres. Cette zone s'étend, en moyenne, à 4,93 m au-dessus de la zone_4 des décombres avec un écart-type égal à 1,73 m (Tableau 4-8). Nous voyons l'absence de zone_1 et de zone_3, qui sont les zones d'augmentation du coefficient de foisonnement pour le cas d'effondrement avec une hauteur de toit immédiat égale à 5,0 m. Cela est dû à l'effondrement brutal avec une masse très importante se qui réduit le volume de vide entre les décombres. Le poids de cette masse énorme applique une force sur les décombres et ainsi le foisonnement diminue. On remarque que les valeurs du coefficient de foisonnement plus importantes dans les trois premiers mètres.

Enfin, on peut conclure que dans l'ensemble, le coefficient de foisonnement n'est pas constant tout au long des décombres. La fonction qui représente la variation du coefficient de foisonnement le long des décombres est une fonction non monotone. Il s'agit d'une fonction croissante sur le premier et troisième intervalle, décroissante sur le deuxième et le cinquième et dernier intervalle et constante sur le quatrième intervalle. L'énergie cinétique des blocs effondrés, le poids appliqué sur chaque section des décombres et la taille du vide libre disponible pour recevoir les décombres sont les principaux facteurs qui contrôlent la variation du coefficient de foisonnement le long des décombres.

4.3.5. Effet du coefficient de foisonnement et du degré de fracturation sur l'affaissement

c) Effet du coefficient de foisonnement sur l'affaissement

La (Figure 4-19) montre la variation de l'amplitude de l'affaissement maximal en fonction de la variation du coefficient de foisonnement pour une cavité de 3,5 m d'ouverture. La relation entre l'affaissement et le coefficient de foisonnement est une relation exponentielle. L'affaissement diminue de manière exponentielle avec l'augmentation du coefficient de foisonnement.

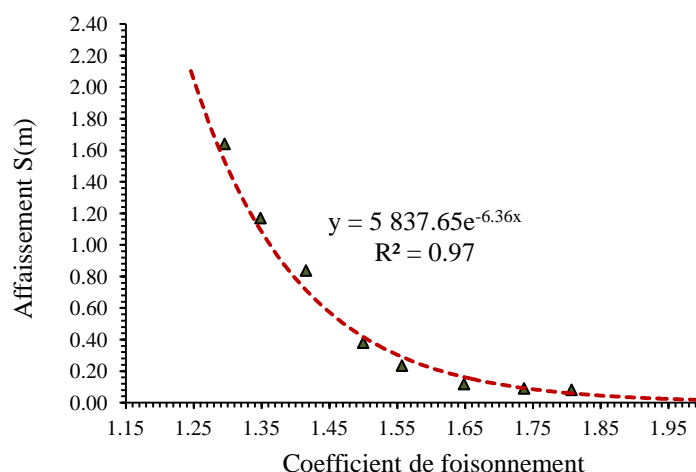


Figure 4-19 Variation de l'affaissement en fonction du coefficient de foisonnement

Les valeurs d'affaissement de la Figure 4-19 sont des valeurs d'affaissement maximal S_{max} (Figure 4-20) obtenues pour différentes valeurs du coefficient de foisonnement. Cependant, il faut toujours garder à l'esprit que ces valeurs du coefficient de foisonnement et de l'affaissement sont obtenues pour une structure géométrique et un degré de fracturation définie dans (§ 4.2.2).

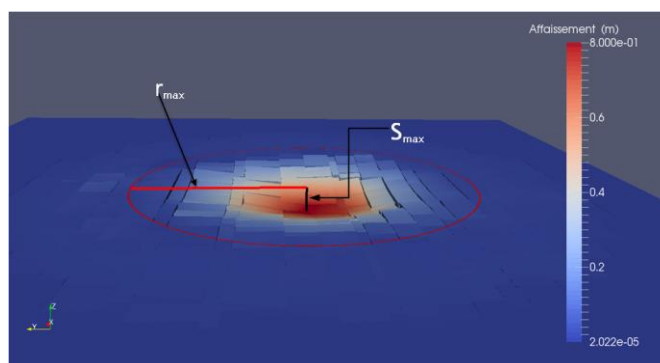


Figure 4-20 Affaissement maximal en surface

A partir de ce modèle, on peut non seulement avoir directement la valeur de l'affaissement maximal présenté sur la (Figure 4-20), on peut également accéder au déplacement de tous les points de la surface (Figure 4-21 à gauche). Ensuite, des lignes sont placées à équidistance entre elles (chaque 3 m) le long de l'axe Y (Figure 4-21 à droite) et des courbes d'affaissement le long de l'axe X sont dessinées (Figure 4-22). L'avantage de cette procédure est que non seulement il est possible d'avoir accès à l'affaissement maximal S_{max} , mais aussi à la courbure de l'affaissement.

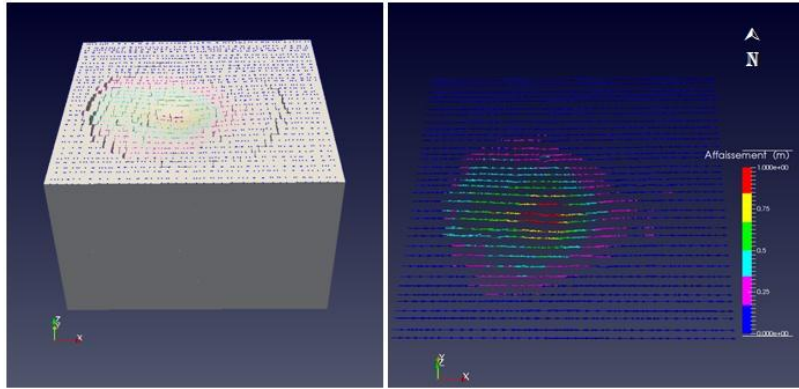


Figure 4-21 Affaissement en surface (cas_1 fracturation)

La forme des cuvettes d'affaissement est légèrement dissymétrique (Figure 4-22). Cette dissymétrie peut certainement être expliquée par les chemins préférentiels de la propagation de l'instabilité le long des terrains de recouvrement. En fait, la discrétisation du massif rocheux en blocs est faite avec un mode mixte (semi-probabiliste), autrement dit, les espacements entre les discontinuités dans la direction X et Y sont tirés de manière aléatoire. En conséquence, les chemins suivis par la propagation de l'instabilité sont également aléatoires. L'ouverture initiale du fontis est au milieu du toit immédiat pour l'exemple de la (Figure 4-21), cependant, on constate que globalement l'affaissement en surface s'est propagé plus dans les deux directions sud et ouest que dans les directions nord et est. Pour un cas où les espacements entre discontinuité sont égaux dans toutes les directions, la cuvette de l'affaissement en surface sera symétrique par rapport à l'ouverture initiale du fontis.

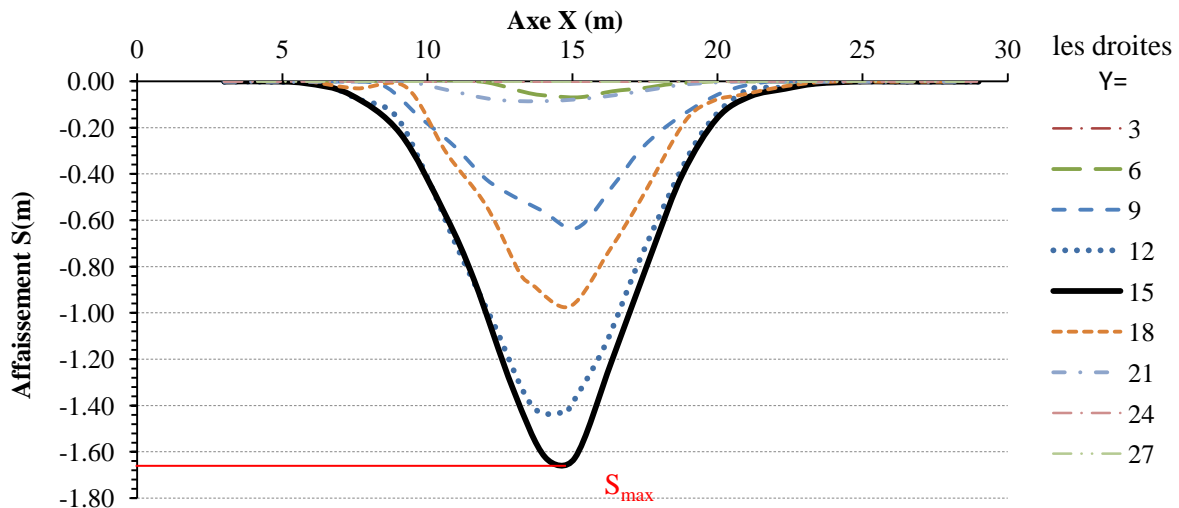


Figure 4-22 Courbes d'affaissement le long de la surface (cas_1 fracturation)

Application: Sensibilité de l'affaissement au coefficient de foisonnement

On remarque que la courbe affaissement-coefficient de foisonnement a deux tangentes avec deux pentes différentes (Figure 4-23). L'intersection de ces deux tangentes partage l'intervalle de variation du coefficient de foisonnement en deux zones : zone_A et zone_B.

La première zone est la zone_A où le coefficient de foisonnement est inférieur à 1,40 et la seconde zone est la zone_B où le coefficient de foisonnement est supérieur à 1,40.

Dans la zone_B, une variation du coefficient de foisonnement de $\Delta B = 0,1$ ($B_1 = 1,55$, $B_2 = 1,65$) engendre une variation de l'affaissement de l'ordre de $\Delta S = -0,14$ m ($S_1 = 0,31$ m, $S_2 = 0,16$ m). Cependant, dans la zone_A, une variation du coefficient de foisonnement de $\Delta B = 0,1$ ($B_1 = 1,25$, $B_2 = 1,35$) engendre une variation de l'affaissement de l'ordre de $\Delta S = -0,97$ m ($S_1 = 2,06$ m, $S_2 = 1,09$ m). En d'autres termes, une erreur dans l'estimation du facteur de volume dans la zone_B ($B > 1,40$) causera une erreur dans l'estimation de l'affaissement, mais la même erreur dans la zone A provoquera une erreur sept fois supérieure à l'erreur commise dans l'estimation de l'affaissement dans la zone B. Cet exemple montre toute l'attention qu'il faut porter à l'estimation du coefficient de foisonnement dans la zone A et à l'impact que peut avoir cette erreur sur estimation de l'affaissement.

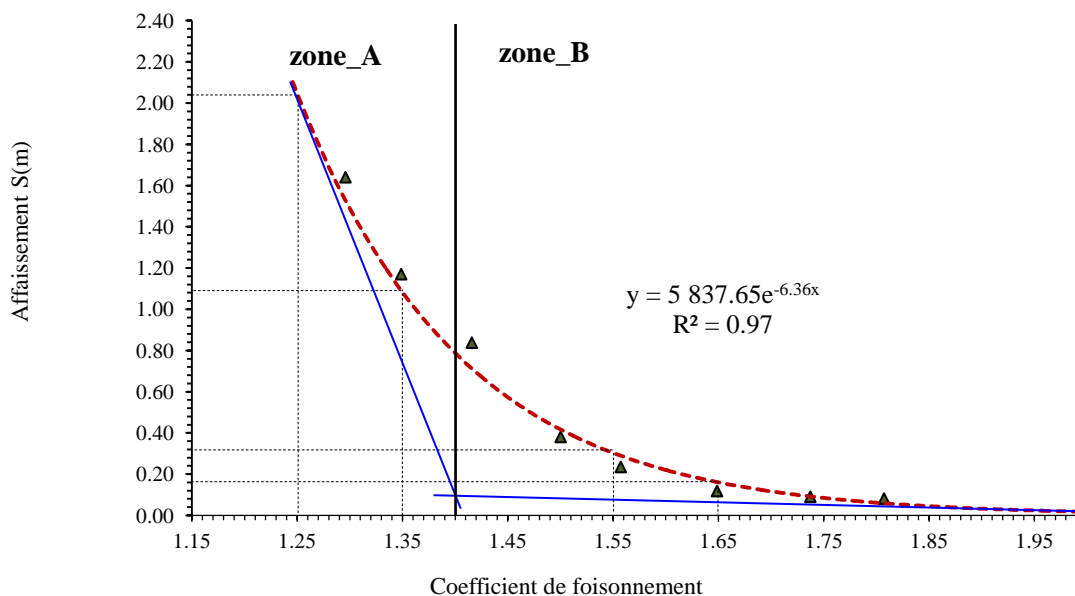


Figure 4-23 Sensibilité de l'affaissement au coefficient de foisonnement

d) Effet du degré de fracturation sur l'affaissement

Le degré de fracturation de la roche a une influence directe sur les valeurs de l'affaissement. Dans la même étude du (§ 4.3.3) sur l'effet du degré de fracturation sur le foisonnement, l'affaissement maximal est également estimé pour chaque degré de fracturation (Figure 4-24). Le degré de fracturation de la roche peut être étudié à travers le nombre de blocs ou l'espacement entre

discontinuités dans le modèle (Figure 4-25). La relation qui lie l'affaissement et le degré de fracturation est une fonction puissance. Nous notons qu'au-delà d'un espacement moyen entre discontinuités égal à 2,5 m, l'affaissement est d'ordre du millimètre. Les valeurs d'affaissement données dans cette étude sont des valeurs d'affaissement en surface. Cependant, il faut garder à l'esprit que la surface libre est à 16 m au-dessus de la zone d'effondrement. Le rayon initial du fontis, la hauteur initiale du toit et le degré de fracturation sont des paramètres qui ont une influence directe sur le coefficient de foisonnement qui détermine l'affaissement.

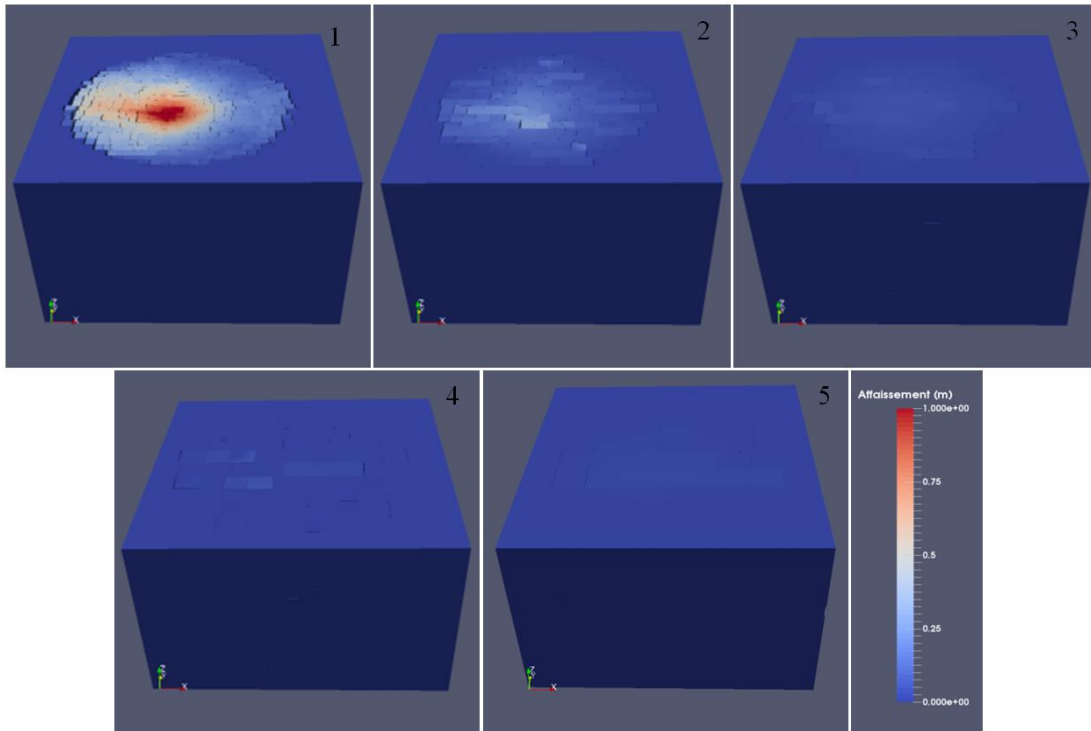


Figure 4-24 Affaissement en surface pour différents degrés de fracturation

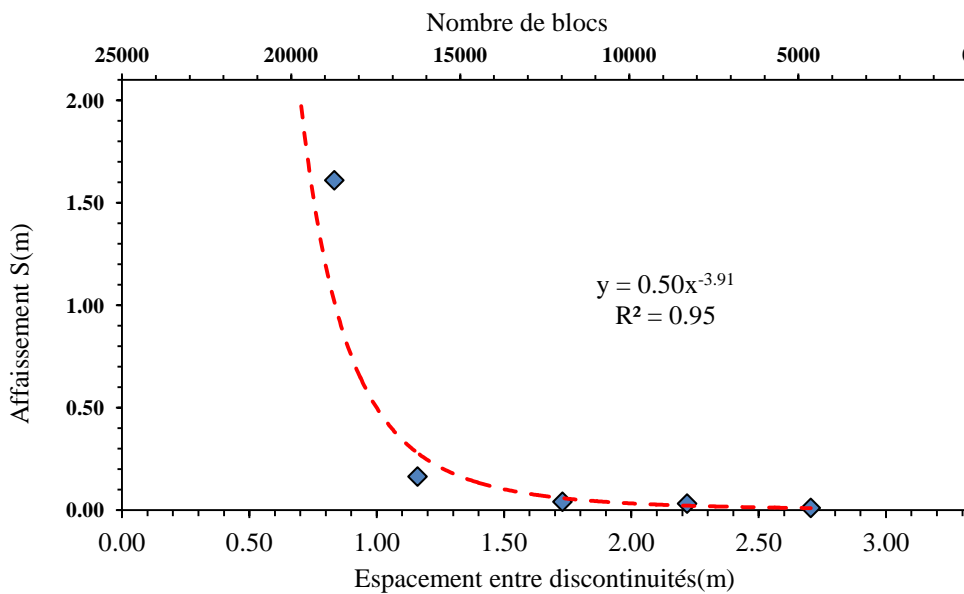


Figure 4-25 Variation de l'affaissement en surface en fonction du degré de fracturation

La (Figure 4-26) montre les cuvettes d'affaissement pour différents degrés de fracturation (Tableau 4-5). Pour le cas_1 (espacements moyens entre discontinuités égal à 0,83 m) l'affaissement est maximal et de l'ordre du mètre. L'angle d'influence dans ce cas est de 23 degrés. Pour le cas_2, on constate que l'affaissement maximal est de 0,16 m. On constate également que sa courbure est plutôt centrée sur une abscisse qui est égale à 20 m.

Pour les cas_3 et cas_5 les deux cuvettes d'affaissement sont presque superposées l'une avec l'autre et elles sont symétriques par rapport à l'axe vertical de l'ouverture initiale du fontis. L'affaissement maximal est inférieur à 0,05 m (0,041 m pour le cas_3 et 0,032 m pour le cas_4). L'angle d'influence de ces deux derniers cas est de 15 degrés. Le dernier cas de fracturation ne présente presque pas d'affaissement en surface (affaissement inférieur à 1 mm).

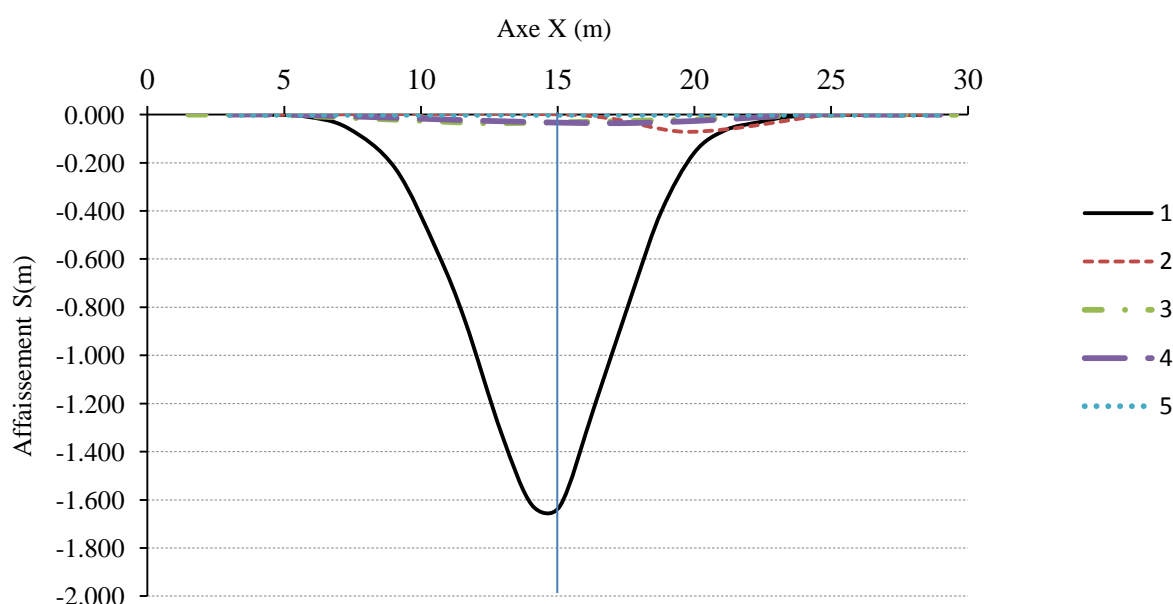


Figure 4-26 Cuvettes d'affaissement pour les différents degrés de fracturation

4.3.6. Effet du coefficient de foisonnement et de l'ouverture initiale du fontis sur la hauteur de la cloche d'effondrement

Le rayon de l'ouverture initiale de fontis joue un rôle important dans la prévision de la hauteur d'effondrement. Dans les formules analytiques ou volumétriques exprimant la hauteur prévisible de l'effondrement (Vachat 1982; Whittaker 1985; Dyne 1998; Abbas Fayad 2004; Didier and Salmon 2010), le carré du rayon de l'ouverture initiale du fontis apparaît dans le dénominateur. Autrement dit, la hauteur prévisible de l'effondrement est une fonction de l'inverse du carré du rayon de l'ouverture initiale de fontis. D'après ces formules lorsque le rayon diminue, la hauteur prévisible du fontis augmente rapidement. Cette relation entre la hauteur d'effondrement et le rayon de l'ouverture initiale du fontis est expliqué par Didier et Salmon, (2010) par le fait que, plus la masse du toit effondré est grande, plus le volume de vide disponible peut être rapidement rempli. A l'inverse, pour un petit rayon, le volume de la masse effondrée reste très limité et il devient très difficile de remplir le volume de vide disponible dans les galeries.

Cependant, ces raisons présentent des limites et peuvent être poussées à l'absurde. Ainsi, théoriquement, une cheminée montante de quelques centimètres de rayon peut traverser plusieurs centaines de mètres dans les terrains de recouvrement sans réussir à remplir la galerie sous-jacente. Un tel scénario n'a évidemment aucune crédibilité physique. Ainsi, l'hypothèse selon laquelle le diamètre du fontis est égal à la largeur du toit ne joue pas dans le sens de la sécurité. Une telle hypothèse maximise la valeur du rayon de la cheminée et par conséquent réduit la hauteur prévisible de la remontée du fontis.

À l'opposé des approches analytique et volumétrique, notre modèle permet de prédire une augmentation de la hauteur prévisible d'effondrement pour une augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis. Le modèle prévoit une diminution du coefficient de foisonnement pour une augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis et c'est cette diminution du coefficient de foisonnement qui augmente la hauteur prévisible d'effondrement (Figure 4-27). L'hypothèse selon laquelle le diamètre du fontis est égal à la largeur du toit joue dans le sens de la sécurité. Dans le cas de notre modèle, une telle hypothèse a pour conséquence de maximiser la hauteur prévisible d'effondrement. Sur la (Figure 4-27), on voit clairement que la hauteur d'effondrement est proportionnelle au rayon initial du fontis et elle est inversement proportionnelle au coefficient de foisonnement. [Abbas Fayad \(2004\)](#), montre également que la hauteur d'effondrement est proportionnelle au rayon initial du fontis.

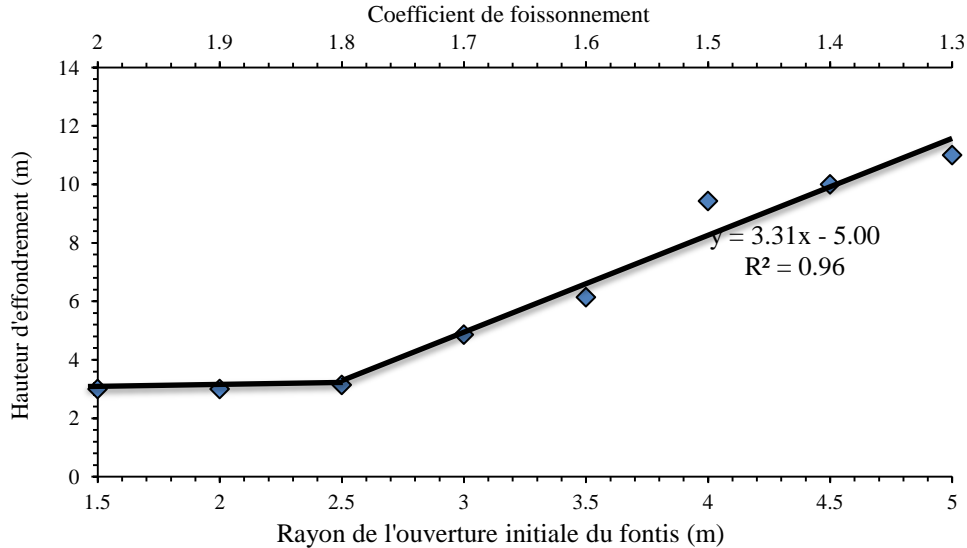


Figure 4-27 Effet du rayon de l'ouverture initiale du fontis et du coefficient de foisonnement sur la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement

On voit sur la (Figure 4-27) que la hauteur de l'effondrement prévisible ne dépasse pas les 3 m pour des rayons qui ne dépassent pas les 2,5 fois la taille moyenne des blocs (Tableau 4-1). La remontée de la cheminée de l'effondrement est arrêtée à 3 m en raison du phénomène d'arc-boutement. Les valeurs du coefficient de foisonnement sont plus grandes dans cette zone. En effet, le poids appliqué sur les décombres dans cette zone ne suffit pas pour les compacter, ainsi le volume du vide entre les

décombres est plus conséquent et les valeurs du coefficient de foisonnement le sont aussi. En dehors de cette zone, on trouve les valeurs habituelles du coefficient de foisonnement qui se retrouvent dans la littérature dans le domaine des carrières souterraines et qui sont de l'ordre de $1,65 \leq B \leq 1,06$.

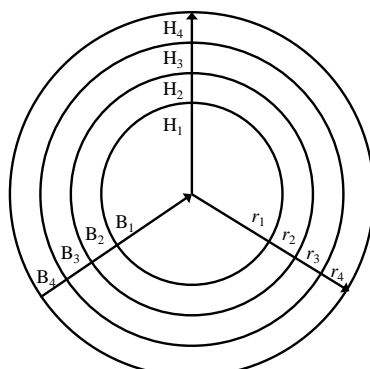


Figure 4-28 Relation entre le rayon de l'ouverture du fontis, le coefficient de foisonnement et la hauteur de l'effondrement ($B_1 < B_2 < B_3 < B_4$, $r_1 < r_2 < r_3 < r_4$ et $H_1 < H_2 < H_3 < H_4$)

Comme dans la (Figure 4-12), les B_i sont les coefficients de foisonnement associés au rayons de l'ouverture initiale du fontis r_i et aux hauteurs de la remontée de la cloche d'effondrement H_i . La relation entre le coefficient de foisonnement, le rayon de l'ouverture initiale du fontis et la hauteur d'effondrement est la suivante : l'augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis r fait diminuer le coefficient de foisonnement B , ce qui fait augmenter la hauteur d'effondrement H . Cette relation est illustrée sur la (Figure 4-28).

4.3.7. Simulation d'une perte de résistance dans le toit par perte de frottement

Une étude théorique pour simuler la perte de résistance d'un toit par perte de frottement a été réalisée. Cette perte de frottement est due (dans le cas réel) à l'infiltration de l'eau et la lubrification des contacts entre les blocs. La réduction de la résistance aux frottements est simulée par la diminution du coefficient de frottement visqueux. Plusieurs simulations ont été réalisées pour des coefficients de frottement visqueux qui varient entre 10^{-12} et $10^8 \text{ MN m}^{-1} \text{ s}$ et pour chaque α le taux d'effondrement du toit est estimé. Le taux d'effondrement est le pourcentage de blocs ayant un déplacement supérieur à 0,50 m. Les paramètres mécaniques et géométriques de cette étude sont donnés dans le tableau suivant.

Tableau 4-10 Paramètres mécaniques et géométrique

Paramètres mécaniques	valeur	unité
Masse volumique des blocs : ρ	2700	kg/m^3
Coefficient de frottement visqueux : μ	0,825	-
Gravité: g	9,81	m/s^2
Pas de temps	10^{-3}	s
Paramètres géométrique		
Pasa	3,26	m
Pasb	2,07	m
Pasc	1,24	m

Il est à noter que le graphique de la (Figure 4-29), est divisé en quatre zones :

- La première zone est celle où α est inférieur à $10^{-6} \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$. Dans cette zone, le taux de d'effondrement est supérieur à 75 %. Dans ce cas, on a un effondrement quasi total. Dans cet intervalle on ne peut même plus parler de taux d'effondrement mais d'instabilité du modèle. En effet, pour des $\alpha < 1 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ tous les blocs deviennent instables et glissent les uns sur les autres.
- La seconde zone est comprise entre $\alpha = 10^{-6} \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ et $\alpha = 10^{-4} \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$. Le taux d'effondrement est très sensible au coefficient de frottement visqueux. Le taux d'effondrement dans cet intervalle varie entre 75 et 20 %.
- La troisième zone est comprise entre $\alpha = 10^{-4} \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ et $\alpha = 10^3 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$. Le taux d'effondrement reste aussi sensible au coefficient de frottement visqueux et le taux d'effondrement dans cet intervalle varie entre 10 et 20 %.
- La dernière zone est celle où le coefficient de frottement visqueux est supérieur à $10^3 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$. Le taux d'effondrement est insensible à α dans cette zone. En général, dans cette zone l'effondrement est dû à des instabilités géométriques et non pas par une perte de résistance due à une perte de frottement.

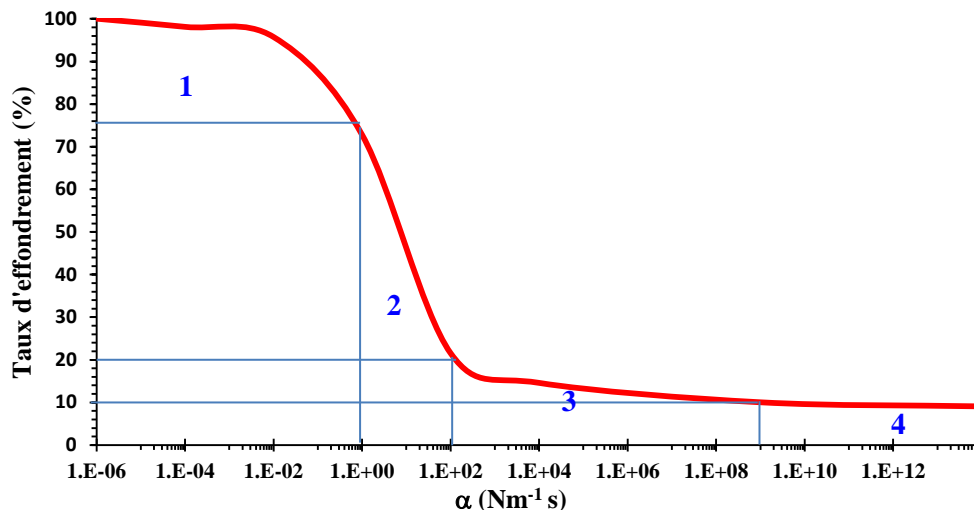


Figure 4-29 Relation entre le taux d'effondrement et le coefficient de frottement visqueux

Les coefficients de frottement visqueux déterminés au laboratoire pour du calcaire grossier en provenance de la carrière de la Brasserie, pour différents teneurs en eaux appartiennent à la zone 3. Les deux zones qui nous intéressent dans ce graphe sont les zones 2 et 3. Pour des coefficients de frottement visqueux qui appartiennent à la zone 1 le modèle devient instable et pour des coefficients qui appartiennent à la zone 4 le modèle devient insensible à la variation de α . Il faut noter que chaque fois que le comportement est plus visqueux, plus le coefficient de frottement visqueux est petit. Ainsi, pour la craie et le gypse qui ont un comportement plus visqueux que le calcaire, leur coefficient de frottement visqueux se trouve du côté gauche de la zone 3 et dans la zone 2. Il est important de déterminer rigoureusement le coefficient de frottement visqueux pour déterminer le risque potentiel et ainsi le réduire.

4.4. Étude de la carrière de la Brasserie

4.4.1. Introduction

Dans cette partie, le modèle développé dans la chapitre II sur la carrière de la Brasserie étudiée dans le chapitre III va être appliqué. Rappelons que dans cet aspect in-situ trois fontis elliptiques ont été soumis à une étude numérique. La hauteur des trois effondrements et l'affaissement en surface à l'aplomb des trois fontis sont étudiés dans cette section. L'effet de la variation du coefficient de frottement visqueux sur l'ampleur de l'effondrement et de l'affaissement en surface est également traité.

