



HAL
open science

Modélisation de la stabilité des blocs rocheux isolés sur la paroi des excavations souterraines avec prise en compte des contraintes initiales et du comportement non linéaire des joints

Rima Ghazal

► **To cite this version:**

Rima Ghazal. Modélisation de la stabilité des blocs rocheux isolés sur la paroi des excavations souterraines avec prise en compte des contraintes initiales et du comportement non linéaire des joints. Sciences de la Terre. Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2013. Français. NNT : 2013ENMP0007 . pastel-00934081

HAL Id: pastel-00934081

<https://pastel.hal.science/pastel-00934081>

Submitted on 21 Jan 2014

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.

École doctorale n°398 : Géosciences et Ressources Naturelles

Doctorat ParisTech

T H È S E

pour obtenir le grade de docteur délivré par

l'École nationale supérieure des mines de Paris

Spécialité

« Technique et Economie de l'exploitation du Sous-sol »

présentée et soutenue publiquement par

Rima GHAZAL

le 26 février 2013

Modélisation de la stabilité des blocs rocheux isolés sur la paroi des excavations souterraines avec prise en compte des contraintes initiales et du comportement non linéaire des joints

* * *

Stability modeling of isolated rock blocks at the surface of underground excavations taking into account initial stresses and non-linear joint behavior

Directeur de thèse : **Michel TIJANI**

Co-encadrement de la thèse : **Faouzi HADJ-HASSEN**

Jury

M. A. MILLARD, Professeur, Ecole Polytechnique

Mme V. Merrien-SOUKATCHOFF, Professeur, Ecole des mines de Nancy

M. J.-P PIGUET, Professeur, Ecole des mines de Nancy

M. D. BILLAUX, Docteur, ITASCA

M. T. YOU, Ingénieur, GEOSTOCK

M. M. TIJANI, Directeur de recherches, MINES ParisTech

M. F. HADJ-HASSEN, Docteur, MINES ParisTech

Rapporteur

Rapporteur

Président

Examineur

Examineur

Examineur

Examineur

**T
H
È
S
E**

MINES ParisTech

Centre de Géosciences

35 rue Saint Honoré, 77305 Fontainebleau, France

A mes très chers Sami, Hayat et Ghassan Ghazal
A la mémoire de Laurice Whaïbé

*Paris change ! mais rien dans ma mélancolie
N'a bougé ! Palais neufs, échafaudages, blocs,
Vieux faubourgs, tout pour moi devient allégorie
Et mes chers souvenirs sont plus lourds que des rocs.*
Charles Baudelaire, Le Cygne

Remerciements

Cette thèse a été effectuée au centre de Géosciences de MINES ParisTech au sein de l'équipe Géologie de l'Ingénieur et Géomécanique. Je tiens à remercier, dans ces quelques lignes, plusieurs personnes qui ont contribué directement ou derrière les coulisses à la réussite de ce travail.

En premier lieu, je remercie profondément mon directeur de thèse Michel Tijani pour m'avoir guidée et encouragée tout au long de cette thèse. L'apport scientifique de ce mémoire n'aurait pu voir le jour sans sa contribution. Merci aussi pour la confiance qui m'a été essentielle pour progresser et pour la sévérité car c'est le catalyseur de la productivité. Je remercie mon maître de thèse Faouzi Hadj-Hassen qui a lancé l'idée de cette thèse et m'a encouragée à commencer le doctorat. Merci aussi pour m'avoir toujours incitée à aller plus loin. J'espère que nous garderons ces liens amicaux développés depuis mon stage au centre de Géosciences. Je ne peux qu'être très reconnaissante à mes deux encadrants pour leurs grandes qualités humaines et pour leur support continu surtout durant la période de « force majeure ».

Je voudrais aussi exprimer ma reconnaissance à l'ancien directeur du centre de Géosciences Damien Goetz et au directeur actuel Hedi Sellami ainsi qu'à l'ensemble des chercheurs, techniciens et secrétaires du centre pour leur accueil chaleureux et pour m'avoir procuré les meilleures conditions de travail. Je remercie Olivier Stab qui était toujours disponible pour m'apporter des éclairages concernant l'élaboration de maillages en 3D. Je pense aussi en particulier à Dominique Vassiliadis, Catherine Le Caer, Catherine Quantin et Marie-Philomène Petitimbart.