4.4.2. Présentation de la carrière

Comme déjà présentée plus largement dans le chapitre III, rappelons que la carrière de la Brasserie est une carrière de calcaire, abandonnée, située au sud-est de Paris sous le Bois-de-Vincennes, à une altitude moyenne de 52 m. Elle s'étend sur 400 m du nord au sud pour une largeur maximale de 200 m. L'épaisseur des terrains de recouvrement varie de 15 m au nord à 18,5 m au sud. Cette carrière est en état avancé de dégradation. Plusieurs effondrements localisés se sont produits dans plusieurs zones de la carrière : en particulier pour les effondrements les plus spectaculaires citons les trois fontis elliptiques situés dans la zone nord (voir le chapitre III)

4.4.3. Description du modèle numérique de la carrière de la Brasserie

Le modèle numérique de la carrière de la Brasserie est composé de deux parties :

- La première partie est le modèle numérique du sol et les piliers.
- La deuxième partie est le modèle numérique du toit fracturé.

4.4.3.1. Modèle Numérique du Sol et des Piliers (MNSP)

La création d'un modèle numérique du sol et des piliers (MNSP) est réalisée par le programme de discrétisation des massifs rocheux (PDMR). Pour cela, le programme a besoin du MNT (Modèle Numérique du Terrain) du sol et des piliers. Pour la zone des trois fontis elliptiques, le MNT est obtenue par la digitalisation par Auto-CAD de la carte souterraine (IGC) (Figure 4-30).



Figure 4-30 Zone des trois fontis elliptiques (carte souterraine de la Brasserie (IGC) voir la figure 3-1)

Le modèle numérique du sol et des piliers (MNSP) de la zone des trois fontis elliptiques créé par le PDMR est présenté dans la (Figure 4-31). Dans les simulations, le MNSP est considéré comme une zone immobile, solidaire avec le reste du toit.

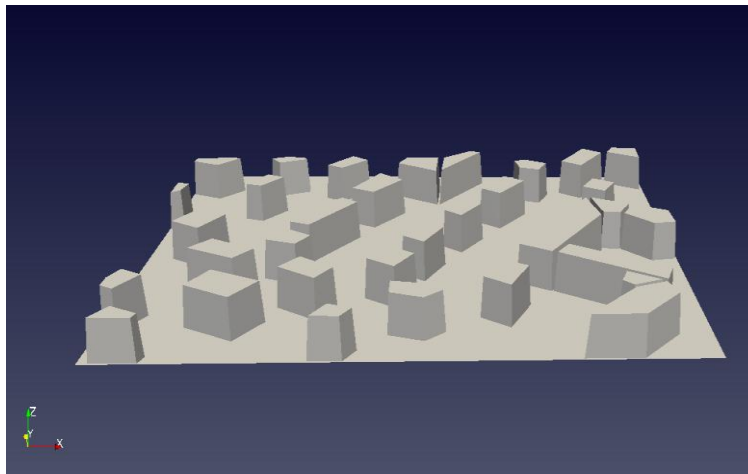


Figure 4-31 Modèle numérique du sol et des piliers créé par le PDMR

Le modèle numérique du sol et des piliers s'étend sur 62 mètres de longueur, 50 mètres de largeur et 4 mètres de hauteur pour les piliers. Trente-trois piliers de différentes tailles et géométries sont situés dans cette zone d'étude.

4.4.3.2. Description géométrique du modèle numérique du toit fracturé

La taille de la zone d'étude a été choisie de façon à inclure les trois fontis elliptiques. Les dimensions de la zone ont été obtenues par le biais de la carte souterraine de la carrière de la Brasserie en version numérique sous Auto-CAD. Le modèle numérique du toit fracturé est créé par le PDMR. Les dimensions du toit sont : 62 mètres de longueur, 50 mètres de largeur et 16 mètres de hauteur. Le toit contient 7873 blocs. Le volume total est de 67064 m³ avec une masse de 147542 t. Le volume moyen d'un bloc est de 8,5 m³ avec un écart type de 4,0 m³. La masse moyenne par bloc est de 23 t avec un écart-type de 10 t. La description statistique des blocs est donnée dans le (Tableau 4-11).

Tableau 4-11. Description statistique des blocs

	Élancement des blocs	Longueur (m)	Largeur (m)	Épaisseur (m)	Volume (m3)	Masse (t)
Moyenne	1,57	3,26	1,24	2,07	8,52	18,74
Écart type	0,70	1,48	0,13	0,19	4,03	8,86

Les Pasa, Pasb et Pasc sont les valeurs moyennes des espacements entre discontinuités de la même famille (Tableau 4-12). La famille "b" est perpendiculaire à la famille "c" et la famille "a" a fait un angle de 45 ° avec la famille "b". Les familles "a" et "b" sont des discontinuités persistantes. Par contre, la famille "c" est non-persistante (Figure 4-32). Le modèle numérique du toit comporte huit strates.

Tableau 4-12 Valeurs moyennes des espacements entre discontinuités

	Pasa(m)	Pasb(m)	Pasc(m)
Moyenne	3,26	2,07	1,24
Écart-type	1,48	0,19	0,13

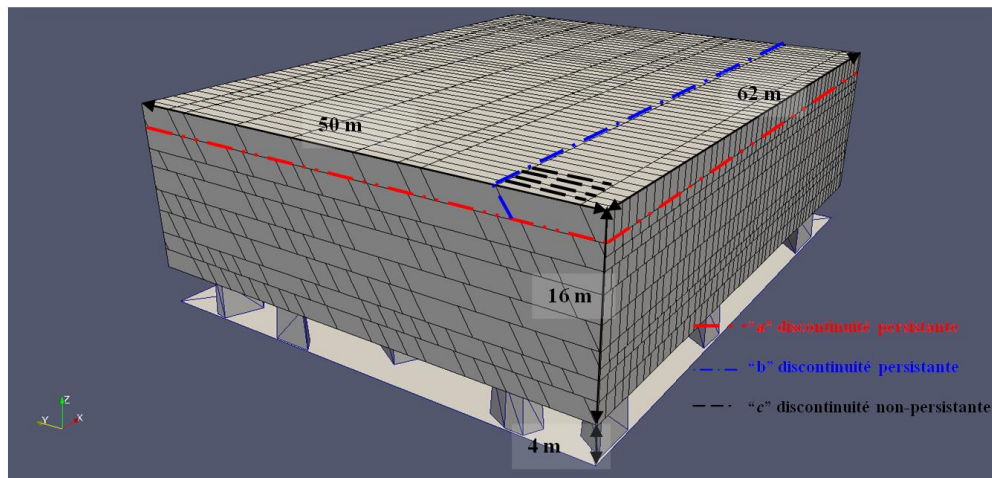


Figure 4-32 Modèle numérique du toit fracturé

4.4.3.3. Description mécanique et conditions retenues :

Les contacts entre blocs sont toujours considérés comme unilatéraux. Ainsi, dans la direction normale, la force de contact est régie par la condition Signorini (E.2.23). La force de frottement appartenant au plan perpendiculaire à la direction normale est exprimée en fonction de la vitesse de glissement relative (E.2.24) et d'un seuil de glissement fixé par (E.2.25). La loi de comportement qui prend en compte ces trois conditions est donnée par (E.2.26). Les piliers sont rigides et immobiles. Les blocs sont des éléments rigides et non déformables avec une rigidité infinie. Les lois de comportements appliquées entre les blocs constituant le toit fracturé sont appliquées également entre les blocs les piliers. Les blocs qui se trouvent dans les limites latérales du modèle remplissent les conditions de Dirichlet. Cela signifie que ces blocs ne se déplacent pas au cours de la simulation. Les paramètres utilisés dans cette simulation, donnés dans le (Tableau 4-13), sont issus, pour certains, d'essais menés dans le chapitre III (§3.4).

Tableau 4-13 Paramètres mécaniques de la simulation

Paramètres	Valeur	Unité
Masse volumique: ρ	2200	kg/m ³
Coefficient de frottement visqueux : α	250	MN·m ⁻¹ ·s
Coefficient de frottement de Coulomb : μ	0,78	-
Gravité : g	9,81	m/s ²
Pas de temps	10 ⁻³	s

Les deux blocs échantillonnés parmi les débris des fontis elliptiques avaient une teneur en eau presque à saturation ($\omega = 41,5\%$ et $\omega_{Sr} = 45\%$). Le coefficient de frottement visqueux correspondant à cette teneur en eau in-situ est égal à 250 MN·m⁻¹·s (résultat de laboratoire). Le coefficient de frottement de

Coulomb est pris égal à $\mu=0,78$ qui est la moyenne des μ pour l'état saturé pour les échantillons du calcaire de la Brasserie.

4.4.4. Résultats

L'effondrement des trois fontis elliptiques, la propagation de l'instabilité dans les terrains de recouvrement et l'affaissement en surface au-dessus des trois fontis sont traités ci-dessous. Les appellations utilisées pour les trois fontis en allant de l'ouest vers l'est sont les suivantes : Fontis-1, Fontis-2 et Fontis-3.

La Figure 4-33 montre une coupe en biais dans le toit de la carrière, le but de cette coupe est d'avoir une vue dans l'axe des trois effondrements. La simulation numérique intégrant les paramètres cités précédemment a permis de montrer que ces trois fontis elliptiques se sont produits aux mêmes endroits comme dans la réalité. Il faut rappeler qu'aucune contrainte n'est appliquée sur les blocs constituant le toit, mise à part la condition de Dirichlet appliquée sur les blocs latéraux du toit et que le modèle est chargé seulement avec son poids propre. La première strate est effondrée dans chacune des trois zones. La forme elliptique des trois fontis est due à la position géométrique des piliers. La Figure 4-34 montre les déplacements le long des axes verticaux à l'aplomb des trois fontis. Globalement, il est possible de diviser les déplacements dans le toit en trois zones en allant du bas du toit vers la surface. La première zone est comprise entre 0 et 4 m où les déplacements sont supérieurs à 0,50 m. La deuxième zone se situe entre 4 et 9 m pour le Fontis-2 et entre 4 et 7 m pour le Fontis-1 et le Fontis-3. Dans cette zone les déplacements varient entre 0,05 et 0,50 m. La dernière zone s'étend au delà des 9 m pour le Fontis-2 et au-delà des 7 m pour le Fontis-1 et le Fontis-3. Dans cette zone, les déplacements sont inférieurs à 0,05 m.

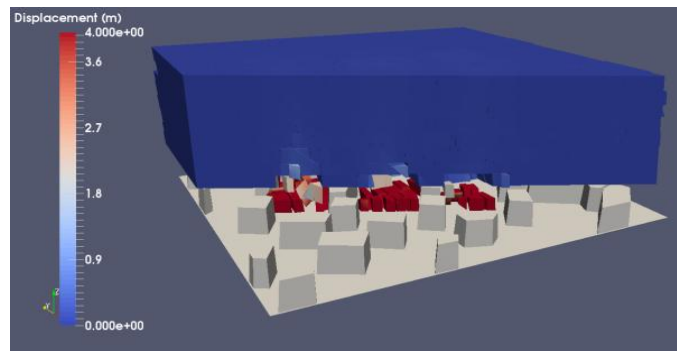


Figure 4-33 Coupe en biais dans le toit de la carrière

On remarque que l'effondrement (Figure 4-33), les déplacements et même l'affaissement en surface (Figure 4-34, Figure 4-35) du fontis-2 sont légèrement plus importants que ceux de fontis-1 et fontis-3. Les observations in situ en souterrain sont en accord avec ces résultats de simulation numérique. Une légère différence est visible et est due à la largeur de la chambre qui est légèrement plus grande dans fontis-2 que dans le fontis-1 et dans le fontis-3. Ceci est également dû au

deconfinement des deux côtés (droite et gauche) pour fontis-2. Cependant, pour le fontis-1 et le fontis-3, le deconfinement est juste d'un seul côté, du côté droit pour le premier et du côté gauche le second.

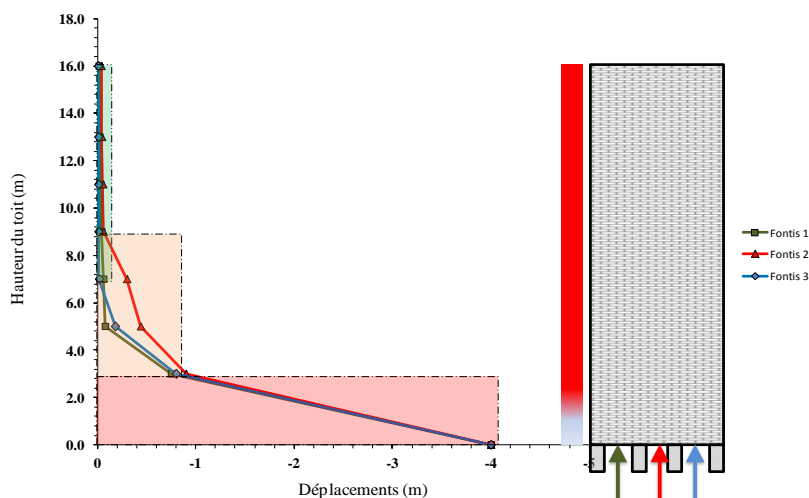


Figure 4-34 Déplacements moyens à l'aplomb des trois fontis

On jouant sur le code couleur, on peut prédire le chemin qui sera suivi par le fontis dans les terrains de recouvrement. Par exemple, pour Fontis-3, si une stabilisation par auto-comblement par foisonnement a lieu, la forme la cheminée d'effondrement sera de forme elliptique (Figure 4-35 - *ligne discontinue*). Cependant, dans le cas où le fontis arrive jusqu'en surface, la cheminée d'effondrement aura une forme hyperbole (Figure 4-35 - *ligne pointillée*).

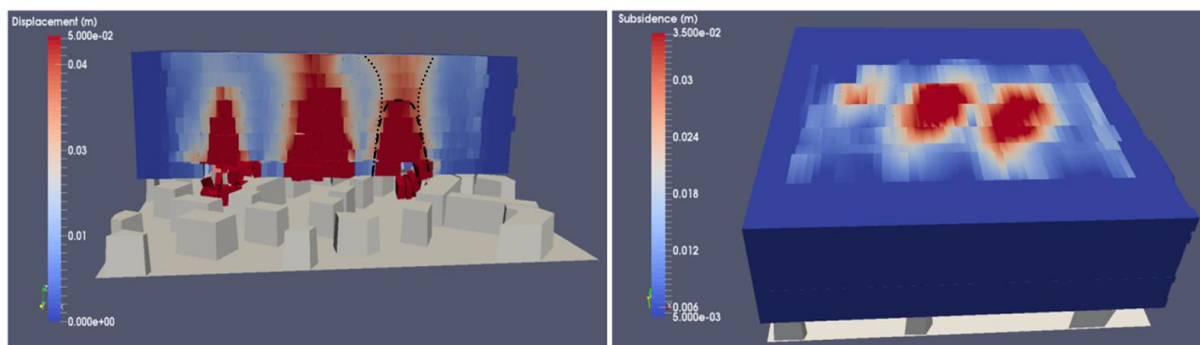


Figure 4-35 Propagation des instabilités dans les terrains de recouvrement (à gauche) et affaissements en surface au-dessus des trois fontis (à droite)

Trois lignes ont été placées sur le toit (en surface) dans l'axe de chacun des trois fontis (Figure 4-36), l'objectif étant d'obtenir les profils d'affaissement le long de ces trois lignes. Les observations in-situ montrent qu'il n'y a pas d'affaissement en surface au-dessus des trois fontis. Les résultats du modèle coïncident avec les observations in-situ. Le modèle prédit une faible valeur d'affaissement maximal en surface (Figure 4-37) de l'ordre de 5 cm. Un affaissement de l'ordre de 5 cm est extrêmement difficile à observer sans un système de surveillance très précis.

Chronologiquement dans la simulation, les effondrements ont eu lieu de la manière suivante :

- Effondrement d'une partie du Fontis-3 en premier lieu ;

- Effondrement du fontis-1 en second lieu ;
- Effondrement du fontis-2, en troisième lieu ;
- Effondrement d'une deuxième partie du fontis-3 en dernier lieu.

Moiriat (2001) a constaté que la croissance des désordres se fait grosso modo du NW vers le SE dans le secteur Nord. Cependant, il y a aussi un développement des désordres dans ce secteur du NE vers le SW (Figure 4-30). Dans la zone des trois fontis elliptiques, la propagation des instabilités n'a pas qu'une direction ce qui rend la prédiction de la chronologie des trois effondrements compliquée.

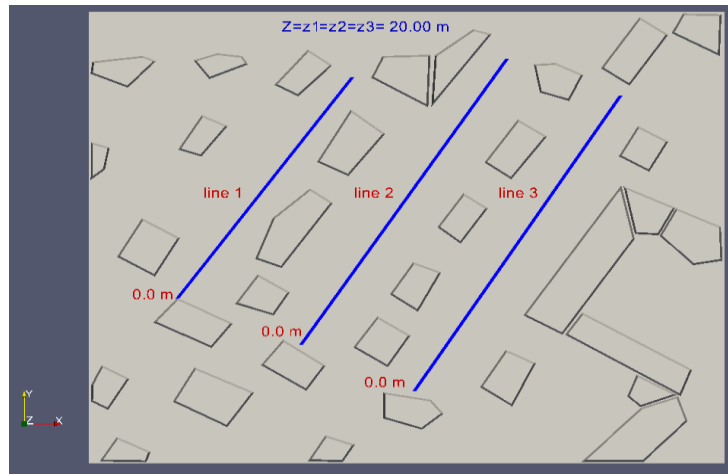


Figure 4-36 Placement des trois lignes d'affaissement

L'affaissement maximal donné par le modèle qui est égal à 5 cm correspond à l'affaissement maximal au-dessus du Fontis-2. L'affaissement maximal du Fontis-1 et du Fontis-3 est de 2,5 cm et 4,5 cm respectivement. On constate également que l'affaissement au-dessus du Fontis-2 est supérieur à l'affaissement au-dessus du Fontis-1 et du Fontis-3. En effet, cette différence est due au déconfinement des terrains au-dessus du Fontis-2 des deux côtés et également à la taille de son ouverture initiale qui est supérieure à celle des deux autres. Cependant, on constate que l'affaissement au-dessus du Fontis-3 est supérieure à l'affaissement au-dessus du Fontis-1, pour la simple et bonne raison que l'ouverture initiale du Fontis-3 est supérieure à celle du Fontis-1.

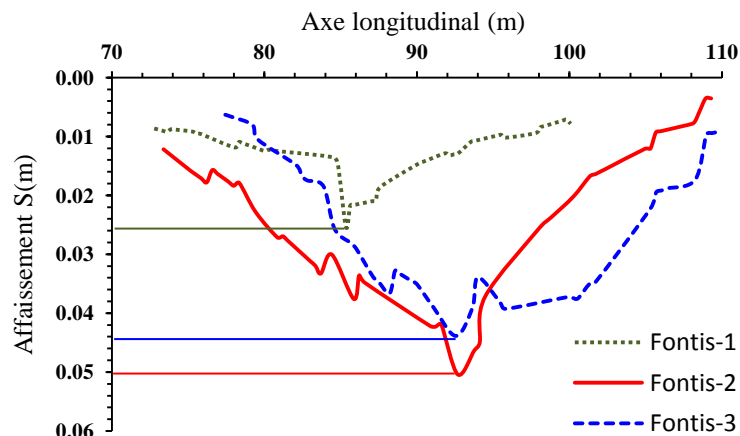


Figure 4-37 Affaissement en surface à l'aplomb des trois fontis

Dans le graphique de la Figure 4-37, on constate que les déplacements sont largement minimales dans les limites des lignes par rapport à leurs milieux. Ces grands déplacements dans le milieu sont dus à la flexion du banc sous son propre poids. Cette flexion est également due au manque de soutènement au milieu des trois galeries.

Simulation des deux cas sec et saturé

Une simulation numérique des trois fontis elliptiques avec deux cas hydriques sec et saturé étudiés dans le chapitre III est présentée dans cette partie. Les paramètres mécaniques utilisés dans les deux simulations sont présentés dans (Tableau 4-14).

Tableau 4-14 Paramètres mécaniques des deux simulations

Paramètre	Sec		Saturé	
	Valeur	Unité	Valeur	Unité
Masse volumique: ρ	2200	kg/m ³	2200	kg/m ³
Coefficient de frottement visqueux : α	335	MN·m ⁻¹ ·s	230	MN·m ⁻¹ ·s
Coefficient de frottement de Coulomb : μ	0,808	-	0,780	-
Gravité : g	9,81	m/s ²	9,81	m/s ²
Pas de temps	10 ⁻³	s	10 ⁻³	s

Les coefficients de frottement de Coulomb utilisés dans cette simulation sont les valeurs moyennes obtenus dans le chapitre III pour le cas sec et pour le cas saturé.

On constate que dans les deux simulations (cas sec et cas saturé), on arrive à voir la forme elliptique des trois fontis en surface (Figure 4-38). Cependant, l'affaissement en surface pour le cas saturé est largement supérieur à celui du cas sec. L'affaissement maximal dans le cas sec est de l'ordre 2,5cm et il est localisé milieu du Fontis-2. Pour le cas saturé, l'affaissement maximal est de l'ordre 10 cm et il est localisé également au milieu du fontis-2.

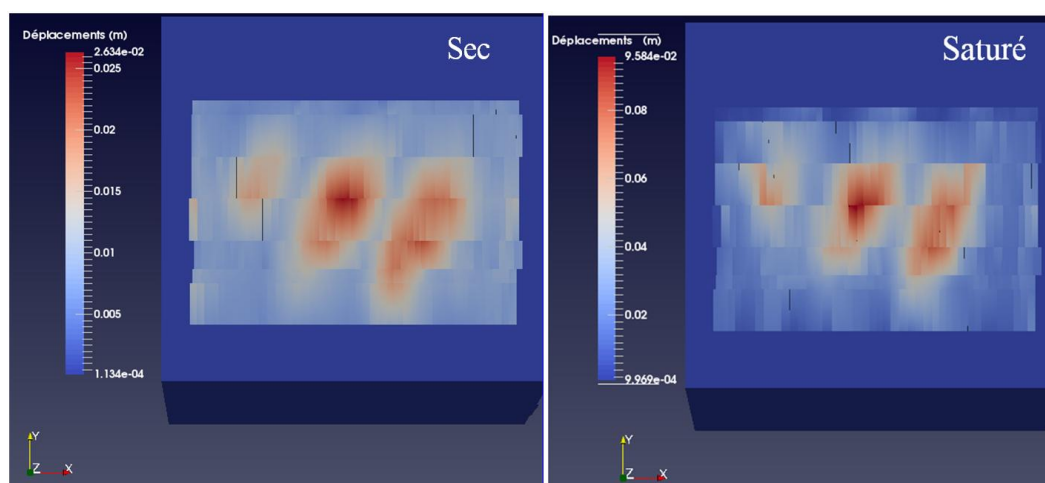


Figure 4-38 Affaissement en surface pour le cas sec et pour le cas saturé

Dans la (Figure 4-39) on montre des coupes horizontales faites à différentes hauteurs pour des cas sec et saturé. L'origine de l'axe des hauteurs est le sol. Des coupes ont été faites à chaque mètres entre 4 m (le bas du toit) et 11 m. On constate qu'à une côte de 11 m, les deux cas (sec et saturé) présentent de légères déplacements mais pas d'effondrement. Pour le cas saturé, on remarque un petit trou d'effondrement déjà à 10 m au-dessus du Fontis-2, cependant, le cas sec ne présente aucun effondrement à cette côte. Le même scénario se passe à une cote de 10 m. à une cote de 8 m, i.e. à 4 m au-dessus du toit immédiat on constate l'élargissement du trou du fontis-2 pour le cas saturé et des petits trous qui apparaissent au-dessus des trois fontis pour le cas sec. Pour les côtes inférieures ou égales à 6 m les effondrements sont presque identiques dans les deux cas.

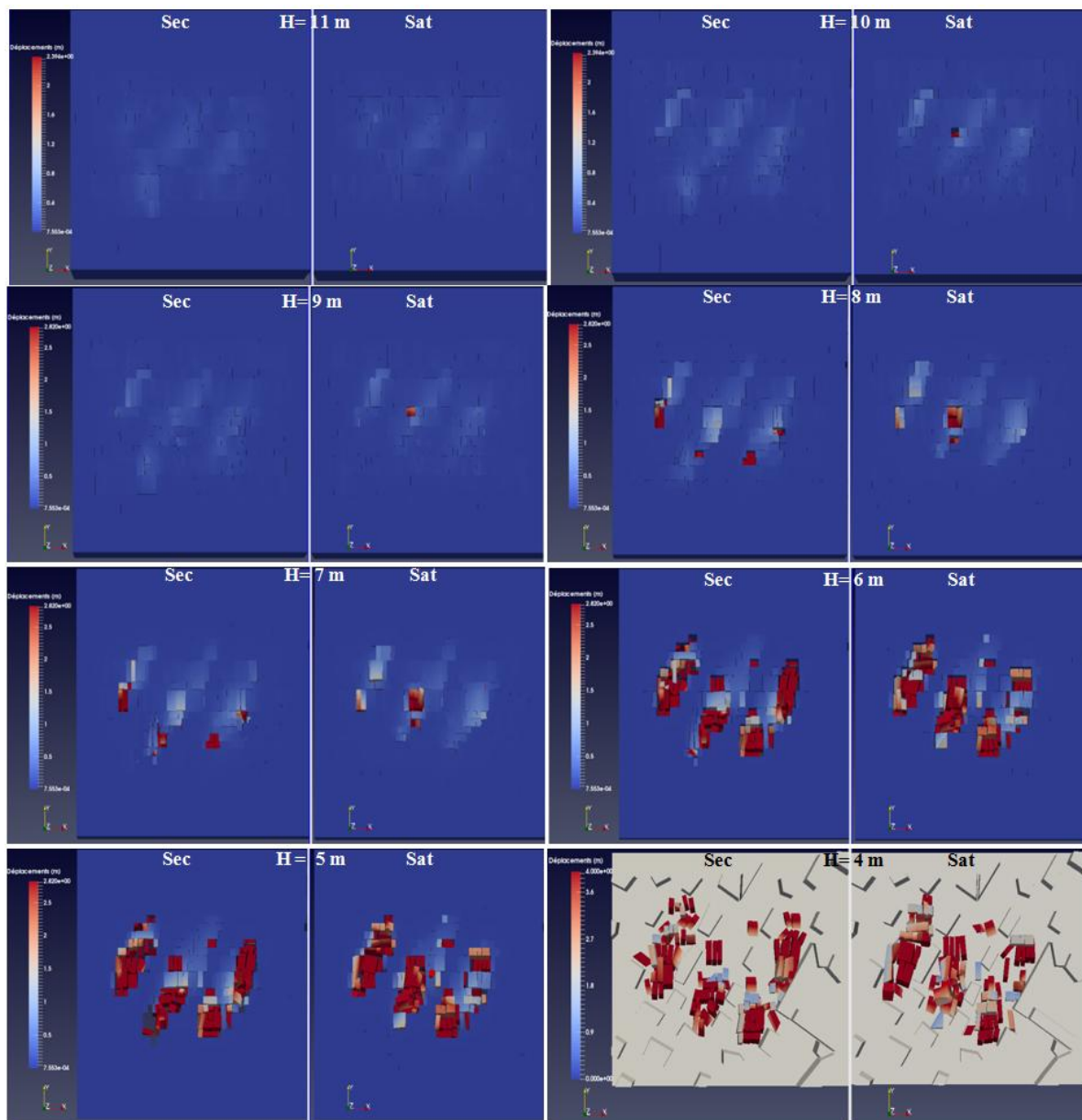


Figure 4-39 Effondrement le long des strates pour les deux cas d'étude (sec et saturé)

D'après cette étude, on constate que la saturation a un effet sur l'effondrement et l'affaissement plutôt dans la direction verticale que dans la direction horizontale. Autrement dit, l'étendue (dans le sens horizontal) de l'effondrement et de l'affaissement est plutôt dépendant la géométrie des piliers qui entourent la zone effondrée que de l'état hydrique du massif. Cependant, l'ampleur de l'effondrement et/ou de l'affaissement (dans le sens vertical) est dépendante de l'état hydrique du massif.

Simulation de la chute de résistance du toit

Une simulation de l'effet de la perte de résistance d'un toit par une diminution du coefficient de frottement a été effectuée. Cette perte de frottement est due à l'infiltration d'eau et à la lubrification des joints entre les blocs. Dans ce cas on ne simule pas qu'un état de saturation mais un cas où il y a un écoulement d'eau (flux) qui engendre un arrachement des grains dans les joints. L'arrachement des grains et de la matière cohésive rendent les joints très lisses ce qui diminue les forces de frottement d'une manière conséquente. La réduction des frottements est corrélée avec la diminution du coefficient de frottement visqueux.

On appellera cas-A le cas présenté ci-dessus (cas de la Brasserie avec paramètres de laboratoire).

Le cas-B est exactement le même, sauf que le coefficient de frottement visqueux est pris égal à $1 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$ au lieu de $250 \text{ MN}\cdot\text{m}^{-1}\cdot\text{s}$. L'affaissement en surface le long des trois lignes au-dessus des trois fontis (Figure 4-36) sont représentés pour les deux cas A et B sur la (Figure 4-40).

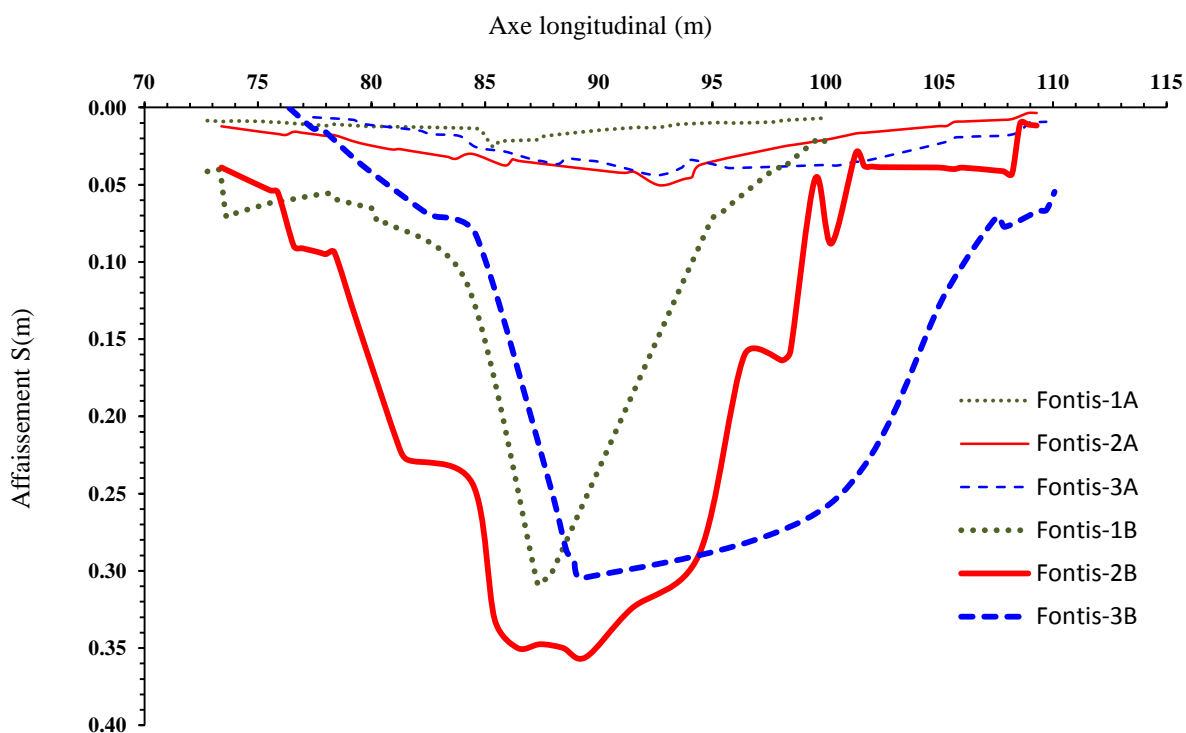


Figure 4-40 Affaissement au-dessus des tris fontis dans le cas-A et dans le cas-B

Dans le graphique Figure 4-40, la même remarque est faite pour le cas-B en ce qui concerne les déplacements aux extrémités et aux milieux des trois lignes. Les déplacements moyens et leurs écarts types sont mentionnés dans le Tableau 4-15.

Tableau 4-15 Affaissement moyen en surface au-dessus des trios fontis pour le cas-A et le cas-B

	Fontis-1A	Fontis-2A	Fontis-3A	Fontis-1B	Fontis-2B	Fontis-3B	1B/ 1A	2B/2A	3B/2A
Moyenne (m)	0,025	0,050	0,045	0,308	0,356	0,305	12,32	7,12	6,78
Écart type (m)	0,004	0,012	0,011	0,078	0,115	0,106			

La diminution du coefficient de frottement visqueux dans le cas de B génère des déplacements importants par rapport à ceux générés dans le cas A (Figure 4-40). Cependant, la stabilisation est obtenue par un auto-comblement par foisonnement pour les trois fontis dans le cas B (Figure 4-41). En effet, dans le cas-A, la stabilisation mécanique est obtenue par un phénomène d'arc-boutement (mécanismes autobloquants) après l'effondrement de la première strate. Les déplacements générés par cette perte de frottement sont six fois supérieurs à ceux générés par les frottements actuels (Tableau 4-15).