J'adresse mes sincères salutations aux membres du jury pour avoir accepté d'évaluer mon travail de doctorat et avoir assisté à ma soutenance. Je remercie Jacques-Pierre Piguet qui m'a fait l'honneur de présider le jury. J'adresse également un grand merci à mes rapporteurs Alain Millard et Véronique Merrien-Soukatchoff qui ont corrigé ce travail et y ont apporté leurs commentaires précieux. Merci aussi aux examinateurs Thierry You et Daniel Billaux pour avoir accepté de relire cette thèse et pour leurs questions intéressantes lors de la soutenance.

Durant cette thèse, j'ai eu l'occasion d'être en contact avec différentes sociétés qui ont contribué à enrichir ce travail. J'adresse toute ma gratitude à la société Itasca qui m'a fourni son logiciel 3DEC. Je suis particulièrement reconnaissante à Fabian Dedecker pour avoir suivi à distance mon travail avec 3DEC et pour sa patience à répondre à mes emails remplis de questions. Je remercie aussi vivement la société Rocscience qui m'a fourni le logiciel UNWEDGE. Merci également à la société Geostock qui a montré de l'intérêt pour cette thèse et m'a fourni les données de l'application sur un cas réel. Je remercie en particulier Nicolas Gatelier pour nos échanges et pour m'avoir accueillie à plusieurs reprises au sein de la société.

Je voudrais remercier mes chers collègues et amis du laboratoire dont la présence a arrosé de douceur et de bonne humeur les journées de travail. Ha, Khouzama, Malek, Dhaker, Anis, Florent, Gilles, Louis, Manon, Salim, Gaetan, Abed et Xin-Yu, you rock!

A Laura particulièrement un gigantesque merci pour avoir toujours su boulonner mes blocs instables. Merci pour tous nos échanges scientifiques et amicaux et pour toute ma collection de cartes postales! Cette amitié bâtie sur du roc perdurera encore et encore!

A mes très chers amis Yasmin, Elisabeth, Marie-Thérèse, Shadi, Dina, Eva, Alexandra, Georges A. et Georges H., merci vivement d'avoir été pour moi des rayons de soleil tout au long de mon séjour à Paris. Nos éclats de rire retentiront toujours dans ma mémoire.

A mes amis brésiliens qui m'ont couvert de leur gentillesse et de leur belle musique, j'adresse mes remerciements pour les deux années formidables passées à la maison du Brésil. Merci particulièrement à Daniel et Ana-Carolina.

Et à Florent merci pour m'avoir accompagnée dans mes aventures sélènes et pour ces milliers de nébuleuses musicales !

Finalement, j'adresse toute ma reconnaissance à mes parents Hayat et Sami et mon frère Ghassan pour leur soutien et affection constants. Vous êtes pour moi plus qu'une famille, un idéal de vie. Je leur dédie cette thèse. Je la dédie aussi à ma grand-mère Laurice comme témoignage de ma gratitude et de ma grande estime. Même si j'étais trop loin pour lui dire le dernier au revoir, sa belle mémoire m'a accompagnée tout au long de cette thèse et m'accompagnera encore pour longtemps.

Résumé

Le creusement d'une cavité souterraine dans un milieu rocheux discontinu entraîne la formation de blocs à la surface de l'excavation susceptibles de tomber et de causer des instabilités. La modélisation d'une telle structure, en prenant en compte tous les blocs situés autour de l'excavation et leurs interactions, est un problème lourd à cause de la configuration géométrique tridimensionnelle très complexe et du comportement non linéaire des joints.

Comme l'instabilité est souvent amorcée par la chute de blocs situés au niveau de la surface de l'excavation, l'approche des Blocs Isolés constitue une simplification largement adoptée. Elle consiste à étudier chaque bloc ayant une face libre indépendamment des autres, en considérant qu'il est rigide et que le reste de la masse rocheuse est rigide et fixe. Néanmoins, toutes les méthodes existantes basées sur cette approche présentent plusieurs insuffisances dont la plus importante est la non prise en compte des contraintes initiales de façon rigoureuse.