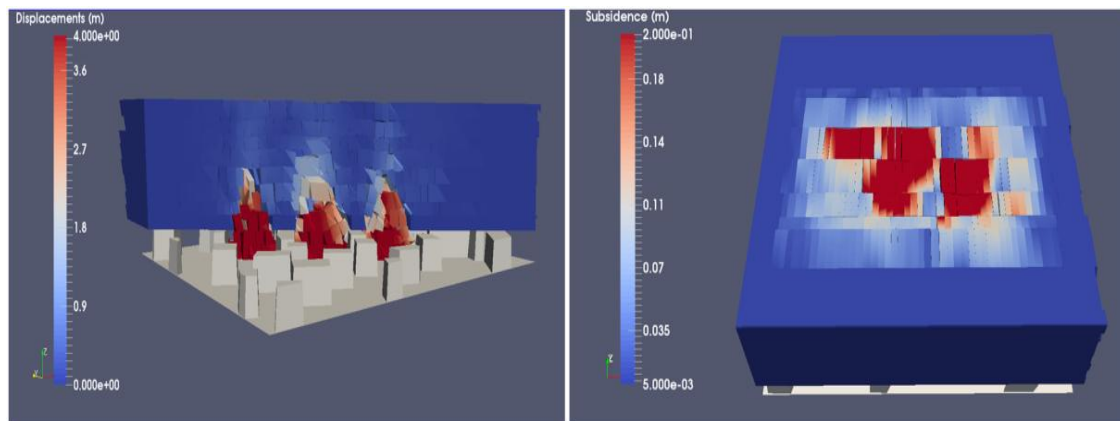


Figure 4-41 Auto-comblement par foisonnement des trios fontis (à gauche) et affaissement en surface au-dessus des trois fontis (à droite)

4.5.Synthèses et conclusions

L'étude paramétrique menée ci-dessus a permis d'atteindre les objectifs fixés et de répondre aux questions posées sur le phénomène de foisonnement. Cette étude permet de retenir les faits suivants :

- La relation entre le foisonnement et la hauteur du toit et/ou la hauteur normalisée (hauteur de chute divisée par l'épaisseur du toit non chuté) est non linéaire et plutôt parabolique. Rappelons que, d'une part, Esterhuizen & Karacan (2007) ont montré que le coefficient de foisonnement diminue avec la diminution de la hauteur de chute et d'autre part Yavuz, (2004) affirme que le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation la hauteur d'exploitation. L'étude numérique menée ci-dessus a montré qu'effectivement le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la hauteur de chute normalisée et de la hauteur du toit. Cependant, l'étude paramétrique a montré aussi que cette relation est valable pour une certaine gamme de hauteurs. Dès que cette hauteur dépasse un certain seuil, l'énergie cinétique des blocs croît et permet le compactage des débris ce qui à pour conséquence de faire diminuer le coefficient de foisonnement.
- La relation entre le coefficient de foisonnement et l'ouverture initiale du fontis (rayon du fontis au niveau du toit immédiat) est une relation linéaire et inversement proportionnelle. Plus l'ouverture initiale du fontis est grande plus le coefficient de foisonnement est petit. Ce résultat est très intéressant car il montre que pour une même configuration (même géométrie d'exploitation, mêmes caractéristiques géotechniques), mais avec deux diamètres d'ouverture initiale du fontis différents, le foisonnement qui en découle sera différent pour les deux cas.
- Le coefficient de foisonnement a une relation proportionnelle à la taille des débris (Esterhuizen et Karacan, 2007) et inversement proportionnelle au degré de fracturation. Généralement, la relation entre le coefficient de foisonnement et l'élancement des blocs et entre le coefficient de foisonnement et la taille des blocs est proportionnelle. Cependant, l'effet de la taille des blocs prime sur l'effet de l'élancement, i.e. si le l'élancement des blocs diminue et leur taille augmente, le coefficient de foisonnement augmente.
- Le coefficient de foisonnement n'est pas constant le long des décombres. La fonction qui représente la variation du coefficient de foisonnement le long des décombres est une fonction non-monotone. Globalement, il s'agit d'une fonction croissante sur les deux premiers mètres mais qui chute ensuite entre deux et quatre mètres, puis il se stabilise au-delà des quatre mètres et finalement, il rechute fortement pour les cinq derniers mètres le long des décombres. Cette variation du coefficient de foisonnement le long des débris est due à la combinaison de l'effet de l'énergie cinétique des blocs effondrés, du poids appliqué sur chaque section des décombres et de la taille du vide libre disponible pour recevoir les décombres. Cette étude s'accorde avec l'étude menée par Esterhuizen et Karacan (2007) qui suggère que le coefficient de foisonnement est plus important en bas des décombres et diminue en allant vers le haut.

- La relation entre l'affaissement et le coefficient de foisonnement est une relation exponentielle. L'affaissement diminue de manière exponentielle avec l'augmentation du coefficient de foisonnement.
- La relation entre l'affaissement et le degré de fracturation est donnée par une fonction puissance décroissante. Autrement dit, l'affaissement diminue en puissance avec l'augmentation du degré de fracturation. Par ailleurs, rappelons que le coefficient de foisonnement varie linéairement avec la variation du degré de fracturation.
- La relation entre le coefficient de foisonnement, le rayon de l'ouverture initiale du fontis et la hauteur d'effondrement est la suivante : l'augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis fait diminuer le coefficient de foisonnement, ce qui fait augmenter la hauteur d'effondrement. Abbas Fayad (2004), montre également que la hauteur d'effondrement est proportionnelle au rayon initial du fontis. À l'opposé des approches analytique et volumétrique, notre modèle prédit une augmentation de la hauteur prévisible d'effondrement pour une augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis.
- L'étude de la sensibilité du modèle au coefficient de frottement visqueux a montré qu'il existe quatre zones (cf. § 4.3.7). Les deux zones qui nous intéressent sont les zones 2 et 3. Pour des coefficients de frottement visqueux qui appartiennent à la zone 1 le modèle devient instable et pour des coefficients qui appartiennent à la zone 4 le modèle devient insensible à la variation de α . Il faut noter que chaque fois que le comportement de la roche est plus visqueux, plus le coefficient de frottement visqueux est petit. Ainsi, pour la craie et le gypse qui ont un comportement plus visqueux que le calcaire, leurs coefficients de frottement visqueux se trouveront du côté gauche de la zone 3 et/ou dans la zone 2. Il est important de déterminer rigoureusement le coefficient de frottement visqueux pour déterminer le de vulnérabilité de la carrière souterraine.

L'étude numérique de la carrière de la Brasserie a montré que le modèle reproduit d'une manière satisfaisante l'état d'effondrement actuel de cette dernière notamment au niveau de trois fontis pris en exemple. Sans aucune contrainte appliquée dans le modèle mises à part les conditions aux limites sur les blocs latéraux du modèle (condition de Dirichlet), le modèle conduit à prédire (en surface) le placement des trois fontis elliptiques. Avec les paramètres déterminés au laboratoire (α et μ) pour cette carrière la hauteur d'effondrement et de l'ordre de 2 m et l'affaissement maximal en surface est de l'ordre de 5 cm. La hauteur d'effondrement donnée par le modèle coïncide avec les observations in-situ, cependant pour un affaissement de l'ordre de 5 cm ce dernier est extrêmement difficile à observer en surface sans un système de surveillance très précis. Cette étude a, de plus permis, de constater que l'étendue (dans le sens horizontal) de l'effondrement est plutôt dû à l'espacement des piliers qui entourent la zone effondrée plutôt qu'à l'état hydrique du massif. Cependant, l'ampleur de l'effondrement et/ou de l'affaissement (dans le sens vertical) est dépendante de l'état hydrique du massif rocheux.

CONCLUSION GÉNÉRALE ET PERSPECTIVES

L'objectif du travail présenté dans ce mémoire était l'étude numérique du fontis, de sa propagation dans les terrains de recouvrement, du foisonnement et de son rôle dans l'arrêt de la propagation du fontis.

En ce qui concerne le phénomène de fontis, qui généralement se manifeste dans les exploitations par chambres et piliers et pour estimer le degré de vulnérabilité en surface, l'enjeu principal consiste à estimer la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement. Le paramètre essentiel pour estimer cette hauteur est le coefficient de foisonnement. L'étude bibliographique montre que la méthode numérique la mieux adaptée à l'étude du processus d'effondrement des carrières souterraines et la propagation du fontis dans les terrains de recouvrement est la méthode des éléments distincts (MED). Cette méthode permet de représenter le milieu fracturé comme il se présente, en le modélisant par un assemblage de blocs interagissant entre eux. En outre, les blocs peuvent être déformables ou non. Cette méthode permet également de simuler la chute des blocs, la formation d'une cloche de fontis et d'estimer le foisonnement de la roche. Pour conséquence, en tenant compte de tous les éléments bibliographiques cités, nous avons décidé de traiter la question de l'effondrement localisé par le biais de la modélisation numérique par éléments distincts.

L'objectif de ces travaux est d'élaborer une approche de modélisation globale simple et réaliste du problème d'instabilité des toits de carrières souterraines à faible profondeur, une plateforme numérique en trois parties est retenue : le préprocesseur (PDMMR, développé pendant la thèse), le processeur (STTAR3D) et le post-processeur (programme de calcul du foisonnement développé pendant la thèse et la plateforme SALOME).

Le PDMMR génère les données nécessaires pour les simulations numériques avec STTAR3D. Il discrétise le massif rocheux en un ensemble de blocs, ces derniers étant formés par l'intersection de différents plans de discontinuités. Le programme permet de choisir le mode de discrétisation (mode déterministe, mode probabiliste ou mixte) pour les espacements entre les discontinuités de la même famille ou pour leurs angles d'inclinaison. Le PDMMR reproduit également le modèle numérique du sol et des piliers de la carrière souterraine pour les prendre en compte dans le calcul.

Les calculs numériques sont réalisés avec STTAR3D, code de calcul par éléments discrets. Deux lois de comportement sont implémentées sous STTAR3D : la première est une loi qui prend en compte les frottements de Coulomb et les frottements visqueux et la deuxième prend en compte les phénomènes adhésifs entre les blocs. La loi de frottement de Coulomb visqueux fait intervenir deux paramètres α et μ , dont les valeurs sont mesurées par essai en laboratoire.

Toutes les simulations réalisées dans ce travail ont été faites sans adhésion. En effet, l'activation de l'adhésion double les temps de calcul (le temps moyen pour un calcul sans adhésion est compris entre

2 jours à une semaine) et elle allonge le temps d'amorçage de l'effondrement. Cet allongement du temps d'amorçage de l'effondrement est dû au fait que les forces adhésives sont activées seulement dans le cas de déplacement infinitésimal (cas stable). Étant donné que le but de ce travail est d'étudier la propagation du fontis et le foisonnement, ce que veut dire que nous nous intéressons plutôt à la phase d'effondrement qu'à la phase de stabilité. Compte tenu de ces raisons nous avons décidés de désactiver l'adhésion durant les calculs.

La carrière de la Brasserie (dite « Gravelle ») est située au sud-est de Paris dans le Bois de Vincennes, nous offre un exemple d'application grâce à des observations réalisées dans une partie de la carrière. Elle présente un état de dégradation avancé dans certains quartiers (surtout dans le quartier nord) où plusieurs fontis sont apparus dans plusieurs endroits avec un risque potentiel de propagation vers les terrains de surface. Afin de simuler une évolution potentielle de leur état actuel, des échantillons provenant de ces fontis ont été prélevés afin d'être analysés en laboratoire. Les essais d'identification physique et mécanique montrent une résistance très faible à moyenne pour les échantillons testés. La variation de la qualité et de l'état d'altération des échantillons reflète d'une manière générale l'état de stabilité différentielle entre les quartiers et bancs de calcaire de la carrière. Dans le but de réaliser une simulation numérique des trois fontis elliptiques, des essais de cisaillement sont conduits pour déterminer les deux paramètres essentiels du modèle du comportement (α et μ).

Les résultats des essais de cisaillement montrent que le premier paramètre de la loi de frottement visqueuse μ , qui détermine le seuil de la force de frottement, est indépendant de la force normale pour un joint saturé. Cependant, il présente une faible tendance à la baisse (de l'ordre de -2,7 %) avec l'augmentation de la force normale. L'état hydrique du joint a également une légère influence sur la variation du coefficient de frottement de Coulomb (une baisse de μ entre le cas sec et le cas saturé de l'ordre de 4,15 %). La valeur moyenne du coefficient de frottement de Coulomb μ pour le calcaire étudié est de 0,782. Si l'on fait varier (augmenter) la vitesse de cisaillement durant l'essai, la valeur de μ baisse de l'ordre 14%. En conclusion, le coefficient de frottement de Coulomb est un paramètre intrinsèque du matériau, il ne varie quasiment pas (<5%) ni avec la variation de la force normale, ni avec la variation de l'état hydrique du joint : pour le déterminer l'essai de cisaillement doit être conduit avec une vitesse constante.

L'augmentation de la teneur en eau diminue le pic de cisaillement et le comportement du joint se rapproche de plus en plus d'un comportement élastoplastique parfait. Le pic est bien présent pour des teneurs en eau inférieures à 30 %. Pour des teneurs en eau supérieures à 30%, la force de cisaillement résiduelle reste constante quelle que soit la teneur en eau. Le coefficient de frottement visqueux diminue avec l'augmentation de la teneur en eau du joint. L'augmentation de la teneur en eau du joint augmente sa lubrification, ce qui se traduit par une diminution de la force de frottement

mobilisée pour une même vitesse. Le coefficient de frottement visqueux diminue d'autant que le joint est plus lubrifié.

L'étude paramétrique menée dans ce travail nous a permis d'atteindre les objectifs fixés et de répondre aux questions posées sur le phénomène de foisonnement. Cette étude permet d'établir les résultats suivants :

- La relation entre le foisonnement et la hauteur du toit et/ou la hauteur normalisée (hauteur de chute divisée par l'épaisseur du toit non chuté) est non linéaire et plutôt parabolique. En effet, l'étude numérique menée dans ce travail montre que le coefficient de foisonnement augmente avec l'augmentation de la hauteur de chute normalisée et de la hauteur du toit. Cependant, dès que cette hauteur dépasse un certain seuil, l'énergie cinétique des blocs devient grande et provoque un compactage des débris ce qui fait diminuer le coefficient de foisonnement.
- La relation entre le coefficient de foisonnement et l'ouverture initiale du fontis (rayon du fontis au niveau du toit immédiat) est une relation linéaire et inversement proportionnelle. Autrement dit, plus l'ouverture initiale du fontis est grande plus le coefficient de foisonnement est petit.
- La relation entre le foisonnement et le degré de fracturation est une relation inversement proportionnelle. Le coefficient de foisonnement est proportionnel à la taille des débris et inversement proportionnel au degré de fracturation.
- Le coefficient de foisonnement n'est pas homogène dans les décombres. La fonction qui représente la variation du coefficient de foisonnement le long des décombres est une fonction non-monotone. Ce résultat s'accorde avec l'étude menée par Esterhuizen et Karacan (2007) qui suggère que le coefficient de foisonnement est plus important en bas des décombres et diminue en allant du bas vers le haut.
- L'affaissement diminue de manière exponentielle avec l'augmentation du coefficient de foisonnement. La relation entre l'affaissement et le degré de fracturation est donnée par une fonction puissance décroissante. Autrement dit, l'affaissement diminue en puissance avec l'augmentation du degré de fracturation. Par ailleurs, rappelons que le coefficient de foisonnement varie linéairement avec la variation du degré de fracturation.
- La relation entre le coefficient de foisonnement, le rayon de l'ouverture initiale du fontis et la hauteur d'effondrement est la suivante : l'augmentation du rayon de l'ouverture initiale du fontis fait diminuer le coefficient de foisonnement, ce qui fait augmenter la hauteur d'effondrement.

L'étude numérique de la carrière de la Brasserie a montré que le modèle reproduit d'une manière assez satisfaisante l'état d'effondrement actuel de la carrière. Le modèle a prédit (en surface) le placement des trois fontis elliptiques. Avec les paramètres déterminés en laboratoire (α et μ) pour la carrière de la Brasserie, la hauteur d'effondrement simulée est de l'ordre de 2 m et l'affaissement maximal en surface est de l'ordre de 5 cm. La hauteur d'effondrement donnée par le modèle coïncide avec les

observations faites in-situ. L'étendue de l'effondrement (dans le sens horizontal) est plutôt dû à la l'espacement des piliers qui entourent la zone effondré qu'à l'état hydrique du massif. Cependant, l'ampleur de l'effondrement et/ou de l'affaissement (dans le sens vertical) est dépendante de l'état hydrique du massif.

L'originalité de ce modèle réside dans le fait qu'on peut suivre la propagation des instabilités dans les terrains de recouvrement au cours du temps. De plus, le foisonnement constitue un résultat du calcul et non pas un paramètre d'entrée qu'il est nécessaire de connaître ou d'estimer à l'avance pour effectuer un calcul ou une expertise. Comme la démarche choisie consiste à faire un modèle mécanique discret puis à effectuer une simulation du comportement de celui-ci, les paramètres tels que le foisonnement, la hauteur de l'effondrement, l'angle de déposition des débris, la profondeur, la pente ou le volume de la cuvette d'affaissement en surface, etc., sont déterminés par post-traitement des calculs réalisés.

La poursuite de ces travaux pourrait consister en l'amélioration du dispositif de cisaillement afin d'affiner la détermination du coefficient de frottement visqueux. Pour avoir une acquisition continue de la force et de la vitesse, il faudrait piloter la boîte de cisaillement en accélération et non en vitesse. On pourrait ainsi, réaliser plusieurs essais à vitesse constante et à vitesse variable pour différentes conditions hydriques, pour mieux déterminer le rapport entre la raideur tangentielle du joint et son coefficient de frottement visqueux. Par ailleurs, une amélioration du dispositif pour mieux maîtriser la teneur en eau du joint constitue une autre piste d'amélioration. Des essais de cisaillement à vitesse variable sur des joints naturels non lisses, permettront en outre au modèle de se rapprocher du comportement réel du joint.

D'autre part, la réalisation d'autres simulations numériques et d'études paramétriques avec différents degrés de fracturation afin de mieux appréhender la variation du foisonnement en fonction de la hauteur de chute, en fonction de l'ouverture initiale du fontis serait une perspective intéressante afin d'étudier les conséquences de cette variation sur la hauteur de la remontée du fontis et sur l'affaissement en surface. La finalité de cette étude serait d'établir des abaques de variation du foisonnement, de la hauteur de remontée du fontis de l'affaissement en surface en fonction de la hauteur de chute, de l'ouverture initiale du fontis et du degré de fracturation.

Enfin, cette étude, qui a été menée sur un matériau calcaire (calcaire grossier du Bassin parisien), pourrait être étendue à d'autres sites et matériaux de carrières tels que la craie et le gypse afin d'évaluer la robustesse et la validité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- Abbass Fayad, A., (2004). Étude de stabilité de fontis au toit des carrières souterraines et traitements apportés aux conséquences induites en surface. Thèse de doctorat, INPL, École des mines de Nancy, France. 160 pages.
- Abdulla, W. A. & Goodings, D. J. (1996). Modeling of sinkholes in weakly cemented sand. *Journal of geotechnical engineering*, vol. 122, no 12, pp. 998-1005.
- AFTES, (2003). Recommandations relatives à la caractérisation des massifs rocheux utile à l'étude et à la réalisation des ouvrages souterrains. *Tunnel et ouvrages souterrains*, revue bimestrielle n° 177-mai/Juin 2003, pp.138-186.
- Alfonsi, P., Durville, J. L., Rachez, X. (1998). Quelques applications de la méthode des éléments distincts en mécanique des roches. *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* pp.31-44.
- Al-Heib, M. (2008). State of the art of the prediction methods of short and long-term ground movements (Subsidence and Sinkhole) For The Mines In France. In: *Coal Geology Research Progress.* ISBN: 978-1-60456-596-6. Editor: Thomas Michel and Hugo Fournier. Nova Science Publishers, Inc.: pp.53-76.
- Al-Heib, M. (2016). Feedback of the empirical approach to design the room and pillar mines. Application on chalk mines (France). ULUSAY, Resat ; AYDAN, Omer ; GERCEK, Hasan ; HINDISTAN, Mehmet Ali ; TUNCAU, Ergun - *Rock Mechanics and Rock Engineering : From the Past to the Future : proceedings of the international symposium EUROCK 2016*. NC : CRC Press, p. 689-694.
- Alrowaimi, M., Yun, H. B., Chopra, M. (2015). Sinkhole Physical Models to Simulate and Investigate Sinkhole Collapses. *NCKRI Symposium 5: 14th Sinkhole Conference, National Cave and Karst Research Institute, Carlsbad*, pp. 559–568.
- Augarde, C. E., Lyamin, A. V., Sloan, S. W. (2003). Prediction of undrained sinkhole collapse. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(3), pp.197-205.
- Bandis, S., Lumsden, A., Barton, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, vol. 20, pp. 249–268.
- Barton, N. et Choubey, V. (1977). Shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics*, vol. 10, pp. 1–54.
- Baryakh, A. A., Rusin, E. P., Stazhevsky, S. B. (2009). Stress-strain state of karst areas. *Journal of mining science*, vol. 45, no 6, pp. 517-524.

- Belyaev, E.V. (1984). Theory of undermined strata. Nauka, Moscow Culshaw MG, Waltham AC (1987) Natural and artificial cavities as ground engineering hazards. Q J Eng Geol 20(2). pp.139–150
- Berenger, N., Flahaut, R., Mathon, D., Kreziak, C., Marty, F. (2014). Le diagnostic de stabilité des carrières souterraines abandonnées. Guide méthodologique. IFSTTAR, 105 pages.
- Brady, B. H. G. (1979). A direct formulation of the boundary element method of stress analysis for complete plane strain. In : International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, p. 235-244.
- Brady, B. H. G. and Brown, E. T. (1993). Rock Mechanics for Underground Mining, 2nd edition, Chapman & Hall, London. 570 pages.
- Brilhac, J-F. et Thibaut, O. (1993). Analyse des risques sur un territoire: Ébauche d'une nouvelle méthode globale.
- Bruhn, R.L., Yusas, M.R., Huertas, F. (1982). Mechanics of low-angle normal faulting: an example from Roosevelt Hot Springs geothermal area, UtahTectonophysics, 86, pp. 343-361
- Caudron, M., Emeriault, F., Al Heib, M. (2006b). Numerical modeling of the soil-structure interaction during sinkholes. Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Gratz, 06-08 September 2006, pp 267-273.
- Caudron, M., Emeriault, F., Al Heib, M. (2008). Modélisation numérique de l'interaction sol-structure lors du phénomène de fontis. Revue française de géotechnique, n° 119, pp 27-38.
- Caudron, M., Emeriault, F., Kastner, R. (2006). Sinkhole and soil-structure interactions: Development of an experimental model. In : International Conference on Physical Modelling in Geotechnics. Taylor&Francis, 2006. pp. 1261-1267.
- Caudron, M., Emeriault, F., Kastner, R., Al Heib, M. (2006a). Sinkhole and soil-structure interactions: Development of an experimental model. Int. Conf. on Physical Modeling in Geotechnics, Hong-Kong, 04-06 Aug. 2006, pp 1261-1267.
- CFMR-MMR, (2000). Comité Français de Mécanique des Roches- Manuel de mécanique des roches. Tome 1 : Fondements. Les Presses de l'École des Mines de Paris, coordonné par F. Homand et P.Duffaut, 265 pages.
- Chalhoub, M. (2006). Apports des méthodes d'homogénéisation numériques à la classification des massifs rocheux fracturés. Thèse de l'École des Mines de Paris. 226 pages.
- Chen, F. (2009). Coupled flow discrete element method application in granular porous media using open source codes. Doctoral Dissertations, 21.

- Chen, J., Beck, B.F. (1989). Qualitative modelling of the cover-collapse process. In: Proc. 3rd Multidisciplinary Conf. on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karst. Balkema, Rotterdam, pp. 89–95.
- Choquet, F. (2010). Implémentation d'un modèle numérique de couplage hydromécanique des discontinuités géologiques. Thèse de doctorat. École Polytechnique de Montréal. 196 pages.?
- Coates, D. (1970). Rock mechanics principles. Mining research centre. Mines branch department of energy, mines and resources. Mines Branch Monograph. 874 pages.
- Coates, D. F. (1965). Pillar Loading Part I: Literature Survey and New Hypothesis. Part II: Model Studies. Canada. Dept. Mines and Tech. Surveys, Ottawa, Canada, Rept, 170 pages.
- Coates, D. F. (1981). Rock mechanics principles: energy, mines and resources. 01tarna, Mines Branch, GOVERNMENT OF Canada. Chapter 2 and 3.
- Courbon, J. (1955). Cours de résistance des matériaux. Dunod. Craig, 1990. 782 pages.
- Cuervo, Y-S. (2015). Modélisation des éboulements rocheux par la méthode des éléments discrets: application aux évènements réels. Thèse de l'Université Grenoble Alpes. 250 pages.
- Cundall, P. A., (1971). A computer model for simulating progressive large scale movements in blocky rock systems. Symp ISRM, Nancy, France, Proc. Vol.2, pp 129-136.
- Cundall, P.A., Strack, O.D.L., (1979). A discrete numerical model for granular assemblies. Geotechnique, 1979, vol. 29, no 1, pp. 47-65.
- Dal Pont, S., Dimnet, E., (2006). A theory for multiple collisions of rigid solids and numerical simulation of granular flow. International journal of solids and structures, vol. 43, no 20, pp. 6100-6114.
- Darton, N. H. (1906). Geology of the Bighorn Mountains. US Government Printing Office, 129 pages
- Dauphiné, A. (2001). Risque en catastrophes. Paris, Armand Colin. 288 pages.
- Detournay, E., Fairhurst, C. (1987). Two-dimensional elastoplastic analysis of a long, cylindrical cavity under non-hydrostatic loading. In : International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon, pp. 197-211.
- Didier, C., Josien, J. P. (2003, September). Importance of failure mechanisms for management of surface instability risk above abandoned mines. In 10. International Congress on Rock Mechanics (ISRM 2003) Vol. 1, pp. 243-248.
- Didier, C., Salmon, R. (2010). Un modèle de calcul des hauteurs prévisibles de remontée de fontis à l'aplomb d'exploitations souterraines peu profondes. Revue française de Géotechnique, (133), pp.21-36.

- Didier, C., Laouafa, F., Thoraval, A., Tritsch, J. (2003). Bassin houiller de Provence: étude des effets sur les terrains de surfaces des travaux miniers souterrains et de leur évolution prévisible dans le temps. Report No. INERIS-DRS-03-36460/R01
- Dimnet, E. (2002). Collisions in systems made of rigid bodies. In *Contact Mechanics*. Springer Netherlands. pp. 33-43.
- Dimnet, E. (2002). Mouvement et collisions de solides rigides ou déformables. Diss. Paris: École Nationale des Ponts et Chaussées, 2002. Dimnet, Thèse. Nb de pages ?
- Drumm, E.C. Kane, W.F. Yoon, C.J. (1990). Application of limit plasticity to the stability of sinkholes. *Engng Geol.*, 29, pp. 213–225.
- Duffaut, P., Piguet, J. P., Therond, R. (1986). A review of large permanent rock caverns in France. *Int. Symp. on Large Rock Caverns*, Helsinki, pp.55-66.
- Duncan, J., Witherspoon, P., Mitchell, J., Watkins, J., Hardcastle, J., Chen, J. (1972). Seepage and Groundwater Effects Associated With Explosive Cratering. University of California, Department of Civil Engineering. Report No. TE-72-2. Berkeley, California.
- Dunham, R. J. (1962). Classification of carbonate rocks according to depositional textures.
- Dyne, L.A. (1998). The prediction and occurrence of Chimney subsidence in southwestern Pennsylvania. Thesis submitted to the Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University. 109 pages.
- Edelbro, C. (2003). Rock mass strength: a review. Luleå tekniska universitet. 92 pages.
- Esterhuizen, G. S. et Karacan, C. Ö. (2007). A methodology for determining gob permeability distributions and its application to reservoir modeling of coal mine longwalls. In : *SME 2007 Annual Meeting*, 2007. pp. 07-078.
- Fourmaintraux, D. (1976). Caractérisation des roches : essais de laboratoire, Chapitre IV dans ‘‘ La Mécanique des roches appliquée aux ouvrages du génie civil par Marc Panet et all. École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. Pp 33–41.
- Frémond, M. (1995) Rigid bodies collisions. *Phys. Lett.* (204), pp. 33–41
- Frémond, M. (1996). Shape memory alloy. In *Shape memory alloys*. Springer Vienna. Pp. 1-68.
- Garrard, G.F.G, Taylor, R.K. (1998). Collapse mechanisms of shallow coal-mine workings from field measurements. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, vol. 5, no 1, pp. 181-192.
- Gill, D. E., Leite, M. H., Labrie, D. (1994, December). Designing mine pillars with the convergence—confinement method. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 31, No. 6). Pergamon. Pp. 687-698.

- Gill, D.E. (1980) *Mécanique des roches III*. École Polytechnique, Montréal.
- Goodings, D. J., & Abdulla, W. A. (2002). Stability charts for predicting sinkholes in weakly cemented sand over karst limestone. *Engineering Geology*, 65(2), pp.179-184.
- Goodman, R. E. (1989). *Introduction to Rock Mechanics* (2nd ed.), Wiley, New York (1989). 562 pages.
- Hanesse, M-P., Richard, T. (2016). *Guide de surveillance des cavités souterraines d'origine anthropique*. INERIS. 127 pages.
- Hantz, D. (2008). *Contribution à l'évaluation de l'aléa éboulement rocheux Approche multidisciplinaire et multi-échelles*. Doctoral dissertation, Université de Grenoble. 97 pages.
- Hao, Q. (1991). *Research on Subsidence Mechanisms in Abandoned Mine Room-and-Pillar*. (Mining research contract report).
- Heliot, D. (1988, June). Generating a blocky rock mass. In *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts* (Vol. 25, No. 3). Pergamon. pp. 127-138
- Hunt, S.R. (1980). *Surface Subsidence due to Coal Mining in Illinois*, PhD Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, IL. 134 pages.
- Hutter, K., Laloui, L. Vulliet, L. (1999). Thermodynamically based mixture models of saturated and unsaturated soils. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, vol. 4, no 4, pp. 295-338.
- Ikezouhene, Y. & Dimnet, E. (2016). Preprocessor for cutting rock masses, stability and collapse calculation using STTAR3D. 4AyGEC'15, Casablanca, Maroc. *Revue scientifique et Technique de la construction*, pp 27-31.
- Ikezouhene, Y., Dimnet, E., Al-Heib, M., Guedon, J-S. (2017). Development of a simulation tool for predicting the sinkhole using the discrete element method- application to the abandoned mines (PARIS - FRANCE). *Rock Mechanics and Rock Engineering*.
- Ikezouhene, Y., Dimnet, E., Guedon, J-S., Al-Heib, M. (2016). Préprocesseur de découpage des massifs rocheux, calculs de stabilité et d'effondrements/éboulements avec STTAR3D. *Journées Nationales de Géotechnique et de Géologie de l'Ingénieur – Nancy*. Pp 964-971.
- ISRM (1978) Suggested methods for determining tensile strength of rock materials. Suggested method for determining indirect tensile strength by Brazilian test. Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests. Z.T. Bieniawski and I. Haweks. *Int J Rock Mech Min Sci Geomech Abstr* 15: pp 102–103.
- Jacqueline, D., Hemmati, S., Vincelas, G., Dimnet, E. (2014). Measurement and numerical modeling of the propagation of vibrations through a ballast layer. *GEORAIL International Symposium*. Pp 75-86.

- Jean, M. (1995). Frictional contact in rigid or deformable bodies: numerical simulation of geomaterials. Pp. 463-486.
- Jean, M. (1999). The non-smooth contact dynamic method, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 177 (3-4). pp 235-257.
- Josien J.P., Durville J.L., Hameroux M., Masure P. (1995). Les risques dus aux carrières souterraines abandonnées et leur prévention. Séminaire de Nainville-les-Roches, France, décembre 1993. *Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur*, Paris - N°51 Avril 1995, 91-137.
- Kheder, K. (1996). *Méthodologies d'études de la stabilité des carrières souterraines complexes exploitées par chambres et piliers abandonnés (Doctoral dissertation)*. 220 pages.
- Kishino, Y. (1989). Computer analysis of dissipation mechanism in granular media. *Powders and Grains*, Biarez and Gourvès, eds. Rotterdam: Balkema. Pp 323-330.
- Kovacevic Zelic, B., Sumanovac, F and Dominkovic, S. (2001). Numerical modeling of geological phenomena in karst regions. *Rock Mechanics – a challenge for society. Proceedings of the ISRM regional Symposium EU-Rock 2001*, Espoo, P. Särkka and P. Eloranta, eds. Abingdon:Balkma. Pp 505-510.
- Kratzsch, H. (1983). *Mining Subsidence Engineering*. Springer-Verlag, Berlin. 367 pages.
- Laouafa, F., & Tritzsch, J. J. (2005). Stabilité des carrières: analyse critique de quelques méthodes analytiques. Évaluation et gestion des risques liés aux carrières souterraines abandonnées: séminaire de restitution et de valorisation des travaux INERIS-réseau des LPC. LCPC. Paris. Pp. 110-123.
- Lauffer, H., & Seeber, G. (1961). Design and control of linings of pressure tunnels and shafts, based on measurements of the deformability of the rock. In *Proceedings, 7th International Congress on Large Dams*. pp. 679-709.
- Lei, M., Gao, Y., Jiang, X., Hu, Y. (2005). Experimental Study of Physical Models for Sinkhole Collapses in Wuhan, China. *Proceedings of the Tenth Multidisciplinary Conference on Sinkholes and the Engineering and Environmental Impacts of Karsts*, ASCE Geotechnical Special Publication, pp. 91-102.
- Lei, M., Jiang, X., Yu, L. (1994). The model experiment on karst collapse. In: *Proc 7th Int IAEG Congr, Lisboa*, pp. 1883-1889.
- Lin, D., Fairhurst, C., Starfield, A. M. (1987): Geometrical identification of three-dimensional rock block systems using topological techniques. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. Geomech. Abstr.* 24(6). Pp.331–338.

- Liu, S., D., S. Wang, Y. (2003). Numerical study of soil collapse behavior by discrete element modeling. *Computer and Geotechnics*, 30, pp.399-408.
- Mandel, J. (1959). Les calculs en matière de pressions des terrains. Imp. La Loire Républicaine, 16 pl, Jean-Jaurès – Saint Etienne – France.
- Marvy, J. Vachat, J. (1981). Anciennes carrières de la région parisienne. *La Pratique des sols et fondations*, sous la direction de G. FILLIAT, 1, pp.1316-1349.
- McMillan, A. A. & Browne, M. A. E. (1987). The use or abuse of thematic mining information maps. In: Bell, F. G., Cripps, J. C., Culshaw, M. G; & O'Hara, M. (eds). *Planning and Engineering Geology*. Geological society, London, *Engineering Geology Sepcial Publication*, 4, 237-245.
- Moiriat, D. (2001). Évolution des désordres dans les carrières souterraines abandonnées. Thèse de doctorat. Paris 11, Orsay. 393 pages.
- Moreau, J. (1966). Fonctionnelles convexes-Séminaire sur les équations aux dérivées partielles, Collège de France-Paris. 1967, no 2, p. 1-108.
- Natau, O. (1990). Scale effects in the determination of the deformability and strength of rock. In *Proc. of the 1st Int. Workshop on scale effects in rock masses*. pp 77-88.
- NCB (National Coal Board) (1982). *The treatment of disused mine shafts and adits*. NCB library, 88 pages.
- Nelson, A. (1965). *Dictionary of Mining*. New York City. Philosophical Library. 523 pages.
- NF P 94-071-1 (1994-08-01) : Sols : reconnaissance et essais - Essai de cisaillement rectiligne à la boîte - Partie 1 : cisaillement direct. 16 pages.
- NF P 94-410-1 (2001-05-01) : Roches - Essais pour déterminer les propriétés physiques des roches - Partie 1 : détermination de la teneur en eau pondérale - Méthode par étuvage. 6 pages.
- NF P 94-411 (2002-04-01) : Roches - Détermination de la vitesse de propagation des ondes ultrasonores en laboratoire - Méthode par transparence. 7 pages.
- NF P 94-420 (2000-12-01) : Roches - Détermination de la résistance à la compression uniaxiale. 7 pages.
- NF P 94-422 (2001-01-01) : Roches - Détermination de la résistance à la traction - Méthode indirecte - Essai brésilien. 7 pages.
- NF P 94-425 (2002-04-01) : Roches - Détermination du module de Young et du coefficient de Poisson. 15 pages.
- Ofoegbu, G., Fedors R., Grossman, C., Hsiung S., Ibarra L., Manepally C., Myers J., Nataraja M., Pensado O., Smart K., Wyrick D. (2007). Summary of current understanding of drift

- degradation and its effects on performance at a potential Yucca mountain repository. Rev. 1. CNWRA 2006-02. San Antonio, Texas: CNWRA. 80 pages.
- Ofoegbu, G.I., Read, R.S. Ferrante, F. (2008). Bulking factor of rock for underground openings. U.S. Nuclear Regulatory Commission. 75 pages.
- Palchik, V. (1991). On the height of crack zone above openings. *J Coal Ukraine* 8. Pp.59-62
- Palchik, V. (1999a). Influence of porosity and elastic modulus on uniaxial compressive strength in soft brittle porous sandstones. *Rock Mech Rock Eng* 32(4). Pp.303-309
- Palchik, V. (2000). Prediction of hollows in abandoned underground workings at shallow depth. *Geotechnical and Geological Engineering*, 18(1), pp.39-51.
- Palchik, V. (2002b). Influence of physical characteristics of weak rock mass on height of caved zone over abandoned subsurface coal mines. *Environ Geol* 42(1). Pp.92-101
- Palchik, V. (2015). Bulking factors and extents of caved zones in weathered overburden of shallow abandoned underground workings. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 79, pp.227-240.
- Panet, M. (1995). *Le calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement*. Presses ENPC. 178 pages.
- Pappas, D.M. and Mark, C. (1993). Behavior of Simulated Gob Material," U.S. Bureau of Mines Report of Investigations. RI 9458. 39 pages.
- Piggott, R.J & Eynon, P. (1978). Ground movements arising from the presence of shallow abandoned mine workings. In *Proceedings, Conference on Large Ground Movements and Structures*, UWIST, Cardiff, Geddes, JD, ed., Pentech Press . pp. 749-780.
- Potherat, P., Alfonsi, P., Moiriat, D. et Thorin, R. (2002). Stabilité des carrières souterraines abandonnées Étude et suivi instrumental du laboratoire souterrain de Mériel-Villiers-Adam(Val-d'Oise). *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées* - 237-mars-avril 2002- RÉF. 4413-pp.59-75.
- Prevost, G. (1999). Dimensionnement des piliers de mines : Comparaison entre deux approches différentes. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées d'ingénieur : Université de Montréal. 185 pages.
- Priest, S. D. (1993). *Dictionary of analysis for rock engineering*, Chapman & Hall. ISBN 0 412 476000 2. 336 pages.
- Puzrin, A. M., Alonso, E. E., Pinyol, N. M. (2010). *Geomechanics of failures*. Springer Science & Business Media. 243 pages.

- Salamon, M.D.G. (1990). Mechanism of caving in longwall coal mining. In *Rock Mechanics Contributions and Challenges: Proceedings of the 31st U.S. Symposium*. Golden, Colorado. Balkema: Rotterdam: pp. 161–168.
- Shalev, E. Lyakhovsky, V. (2012). Viscoelastic damage modeling of sinkhole formation. *Journal of Structural Geology*, 42, pp.163-170.
- Singh, K. B., Dhar, B. B. (1997). Sinkhole subsidence due to mining. *Geotech Geol Eng* 15(4).pp.327-341
- Singh, R. P., Dhar, A. K. (1998). Detection and management of plant viroids. *Plant virus disease control*, pp.428-447.
- Singh, R., Singh, T. N. (1999). Investigation into the behaviour of a support system and roof strata during sublevel caving of a thick coal seam. *Geotechnical & Geological Engineering*, 17(1), pp.21-35.
- Smart, B. G. D., & Aziz, N. I. (1989). The influence of caving mechanism on powered support rating. *Aust IMM Bull Proc*, 294(4), pp.77-84.
- Tahiri, A. (1992). Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts. Thèse de doctorat. École nationale des ponts et chaussées. 222 pages.
- Tao, X., Ye, M., Wang, X., Wang, D., Pacheco Castro, R., Zhao, J. (2015). Experimental and Numerical Investigation of Sinkhole Development and Collapse in Central Florida. 14TH Sinkhole conference, pp 501-506.
- Tharp, T. M. (1999). Mechanics of upward propagation of cover-collapse sinkholes. *Engineering geology*, 52(1), pp.23-33.
- Thoraval, A. (2005). Analyse du comportement hydromécanique des massifs rocheux fracturés à partir d'essais in-situ et de modélisation. INERIS report, DRS-05-66388/RN01.
- Timoshenko, S.P. Woinowsky-Krieger, S. (1961). *Théorie des plaques et coques*. Librairie Polytechnique Ch. Béranger, 579 pages.
- Timoshenko, S.P., Gere, J.M. (1961). *Theory of elastic stability*. New York : McGraw-Hill, 541 pages.
- Tritsch J.J. (1987). Carrière souterraine de Belle Roche : Examen des conditions actuelles de stabilité. Cerchar Industrie : réf : GAI-JTr/JS 87 (1)-98 71-833/01.
- Tritsch J.J., Toulmont M., Daurville J.L. & Pothérat P. (2002). Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines. Guide technique, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. 130 pages.

- Tritsch, J. J., Durville, J. L., & Potherat, P. (2004). Évaluation des aléas liés aux cavités souterraines : un guide technique. Journées nationales de géotechnique et de géologie, Jun 2004, Lille, France. pp.493-502.
- Tshibangu, J-P. (2008). L'exploitation des ressources minérales par chambres et piliers. Journée SBGIMR du 5 mai 2008.
- Vachat, J-C. (1982). Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne. Etude théorique et pratique de l'évolution des fontis. Mémoire de diplôme d'Ingénieur : Géologie. CNAM Paris. 276 pages.
- Van Der Merwe, J.N., Madden, B.J., Buddery, P. (2002). Rock engineering for underground coal mining: A practical guide for supervisors at all levels, mine planners and students. South African Institute of Mining and Metallurgy, 234 pages.
- Vaziri, H. H., Jalali, J. S., and Islam, R. (2001). An analytical model for stability analysis of rock layers over a circular opening.' Int. J. Solids Struct., 38, pp.3735–3757.
- Viré, M. (2014). Les anciennes carrières du calcaire grossier à Paris. Travaux du Comité français d'Histoire de la Géologie, Comité français d'Histoire de la Géologie, 1978, 1ère série (13), <hal-00956742>. Pp.20-24.
- Vulliet, L., Laloui, L., Zhao, J. (2016). Mécanique des sols et des roches (TGC volume 18): avec écoulements souterrains et transferts de chaleur. PPUR Presses polytechniques. 624 pages.
- Warburton, P. M. (1985). A computer program for reconstructing blocky rock geometry and analyzing single block stability. Computers & Geosciences, vol. 11, no 6, p. 707-712.
- Warburton, P.M. (1981). Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. In : International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts. Pergamon. pp. 415-427.
- Warburton, P.M. (1985). User's guide to program Blocks: Reconstruction of blocky rock geometry and analysis of single block stability. CSIRO, Institute of Energy and Earth Resources, Division of Geomechanics. CSIRO, Institute of Energy and Earth Resources, Division of Geomechanics, 66 pages.
- Whittaker, B.N. (1985). Surface subsidence aspects of room and pillar mining. Mining Department Magazine, University of Nottingham no 37, pp 59-67.
- Wojtkowiak, F. Didier, C. (1999). Principes de traitement d'anciens ouvrages miniers débouchant en surface. In : 9. Congrès International de Mécanique des Roches. pp. 25-30.

Yavuz, H. (2004). An estimation method for cover pressure re-establishment distance and pressure distribution in the goaf of longwall coal mines. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 41, pp.193–205.

Zienkiewicz, O.C., Taylor, R.L., et Taylor, R.L. (1977). *The finite element method*. London: McGraw-hill, 708 pages.

ANNEXES

Annexe A1 (Chapitre I)

A1-1): Méthodes d'exploitation

A1-1-a): Exploitation par chambres et piliers ou piliers tournés

Cette méthode est la plus ancienne, elle a été principalement utilisée dans les exploitations suivantes : calcaire, craie, tuffeau et gypse. Jadis, l'extraction étant artisanale et manuelle, les piliers étaient implantés d'une manière irrégulière (Figure42-a), les carriers devaient tenir compte des conditions géologiques comme le pendage des strates, les diaclases et des conditions naturelles comme la présence d'eau. Leur relevé d'avancement en carrières était souvent imprécis. La forme et l'alignement sont d'autant plus réguliers que les exploitations sont plus récentes (Figure42-b). La géométrie des piliers est variable, généralement de section carrée ou rectangulaire pour les calcaires (Figure 43-a) en ogive pour la craie (Figure 1.3-b) et de profil trapézoïdal pour la première masse de gypse du Bassin Parisien par exemple (Figure 43-c).

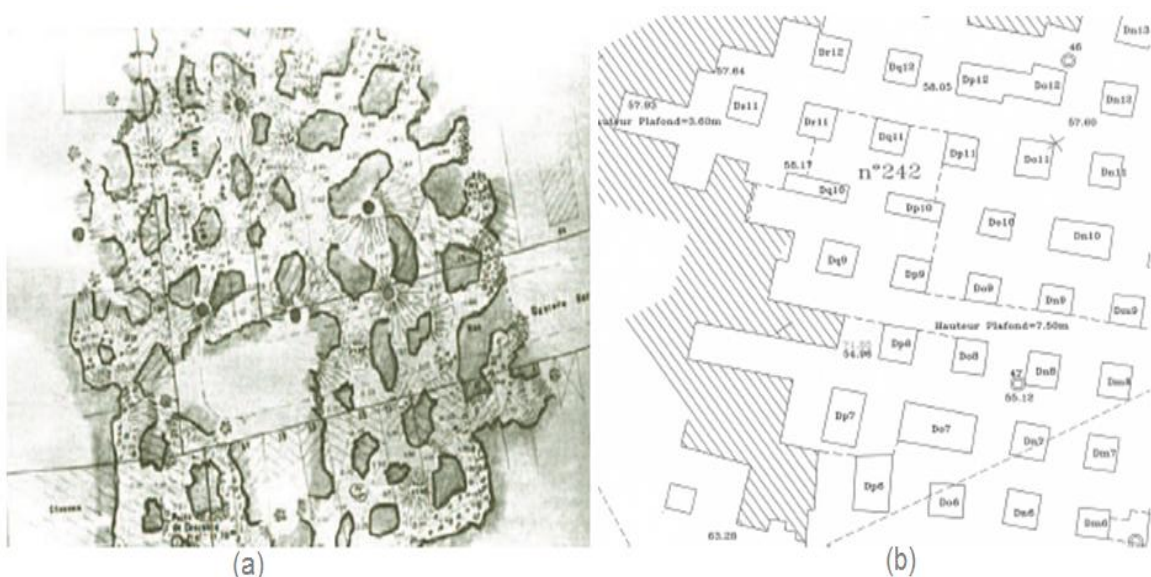


Figure42 Pan d'exploitation par piliers disposés anarchiquement (Guide technique IFSTTAR, 2014) (a), plan d'exploitation par piliers disposés d'une façon régulière (b) (Laouafa et Tritsch, 2005)

Certaines carrières de craie d'Île-de-France présentent parfois des galeries voûtées et des piliers de grandes dimensions et on les appelle les taux de masse (Figure 43-b). Cette méthode d'extraction présente un inconvénient principal qui est l'abandon d'une masse très importante pour assurer la stabilité de la carrière. Dans le cas des exploitations anciennes le taux de défrètement atteint 75%. Dans les exploitations les plus récentes où la technique d'exploitation a évolué grâce à la mécanisation, le taux de défrètement peut atteindre les 90% correspondant pratiquement à une exploitation totale (Figure 44).

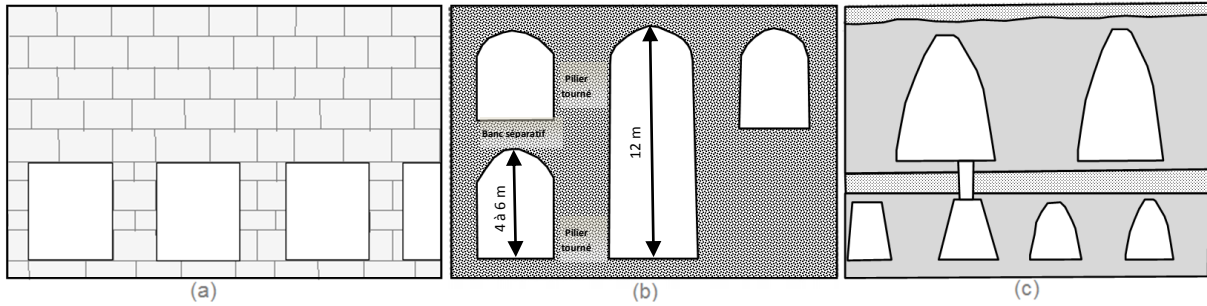


Figure 43 Exploitation souterraine en calcaire (a), exploitation souterraine en craie (b), exploitation souterraine en gypse (c) (Vachat, 1982).

Le taux de défrèvement T est le pourcentage des vides (surface claire) par rapport à la surface totale (Figure 44).

$$T = \frac{\text{Surface exploitée}}{\text{Surface totale}} = \frac{\text{Surface totale} - \text{surface des piliers}}{\text{Surface totale}} \quad \text{E.1.1}$$

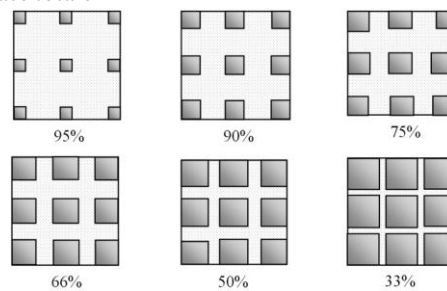


Figure 44. Schéma descriptif d'une exploitation par chambres et piliers avec différents taux de défrèvements (référence web)

A1-1-b): Exploitation par hagues et bourrages

Cette méthode a été utilisée à partir du XVII^{ème} siècle et elle était seulement employée dans le calcaire grossier. L'enlèvement complet d'un ou plusieurs bancs de calcaire nécessitait le soutènement de la carrière par des piliers à bras anthropiques destinés à soutenir le toit (Figure 45-b). La technique est basée sur la mise en place de bourrages, provenant des remblais et des déchets d'exploitation, maintenus par des murs en pierres sèches, appelés les hagues (Figure 45-a). Dans ce type d'exploitation le taux de défrèvement peut atteindre 100%. Généralement, la hauteur d'exploitation varie entre 0,90 m et 3 m, et atteint rarement 6 m.

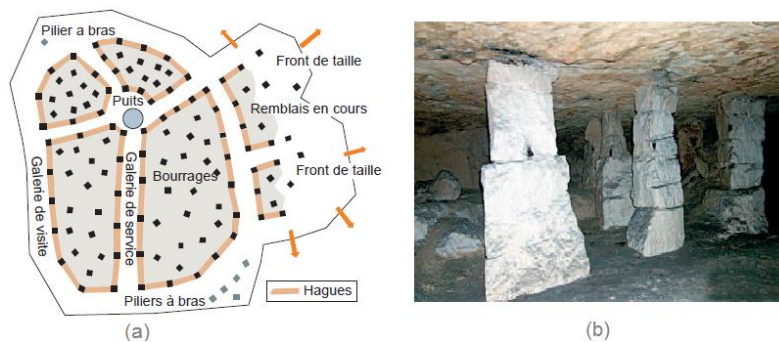


Figure 45 Schéma illustrant la méthode d'exploitation par Hague et bourrage (a), soutènement par des piliers à bras dans le calcaire grossier-Val-de-Oise (b) (Berenger et al., 2014)

A1-1-c): Exploitation par affaissement dirigé

Une des premières applications de cette méthode d'exploitation remonte au XVIII^{ème} siècle. Elle visait à foudroyer des anciens cavages d'extraction de gypse dans le nord et l'est de Paris (arrêt royal de 1779). Il s'agit d'une méthode qui se réalise en trois étapes et consiste à exploiter un gisement par la méthode de chambres et piliers. À la fin de l'exploitation, les piliers sont recoupés pour ne laisser que des piliers secondaires qui seront détruits à leur tour par explosif. Cette méthode classique, bien connue pour l'extraction du gypse en région parisienne, est planifiée dès le départ et fait partie intégrante de la stratégie d'exploitation. Les terrains de couverture déconsolidés entraînent inévitablement des tassements différés à la surface qui peuvent subsister longtemps après l'exploitation et atteindre 10% de la hauteur de l'exploitation. La (Figure 46) donne un schéma explicatif des étapes de la méthode.

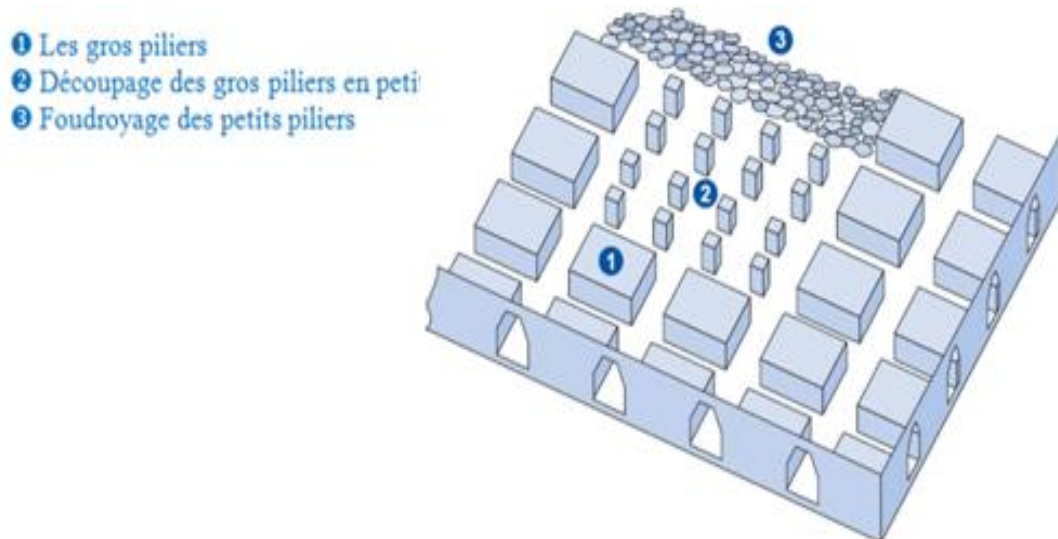


Figure 46 Schéma d'exploitation par affaissement dirigé (Toulemont et Potherat, 2002)

A1-1-d): Exploitation par galeries en rameaux

Ce sont des exploitations réalisées notamment dans des matériaux peu résistants, qui n'autorisent que de faibles portées de toit. Des galeries filantes à disposition anarchique ou en rameaux sont réalisées (Figure 47), lissant des piliers très longs, sensiblement parallèles entre eux. On trouve ce type de d'extraction dans les formations suivantes :

- calcaire de meulière de Beauce ;
- sables de Fontainebleau (Fontenay-sous-Roses) ;
- calcaire et meulière de Brie ;
- calcaire de Saint-Ouen (Aulnay-sous-Bois, Roissy-en-France).

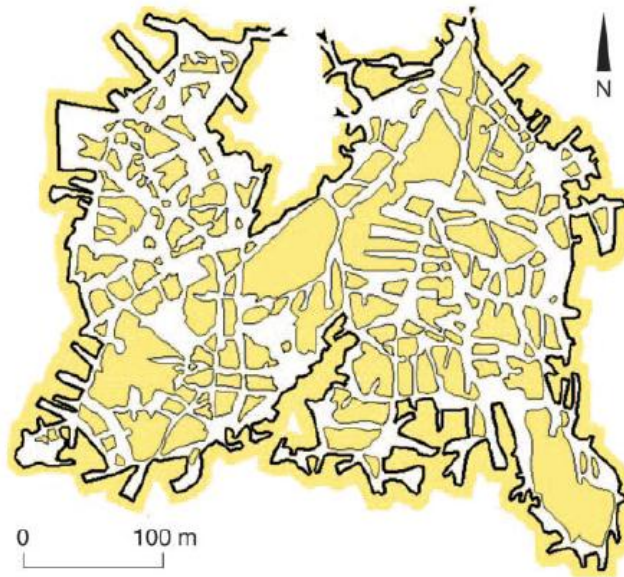


Figure 47 Plan d'exploitation en rameaux (Berenger et al., 2014)

A1-1-e): Exploitation par galeries radiales et chambres

Ce type d'exploitation est utilisé fréquemment dans les marnières, qui sont des exploitations souterraines de la craie destinées à l'amendement des terres agricoles. L'exploitation se fait à partir d'un puits de 1 à 2m de diamètre qui permet d'atteindre les premiers horizons de craie saine (Figure 48-a). A la base du puits, les carriers réalisent des galeries donnant accès aux chambres d'exploitation (Figure 48-b). L'exploitation de ces marnières se développe particulièrement au XIX^{ème} siècle avant de disparaître après la seconde guerre mondiale. Ces carrières ne font l'objet d'aucun dimensionnement et présentent de nombreuses instabilités.

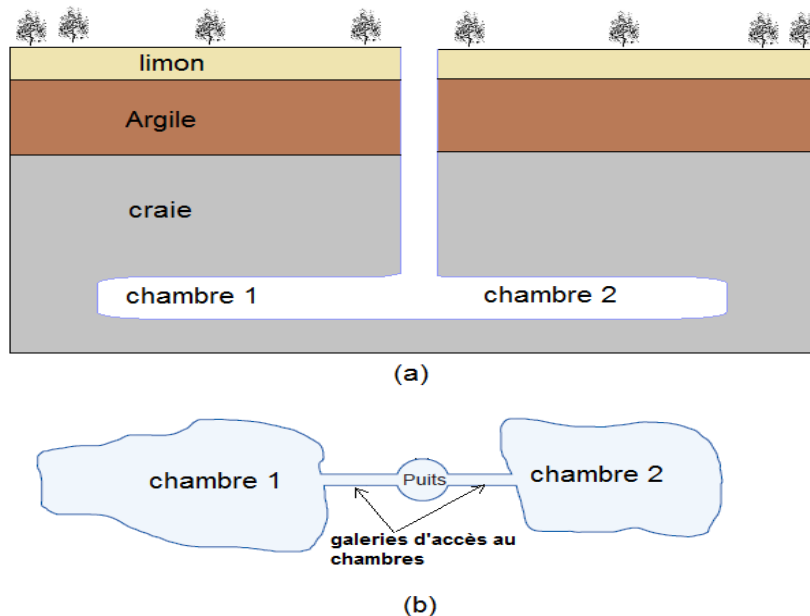


Figure 48 Coupe théorique d'une marnière (a), Vue en plan (b) (Berenger et al., 2014)

A1-1-f): Exploitation par puits et chambres de type « catiche ou bouteille »

Ces méthodes anciennes, très originales, sont généralement propres à une région bien précise. Il peut s'agir d'excavations isolées comme les marnières de Haute-Normandie, des « catiches » de la région lilloise, des exploitations par chambres hautes des faluns de Doué-la-Fontaine près de Saumur (Maine-et-Loire) ou des crayères pyramidales de la craie champenoise. La méthode d'exploitation consiste à ouvrir des puits adjacents, d'environ 1 m de diamètre. Vers le bas le puits commence à s'élargir et prend la forme d'une bouteille. Les dimensions de la bouteille varient en 12 à 20m de haut et 7 à 10m de diamètre à la base (Figure 49). Les têtes de puits sont généralement obturées après exploitation par des voûtes de pierres taillées ou « bouchon », ou des planches ou de plaques métalliques fichées dans les terrains meubles de couverture, sur lesquels on déverse des remblais. Chaque catiche est reliée à ses voisines par des courtes galeries.

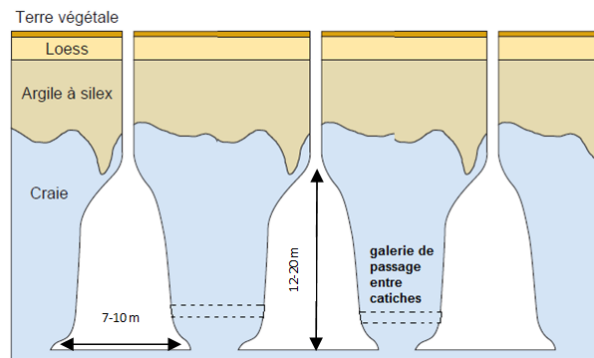


Figure 49 Exploitation souterraine par catiches dans la craie de la région lilloise (Toulemont et Potherat, 2002)

A1-1-g): Exploitation par chambres

Cette méthode est liée à la grande résistance mécanique de la roche exploitée l'ardoise par exemple et à la structure du gisement qui se trouve aux environs d'une centaine de mètres. Ces exploitations se distinguent par des chambres de 20 à 30m de section horizontale et de 50 à 80 m de haut (Figure 50).

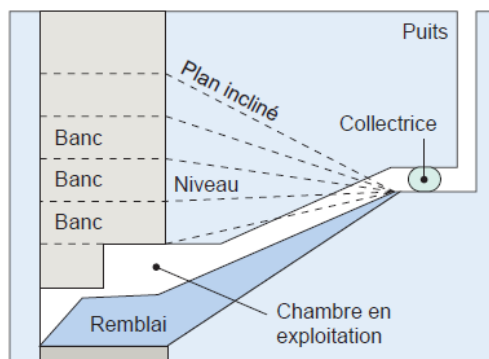


Figure 50 Coupe verticale d'une exploitation d'ardoise (Berenger et al., 2014)

A1-2): Méthodes d'analyse de stabilité de carrières souterraines

A1-2-a): Méthodes empiriques ou semi-empiriques :

Valeurs forfaitaires : Il est couramment admis que l'apparition en surface de phénomènes de type fontis ne concerne généralement que les exploitations relativement peu profondes. Pour ce qui concerne les épaisseurs de recouvrement seuils au-delà desquels les risques de fontis peuvent être écartés, Bruhn et al. (1982) puis Hao et al. (1991) avancent ainsi des valeurs variant entre une *vingtaine* et une *quarantaine* de mètres pour les bassins miniers de charbon en Illinois et en Pennsylvanie. De même, il était classiquement considéré dans les exploitations charbonnières britanniques que les travaux situés à une profondeur supérieure à 30 mètres ne posaient pas de problème en matière de stabilité en surface (Mc Millan & Browne, 1987). Des retours d'expérience menés sur plusieurs bassins miniers français, sud-africains et nord-américains mettent en évidence une valeur approximative d'une cinquantaine de mètres environ (Darton, 1906 ; Van der Merwe & Madden, 2002 ; Didier & Josien, 2003). Il faut noter que ces valeurs forfaitaires sont plus valables en présence des formations géologiques spécifiques. C'est-à-dire, dans le cas où les terrains de recouvrement sont *non foisonnants* ou dans la présence des vides avec des *grandes dimensions* ou dans le cas particulier où les éboulis peuvent être évacués latéralement.

La règle de 10H : C'est l'une des règles empiriques la plus appliquée en géotechnique, énoncée par le National Coal Board (NCB), élaborée dans des carrières de charbon. Elle stipule que si la hauteur des terrains de recouvrements dépasse 10 fois la hauteur de la galerie le risque de fontis est écarté. Une étude menée sur plus de 150 montées de cloches observées au sein d'anciens travaux miniers entrepris sur une vingtaine de mines de charbon britanniques reprises à ciel ouvert a conduit les auteurs à diminuer légèrement cette valeur à environ 7 fois l'ouverture des travaux (Garrard & Taylor, 1988).

La règle de Vachat : Dans une étude très détaillée basée sur 192 observations de fontis de la région parisienne, dont 120 dans les carrières de calcaire grossier et 72 dans des carrières de gypse, Vachat (1982) propose pour sa part la règle du 1/15ème. Selon cette règle, il est nécessaire que l'épaisseur de recouvrement soit supérieure ou égale à 15 fois la hauteur de la galerie pour que le risque de remontée de fontis soit être écarté. Cette règle s'avère donc sensiblement plus contraignante que celle formalisée par le NCB puisqu'elle contribue à requérir une épaisseur de recouvrement supérieure de 50% pour une ouverture de galerie identique.

Le ratio R : Est donné par l'épaisseur des roches meubles rapportée à l'épaisseur des roches cohérentes du recouvrement. En dehors d'une plage de valeurs données ($0,1 \leq R \leq 1$ (Hunt, 1980) ; $0,15 \leq R \leq 0,35$ (Singh et Dhar, 1998)), le risque d'apparition de fontis en surface est considéré comme très faible. En outre, pour des conditions précises ($0,1 \leq R \leq 0,5$ et $10m \leq H \leq 30m$), les analyses

statistiques menées ont montré que l'augmentation du rapport (R) correspond à une meilleure stabilité du recouvrement (Singh et Dhar, 1997). Cette règle a été élaborée pour les mines de charbon en Inde.

L'auscultation : la solution la plus ancienne pour juger de la stabilité d'une cavité est la pose d'instruments de mesure spécifiques permettant de suivre l'évolution des mouvements des terrains au niveau de la cavité. C'est une méthode quantitative qui est basée sur l'analyse des résultats des mesures de déplacements et de déformations fournies. À partir de ces résultats les règles empiriques suivantes ont été établies (Josien et al., 1995) et les seuils donnés ci-après ne sont adaptés qu'aux seules carrières de craie du nord et correspondent à des vitesses de convergence toit-mur.

- $V < 0,1$ mm/an : stabilité actuelle satisfaisante.
- $0,1 < V < 0,3$ mm/an : possibilité de légers désordres à court terme (nécessité de vigilance).
- $V > 0,3$ mm/an : instabilité imminente (nécessité de prendre des mesures de sécurité).