Une nouvelle méthode adoptant l'approche des Blocs Isolés est présentée dans cette thèse. L'historique de chargement du bloc est pris en compte en considérant que le passage de l'état initial, avant excavation, à l'état final, après excavation, se fait par le déconfinement de la face libre du bloc. Les efforts sur les faces en contact avec la masse rocheuse sont alors modifiés en respectant l'équilibre des forces et des moments, les lois de comportement normal et en cisaillement des joints et le mouvement de corps solide du bloc. On aboutit ainsi à un système d'équations dont les seules inconnues sont les vecteurs translation et rotation du bloc. Les contraintes finales sur les faces sont alors déduites. Le calcul numérique des intégrales de surface est effectué en maillant les faces du bloc en des éléments connus et en utilisant les points de Gauss. Il est ainsi possible d'étudier toute forme géométrique de bloc qu'elle soit convexe ou concave.

Deux modèles basés sur cette méthode sont présentés. Le premier modèle considère un comportement linéaire élastique des joints. L'évaluation de la stabilité se fait alors *a posteriori* en vérifiant si les critères de plasticité (Mohr-Coulomb) et de contact unilatéral sont violés. Ce modèle est validé par rapport à un modèle exact utilisant la méthode des Éléments Finis. Des études paramétriques montrent l'influence des rigidités des joints et des contraintes initiales sur la stabilité du bloc. Des comparaisons avec les méthodes conventionnelles des Blocs Isolés sont également effectuées. On met en évidence, d'une part, les insuffisances de ces méthodes et, d'autre part, le fait qu'elles ne sont pas toujours sécuritaires comme il est communément admis.

Le deuxième modèle considère un comportement non linéaire des joints, plus représentatif de la réalité : hyperbolique dans la direction normale et élastoplastique en cisaillement. La dilataance des joints est aussi prise en compte. La méthode numérique adoptée pour résoudre le système non linéaire consiste en une intégration explicite dans le temps cinématique (correspondant au taux de déconfinement) avec des pas de déchargement constants. Le calcul est arrêté dès lors que la compatibilité entre contraintes statiquement admissibles et plastiquement admissibles n'est plus possible. La non linéarité nécessite d'effectuer un nombre élevé de pas de déconfinement mais le temps de calcul reste très raisonnable. La méthode convergence-confinement est appliquée pour évaluer la stabilité et le soutènement nécessaire. Des études paramétriques montrent que le modèle non linéaire est plus pertinent que le modèle linéaire. La prise en compte d'un soutènement (en particulier des boulons travaillant en traction) est aussi intégrée au code et le résultat est comparé à celui de la méthode convergence-confinement. La méthode des Éléments Distincts appliquée à un seul bloc permet de valider le nouveau modèle et de montrer que l'hypothèse de rigidité du bloc est sécuritaire par rapport à un calcul avec roche déformable.

Par la suite, la nouvelle méthode est appliquée à l'étude de stabilité d'un ensemble de blocs autour d'une excavation souterraine. Pour tester sa validité dans ce cas général, le résultat est comparé avec celui de la méthode des Éléments Distincts (3DEC) utilisée pour modéliser un ensemble de blocs interagissant entre eux. On montre qu'un calcul itératif avec la nouvelle méthode, par éliminations successives des blocs instables, ou un calcul par regroupement de blocs adjacents, permet de rendre compte des interactions entre blocs. Pour l'exemple étudié, le résultat est sécuritaire par rapport au calcul exact qui prend en compte tous les blocs. La dernière application concerne l'analyse d'un cas réel de chute de bloc dans une cavité minée.