Inspection visuelle : il convient de distinguer trois niveaux dans l'inspection visuelle des carrières souterraines :

- L'inspection visuelle de routine ;
- L'inspection visuelle à l'occasion de phénomènes naturels d'exception (séisme, crues, grandes intempéries, etc.) ;
- Les visites techniques approfondies.

L'agent chargé de la visite doit donner ses appréciations sur l'état du toit (ciel) et des piliers de la carrière en question. L'appréciation de l'agent est suivie d'une note subjective qui varie entre 1 et 5 selon le degré de dégradation (1 : très bon état ; 5 : dégradation avancée).

A1-2-b): Méthodes analytiques

b.1) Modèle de la plaque reposant sur quatre piliers de Timoshenko (1961, 1968) :

Ce modèle repose sur les hypothèses suivantes :

- le toit est considéré comme une plaque rectangulaire (longueur a, largeur b) ;
- le modèle suppose que la dalle monolithique est entièrement pesante ;
- le premier banc est porteur, sa stabilité est en fonction du poids du recouvrement «q» ;
- la dalle repose simplement sur quatre piliers rigides, la rupture par flexion se fera préférentiellement au centre de la dalle;

Le moment fléchissant maximal qui s'exerce généralement au centre de la plaque et l'effort de cisaillement maximal qui s'exerce généralement sur les bords sont donnés par mètres de largeur (Figure 51), à partir des relations suivantes :

$$M_{\max} = \lambda \cdot q \cdot a^2$$

E.1.2

Et

$$V_{\max} = \mu \cdot q \cdot a \quad \text{E.1.3}$$

Où λ et μ sont des coefficients fournis par des abaques (Timoshenko, 1961). Les valeurs M_{\max} et V_{\max} ainsi calculées ne doivent pas excéder les valeurs limites admissibles par le premier banc. Ces valeurs seuils sont déterminées grâce aux formules suivantes :

$$M_L = \frac{1}{6} \cdot R_f \cdot h^2 \quad \text{E.1.4}$$

Et

$$M_L = \frac{2}{3} \cdot R_Q \cdot h \quad \text{E.1.5}$$

Où

M_L : moment fléchissant maximal admissible par le premier banc ;

V_L : effort de cisaillement maximal admissible par le premier banc ;

R_f : résistance du premier banc à la flexion ;

R_Q : résistance du premier banc aux efforts de cisaillement ;

h : épaisseur du premier banc.

La comparaison entre M_{\max} et M_L et entre V_{\max} et V_L donne des indications sur la stabilité du toit et sur le mécanisme de rupture le plus probable (Figure 1.3).

b.2) Modèles de poutre

Les modèles de poutre peuvent s'appliquer en présence d'un premier banc assez épais au moins 0,50m (Tritsch et al., 2002) et lorsque la longueur est supérieure au double de la largeur. Les deux modèles utilisés sont les suivants :

Modèle de poutre sur appuis simples

Pour de longues galeries, la solution proposée par les modèles de calcul classiques de la résistance des matériaux est celle d'une poutre d'une épaisseur h et d'une longueur L , chargée uniformément par son poids propre et soit tout ou une partie du recouvrement. La poutre repose sur deux appuis simples sur ces deux extrémités. Le moment fléchissant et l'effort de cisaillement sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{\max} = \lambda \cdot h \cdot L^2 \quad \text{E.1.6}$$

Et

$$V_{\max} = \lambda \cdot h \cdot \frac{L}{2} \quad \text{E.1.7}$$

Comme pour le modèle de plaque, on est amené à comparer les efforts de cisaillement et les moments fléchissant maximaux avec la résistance ultime du matériau à la flexion et au cisaillement. En pratique, les couches de toit sont mieux décrites par les poutres encastées et cela même en présence de diaclases.

Modèle de poutre encastée

Pour les roches bien litées, résistantes et peu fracturées, le modèle le plus adéquat est celui d'une poutre encastée. Les moments fléchissants sont en valeur absolue, plus faibles que ceux donnés par le

modèle sur appuis simples. Ils atteignent le maximum sur les bords de la plaque et non plus en son centre. Les formules suivantes sont établies pour une poutre d'un mètre de large (Figure 51) :

$$M_{\text{centre}} = (\lambda \cdot h \cdot L^2) / 24 \quad \text{E.1.8}$$

$$M_{\text{bords}} = -(\lambda \cdot h \cdot L^2) / 12 \quad \text{E.1.9}$$

$$V_{\text{max}} = \lambda \cdot h \cdot L / 2 \quad \text{E.1.10}$$

Tout matériau qui ne présente pas de résistance suffisante pour encaisser ces efforts sera soumis à une rupture, soit en flexion, soit en cisaillement. Ces méthodes analytiques se restreignent souvent à une géométrie simple d'excavation (rectangulaire), à des conditions de charge simples, et, dans la plupart des cas, à un matériau homogène, soumis à un état de contrainte initial isotrope et obéissant à une loi de comportement élastique linéaire.

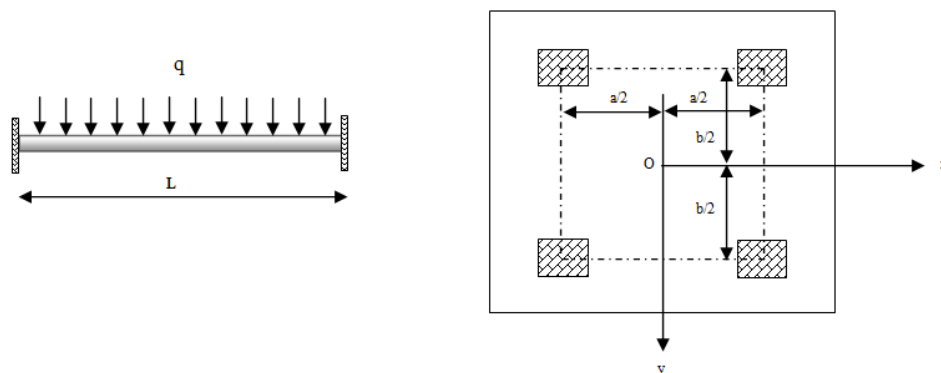


Figure 51 Schéma d'une poutre doublement encastrée et d'une plaque sur appuis (Laouafa et Tritsch, 2005)

A1-2-c): Les méthodes numériques

c.1) Méthode des Éléments Finis

L'idée fondamentale de cette méthode est de discrétiser le problème en décomposant le domaine matériel à étudier en éléments de forme géométrique simple. Sur chacun de ces éléments il sera plus simple de définir une approximation. Il ne reste alors qu'à assembler les formes matricielles élémentaires pour obtenir les équations relatives à la structure à étudier. C'est sous cette forme pragmatique qu'elle est utilisée par les ingénieurs. Les principales étapes de construction d'un modèle éléments finis, sont les suivantes :

- discrétisation du milieu continu en sous-domaines ;
- construction de l'approximation nodale par sous-domaine ;
- calcul des matrices élémentaires correspondant à la forme intégrale du problème ;
- assemblage des matrices élémentaires ;
- prise en compte des conditions aux limites ;
- résolution du système d'équations.

Mentionnons ici, à titre d'exemple, le modèle de Zienkiewicz (1977) dans le domaine des éléments finis appliqués aux analyses de contraintes. Cet avancement incessant des techniques de calculs

numériques sur ordinateur a également permis des progrès considérables dans le calcul des structures souterraines au cours des trente dernières années. Certaines de ces méthodes permettent l'introduction de lois de comportements complexes pour les massifs rocheux. Cependant, selon Panet (1995), il est important de garder à l'esprit que la modélisation implique une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif.

c.2) Méthode des Différences Finies

La méthode des différences finies est une méthode adaptée au milieu continu. FLAC est un logiciel qui permet la résolution de problèmes en contrainte-déformation dans un milieu continu. Il détermine en chaque point du maillage choisi, le tenseur des contraintes et des déformations, ce qui permet de visualiser les phénomènes en jeu. Le schéma de résolution utilisé est explicite. Ceci, associé à une formulation en différences finies, implique que les variables sont connues en des points discrets de l'espace et que les variables au temps $t + \delta t$ ne dépendent que de variables au temps t . Pour passer de l'instant t à l'instant $t + \delta t$, le logiciel va appliquer la relation contraintes-déformations (issue du modèle de comportement) et les équations de mouvement afin d'actualiser la position des nœuds. Ce schéma de résolution est donc itératif. Un certain nombre de cycles de calcul sont nécessaires avant d'atteindre un état d'équilibre. Plus le pas de temps utilisé doit être faible, plus le temps nécessaire au calcul sera conséquent, même pour un cas aussi simple que de l'élasticité linéaire.

c.3) Méthode des Éléments Distincts

La méthode des éléments distincts a été développée par Cundall (1971, 1979). Elle est bien adaptée aux milieux affectés de nombreuses discontinuités ou lorsque la fracturation des matériaux est une part importante de l'étude. La méthode des éléments distincts considère les sols et les roches comme un ensemble d'éléments dont la forme peut être, a priori, quelconque. Cependant, plus la forme retenue est simple et moins le modèle sera gourmand en termes de temps de calcul. C'est pourquoi les éléments les plus courants sont de formes sphériques.

La méthode dite de la Dynamique Moléculaire considère des interactions continues entre particules pour des ensembles de particules considérées comme déformables (au moins au niveau du contact). Plusieurs codes d'utilisation fréquente mettant en œuvre la méthode des éléments distincts : UDEC, 3DEC, PFC, ELFEN et YAD. La DEM de Cundall & Strack (1979) est mise en œuvre dans les codes de calcul PFC2D et PFC3D pour des particules de forme circulaire et dans UDEC et 3DEC pour des blocs quadrangulaires qui peuvent être déformables. De même, la Granular Element Method développé par Kishino (1989) est une autre approche non pas basée sur l'intégration de l'équation de la dynamique mais sur la constitution d'une matrice de raideur pour mettre à jour la position des particules. D'autres méthodes existent dans le domaine des éléments distincts : le code de calcul

LMGC (Jean 1995), SDEC, GRADIA (Liu et al. 2003) et bien d'autres. Chacun possède ses spécificités qui le rendent plus adapté à telle ou telle modélisation.

c.4) Méthode de l'Équilibre Limite

Elle est généralement utilisée pour traiter des milieux discontinus très fracturés. Il existe principalement deux méthodes basées sur l'analyse de l'équilibre limite de blocs isolés (Kheder 1996). Elle consiste à définir la géométrie des blocs autour de la zone d'intérêt (ouvrage souterrain, cavité, etc.) et à étudier ensuite leur comportement mécanique et leur mouvement. Les deux principales approches sont celles de Goodman (1989) et de Warburton (1988). Le code RESOBLOK est le plus connu utilisant cette approche. Par exemple, Thoraval (2005) a étudié dans le cadre du programme européen CAD-PUMA7 l'optimisation de l'exploitation du marbre en matière de taille de blocs découpés. La méthode d'exploitation utilisée est celle des chambres et piliers abandonnés. La fracturation étant un paramètre clé de la stabilité de l'exploitation, c'est donc assez naturellement que la méthode de l'équilibre limite a été utilisée grâce au logiciel RESOBLOCK. C'est un outil de représentation tridimensionnelle des massifs rocheux fracturés, développé par l'INERIS et le LAEGO (Heliot 1988). Il permet de créer des modèles géométriques de fracturation comportant deux types de fractures : les fractures dites "d'extension infinie" qui ne s'interrompent que sur les limites du modèle ou sur une autre fracture et les fractures "polygonales" dont l'extension est précisément définie.

La stabilité au cours de l'exploitation d'une chambre a été étudiée en fonction de l'orientation des galeries envisagées. Le volume des blocs instables apparaît très dépendant de l'orientation choisie de l'exploitation. Cet outil permet aussi de déterminer les meilleures possibilités pour une extension de l'exploitation à partir de chambres existantes. Ce logiciel apparaît très performant dans les milieux fortement fracturés mais ne permet pas de modéliser la chute des blocs au toit de la cavité et le foisonnement qui en découle. Les blocs considérés comme tombés sont simplement supprimés du modèle. Ce modèle ne permet pas non plus d'obtenir les conséquences des chutes de blocs à savoir les déformations en surface par exemple.

A1-3): Méthodes d'analyse de stabilité du pilier

A1-3-a): Méthodes des charges totales

a.1) Méthodes des aires tributaires

La méthode de l'aire tributaire est la méthode la plus simple pour déterminer la charge d'un pilier. Elle permet, à partir de la géométrie de l'exploitation et le poids volumique, de déterminer la charge d'un pilier. La théorie de l'aire tributaire suppose qu'après l'excavation, le pilier supporte le poids des terres contenues dans un prisme imaginaire, qui s'étend du ciel de l'excavation jusqu'à la surface. Cette méthode se base sur les hypothèses suivantes :

- 1) les piliers reçoivent le poids des roches du recouvrement se trouvant à l'aplomb de celui-ci jusqu'en surface
- 2) les contraintes verticales de compression sont considérées comme uniformément réparties ;
- 3) l'effet que les autres composantes du champ de contraintes n'ont aucune influence sur les performances du pilier (hypothèse implicite).

La contrainte verticale moyenne σ_m exercée sur le pilier d'une zone type de la carrière est fonction du poids volumique des terrains sus-jacents γ et du taux de défruitements de la carrière T dans cette zone, elle est donnée par (Figure 52) :

$$\sigma_m = \frac{\gamma \cdot H}{1-T} \quad \text{E.1.11}$$

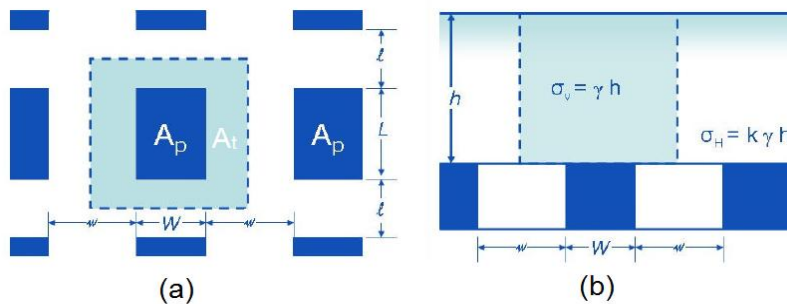


Figure 52 Vue en plan d'une exploitation par chambres et piliers (a). Vue en élévation d'une exploitation par chambres et piliers (b) (Tshibangu, 2008)

Le pilier est considéré stable si la contrainte moyenne est inférieure ou égale à la résistance du pilier. La résistance de pilier dépend de la géométrie de pilier et de la résistance à la compression simple de la roche. Différentes relations sont disponibles dans la littérature pour déterminer la résistance d'un pilier (Al Heib, 2016).

Avantage de la méthode :

- cette méthode permet, à partir de seulement quelques données, de déterminer la charge d'un pilier ;

- elle est simple, rapide et peu coûteuse.

Limites de la méthode :

Lorsque l'on calcule les contraintes axiales dans le pilier à partir de la méthode de l'aire tributaire, il est important de garder en mémoire les limitations implicites de cette procédure. La simplicité de cette méthode ne doit pas faire oublier ses limites :

- la contrainte moyenne axiale dans le pilier est à considérer comme un ordre de grandeur du chargement du pilier ;
- le chargement s'effectue dans la direction parallèle à la direction principale de confinement ;
- cet état de contrainte n'est pas représentatif de la distribution des contraintes dans le pilier ;
- la méthode de l'aire tributaire analyse uniquement les contraintes axiales normales dirigées parallèlement à l'axe principal du pilier de soutènement ;
- la méthode ne prend pas en considération l'effet d'autres composantes du champ de contraintes ;
- l'ignorance de l'effet de la localisation du pilier dans le gisement ;
- cette approche surestime très souvent la charge du pilier.

a.2) Méthode de Coates « théorie du fléchissement élastique »

Coates (1965a, 1981) a proposé une solution basée sur la convergence ou la déflexion nette du ciel de l'excavation. Le déplacement observé à l'interface éponte pilier est provoqué par la création des cavités. En d'autres termes, la convergence est une mesure indirecte de l'accroissement des contraintes dans le pilier, accroissement qui résulte du découpage de ce dernier. Ces mesures sont réalisées pour un pilier situé sur la ligne centrale de la zone exploitée. La variation des contraintes diminue en s'écartant de la ligne centrale. L'auteur propose des modifications empiriques qui tiennent compte de cet écart (Coates, 1965b) et stipule que la convergence totale est principalement composée :

- de la convergence des éponces due au relâchement du champ de contraintes;
- du réajustement axial du pilier suite au relâchement des contraintes sur ses faces latérales;
- de la convergence inverse du pilier due à l'accroissement des charges;
- de la pénétration locale du pilier dans les éponces.

Cette théorie peut s'écrire:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{S_0} = \frac{\text{accroissement de la contrainte dans le pilier dû au minage}}{\text{charge verticale (ou dans l'axe du pilier)}} \quad \text{E.1.14}$$

$\Delta\sigma_p$: accroissement de la contrainte dans le pilier dû au minage.

S_0 : contrainte préalable dans l'axe du pilier.

Avec :

$$\frac{\sigma_p}{S_0} = \frac{\Delta\sigma_p}{S_0} + 1 = \frac{2T(1+h) - kh(1-W - W_p \cdot N)}{hN + 2(1-T)(1+h) + 2Tb(1-W)/\pi} \quad \text{E.1.15}$$

Où :

k : rapport S_i/S_0

S_0 : contrainte préalable dans l'axe du pilier.

S_i : contrainte préalable normale à S_0 , dans le plan qui traverse le pilier

h : rapport H/L

H : hauteur du pilier

L : longueur du gisement exploité

W : facteur égal à $\nu_e/(1-\nu_e)$ de la roche des épontes

W_p : facteur égal à $\nu_p/(1-\nu_p)$ de la roche des piliers

N : rapport $[E/(1-\nu^2)]$ de la roche des épontes sur $[E_p/(1-\nu_p^2)]$ de la roche du pilier

B : espacement entre les piliers

b : rapport B/L

T : taux de défrètement global.

L'équation, considérée pour le cas de la déformation plane, elle peut être utilisée pour les sections qui sont au moins à une certaine distance de l'extrémité de la zone d'extraction, c'est-à-dire, de telle sorte que les effets d'extrémité ne soit pas significatifs. Il est intéressant de voir que l'équation sera réduite à celle de la méthode des aires tributaires, quand $k=0$, $h \rightarrow 0$ et $b \rightarrow 0$. Cette théorie suppose que les piliers sont en compression simple et que la charge est uniformément répartie ceux-ci. Cependant, le champ de contraintes est uniforme en théorie mais ne l'est pas en pratique.

Avantage de la méthode :

Cette méthode est une nette amélioration en ce qui concerne le calcul de la charge d'un pilier. En effet, la théorie de Coates comble plusieurs lacunes de la théorie des aires tributaires qui ne prend pas en compte de tous les détails complexes régissant le comportement du pilier. Cependant, elle tient compte dans une certaine mesure des principaux facteurs influençant ce comportement.

Limites de la méthode :

Malgré sa supériorité sur la théorie des aires tributaires, la théorie de Coates (1965b) n'en comporte pas moins des lacunes, que celui-ci reconnaît par ailleurs. Ainsi, en s'éloignant de la ligne du centre de la zone d'exploitation, le modèle proposé devient empirique, se basant sur des coefficients déduits de mesures en place. La théorie de Coates s'applique uniquement à des arrangements réguliers de chambres et de piliers.

a.3) Méthode convergence-confinement (Gill et al. 1994).

La méthode convergence-confinement a été proposée vers la fin des années cinquante en tant qu'outil conceptuel menant au dimensionnement des soutènements artificiels des excavations souterraines (Lauffer et Seeber, 1961). Au départ, la méthode a été appliquée à des cas très simples, c'est-à-dire, à des tunnels cylindriques à section circulaire percés dans des massifs isotropes dont le comportement est supposé élastique linéaire et dont le champ de contraintes préalables est hydrostatique. La méthode convergence-confinement conventionnelle a aussi été utilisée pour le dimensionnement du soutènement naturel (piliers de mine). L'analyse faite par Gill (1980) et reprise par Koko (1983) de la

théorie de chargement de piliers proposée par Coates (1965a, 1965b et 1965c) montre qu'il est possible, à partir des composantes de l'équation donnant l'accroissement de contrainte axiale dans un arrangement à pilier unique, de construire le diagramme d'interaction dont le point d'équilibre donne, entre autres, cet accroissement de contrainte axiale (Figure 53). La première application explicite de la méthode convergence-confinement pour la prévision des contraintes axiales dans un pilier de mine serait due à Brady (1979). Il a procédé au dimensionnement d'un pilier délimité par deux chambres, les courbes de réaction ayant été obtenues à l'aide d'un logiciel d'éléments frontières. Viennent ensuite les travaux de Koko (1983). Les diagrammes d'interaction qu'il a produit font intervenir d'une part des courbes de réaction de massifs obtenues à l'aide du modèle de calcul de la déflexion proposé par Coates dans sa théorie de chargement de piliers (Figure 54). D'autre part, les diagrammes font intervenir des courbes de réaction de piliers obtenues de l'équation mathématique développée par Gill (1980).

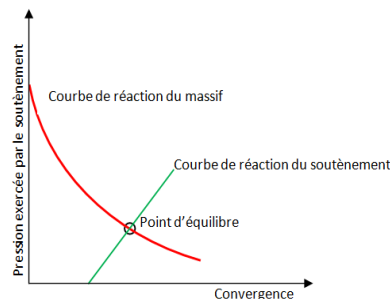


Figure 53 Diagramme de convergence-confinement (Gill, 1980)

Gill et al. (1994) ont démontré que la méthode convergence-confinement conventionnelle pouvait être étendue à des arrangements réguliers et irréguliers de piliers multiples. Étant donné que dans les cas de toutes les références citées en relation avec le dimensionnement des piliers de mine, le comportement du massif rocheux et celui des piliers sont élastiques. L'historique de déformation n'entre pas en ligne de compte et la méthode convergence-confinement conventionnelle est adéquate

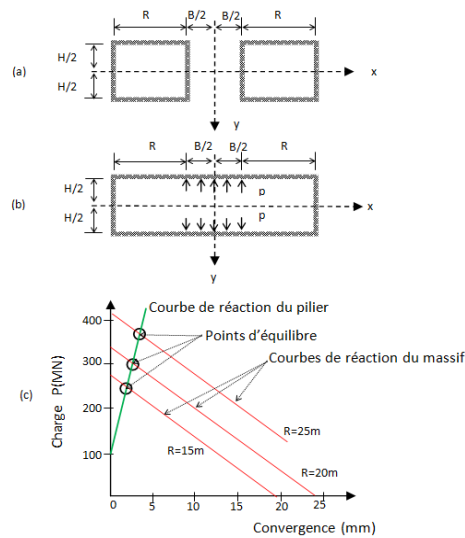


Figure 54 Dimensionnement des piliers avec la méthode de convergence-confinement après Hoek et Brown: une section transversale à travers une zone d'extraction constituée d'une seule matrice de pilier vertical (a). Obtention des courbes de modèle de réaction (b). Diagramme d'interaction (a). (Prévoist, 1999)

Avantage de la méthode :

- Cette méthode est plus précise que la méthode de l'aire tributaire couramment utilisée pour le design des piliers et nécessite peu d'informations sur les propriétés mécaniques des roches, comparativement à la méthode numérique (Prévoist, 1999).

Limites de la méthode :

- applicabilité est réduite à des conditions très simplifiées de contraintes naturelles, géométrie, comportement géomécaniques et conception géologique.

A1-4): Le phénomène fontis et estimation de la hauteur de la remontée de la cloche d'effondrement

A1-4-1): Approches empiriques avec calculs volumétriques

a) Modèle de Pigott & Eynon (1978)

C'est le modèle le plus ancien et le plus simple qui a été proposé par Pigott et Eynon en 1978. Il exprime une proportionnalité entre la hauteur du fontis et la hauteur de la galerie, pondérée toutefois par l'effet du foisonnement qui introduit dans la formulation de la prise en compte des caractéristiques des terrains de recouvrement.

$$H = \frac{3 \cdot h_g}{k - 1} \quad \text{E.1.16}$$

H : hauteur de remontée de voûte permettant de garantir l'auto-comblement,

h_g : ouverture de la galerie,

k : coefficient de foisonnement

Le facteur de proportionnalité ici pris constant et égal à 3. Il prend en compte forfaitairement l'inclinaison du tas d'éboulis. Cette approche équivaut à une modèle 1D. Les éboulis doivent remplir la voûte et l'espace de la galerie à son strict aplomb.

b) Modèle de Vachat (1982)

A partir des observations de terrain Vachat a établi une règle empirique qui propose d'intégrer au calcul différents facteurs de proportionnalité autorisant la prise en compte de certaines des spécificités des cavités étudiées (Vachat, 1982).

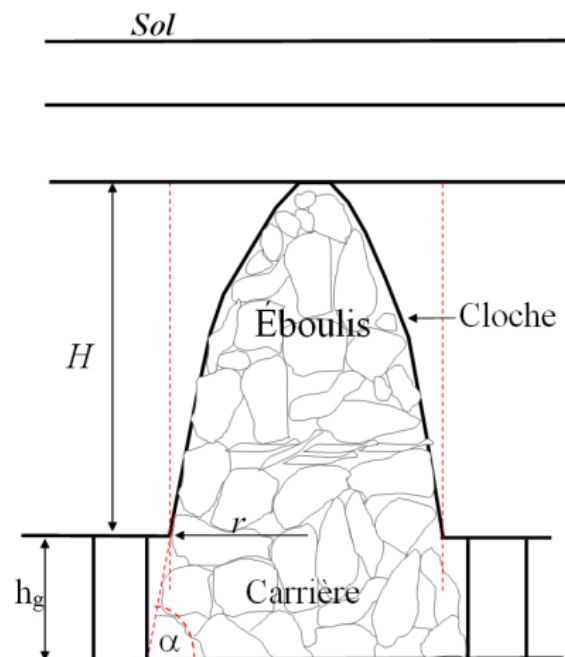


Figure 55 Caractéristiques d'un fontis d'après (Vachat, 1982)

La formulation analytique de la hauteur de remontée du fontis, H, est la suivante :

$$H = \frac{K_v \cdot h_g}{k-1} \left[\frac{K_g h_g^2}{3r^2 \tan^2 \alpha} + \frac{K_g h_g}{r \tan \alpha} + 1 \right] \quad \text{E.1.17}$$

Avec :

r : rayon de remontée de cheminée et ;

α : angle de dépôt des éboulis ;

k : coefficient de foisonnement ;

K_v : coefficient de forme variant entre 1 et 3 (1 pour un cylindre, 2 pour une voûte parabolôïde, 3 pour un cône) ;

K_g : coefficient de site (0 si ceinture maçonnée confinant les éboulis au droit de la chute de toit ; 0,6 si 4 piliers proches ; 1 si aucun pilier à proximité immédiate) ;

Bien que le modèle de Vachat soit sensiblement plus élaboré que le modèle de Pigott, l'approche volumétrique proposée par Vachat reste très chargée en composantes empiriques avec des coefficients établis sur la base d'observations menées dans un contexte particulier.

c) Modèle de Whittaker (1985)

Généralement, les fontis se développent au-dessus des carrefours effondrés. Le matériau effondré se déverse dans la chambre au-dessous jusqu'à atteindre le niveau du toit. À ce point le matériau ne peut plus déborder dans les chambres voisines. Ensuite, le matériau remplit la cheminée au cours d'un processus d'auto-comblement. Cette explication théorique du processus de formation de fontis au-dessus d'un carrefour en chambres et piliers semble être cohérente avec l'observation dans la pratique (Whittaker, 1985). Ce modèle se base sur les hypothèses suivantes :

- La forme de la cloche est un cylindre ;
- Les débris ont une forme trapézoïdale ;
- Les débris se posent avec un angle α ;
- Le diamètre du bas de la cloche est égal à la largeur de la chambre.

Calcul de la hauteur d'effondrement H : Le volume des matériaux effondrés est égal au volume de cheminée multiplié par le coefficient de foisonnement. Le volume effondré est donné par l'équation suivante :

$$V_{\text{effondré}} = k \cdot H \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{E.1.18}$$

k : coefficient de foisonnement.

H : hauteur de la cheminée.

d : diamètre du bas de la cloche.

Le volume total est égal à la somme du volume de la chambre plus le volume des quatre prismes triangulaires plus le volume de la cheminée. Le volume de la chambre est égale à :

$$V_{\text{chambre}} = h \cdot w^2 \quad \text{E.1.19}$$

h : hauteur de la carrière.

w : largeur de la chambre.

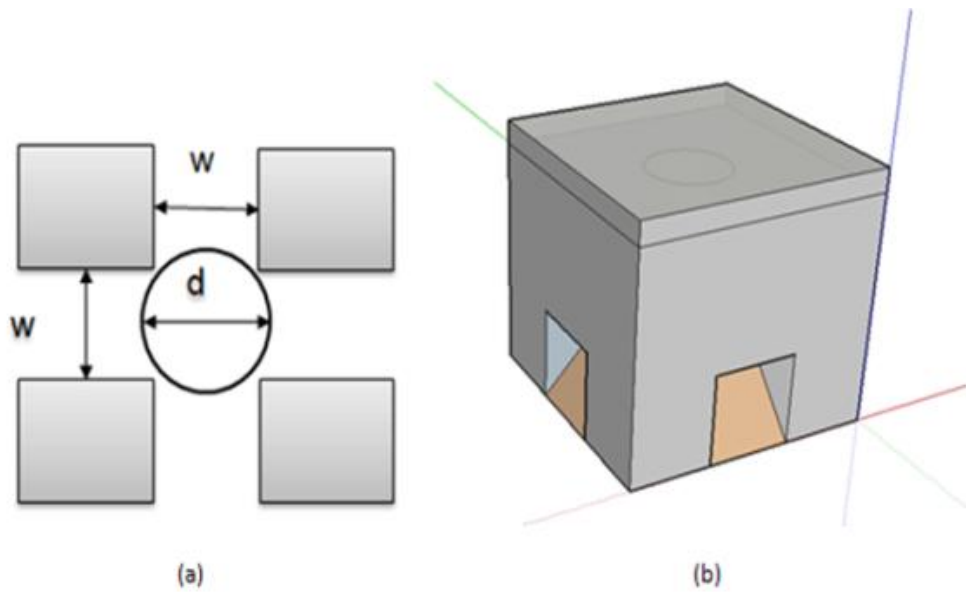


Figure 56 Vue en plan d'un fontis (a). Représentation 3D d'un fontis d'après les hypothèses de Whittaker, (1985) (b).

Le volume des quatre prismes triangulaires est égale à :

$$V_{prismes} = 4 \cdot (0.5w \cdot h^2 \cdot \cot\theta) \quad \text{E.1.20}$$

θ : l'angle qui fait les débris avec la surface horizontale.

Le volume de la cheminée est donné par :

$$V_{cheminée} = H \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{E.1.21}$$

Le volume total est égal à :

$$V_{total} = V_{chambre} + V_{prismes} + V_{cheminée} \quad \text{E.1.22}$$

$$V_{total} = h \cdot w^2 + 4 \cdot (0.5w \cdot h^2 \cdot \cot\theta) + H \cdot \pi \cdot d^2 / 4 \quad \text{E.1.23}$$

Pour trouver la hauteur de la cloche de cheminée (H), il suffit de faire l'égalité entre (E.1.18) et (E.1.23). La hauteur de la cloche d'effondrement (H) est donnée par la formule suivante :

$$H = 4 \cdot (2w \cdot h^2 \cdot \cot\theta + h \cdot w^2) / (k - 1) \cdot \pi \cdot d^2 \quad \text{E.1.24}$$

La hauteur de cheminée H est une fonction de la largeur de chambre, de sa hauteur, de l'angle d'inclinaison des débris et du coefficient de foisonnement.

Remarque :

- Le calcul prend comme hypothèse implicite l'auto-comblement par foisonnement ;
- La hauteur d'effondrement H est une fonction de θ , d et B ;
- Quand h est égale à :

$$H = 4 \cdot (2w \cdot h^2 \cdot \cot\theta + h \cdot w^2) / k \cdot \pi \cdot d^2 \quad \text{E.1.25}$$

La hauteur d'effondrement sera en fonction de k, toutes les autres variables deviennes constantes ;

- La hauteur d'effondrement est anti-proportionnelle au diamètre du bas du fontis, ainsi qu'à la largeur de la cavité (Figure 57).

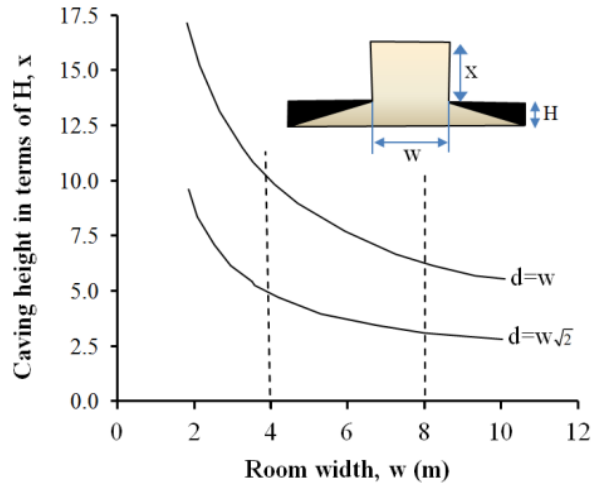


Figure 57 Effet du diamètre du fontis sur la hauteur d'effondrement (Whittaker, 1985)

d) Modèle de Dyne (1998)

Une nouvelle équation a été développée par Dyne (1998). Ce modèle considère que la forme de disposition des débris et la forme de la cheminée comme deux cônes tronqués. Ce modèle donne la possibilité au fontis d'avoir un diamètre variable (Figure 58).