NOMENCLATURE

Lettres romaines

Symbole	Définition	Unité
\vec{a}	Vecteur unitaire définissant la direction du boulon	-
c	Cohésion	[Pa]
CAP	Capacité maximale du soutènement	[Pa]
CRT	Variable de contrôle du dépassement du critère pour le modèle ISOBLOC Non Linéaire	[Pa]
E	Module d'Young	[Pa]
$\underline{\underline{E}}$	Matrice de rigidité du soutènement	[N.m ⁻¹]
e_0	Fermeture maximale du joint	[m]
FS	Facteur de sécurité	-
F_S	Force de soutènement	[N]
$F(\vec{\sigma})$	Fonction de charge	[Pa]
\vec{F}_0	Variation des efforts extérieurs agissant sur le bloc entre l'état initial (avant excavation) et l'état final (après excavation)	[N]
$\underline{\underline{G}}$	Matrice de rigidité du système linéaire dans le modèle ISOBLOC Non Linéaire	[N.m ⁻¹]
H_0	Hauteur d'un bloc symétrique en 2D (distance entre la face libre et le sommet opposé)	[m]
H	Profondeur de l'excavation (mesurée à partir du mur)	[m]
$\underline{\underline{H}}$	Tenseur de la loi de comportement linéaire élastique du joint	[N.m ⁻¹]
$\underline{\underline{I}}$	Tenseur unité	-
K_0	Rapport des contraintes initiales horizontales sur les contraintes initiales verticales	-
K_b	Rigidité axiale du boulon	[N.m ⁻¹]
K_n	Rigidité normale du joint (modèle de comportement normal linéaire du joint)	[N.m ⁻¹]

K_{n0}	Rigidité normale correspondant à une contrainte normale nulle (modèle de comportement normal hyperbolique du joint)	[N.m ⁻¹]
$K_n (\sigma_n)$	Rigidité normale correspondant à une contrainte normale σ_n (modèle de comportement normal hyperbolique du joint)	[N.m ⁻¹]
K_t	Rigidité tangentielle du joint	[N.m ⁻¹]
\vec{M}_0	Variation des moments extérieurs agissant sur le bloc entre l'état initial (avant excavation) et l'état final (après excavation)	[N.m ⁻¹]
N	Nombre de pas de calcul	-
\vec{n}	Vecteur unitaire normal à la surface du bloc et dirigé vers l'extérieur dans le modèle ISOBLOC	-
P	Poids	[N]
$P(\vec{\sigma})$	Potentiel plastique	[Pa]
P_e	Pression à l'équilibre appliquée sur le soutènement	[Pa]
p_s	Pression de soutènement appliquée sur la surface libre	[Pa]
p_f	Pression de fluide appliquée sur la surface des discontinuités	[Pa]
p_{smin}	Pression de soutènement minimale pour avoir la stabilité	[Pa]
p_{smax}	Pression de soutènement maximale	[Pa]
\underline{R}	Matrice de rigidité du système linéaire dans ISOBLOC Linéaire	[N.m ⁻¹]
\vec{U}	Vecteur déplacement du point de référence du bloc	[m]
\vec{u}	Vecteur déplacement d'un point donné du bloc	[m]
u_n	Déplacement normal d'un point donné du bloc	[m]
\vec{u}_t	Vecteur déplacement tangentiel d'un point donné du bloc	[m]
\vec{W}	Vecteur rotation du bloc	[rad]
\vec{x}	Vecteur position d'un point du bloc par rapport à l'origine (centre de référence du bloc)	[m]

Lettres grecques

Symbole	Définition	Unité
α	Demi-angle au sommet pour un bloc symétrie en 2D au toit	[°]
$\vec{\varepsilon}$	Discontinuité du déplacement lorsqu'on passe du bloc étudié vers l'extérieur (solide immobile)	[m]
ϕ	Angle de frottement	[°]
ϕ_{min}	Angle de frottement minimale pour avoir l'élasticité en tout point du bloc en supposant une cohésion nulle	[°]
λ	Taux de déchargement (ou de déconfinement) de la face libre du bloc variant entre $\lambda = 0$ à l'état initial (avant excavation) et $\lambda = 1$ à l'état final (après excavation)	-
λ_{crit}	Taux de déconfinement « critique », pour lequel le critère de plasticité est atteint en un point du bloc	-
λ_{glob}	Taux de déconfinement « global », pour lequel le comportement du bloc est significativement modifié	-
λ_{inst}	Taux de déconfinement pour lequel le bloc devient instable	-
ρ	Masse volumique	[Kg.m ⁻³]
$\underline{\sigma}_0$	Tenseur des contraintes initiales	[Pa]

$\Delta\vec{\sigma}$	Variation des contraintes en un point du bloc entre l'état initial et l'état final	[Pa]
σ_n	Contrainte normale (à l'état final) en un point du bloc	[Pa]
$\vec{\sigma}_t$	Vecteur contrainte tangentielle (à l'état final) en un point du bloc	[Pa]
$\vec{\tau}$	Vecteur unitaire du vecteur contrainte tangentielle en un point du bloc	[Pa]
Σ_J	Ensemble des surfaces de discontinuités d'un bloc donné	-
Σ_L	Ensemble des surfaces libres d'un bloc donné (surfaces en contact avec l'excavation)	-
$\partial\Omega$	Frontière délimitant le bloc ($\partial\Omega=\Sigma_J+\Sigma_L$)	-
ν	Coefficient de Poisson	-
ψ	Angle de dilatance	[°]

TABLE DES MATIÈRES

Introduction	7
I Stabilité des blocs multiples et isolés - État de l'art	11
I.1 Introduction	11
I.2 Méthodes de blocs multiples	13
I.2.1 Méthode des Éléments Distincts (DEM) - Approche dynamique	14
I.2.1.1 Principe et cycles de calcul	14
I.2.1.2 Détection et ajustement des contacts	15
I.2.1.3 Problèmes d'amortissement	17
I.2.1.4 Conclusion	18
I.2.2 Approches énergétiques	19
I.2.2.1 Méthode de l'analyse des déformations discontinues (DDA)	19
I.2.2.2 Méthode du logiciel BRIG3D	21
I.2.3 Conclusion	22
I.3 Méthodes de Blocs Isolés	22
I.3.1 Méthode des Blocs Clés	24
I.3.1.1 Méthode classique des Blocs Clés	24
I.3.1.2 Méthode des Blocs Clés avec introduction des contraintes	32
I.3.1.3 Méthode des Blocs Clés avec introduction de la rotation	34
I.3.1.4 Étude d'un système de blocs multiples avec l'approche des Blocs Clés	37
I.3.1.5 Conclusion	37
I.3.2 Méthodes déterministes	39
I.3.2.1 Méthode déterministe de Brady et Brown	39
I.3.2.2 Méthode du logiciel GAFIS	40
I.3.2.3 Conclusion	42
I.3.3 Méthode de Relaxation	42
I.3.3.1 Principe de la méthode de Relaxation	42

I.3.3.2	Calcul des efforts de l'étape initiale	44
I.3.3.3	Études paramétriques	45
I.3.3.4	Comparaison avec des modèles numériques	46
I.3.3.5	Application à un bloc 3D	47
I.3.3.6	Conclusion	48
I.3.4	Synthèse	48
II	Modèle ISOBLOC Linéaire	51
II.1	Introduction	51
II.2	Le développement du nouveau modèle ISOBLOC	52
II.2.1	Équations d'équilibre	53
II.2.2	Lois de comportement des joints	54
II.2.3	Mouvement du bloc en corps solide (translation et rotation)	55
II.2.4	Système linéaire	56
II.3	Intégration numérique	57
II.4	Quantification de la stabilité	58
II.4.1	Angle de frottement critique	59
II.4.2	Facteur de sécurité	60
II.4.3	Calcul d'un taux de déconfinement critique	60
II.4.4	Pression de soutènement	61
II.5	Étude analytique des paramètres	62
II.5.1	Étude du rapport des rigidités K_n/K_t	63
II.5.2	Étude du paramètre K_0	64
II.6	Validation en 2D	64
II.6.1	Étude de la distribution des contraintes	65
II.6.2	Étude du mouvement du bloc	67
II.6.3	Étude du facteur de sécurité	67
II.6.4	Comparaison entre différents blocs	69
II.7	Étude analytique comparative d'un bloc symétrique en 2D	71
II.7.1	Étude avec ISOBLOC	71
II.7.1.1	État initial	71
II.7.1.2	État final	72
II.7.2	Étude avec la méthode de Relaxation	76
II.7.2.1	État initial	76
II.7.2.2	État final	78
II.7.3	Étude avec la méthode déterministe de GAFIS	78
II.7.4	Étude avec la méthode des Blocs Clés	79
II.7.5	Comparaison entre les méthodes	79
II.7.5.1	Facteur de sécurité	79
II.7.5.2	Forces de soutènement	81
II.7.6	Conclusion	82
II.8	Études paramétriques en 3D et comparaisons	83
II.8.1	Étude d'un bloc au toit	83
II.8.2	Influence de la position du bloc à la paroi de la galerie	87
II.8.2.1	Étude en fonction de la position	87