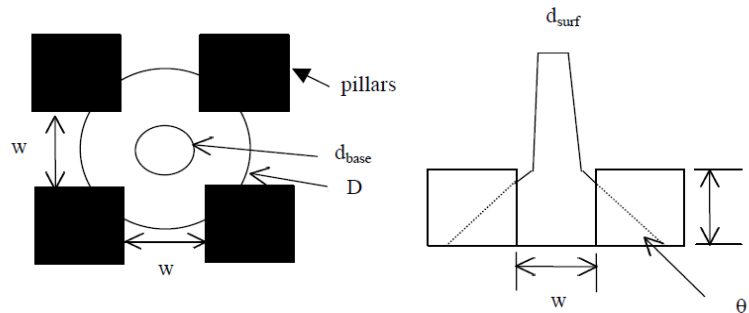
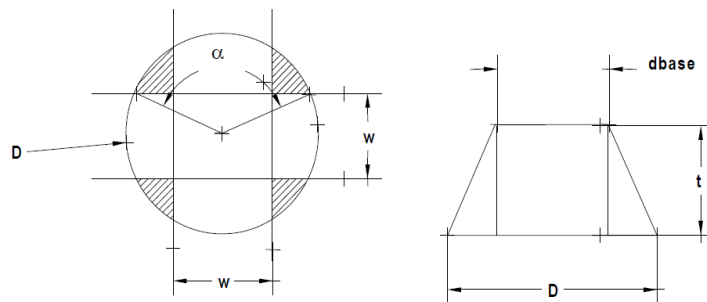


Figure 58 caractéristiques d'un fontis d'après (Dyne, 1998)



$$D_{base} = d + 2t \cot \theta$$

Figure 59 Intersection entre les piliers et les éboulis (Dyne, 1998)

Les zones ombrées sur les (Figure 59, Figure 60) indiquent les emplacements des piliers. Le volume de l'espace disponible pour recevoir la roche effondrée égale à la totalité du volume de fontis (en

forme d'un tronc) plus l'espace souterrain existant (également sous la forme d'un tronc) moins le volume des piliers.

$$A_{\text{ombrée}} = 4 \left[\frac{D^2}{2} (\alpha - \sin \alpha) \right] - \left[\pi \left(\frac{D}{2} \right)^2 - w^2 \right] = D^2/2 (\alpha - \sin \alpha) - \pi D^2/4 + w^2 \quad \text{E.1.26}$$

$$\cos(\alpha/2) = (w/2)/(D/2) = w/D \quad \therefore \alpha = 2 \arccos(w/D) \quad \text{E.1.27}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{ombrée}} &= D^2/2 (2 \arccos(w/D) - \sin(2 \arccos(w/D))) - \pi D^2/4 + w^2 \\ &= D^2 \arccos(w/D) - D^2/2 \sin(2 \arccos(w/D)) - \pi D^2/4 + w^2 \end{aligned} \quad \text{E.1.28}$$

$$\tan \theta = b / (D/2 - w/2) = 2b / (D - w) \quad \therefore b = (D - w) / 2 \tan \theta \quad \text{E.1.29}$$

$$V_{\text{ombrée}} = \frac{1}{3} A_{\text{ombrée}} \cdot b \quad \text{E.1.30}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{ombré}} &= 1/3 [D^2 \arccos(w/D) - D^2/2 \sin(2 \arccos(w/D)) - \pi D^2/4 + w^2] (D - w) / 2 \tan \theta \\ &= (D - w) / 6 \tan \theta [D^2 \arccos(w/D) - D^2/2 \sin(2 \arccos(w/D)) - \pi D^2/4 + w^2] \end{aligned} \quad \text{E.1.31}$$

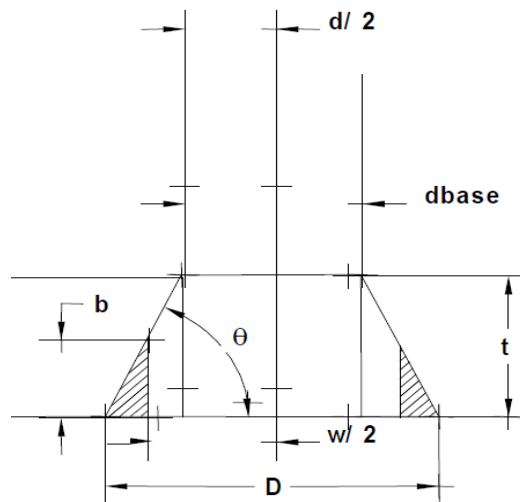


Figure 60 Coupe en élévation de l'intersection entre les piliers et les éboulis (Dyne, 1998)

Le volume du fontis (considéré comme un cône tronqué) est indiqué ci-dessous.

$$V_{\text{fontis}} = \pi / 12 H (d_{\text{base}}^2 + d_{\text{surf}}^2 + d_{\text{base}} d_{\text{surf}}) \quad \text{E.1.32}$$

Où : H = hauteur de la cloche de l'effondrement

Le volume des débris dans la chambre est égal :

$$V_{\text{cône}} = \pi / 12 t (d_{\text{base}}^2 + D^2 + D d_{\text{base}}) \quad \text{E.1.33}$$

Par conséquent, le volume total rempli par les débris est égal:

$$V_{\text{total}} = V_{\text{cône}} + V_{\text{fontis}} - V_{\text{ombré}} \quad \text{E.1.34}$$

$$\begin{aligned} V_{\text{total}} &= \pi / 12 t (d_{\text{base}}^2 + D^2 + D d_{\text{base}}) + \pi / 12 H (d_{\text{base}}^2 + d_{\text{surf}}^2 + d_{\text{base}} d_{\text{surf}}) - \\ &\quad (D - w) / 6 \tan \theta [D^2 \arccos(w/D) - D^2/2 \sin(2 \arccos(w/D)) - \pi D^2/4 + w^2] \end{aligned} \quad \text{E.1.35}$$

Le volume de matériau effondré, après effondrement, est égal au volume du fontis multiplié par le coefficient de foisonnement k .

$$V_{\text{effondré}} = \frac{\pi}{12} H (d_{\text{base}}^2 + d_{\text{surf}}^2 + d_{\text{base}} d_{\text{surf}}) \cdot k \quad \text{E.1.36}$$

L'égalité entre les (E.1.35) et (E.1.36), donne la hauteur de l'effondrement :

$$H = 12 / (\pi (k - 1) (d_{\text{base}}^2 + d_{\text{surf}}^2 + d_{\text{base}} d_{\text{surf}})) (\pi 12 t (d_{\text{base}}^2 + D^2 + D d_{\text{base}}) - ((D - w) / 6 \tan \theta) (D^2 \arccos(w/D) - D^2 / 2 \sin(2 \arccos(w/D)) - \pi D^2 / 4 + w^2)) \quad \text{E.1.37}$$

Où:

$$D = d_{\text{base}} + 2t \cdot \cot \theta \quad \text{E.1.38}$$

V_{fontis} : volume de la roche effondrée de la cheminée.

V_{total} : volume rempli par les débris.

k : coefficient de foisonnement (1.33 to 1.5).

H : hauteur d'effondrement.

d_{base} : diamètre du bas de la cheminée.

d_{surf} : diamètre de la cheminée en surface.

w : largeur de la chambre.

t : hauteur de la chambre.

θ : angle de déposition des débris.

Cette équation modifiée, utilisée pour calculer la hauteur de la cheminée de l'effondrement, a été validée sur une base de données de fontis (fontis en surface). Dans chaque cas, la hauteur de l'effondrement de cheminée calculée à partir de l'équation modifiée est égale ou supérieure à l'épaisseur réelle des terrains de recouvrement puisque tous l'effondrement-cheminées documentés sont arrivés en surface.

e) Modèle de Palchik (2002)

Dans des conditions où le toit est stratifié, la hauteur de la zone effondrée dans les cavités souterraines anthropiques peut être calculée en utilisant un coefficient de foisonnement et la hauteur de la galerie (Figure 61) (Belyaev 1984 ; Whittaker 1985; Smart et Aziz 1989; Palchik 1991; Singh et Singh 1999). Pour les roches dures dans la zone de Donetsk, à des profondeurs intermédiaires et profondes (supérieur à 80 m), le coefficient de foisonnement peut être calculée en utilisant la résistance à la compression simple du toit immédiat (Belyaev 1984; Palchik 1991).

$$H = \frac{h}{k - 1} \quad \text{E.1.39}$$

Où :

$$k = 1 + a \sqrt{\sigma_l} \quad \text{E.1.40}$$

D'où :

$$H = \frac{h}{a \sqrt{\sigma_l}} \quad \text{E.1.41}$$

σ_c : la résistance à la compression simple du toit immédiat

$a=0.05$ pour les roches carbonatées de la région Donetsk en Ukraine

Cependant, à faible profondeur (jusqu'à 80 m), les roches du toit effondré ont une résistance à la compression très faibles ($\sigma_l < 11$ MPa) et elles sont très poreuses (porosité 23 à 47%). Palchik (2000) a montré que la porosité des lits constituant le toit influence fortement la résistance de la roche (Palchik 1999) : plus la porosité est élevée plus la résistance de la roche est faible.

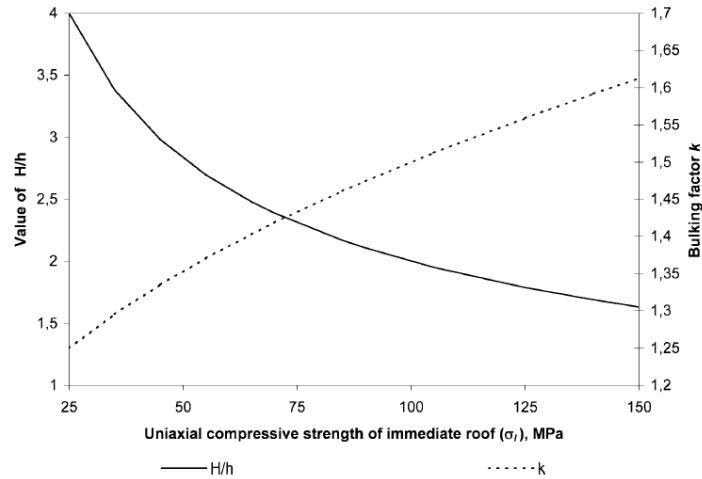


Figure 61 Effet de la résistance à la compression du toit immédiat et du coefficient de foisonnement sur la hauteur d’effondrement (Palchik, 2002).

Cette étude développe un nouveau modèle de prévision de la hauteur de la cloche de l’effondrement dans les roches poreuses à faible résistance. Ce modèle traite les carrières à faible profondeur. Les calculs utilisent la résistance à la compression simple de toit immédiat et la porosité des couches recouvrant le toit immédiat. La porosité est le paramètre le plus important qui contrôle la résistance des couches sus-jacentes (Palchik, 2002).

$$\frac{H}{h} = \frac{h}{\sqrt[4]{\sigma_r}} \frac{\sum_{i=1}^4 n_i h_i}{\sum_{i=1}^4 h_i}$$

E.1.42

n_i : la porosité du banc rocheux i
 h_i : épaisseur du banc rocheux i
 b : paramètre empirique vaut 0.25

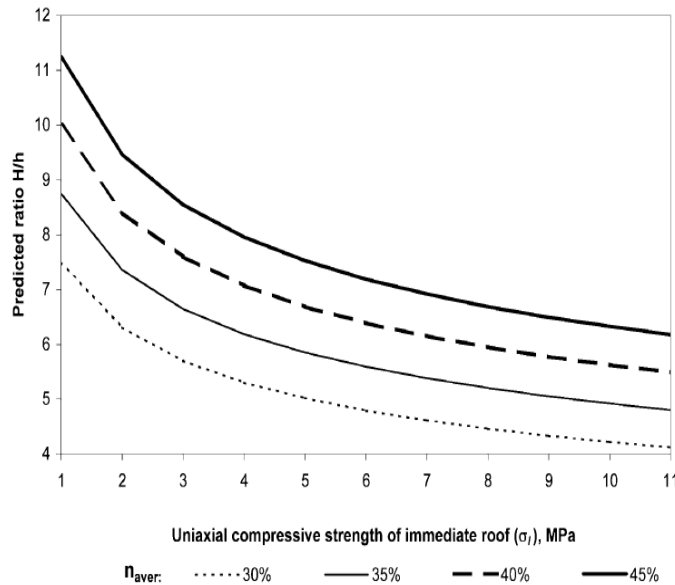


Figure 62 Effet de la porosité moyenne de toit immédiat sur la hauteur d’effondrement (Palchik, 2002)

Ce modèle ne tient pas compte de la présence des piliers. Il est clair que dans ce modèle le rapport H/h est plus grand dans les roches de faible résistance à la compression que celles qui ont une forte résistance à la compression. Il est important de noter, toutefois, que dans cette étude de sensibilité de H/h à σ_l dans les roches faibles est moindre que dans les roches résistantes. Cette sensibilité se traduit par une puissance d'un-quart pour le modèle des roches à faible résistance (E.1.42). Tandis que, pour le modèle des roches à forte résistance, elle se traduit par une puissance d'un-demi (E.1.41).

Dans la Figure 62, des valeurs prédites de H/h obtenues à partir du modèle (E.1.42) sont reportées en fonction de la compression simple pour différentes valeurs de porosité moyenne ($n_{\text{moy}} = 30, 35, 40$ et 45%). La (Figure 63) représente la surface obtenue à partir de cette prédiction, où le rapport H/h a tendance de diminuer à partir de la grande porosité moyenne et une faible compression simple ($\sigma_l = 1$ MPa, $n_{\text{moy}} = 45\%$) vers le point de coordonnées ($\sigma_l = 11$ MPa, $n_{\text{moy}} = 30\%$) (Haute résistance à la compression, porosité moyenne moins grande). Si la résistance à la compression simple du toit immédiat augmente et si la porosité moyenne de la roche faible sur le toit immédiat est réduite, le rapport H/h est diminué de 11,25 à 4,1 (Figure 62). Considérons, par exemple, H/h au $n_{\text{moy}} = 35\%$, Si la résistance à la compression simple diminue de 11 à 1 MPa, le rapport H/h augmente de 82% [$H/h(\sigma_l = 11 \text{ MPa}) = 4,8$ et $H/h(\sigma_l = 1 \text{ MPa}) = 8,75$]. Cette tendance est la même pour toutes les valeurs de porosité moyenne dans roches à faible résistance (Palchik, 2002).

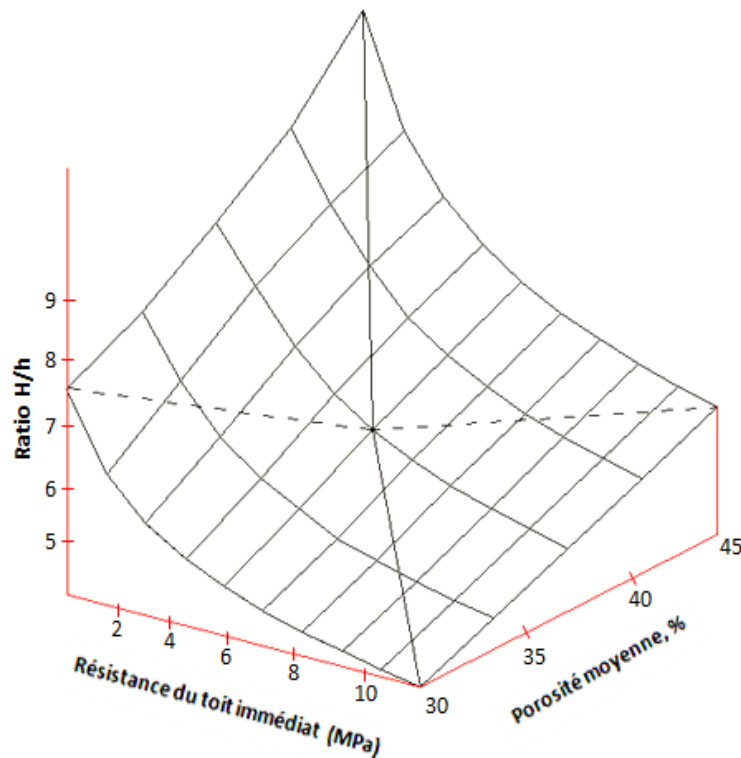


Figure 63 Variation de la hauteur d'effondrement en fonction de la résistance du toit immédiat et de la porosité moyenne (Palchik, 2002).

f) Modèle volumétrique de l'INERIS (2010)

Didier et Salmon (2010) ont développé un modèle analytique volumétrique permettant de restituer la formation d'un cône d'éboulis de fontis. Il se base sur la modélisation volumétrique des éboulis induits par la rupture du toit d'une exploitation, éboulis qui s'amoncellent au sol de la cavité avant de la combler progressivement jusqu'à pouvoir interrompre, par auto-foisonnement le processus de dégradation (Didier et Salmon, 2010). La configuration d'exploitation la plus commune correspond à un effondrement du toit prenant naissance au centre d'un carrefour de galeries au sein d'une exploitation par chambres et piliers (Figure 64). Le modèle se focalise sur le mécanisme d'auto-comblement. Il suppose donc, qu'aucun banc présent dans le recouvrement n'est de nature à bloquer le phénomène de montée de voûte. Les hypothèses du modèle sont les suivantes :

- Le volume de la cloche est cylindrique.
- Les débris forment une forme conique avec une pente α .
- Auto-comblement par foisonnement.

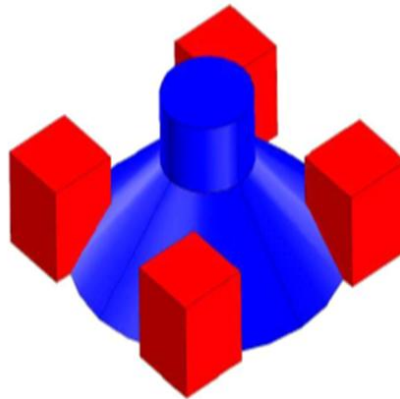


Figure 64 Volume d'éboulis se répandant dans les galeries et interférant avec les piliers voisins (Didier et Salmon, 2010)

Notations :

- a : largeur de la galerie.
- h_g : hauteur de la galerie.
- r : rayon de chute de toit initiant la montée de voûte.
- k : coefficient de foisonnement
- α : angle de talus des éboulis.
- z : hauteur de remontée de cheminée.
- V_x : volume définis à différents étapes du calcul

Le volume des éboulis est égal au volume de la voûte multiplié par le coefficient de foisonnement k.

Le volume des éboulis est donné par l'équation suivante :

$$V_{\text{éboulis}} = k \cdot V_{\text{voûte}} = V_{\text{cône-galerie}} + V_{\text{voûte}} \tag{E.1.43}$$

Volume de la voûte :

$$V_{\text{voûte}} = \pi \cdot z \cdot r^2 \tag{E.1.44}$$

Volume du cône total :

$$V_{\text{c\^one-total}} = \frac{\pi \cdot h_g}{3} (3r^2 + h_g \cot \alpha \cdot (3r + h_g \cot \alpha)) \quad \text{E.1.45}$$

Le volume r\u00e9el des \u00e9boulis dans la galerie est \u00e9gal au volume total du c\u00f4ne moins le volume d'intersection c\u00f4ne-piliers.

$$V_{\text{c\^one-galerie}} = V_{\text{c\^one-total}} - V_{\text{c\^one-piliers}} \quad \text{E.1.46}$$

Le volume d'intersection entre le c\u00f4ne et les piliers est assimil\u00e9 par quatre quarts de c\u00f4ne de rayon r^* .

$$r^* = (r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \quad \text{E.1.47}$$

$$V_{\text{c\^one-piliers}} = \frac{\pi r^{*3}}{3} \tan \alpha = \frac{\pi}{3} \left[(r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \tan \alpha \quad \text{E.1.48}$$

L'introduction des \u00e9quations (E.1.44), (E.1.45) et (E.1.48) dans (E.1.43) donne :

$$k \cdot \pi \cdot z \cdot r^2 = \frac{\pi}{3} \left\{ h_g (3r^2 + h_g \cot \alpha (3r + h_g \cot \alpha)) - \left[(r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \tan \alpha \right\} + \pi z r^2 \quad \text{E.1.49}$$

$$z = \frac{1}{3r^2(k-1)} \left\{ h_g (3r^2 + h_g \cot \alpha (3r + h_g \cot \alpha)) - \left[(r + h_g \cot \alpha) - \frac{a\sqrt{2}}{2} \right]^3 \tan \alpha \right\} \quad \text{E.1.50}$$

Le mod\u00e8le volum\u00e9trique de l'INERIS pour le calcul de la hauteur de la cloche de l'effondrement (E.1.50) est un mod\u00e8le am\u00e9lior\u00e9 du mod\u00e8le de Whittaker, 1985. Dans ce mod\u00e8le la hauteur de l'effondrement appel\u00e9e z est une fonction de : la hauteur de galerie, de sa largeur, l'angle de disposition des d\u00e9bris, le rayon de la chemin\u00e9e et du coefficient de foisonnement. A une certaine hauteur d'effondrement, lorsque la chambre est toute remplie, la hauteur d'effondrement devient une fonction du foisonnement seulement. Dans ce mod\u00e8le le rayon de la chemin\u00e9e est une constante.

1) Approches analytiques

a) Le mod\u00e8le d'Abbas Fayad (2004)

Pour \u00e9tudier la hauteur d'effondrement Abbas Fayad (2004) utilise le principe d'auto-comblement par foisonnement. Il pr\u00e9sente sur la (Figure 65), la coupe lat\u00e9rale, dans le sens de la largeur (l), d'une galerie exploit\u00e9e par chambres et piliers abandonn\u00e9e. Cette figure montre l'occupation du remblai dans la galerie et la cloche d\u00e9velopp\u00e9e. La galerie est un parall\u00e9l\u00e9pip\u00e8de \u00e0 base rectangle (cas g\u00e9n\u00e9ral). On dit qu'il y a un auto-comblement par foisonnement, lorsque la hauteur du remblai foisonn\u00e9 des terrains effondr\u00e9s (h_r) sera \u00e9gale \u00e0 la hauteur de la cloche d\u00e9velopp\u00e9e h (hauteur des terrains effondr\u00e9s). Pour le calculer, on distingue l'\u00e9galit\u00e9 suivante :

$$V_f = k \cdot V_T = V_G + V_c \quad \text{E.1.51}$$

Avec :

V_f = volume des terrains effondr\u00e9s et foisonn\u00e9s (ou volume du remblai) = $k \cdot V_T$;

V_T = volume des terrains effondr\u00e9s (permet de calculer h) ;

k = coefficient de foisonnement ;

V_G = volume du remblai occup\u00e9 entre le mur et le niveau du toit-imm\u00e9diat du vide souterrain ;

V_c = volume du remblai occup\u00e9 dans la cloche (exprim\u00e9 en fonction de h_r).

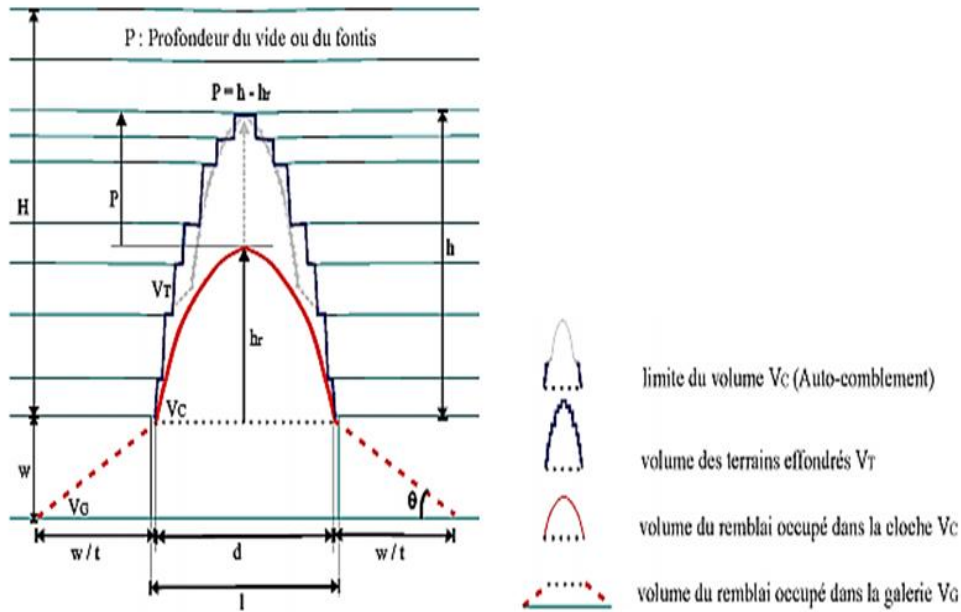


Figure 65 Modèle d'auto-comblement d'Abbas Fayad (2004).

La hauteur h_r donnée par la relation suivante (E.1.52):

$$H = \frac{k \sum \left(\frac{\pi d_i^2 h_i}{4} + d_i (D_i - d_i) h_i \right) \cdot \frac{\pi}{4} d^2 w - \beta \frac{\pi w^2}{3t^2} \left(w + \frac{2}{3} d \cdot t \right) - \left(\frac{L}{l} - 1 \right) d^2 w - \left(\frac{L}{l} - 1 \right) \beta_1 \frac{w^2 d}{t}}{\frac{\pi d^2}{4\alpha_f} + \left(\frac{L}{l} - 1 \right) \frac{d^2}{\alpha_f}} \quad \text{E.1.52}$$

Avec :

θ : angle du talus naturel de l'éboulis du fontis ;

t : tangente de l'angle du talus naturel ($t = \text{tg}\theta$) ;

w : ouverture de la galerie ;

β : coefficient du site ($= \frac{V_b \text{ théorique}}{V_b \text{ réel}}$ pour tenir compte du volume occupé par les piliers) ;

H : hauteur de la montée de cloche ;

k : coefficient de foisonnement ;

d : diamètre latéral de la cloche à la base. Il est égal à la largeur de la portée rompue du premier banc du toit-immédiat de la galerie ;

α_f : coefficient de forme réelle de l'éboulis occupé dans la cloche ;

β_1 : coefficient du site ($= \frac{V_b \text{ théorique}}{V_b \text{ réel}}$ pour tenir compte du volume occupé par l'entourage de la chambre (galerie isolée par exemple) dans la zone II) ;

d_i : largeur de la portée rompue du banc (i) ;

D_i : longueur de la portée rompue du banc (i) ($D_i = \frac{L}{l} d_i^2$) ;

h_i : épaisseur du banc (i) rompu.

Abbas Fayad (2004), considère le toit comme une succession de poutres. Il considère que la déformation des bancs est due à leur poids propre et au poids des matériaux sus-jacents. Cette approche permet de déterminer l'état de contrainte dans chaque banc. Le concept de fracturation induite est le suivant : la plasticité apparaît sous l'effet de la tension, de la compression et / ou du cisaillement, les contraintes sont comparées pour identifier les fractures qui provoquent l'effondrement des blocs. Cette approche a été mise en œuvre dans un code informatique analytique capable de prendre en compte l'auto-comblement par foisonnement. Le calcul s'arrête lorsque l'une des trois conditions est satisfaite:

- absence de nouvelle zone plastique: il ya un banc suffisamment résistant;
- rupture du dernier banc de couverture: l'affaissement émerge à la surface;
- auto-remplissage.

La formule de calcul de la hauteur d'effondrement d'Abbas Fayad est une version modifiée de celle de Vachat (1982). Cette formule modifiée prend en compte d'autres paramètres, elle est sensiblement plus élaborée que celle de Vachat. Elle prend également en compte l'effet de la plasticité des bancs dans les calculs. Néanmoins, elle reste comme l'approche de Vachat, teintée d'une forte composante empirique avec des coefficients établis sur la base d'observations menées dans un contexte particulier.

2) Approches numériques

a) La Méthode des Éléments Finis (MEF)

La MEF est basée sur une idée simple : discrétiser une forme complexe en un grand nombre de sous-domaines élémentaires de forme géométrique simple (éléments finis) interconnectés entre eux avec des points appelés nœuds. La méthode considère le comportement mécanique de chaque élément séparément, puis elle assemble ces éléments de telle façon que l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements soient satisfaits en chaque nœud. La méthode des éléments finis utilise des approximations simples pour les variables inconnues dans chaque élément pour transformer les équations aux dérivées partielles en équations algébriques. Pour chaque élément, le but est d'établir la matrice de rigidité élémentaire reliant les degrés de libertés (déplacements) nodaux et les forces appliquées aux nœuds, assembler les matrices et les vecteurs élémentaires en un système global de manière à satisfaire les conditions d'équilibre aux nœuds et modifier le système global en tenant compte des conditions aux limites. Enfin, résoudre le système d'équations et obtenir les déplacements aux nœuds.

Exemple :

Laouafa et Tritsch (2005) ont fait une analyse à l'aide d'une modélisation tridimensionnelle par éléments finis, effectuée à l'aide du code CESAR-LCPC de la stabilité d'une carrière souterraine. La carrière est située sous un recouvrement d'environ 10 m. Les terrains sus-jacents sont formés de bancs calcaires de même nature. Les galeries ont 6 mètres de largeur et les piliers 5 mètres de largeur (taux

de défrètement de 80 %). La loi de comportement qui est retenue est la loi de Mohr-Coulomb associée. Plusieurs modélisations ont été effectuées dans le cadre d'une analyse paramétrique. Aucune d'entre elles n'a établi la moindre instabilité (plastification) dans les différents bancs et dans les piliers. La carrière est donc stable et ne présente pas de décollement de bancs. D'autres modélisations ont également été effectuées, en considérant uniquement le pilier et le premier banc. Ce dernier est alors soumis à un chargement vertical surfacique dont l'intensité est égale à environ 0,22 MN/m². Les mêmes conclusions ont été obtenues, à savoir : qu'il n'y avait aucune plastification du milieu. Laouafa et Tritsch (2005) ont ensuite supposé l'épaisseur du recouvrement d'environ 20 m : les résultats obtenus dans ce cas de figure sont fondamentalement différents. Ils ont observés, par exemple, un décollement des différents bancs de calcaire. L'analyse des résultats montre qu'il n'y a qu'une très légère plastification du massif au niveau de la partie supérieure du premier banc. Un autre cas de figure est testé : un seul banc soumis à un chargement surfacique (vertical) dont l'intensité est égale à environ 0,44 MN/m², les conclusions sont différentes. Dans ce cas de figure, la plastification du premier banc témoigne d'une rupture beaucoup plus intense. Des ruptures se développent aussi bien en partie supérieure qu'en partie inférieure du banc. Laouafa et Tritsch notent que l'analyse de stabilité de la carrière en général ou du premier banc, en particulier, ne peut être menée en occultant la participation du recouvrement à l'équilibre global. Ce dernier contribue à la stabilité du premier banc, soit par sa propre contribution mécanique, soit s'il n'est pas suffisamment résistant, en participant à un transfert des efforts sur les piliers et une redistribution de la charge sur les autres bancs.

Avantages et inconvénients

La méthode des éléments finis étudie des milieux continus à caractéristiques mécaniques homogènes ou hétérogènes. Elle peut prendre en compte des comportements rhéologiques très variés : élasticité, plasticité, viscosité et peut traiter différents types de problèmes en statique et également en dynamique. Pour des massifs présentant quelques fissures, celles-ci sont représentées par des éléments dits "joints", afin de prendre en compte leurs caractéristiques mécaniques qui sont différentes de celles du milieu continu. Quant aux massifs très fracturés, ils sont étudiés comme des milieux continus ayant des caractéristiques mécaniques équivalentes à celles des milieux réels. Dans ce dernier cas de figure, la méthode des éléments finis trouve cependant ses limites. La discrétisation devient très lourde et il est difficile de bien représenter le domaine d'étude. Cette méthode ne permet de simuler la chute de blocs ni la formation des cloches de fontis.

b) La Méthode des Différences Finies (MDF)

La MDF est une méthode qui permet la résolution de problèmes en contraintes-déformation dans un milieu continu. Il détermine en chaque point du maillage choisi les tenseurs des contraintes et des déformations, ce qui permet de représenter les phénomènes en jeu. FLAC est un logiciel de modélisation numérique qui est basé sur la méthode des différences finies pour résoudre des problèmes en contrainte-déformation. Le schéma de résolution utilisé par FLAC est explicite, ceci

implique que les variables sont connues en des points discrets du maillage et que les variables au temps $t+\delta t$ ne dépendent que de variables liées au temps t . Ce schéma de résolution est donc itératif. Un certain nombre de cycles de calcul sont nécessaires avant d'atteindre un état d'équilibre. Plus le pas de temps utilisé doit être faible, plus le temps nécessaire au calcul sera conséquent, même pour un cas aussi simple que de l'élasticité linéaire. Il apparaît donc que cette approche est plus particulièrement adaptée à l'étude de systèmes comportant des modèles de comportement complexes, de grandes déformations ou des instabilités mécaniques.

Exemple :

Des cavités karstiques près de Zagreb ont été étudiées par Kovacevic et al. (2001) pour déterminer les conditions de stabilité du toit. Les géophysiciens avaient abouti à la présence d'une cavité sous un recouvrement de 25 m. Sa forme et ses dimensions n'étant pas bien déterminées, une étude de sensibilité a été menée et le code de calcul FLAC2D a été retenu. L'approche envisagée prévoyait la définition d'une zone potentiellement instable en fonction de la géométrie de la cavité. Le modèle rhéologique utilisé est le modèle de Mohr-Coulomb comme critère de plasticité. Trois formes différentes sont envisagées : carré, circulaire et rectangulaire. Le cas le plus défavorable est obtenu pour une cavité rectangulaire. Il faut pondérer ce résultat par le fait que l'auto-comblement par foisonnement des terrains n'a pas été pris en compte.

Avantages et inconvénients

Le principal avantage de cette méthode est qu'elle utilise une formulation assez simple et ne nécessite pas la construction d'une matrice de rigidité globale, étape très gourmande en mémoire. Par contre, la discrétisation de l'espace étudié peut être délicate pour des géométries complexes du fait de l'utilisation d'un ensemble de lieux discrets. Cette méthode présente deux inconvénients principaux. Tout d'abord, l'apparition de plasticité dans un élément ne signifie pas pour autant la rupture et la chute de celui-ci. Ensuite, comme les blocs ne peuvent pas se détacher et tomber dans la cavité, cette méthode n'est pas adaptée à l'estimation des caractéristiques du fontis en termes d'angle à la base, de surface et de foisonnement. C'est donc une méthode qui se limite à l'étude de la stabilité du toit, mais pas à l'évaluation des conséquences de l'effondrement (en termes de mouvements à la surface par exemple).

c) La Méthode de l'Équilibre Limite (MEL)

La méthode de l'équilibre limite consiste à définir la géométrie des blocs autour de la zone qui nous intéresse (ouvrage souterrain, cavité, etc.) et à étudier ensuite leur comportement mécanique et leur mouvement. Les deux principales approches sont celles de Goodman (1989) et de Warburton (1985, 1988). Selon cette théorie, les blocs sont rigides, les discontinuités entre blocs sont parfaitement planes, et connues de façon déterministe. Ces discontinuités ont des extensions infinies et sont regroupées en un nombre fini de familles. La MEL analyse le mouvement des blocs autour des

excavations souterraines dans un massif rocheux fracturé, généralement des blocs susceptibles de tomber sous l'effet de leur poids propre. Le principe de la méthode est d'étudier les mouvements de translation des blocs. Chacun de ces blocs est délimité par l'ensemble de ses faces. Les faces sont dites fixées si elles représentent des contacts entre blocs. Les faces en contact avec une excavation sont dites libres. On symbolise les forces résultantes et motrices agissant sur le bloc par des vecteurs, on peut aboutir à des équations vectorielles qui permettent de distinguer le mouvement du bloc : soit par une chute libre, soit par un glissement parallèle à une face et soit par un glissement parallèle à deux faces le long d'une arête (Kheder, 1996). Lin et al., (1987) ont proposé des équations vectorielles pour tenir compte des mouvements de rotation des blocs après un mouvement de translation. Le code RESOBLOK est le plus connu utilisant cette approche.

Exemple :

Thoraval (2005) a étudié dans le cadre du programme européen CAD-PUMA7 l'optimisation de l'exploitation du marbre en termes de taille de blocs découpés. La méthode d'exploitation utilisée est celle des chambres et piliers abandonnés. La fracturation étant un paramètre clé de la stabilité de l'exploitation, c'est donc assez naturellement que la méthode de l'équilibre limite a été utilisée par l'intermédiaire du logiciel RESOBLOCK. C'est un outil de représentation tridimensionnelle des massifs rocheux fracturés, développé par l'INERIS et le LAEGO (Heliot 1988). Il permet de créer des modèles géométriques de fracturation comportant deux types de fractures : les fractures, dites d'extension infinie, qui ne s'interrompent que sur les limites du modèle ou sur une autre fracture et les fractures "polygonales" dont l'extension est précisément définie. La stabilité au cours de l'exploitation d'une chambre a été étudiée en fonction de l'orientation des galeries envisagées. Le volume de blocs instables est très dépendant de l'orientation choisie de l'exploitation.

Avantages et inconvénients

Cette méthode permet de déterminer les meilleures possibilités pour une extension de l'exploitation à partir de chambres existantes. La méthode d'équilibre limite est très performante dans les milieux fortement fracturés mais ne permet pas de modéliser la chute des blocs au sein de la cavité ni le foisonnement qui en découle. Les blocs considérés comme chutés sont simplement supprimés du modèle. Il ne permet pas non plus d'obtenir les conséquences des chutes de blocs à savoir les déplacements en surface par exemple.

d) La méthode des Éléments Distincts (MED)

La MED considère les sols et les roches comme un ensemble d'éléments dont la forme peut être a priori quelconque. Cependant, plus la forme retenue sera simple et moins le modèle sera « gourmand » en termes de calcul. C'est pourquoi les éléments les plus courants sont de forme sphérique. La méthode dite de la Dynamique Moléculaire considère des interactions continues entre particules pour des ensembles de particules considérées comme déformables (au moins au niveau du contact). Par

exemple, la MED de Cundall & Strack (1979) est mise en œuvre dans les codes de calcul PFC2D et PFC3D pour des particules de forme circulaire et dans UDEC et 3DEC pour des blocs polyèdres qui peuvent être déformables. De même, la GED (Granular Element Method) développé par Kishino (1989) est une autre approche non pas basée sur l'intégration de l'équation de la dynamique mais sur la constitution de matrice de raideur pour mettre à jour la position des particules. D'autres méthodes existent dans le domaine des éléments distincts : les codes de calcul LMGC (Jean 1995), SDEC, GRADIA (Liu et al. 2003), STTAR3D (Dimnet et al., 2002) et bien d'autres. Chacun possède certaines spécificités qui le rendent plus adapté à certaines modélisations.

Exemple :

L'exemple choisi porte en partie sur le secteur de Grande Mine, dans le bassin houiller de Provence. Didier et al. (2003) ont étudié les possibles conséquences d'un effondrement localisé par instabilité du toit ou rupture isolée de piliers. Le processus d'effondrement au toit des vides résiduels de la mine est étudié de manière analytique. Par contre, les conséquences de la rupture d'un pilier de petites dimensions sont modélisées avec le logiciel UDEC. Quatre profondeurs différentes ont été envisagées. Le recouvrement est composé de bancs calcaires. La fracturation est de densité variable. Cela va d'un recouvrement très fracturé à un recouvrement stratifié sans fracturation. Deux familles de simulations correspondantes ont donc été réalisées. Les résultats de cette étude montrent l'importante influence de la profondeur de la cavité sur la forme de la cloche d'éboulement. Avec ou sans fracturation, l'augmentation de la profondeur a provoqué un accroissement du nombre de chutes de blocs ou de points plastiques au toit de la galerie. Il se révélait que l'étendue des surfaces plastifiées croît dans un rythme proche de celui des zones éboulées.

Avantages et inconvénients

La méthode des éléments distincts permet d'étudier réellement le milieu fissuré comme il se présente, en le modélisant par un assemblage de blocs interagissant entre eux. Les blocs peuvent être déformables ou non. Cette méthode peut permettre de simuler la chute de blocs et le cas échéant la formation d'une cloche de fontis. La MED reste toujours « gourmande » en ressources (temps de calcul, capacités de l'ordinateur ou spécialisation de l'opérateur).

Annexe A2 (chapitre II)

A2-1): Quelques applications du PDMR

L'utilisation du Programme de Discrétisation des Massifs Rocheux (PDMR) ne se limite pas à la discrétisation des toits de carrières souterraines. Le PDMR peut être utilisé avec succès dans la discrétisation des versants rocheux dans le but d'étudier leurs stabilité ou instabilités.

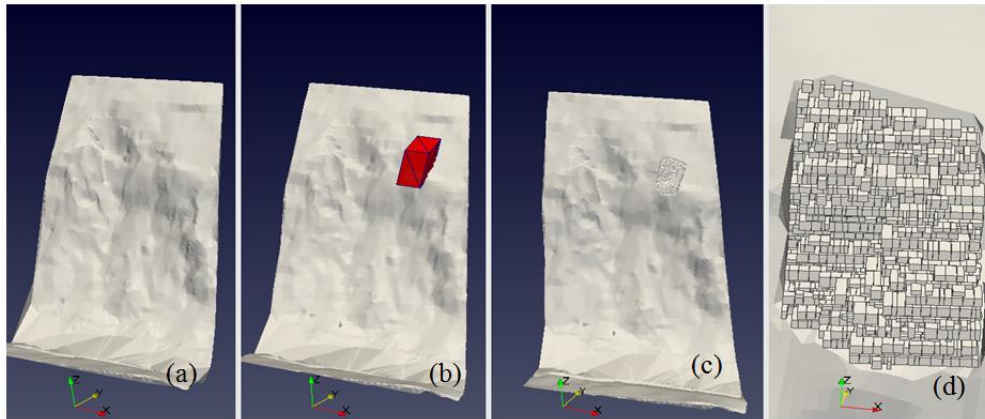
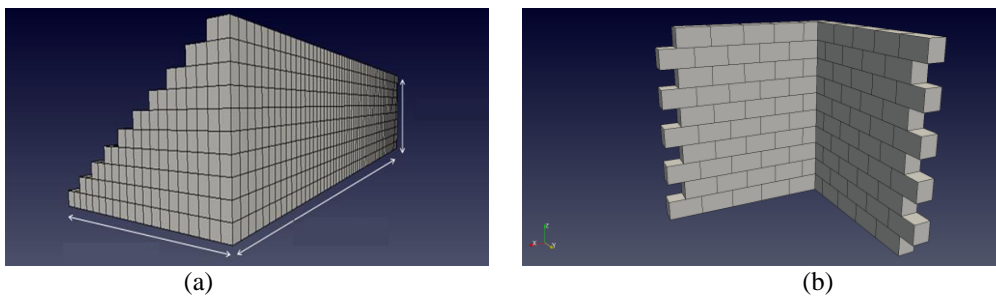


Figure 66 Versant initial (a). Délimitation de la zone d'étude (b). Discrétisation de la zone d'étude (c et d).

Le PDMR est utilisé également, pour la construction des modèles numériques des murs en poids (Figure 67-a), des murs (Figure 67-b) et des maisons (Figure 68) en maçonnerie. On peut aussi l'utiliser pour créer des modèles numériques pour des massifs rocheux avec des géométries complexes (Figure 69).



(a) Mur poids (b). Deux murs croisés en maçonnerie (b).

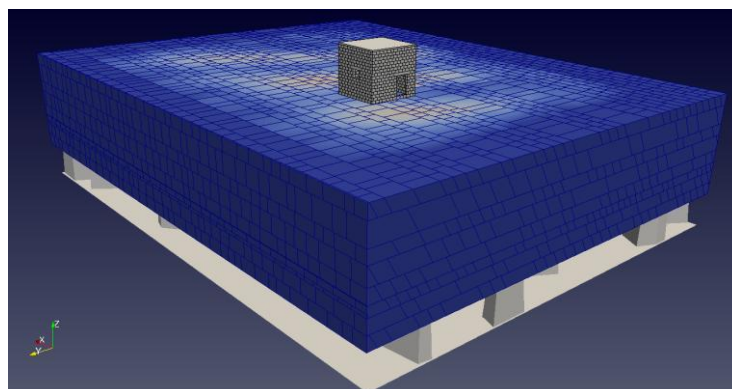


Figure 68 Maison en maçonnerie au-dessus d'une carrière souterraine

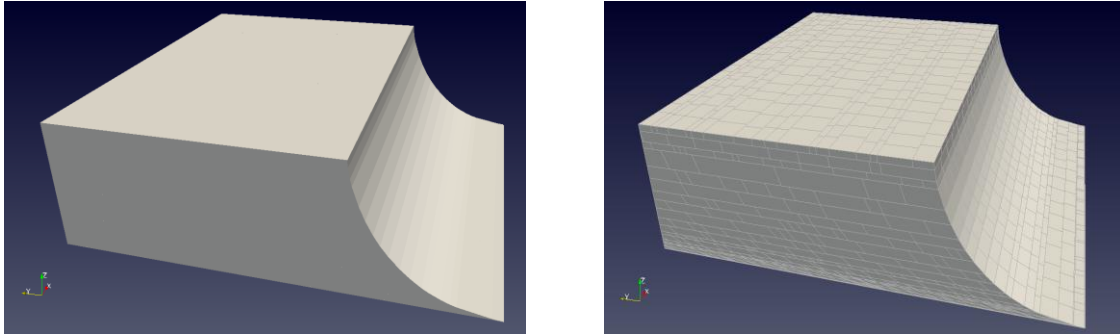


Figure 69 Découpage cylindrique dans un massif

A2-2): Application Extra-PDMR

Une autre application (Algorithme) est développée pour simuler l'effet du rétrécissement des piliers sur l'effondrement des toits de carrières souterraines. La (Figure 2.30- à gauche) montre quatre piliers de forme rectangulaire (état initial). Sur la (Figure 2.30- à droite), on voit l'état final des piliers après rétrécissement. Les deux piliers de gauche ont subi un rétrécissement seulement dans une seule direction (X pour celui d'en haut et Y pour celui d'en bas). Le rétrécissement est nul en bas du pilier et maximum dans la tête du pilier. Le pilier du haut à droite a subi un rétrécissement dans les deux directions X et Y en même temps. De même, pour ce pilier le rétrécissement est nul en bas et maximum dans sa tête. Le dernier pilier en bas à droite quant à lui, a subi un rétrécissement dans les deux directions avec la même amplitude en haut et en bas. Sur la (Figure 2.30- au milieu), on montre le rétrécissement des piliers au milieu de la simulation. Le rétrécissement peut être brusque (il passe de l'état initial à l'état final entre deux pas de temps au cours de la simulation), ou continu sur plusieurs pas de temps.

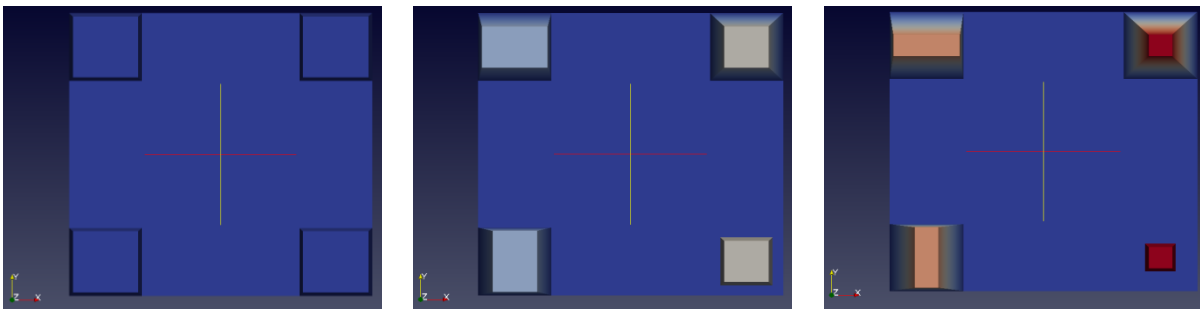


Figure 70 Exemple de rétrécissement des piliers

Cette même application est utilisée pour reproduire l'effet d'une onde sismique dans le sol et dans les piliers. Avec cette application, on intègre facilement, les déplacements engendrés par l'onde sismique dans les simulations réalisées par STTAR3D. L'exemple de la (Figure 71) est une reproduction de la propagation de l'onde de Love (onde surfacique). La caractéristique principale d'une onde de love est que le déplacement engendré par l'onde est perpendiculaire à la direction de l'onde elle-même. Un schéma explicatif du comportement d'une onde de Love est présenté (Figure 71-a). Sur la (Figure 71-b) le même exemple de sol et piliers que celui de la (Figure 71-à droite) dans son

état initial (sans onde sismique). La (Figure 71-c) montre un exemple d'une onde de Love qui traverse notre modèle de sol et piliers. La direction de l'onde est dans le sens de la longueur, par contre, on voit clairement que les déplacements engendrés par l'onde sont dans la direction perpendiculaire à sa direction. Le code couleur signifie que : déplacement nul pour la couleur bleu et déplacement maximum pour le rouge.

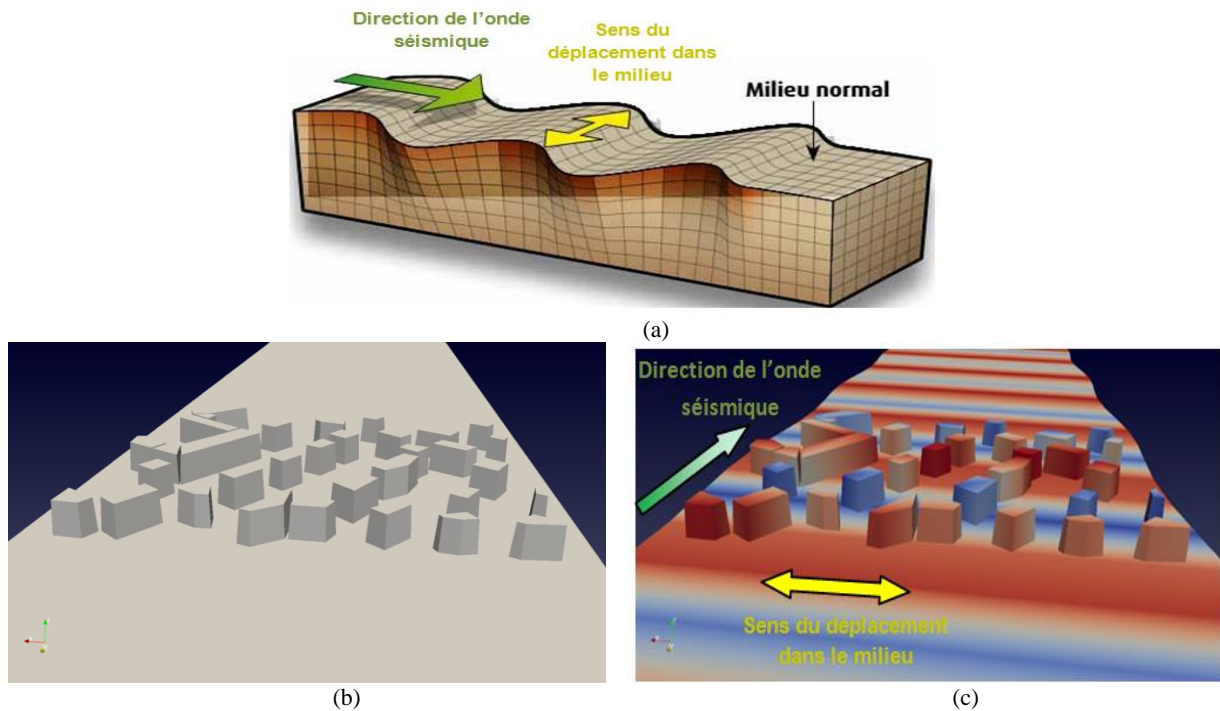


Figure 71 Schéma explicatif du comportement d'une onde de Love (web) (a). Modèle numérique du sol et piliers (état initial) (b). Modèle numérique du sol et piliers traversé par une onde de Love (c).

L'application simule n'importe quels types d'ondes sismiques. Dans l'exemple ci-dessus, on a présenté la propagation de l'onde de Love juste à titre d'exemple.

Annexe A3 (chapitre III)

A3-1): Vitesse du son

Tableau A0-1 Résultats expérimentaux de la variation de la vitesse de son en fonction de la porosité du calcaire (Fourmaintraux, 1976)

Porosité totale n %	1	5	10	20	30	45
$V_l (m/s)$ (calcaire)	6500	6000	4200	4000	3000	1850

Tableau A0-2 Indice de qualité de la roche calcaire en fonction de sa porosité

Porosité totale n %	0	1	2	5	10	30
$IQ(\%)$ (calcaire)	100	98	96	92	85	52

Le degré de fissuration $Df(\%)$ est la différence entre la valeur de l'indice de qualité de mesuré IQ et la valeur IQ_p , qui correspond à l'existence et à l'effet de fissures.

$$Df = IQ - IQ_p$$

Pour les roches essentiellement poreuses, il a été établi une relation empirique pour IQ_p :

$$IQ_p = 100 \cdot (1 - A \cdot n_p)$$

Avec $1,4 \leq A \leq 1,6$ suivant les auteurs et n_p la porosité de pores.

Tableau A3-3 résultats bruts de la vitesse du son

Mesure de la vitesse de propagation du son ROCHE NF P94-411 IFSTTAR										
N° dossier:					Matériau :				Calcaire	
Etude :	Thèse Yaghkob				Provenance:				carrière de la Bresserie	
N° registre LCPC:	1178									
Opérateur	M F	Date:	02/06/2016							
Bloc 1										
N° Repère	φ (mm)	Longueur (mm)	Temps (μs)	VI=L/T (m/s)	Masse (g)	Obsevations	ρ (kg/m3)	Ed (GPa)	Ic	Elancement
1178-B1	39.6	39.5	0.0151	2615.9	95.7	Brésilien	1966.1	11.2	41.9	1.0
1178-B2	39.6	38.8	0.0156	2487.2	90.7	Brésilien	1898.4	9.8	39.8	1.0
1178-B3	39.6	38.7	0.0152	2546.1	91.8	Brésilien	1925.1	10.4	40.7	1.0
1178-B4	39.6	39.7	0.0154	2577.9	91.2	Brésilien	1864.4	10.3	41.2	1.0
1178-B5	39.6	39.2	0.0154	2545.5	88.9	Brésilien	1841.6	9.9	40.7	1.0
1178-B6	39.6	38.3	0.0159	2408.8	89.0	Brésilien	1885.9	9.1	38.5	1.0
1178-M1	39.6	80.2	0.0342	2343.6	185.2		1875.9	8.6	37.5	2.0
1178-M2	39.6	79.9	0.0332	2406.6	185.9		1888.9	9.1	38.5	2.0
1178-Rc1	39.6	80.0	0.0345	2318.8	182.6	Rc	1853.0	8.3	37.1	2.0
1178-Rc2	39.6	80.0	0.0346	2312.1	186.1	Rc	1888.6	8.4	37.0	2.0
1178-Rc3	39.6	79.9	0.0339	2356.9	184.5	Rc	1875.0	8.7	37.7	2.0
1178-Rc4	39.6	80.0	0.0351	2279.2	187.1	Rc	1898.8	8.2	36.5	2.0
1178-Rc5	39.6	80.0	0.0346	2312.1	187.0	Rc	1897.6	8.5	37.0	2.0
1178-Rc6	39.6	80.0	0.0342	2339.2	185.8	Rc	1885.8	8.6	37.4	2.0
Bloc 2										
N° Repère	φ (mm)	Longueur (mm)	Temps (μs)	VI=L/T (m/s)	Masse (g)	Obsevations	ρ (kg/m3)	Ed (GPa)	Ic	Elancement
1178-B1	39.6	39.8	0.0109	3651.4	111.7	Brésilien	2278.5	25.3	58.4	1.0
1178-B2	39.6	38.5	0.0085	4529.4	119.8	Brésilien	2527.3	43.2	72.5	1.0
1178-B3	39.6	39.5	0.0088	4488.6	118.5	Brésilien	2435.8	40.9	71.8	1.0
1178-B4	39.6	39.0	0.0113	3451.3	109.8	Brésilien	2285.1	22.7	55.2	1.0
1178-B5	39.6	39.6	0.0083	4771.1	119.9	Brésilien	2457.3	46.6	76.3	1.0
1178-B6	39.6	39.5	0.0083	4759	120.6	Brésilien	2479.8	46.8	76.1	1.0
1178-M1	39.60	100.0	0.0273	3663	291.9		2369.6	26.5	58.6	2.5
1178-M2	39.60	100.1	0.0235	4259.6	302.9		2456.7	37.1	68.2	2.5
1178-Rc1	39.60	80.0	0.0182	4395.6	244.6	Rc	2482.6	40.0	70.3	2.0
1178-Rc2	39.60	80.0	0.0181	4419.9	243.9	Rc	2475.1	40.3	70.7	2.0
1178-Rc3	39.60	80.1	0.0173	4630.1	245.6	Rc	2489.6	44.5	74.1	2.0
1178-Rc4	39.60	80.1	0.0181	4425.4	243.5	Rc	2468.2	40.3	70.8	2.0
1178-Rc5	39.60	79.9	0.0176	4539.8	245.2	Rc	2492.1	42.8	72.6	2.0
Bloc 3										
N° Repère	φ (mm)	Longueur (mm)	Temps (μs)	VI=L/T (m/s)	Masse (g)	Obsevations	ρ (kg/m3)	Ed (GPa)	Ic	Elancement
1178-B1	39.60	39.5	0.0112	3526.8	111.4	Brésilien	2290.5	23.7	56.4	1.0
1178-B2	39.6	38.7	0.0125	3096	100.4	Brésilien	2106.2	16.8	49.5	1.0
1178-B3	39.6	39.0	0.0154	2532.5	93.1	Brésilien	1937.6	10.4	40.5	1.0
1178-B4	39.6	39.4	0.0112	3517.9	109.7	Brésilien	2260.4	23.3	56.3	1.0
1178-B5	39.6	39.7	0.0105	3781	97.7	Brésilien	1998.3	23.8	60.5	1.0
1178-B6	39.6	39.4	0.0121	3256.2	107.4	Brésilien	2213.6	19.6	52.1	1.0
1178-M1	39.6	79.8	0.0255	3129.4	214.0		2177.0	17.8	50.1	2.0
1178-M2	39.6	80.0	0.0261	3065.1	208.8		2119.4	16.6	49.0	2.0
1178-Rc2	39.6	79.5	0.0242	3285.1	213.3	Rc	2178.4	19.6	52.6	2.0
1178-Rc3	39.6	79.8	0.0245	3257.1	215.0	Rc	2187.7	19.3	52.1	2.0
1178-Rc4	39.6	80.0	0.0243	3292.2	219.0	Rc	2222.3	20.1	52.7	2.0
1178-Rc5	39.6	79.9	0.0248	3221.8	217.5	Rc	2210.5	19.1	51.5	2.0
1178-Rc6	39.6	79.8	0.0292	2732.9	205.7	Rc	2093.0	13.0	43.7	2.0

Tableau A3-4 résultats de la résistance à la traction par fendage ou essai brésilien

Bloc 1					
réf echantillon	f(mm)	H(mm)	kN	1/2surf.(m2)	Rt(Mpa)
B1-1178-1	39.8	39.5	4.88	0.0049364	1.0
B1-1178-2	39.7	38.8	3.86	0.0048429	0.8
B1-1178-3	39.7	38.7	4.41	0.0048218	0.9
B1-1178-4	39.5	39.7	4.23	0.0049302	0.9
B1-1178-5	39.7	39.3	4.59	0.0048941	0.9
B1-1178-6	39.7	38.3	3.61	0.004783	0.8
moyenne	39.7	39.1	4.263	0.005	0.9
Ecart-type	0.08	0.53	0.469	0.000	0.1
Bloc 2					
réf echantillon	f(mm)	H(mm)	kN	1/2surf.(m2)	Rt(Mpa)
B2-1178-1	39.9	39.4	16.24	0.004945	3.3
B2-1178-2	39.9	39.6	22.55	0.0049613	4.5
B2-1178-3	39.9	39.5	22.28	0.0049525	4.5
B2-1178-4	39.8	39.3	14.66	0.0049213	3.0
B2-1178-5	39.9	39.5	26.34	0.004955	5.3
B2-1178-6	39.9	39.0	24.49	0.0048911	5.0
moyenne	39.9	39.4	21.09	0.00494	4.3
Ecart-type	0.04	0.21	4.64	0.00003	0.9
Bloc 3					
réf echantillon	f(mm)	H(mm)	kN	1/2surf.(m2)	Rt(Mpa)
B3-1178-1	39.8	39.6	13.57	0.0049551	2.7
B3-1178-2	39.8	38.9	10.01	0.0048638	2.1
B3-1178-3	39.6	39.0	6.25	0.0048469	1.3
B3-1178-4	40.2	39.0	12.11	0.0049253	2.5
B3-1178-5	39.7	38.7	9.74	0.0048317	2.0
B3-1178-6	39.8	39.4	15.37	0.0049226	3.1
moyenne	39.8	39.1	11.18	0.00489	2.3
Ecart-type	0.21	0.32	3.22	0.00005	0.6

A3-2): Quelques applications du PDMR

Les essais suivants sont des essais de cisaillement à la boîte réalisés sur des échantillons de calcaire. Les essais Essai_1 (sec), Essai_2 (sec), Essai_3 (sec), Essai_4 (sec) sont des essais réalisés à sec. Les essais Essai_1 (sat), Essai_2 (sat), Essai_3 (sat), Essai_4 (sat) sont des essais réalisés dans un état saturé.