II.8.2.2	Étude du bloc correspondant à $\theta = 45^\circ$	89
II.8.2.3	Étude du bloc correspondant à $\theta = 90^\circ$	91
II.8.3	Étude d'un bloc non symétrique	92
II.8.4	Conclusion	93
II.9	Synthèse	94
III	Modèle ISOBLOC Non Linéaire	99
III.1	Introduction	99
III.2	Développement du modèle ISOBLOC Non Linéaire	101
III.2.1	Enoncé général du problème	101
III.2.2	Loi rhéologique implémentée	103
III.2.2.1	Phase élastique non linéaire	103
III.2.2.2	Phase plastique (Glissement)	104
III.2.2.3	Cas de décollement	105
III.2.3	Résolution numérique du problème	106
III.2.3.1	Résolution dans le temps cinématique	106
III.2.3.2	Calcul des intégrales de surface	107
III.3	Quantification de la stabilité	107
III.3.1	Taux de déchargement critiques	107
III.3.1.1	Calcul de λ_{crit}	107
III.3.1.2	Calcul de λ_{glob}	107
III.3.1.3	Calcul de λ_{inst}	108
III.3.2	Pression de soutènement P_{min}	108
III.4	Dimensionnement du soutènement	108
III.4.1	Application de la méthode convergence-confinement	109
III.4.1.1	Généralités sur la méthode convergence-confinement	109
III.4.1.2	Méthode convergence-confinement pour ISOBLOC	110
III.4.2	Introduction du soutènement dans ISOBLOC	111
III.5	Influence de la discrétisation sur les résultats	112
III.5.1	Exemple étudié	113
III.5.2	Discrétisation temporelle	113
III.5.3	Discrétisation spatiale	114
III.6	Études paramétriques	115
III.6.1	Étude d'un bloc symétrique avec des contraintes initiales isotropes	116
III.6.1.1	Convergence-confinement en élasticité	117
III.6.1.2	Convergence-confinement en élastoplasticité	118
III.6.2	Étude d'un bloc incliné avec des contraintes initiales non isotropes	122
III.6.2.1	Étude des taux de déconfinement λ_{crit} et λ_{glob}	123
III.6.2.2	Étude de la répartition du critère en fonction du taux de déconfinement	123
III.6.2.3	Effet de la dilatance	125
III.6.2.4	Courbes convergence-confinement pour plusieurs points de la face libre	125
III.7	Application au dimensionnement du soutènement	127
III.7.1	Notions pratiques sur le soutènement des blocs	127
III.7.2	Étude d'un schéma de boulonnage	128
III.7.2.1	Application de la méthode convergence-confinement	128

III.7.2.2	Comparaison avec les méthodes à l'équilibre limite	129
III.7.2.3	La prise en compte du soutènement dans ISOBLOC	130
III.8	Synthèse	131
IV	Applications	135
IV.1	Introduction	135
IV.2	Comparaison entre ISOBLOC et 3DEC pour un bloc isolé	136
IV.2.1	Étude du déplacement	137
IV.2.2	Comparaison des contraintes	139
IV.2.3	Validation de la prise en compte du soutènement dans ISOBLOC	140
IV.2.4	Conclusion	140
IV.3	Étude d'une galerie souterraine avec ISOBLOC et 3DEC	141
IV.3.1	Présentation du cas d'étude	141
IV.3.2	Modélisation avec 3DEC	142
IV.3.2.1	Choix des limites du modèle	142
IV.3.2.2	Modèle rigide avec 3DEC	142
IV.3.2.3	Modèle déformable avec 3DEC	145
IV.3.3	Modélisation avec ISOBLOC	146
IV.3.3.1	Récupération des blocs à la surface du tunnel	146
IV.3.3.2	Évaluation de la stabilité	147
IV.3.3.3	Comparaison avec les résultats de 3DEC rigide	148
IV.3.4	Modélisation avec ISOBLOC de « blocs multiples »	149
IV.3.4.1	Calcul itératif par éliminations successives de blocs instables et com- paraison avec 3DEC rigide	149
IV.3.4.2	Comparaison avec le résultat de 3DEC déformable	152
IV.3.4.3	Regroupement de blocs	153
IV.3.5	Conclusion	155
IV.4	Étude d'un cas réel de chute de blocs	156
IV.4.1	Présentation du cas d'étude	156
IV.4.2	Génération de la géométrie	157
IV.4.3	Étude avec ISOBLOC	157
IV.5	Synthèse	159
	Conclusions et perspectives	163
	Annexes	167
A	Méthodes de génération des blocs	167
A.1	Génération des discontinuités	167
A.2	Génération des blocs	168
A.2.1	Méthode de représentation frontière	168
A.2.2	Approches topologiques récentes	169
A.2.3	Méthode de divisions successives de l'espace	170
A.2.4	Méthode de discrétisation de l'espace	171
A.2.5	Génération de blocs avec un nombre prédéterminé de faces	172
A.3	Conclusion	173
B	Ordres de grandeur pour les rigidités des joints	174