- La force normale appliquée dans chaque essai pour les deux états hydriques est la suivante:

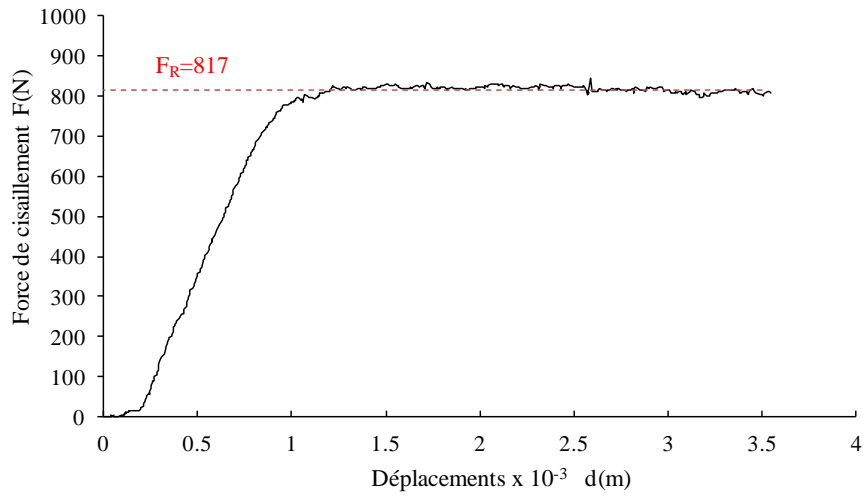
ESSAI_1: FN=1kN

ESSAI_2: FN=2kN

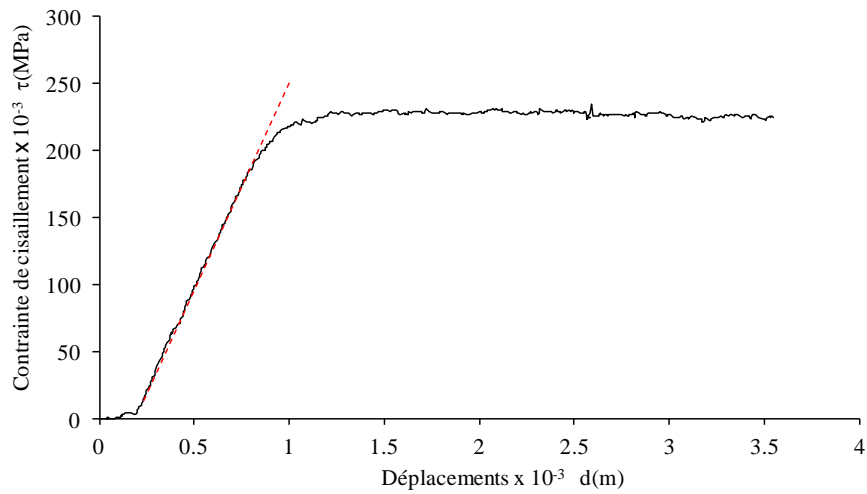
ESSAI_3: FN=3kN

ESSAI_4: FN=4kN

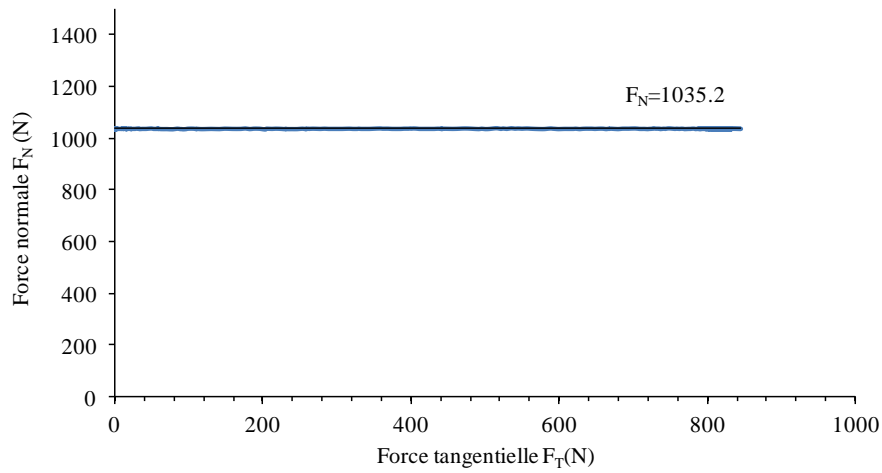
Force de cisaillement en fonction des déplacements Essai_1 (sec)

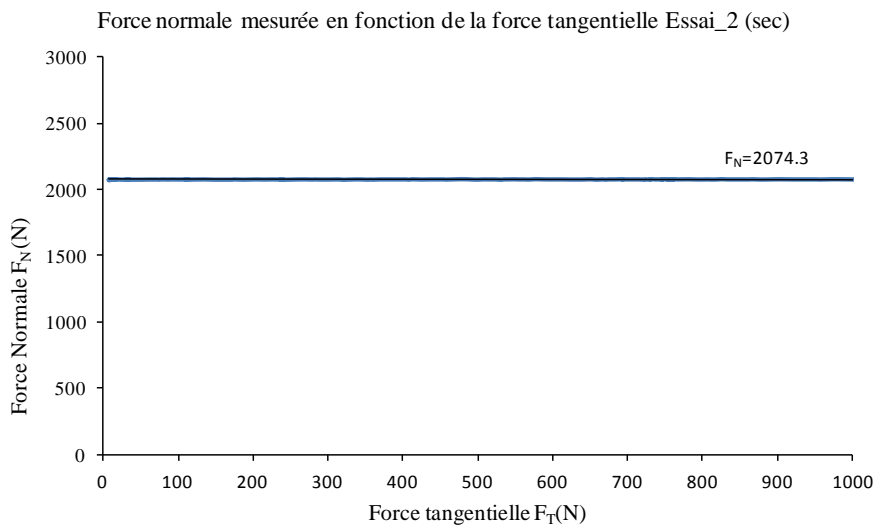
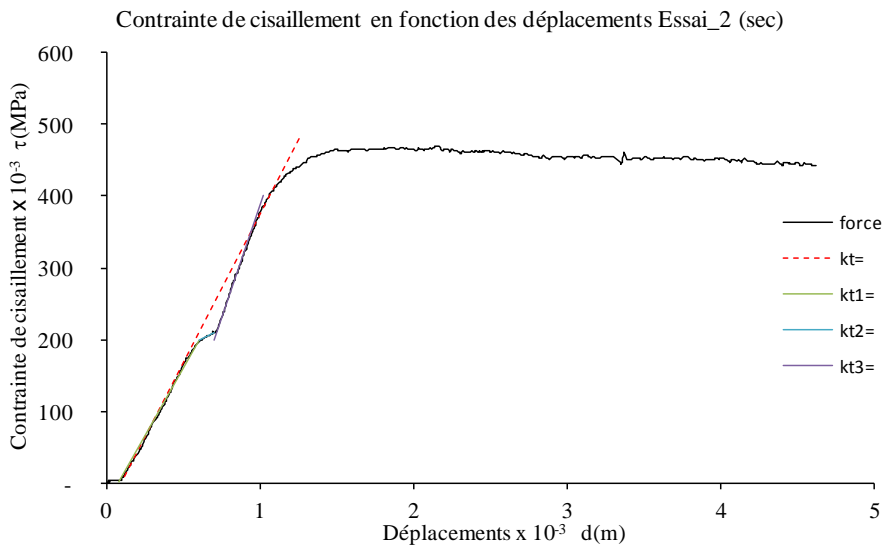
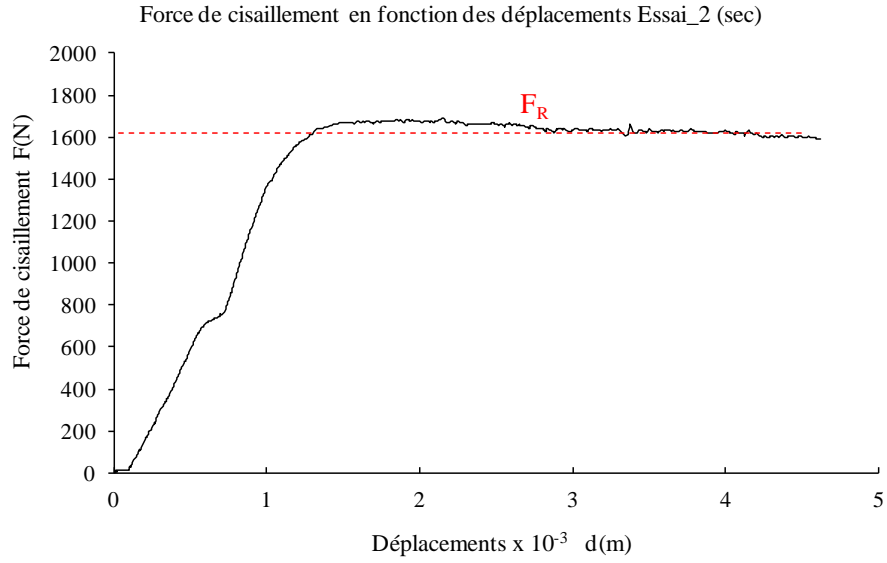


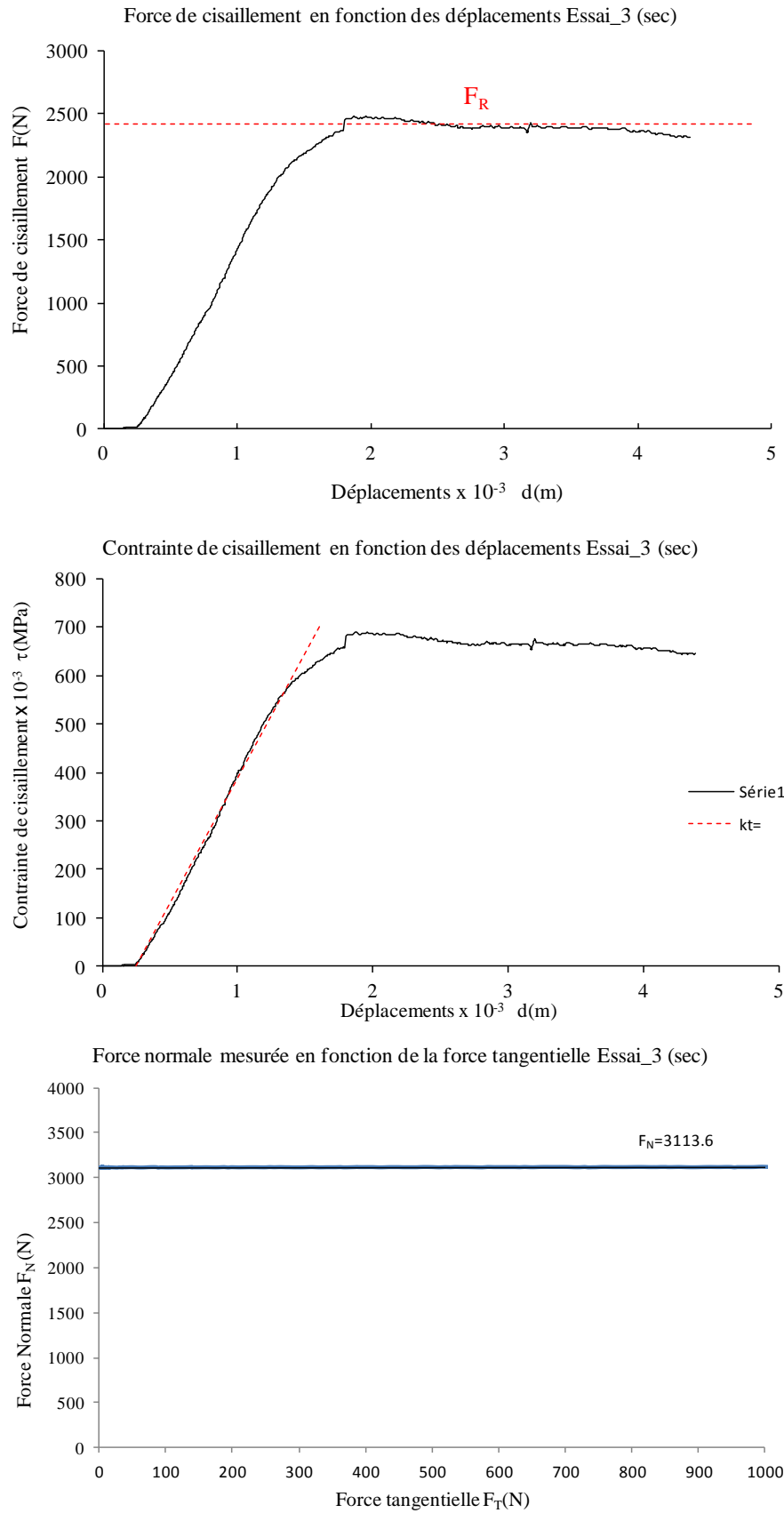
Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements Essai_1 (sec)

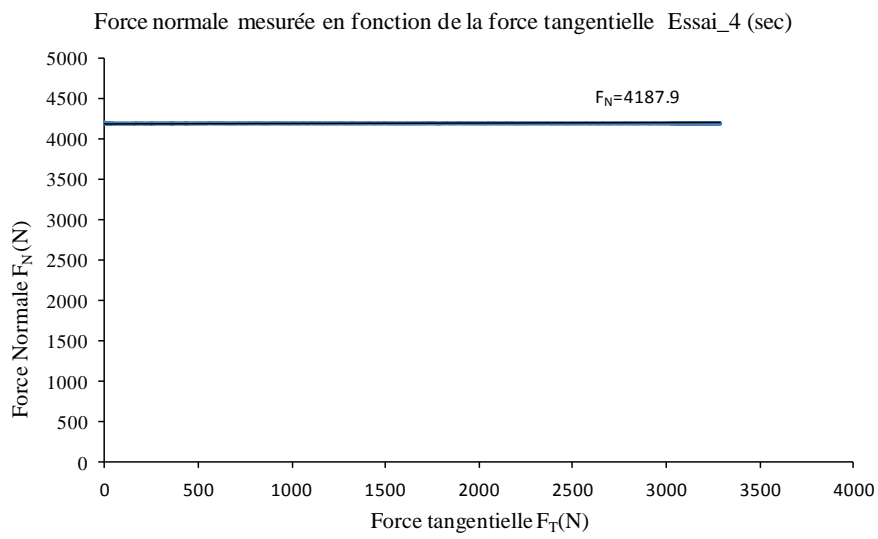
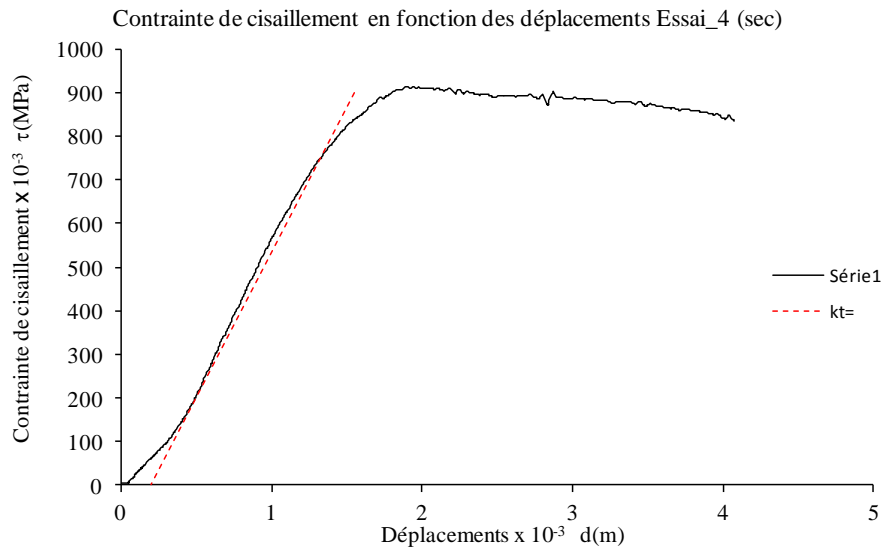
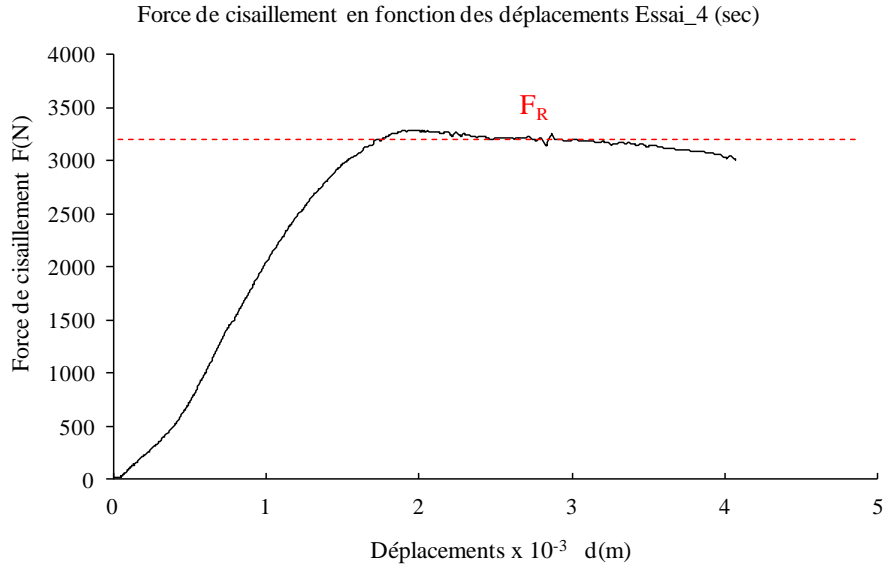


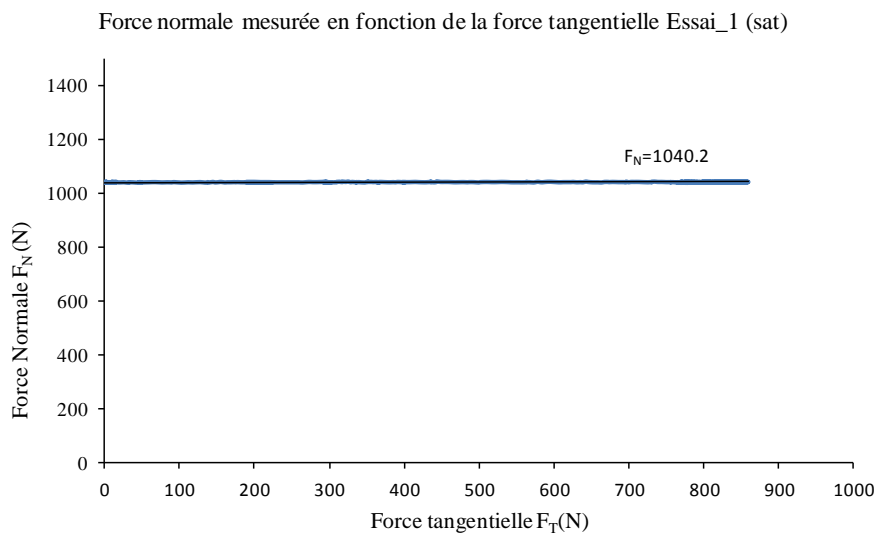
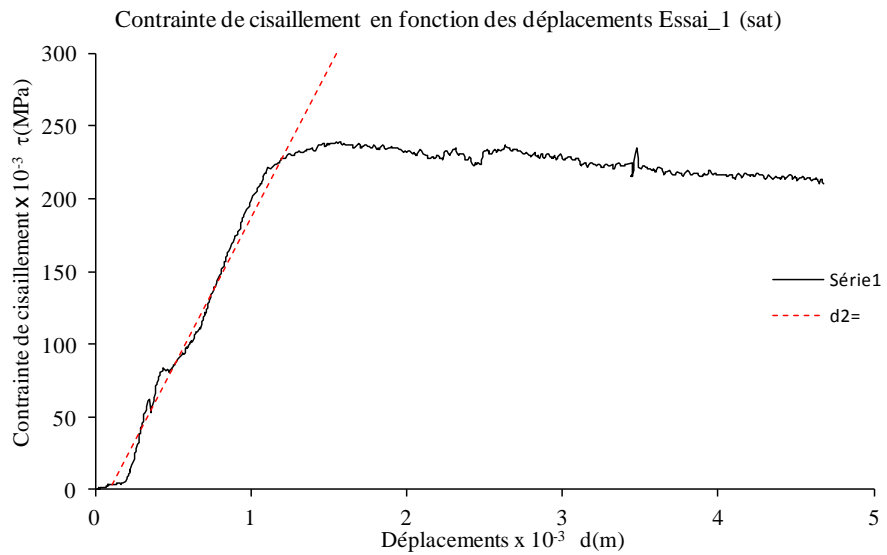
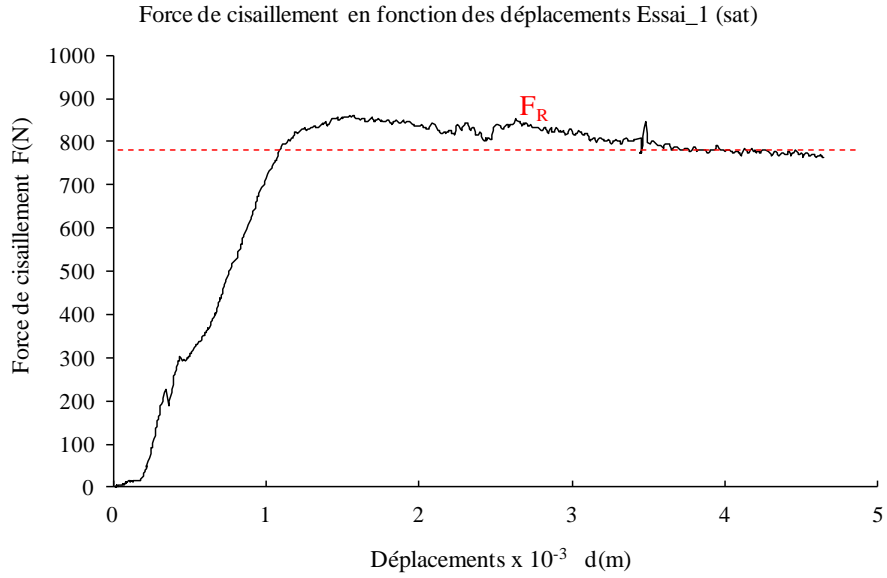
Force normale mesurée en fonction de la force tangentielle Essai_1 (sec)

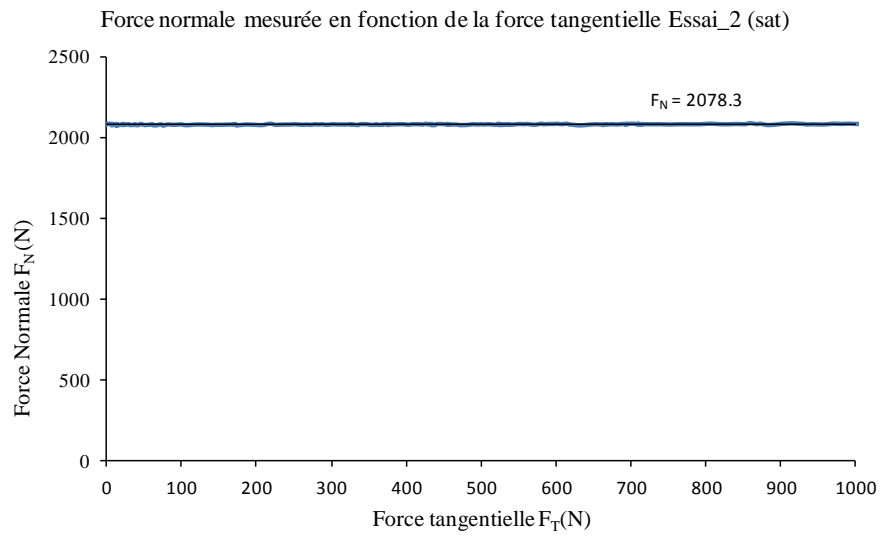
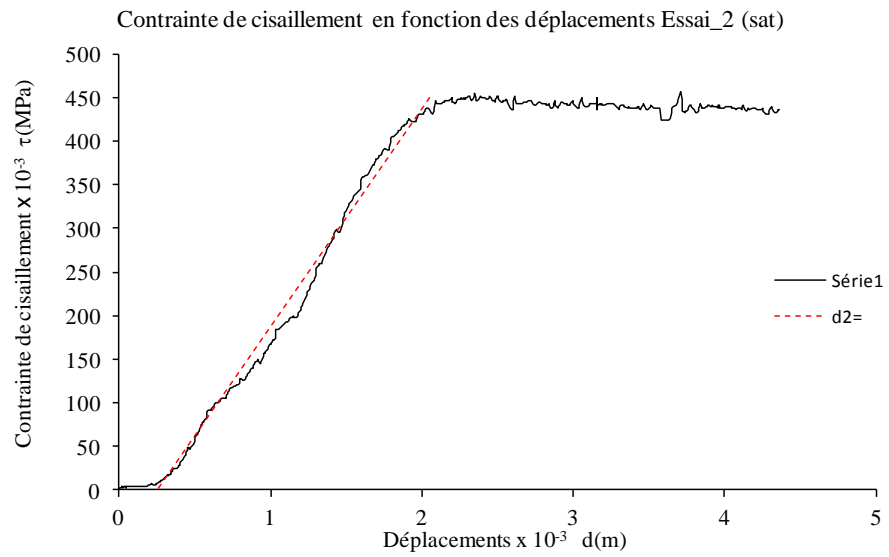
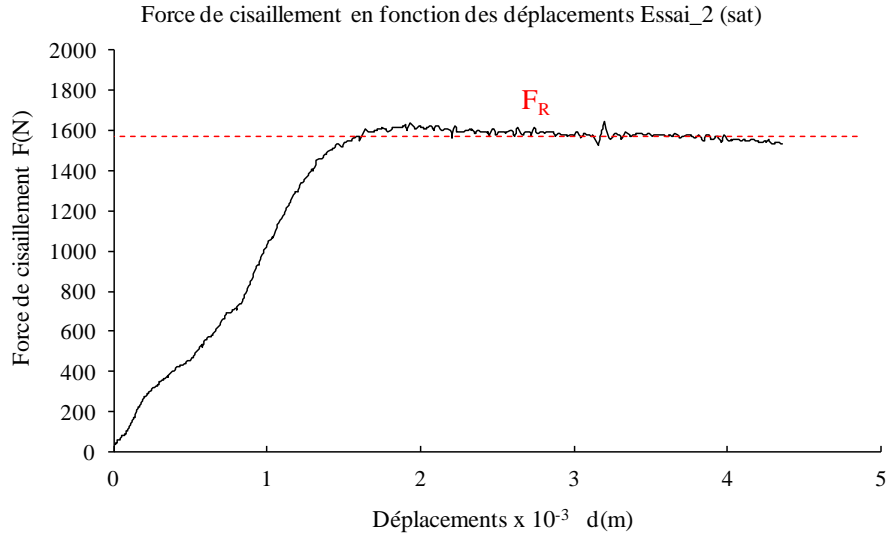


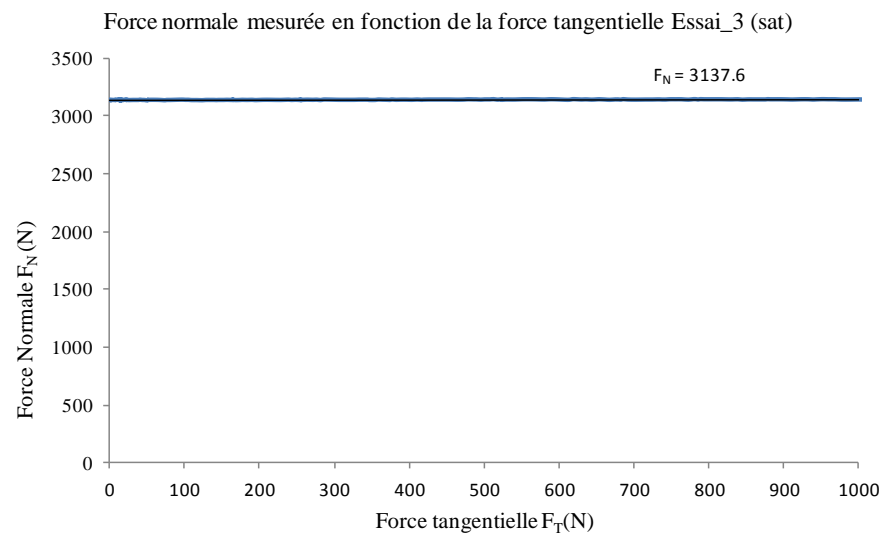
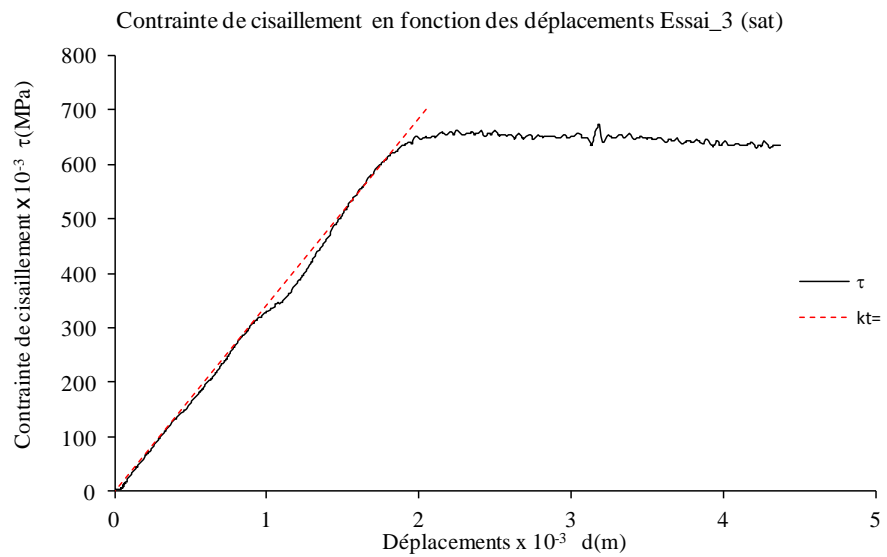
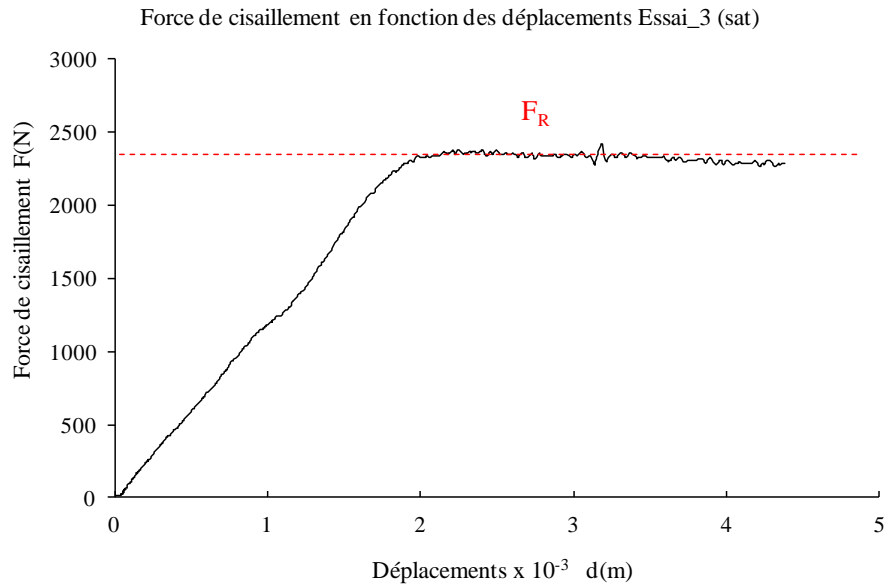




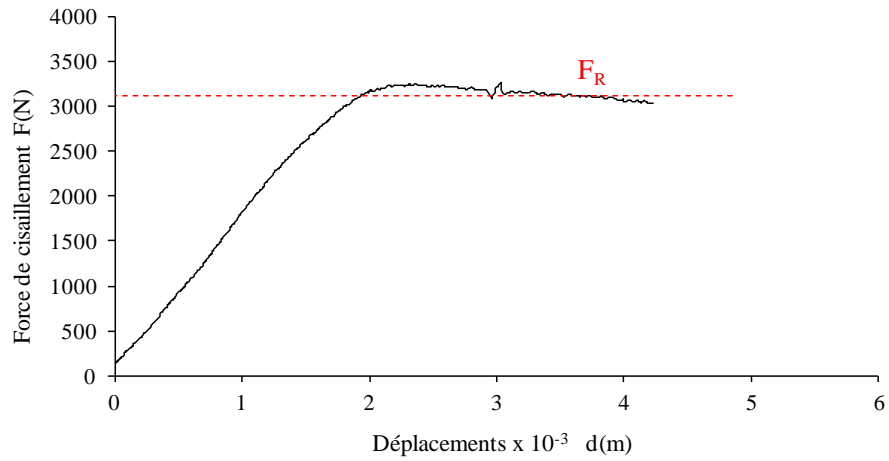




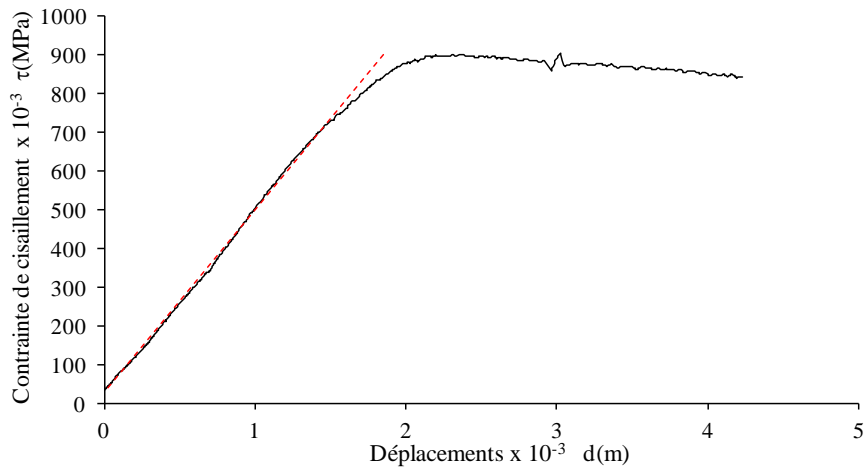




Force de cisaillement en fonction des déplacements Essai_4 (sat)



Contrainte de cisaillement en fonction des déplacements Essai_4 (sat)



Force normale mesurée en fonction de la force tangentielle Essai_4 (sat)

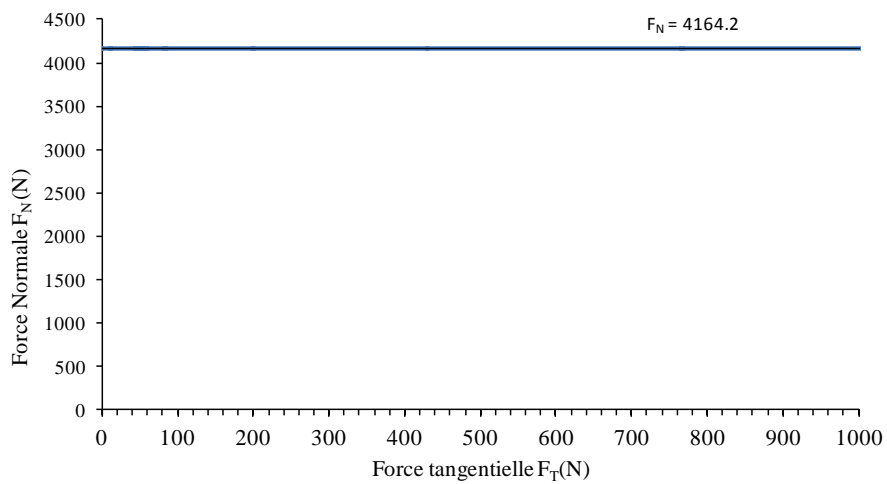


Tableau A3-5 Force de cisaillement en fonction de la teneur en eau

vitesse de cisaillement		Force de cisaillement (N) / teneur en eau							
$V_H(\text{mm/min})$	$V_H(\text{m/s}) \cdot 10^{-5}$	w= 21 %	w= 30 %	w= 36 %	w=15.73 %	w=15.80 %	w= 38 %	w= 41.5 %	w= 44.5 %
0.00	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.10	0.17	176.41	392.96	133.67	225.69	226.94	179.68	153.39	39.06
0.20	0.34	944.23	1200.59	1028.43	1099.39	896.31	1063.91	939.37	724.87
0.30	0.51	1742.86	1564.78	1412.28	1329.45	1390.74	1370.87	1401.04	1288.94
0.40	0.68	2102.95	1548.30	1411.50	1384.55	1474.65	1398.03	1450.33	1335.92
0.50	0.85	1749.03	1503.29	1423.97	1419.80	1469.75	1421.88	1451.27	1347.89
0.60	1.02	1750.19	1497.57	1430.29	1422.84	1433.29	1426.57	1433.83	1356.39
0.70	1.19	1699.50	1489.48	1427.13	1418.25	1436.17	1422.69	1425.13	1345.87
0.80	1.36	1637.78	1473.20	1406.63	1420.70	1422.30	1413.67	1437.97	1344.67
0.90	1.53	1609.35	1466.57	1390.33	1360.58	1416.82	1375.46	1429.55	1347.44
1.00	1.7	1598.06	1444.62	1386.00	1411.62	1406.33	1398.81	1419.23	1346.41
1.10	1.87	1589.15	1446.75	1389.94	1436.00	1399.76	1412.97	1427.93	1345.44
1.20	2.04	1551.88	1427.60	1378.24	1403.21	1371.64	1390.73	1439.90	1334.88
1.30	2.21	1526.38	1417.87	1377.38	1434.83	1361.87	1406.11	1438.22	1341.35
1.40	2.38	1517.88	1383.07	1360.69	1435.06	1371.33	1397.88	1427.78	1346.06
1.50	2.55	1532.58	1383.88	1373.69	1430.68	1355.16	1402.18	1440.88	1333.47