TABLE DES MATIERES

B.1	Rigidité normale et fermeture maximale	174
B.2	Rigidité tangentielle	175
B.3	Conclusion	175
C	Intégration numérique	176
C.1	Généralités sur les intégrales de surface	176
C.2	Propriétés des points de Gauss et fonctions d'interpolation pour différents éléments réduits	177
C.2.1	Points de Gauss et fonctions d'interpolation pour un triangle	177
C.2.2	Points de Gauss et fonctions d'interpolations pour un carré	178
Références		185

INTRODUCTION

La chute de blocs situés à la paroi des excavations souterraines est un problème courant dans les milieux rocheux fracturés. En effet, l'intersection des discontinuités avec la surface d'une excavation conduit à la formation de blocs susceptibles de se déplacer le long de leurs faces vers le vide et de causer des instabilités dans la structure. L'analyse du comportement de ces blocs est essentielle pour choisir la direction optimale de l'excavation et dimensionner le soutènement.

Les méthodes exactes qui modélisent tous les blocs autour de l'excavation ainsi que leurs interactions sont assez lourdes à mettre en œuvre à cause de la géométrie tridimensionnelle complexe de la structure et de la non linéarité du problème. Par ailleurs, aux incertitudes habituelles concernant les propriétés des matériaux, dans les milieux souterrains fracturés, s'ajoutent les incertitudes relatives à l'emplacement et à la distribution des discontinuités. Par conséquent, même si une méthode exacte est utilisée, le résultat restera incertain. L'ingénieur préfère alors avoir recours une méthode simplifiée qui donne un résultat sécuritaire.

La simplification la plus courante consiste à étudier chaque bloc situé à la surface de l'excavation en considérant qu'il est rigide et qu'il est entouré par une masse rocheuse rigide et fixe. Il s'agit de l'approche des Blocs Isolés. On suppose que la stabilisation des blocs étudiés individuellement permet d'assurer la stabilité de toute la structure. Néanmoins, la plupart des méthodes dans la littérature adoptant cette approche ignorent l'historique de chargement du bloc. Par conséquent, les contraintes initiales et les lois de comportement des joints ne sont pas prises en compte. Pour justifier cette simplification, il est commun de dire que les contraintes initiales ne sont pas élevées dans les milieux rocheux où les instabilités de blocs ont souvent lieu et que, de toute manière, il est plus sécuritaire de les ignorer. D'une part, ces justifications ne sont pas rigoureuses et limitent l'utilisation de l'approche à un domaine d'application restreint et, d'autre part, la non prise en compte des contraintes initiales rend le problème indéterminé. Ces méthodes ont alors recours à des hypothèses supplémentaires pour s'affranchir de cette indétermination : mouvements limités à la translation, efforts uniformes sur chaque face, non prise en compte de l'équilibre des moments... D'autres méthodes qui intègrent le comportement des joints ne considèrent pas l'historique des efforts de façon rigoureuse et sont limitées à des cas particuliers de blocs.

Le but de la thèse est de reprendre le problème de stabilité des blocs avec l'approche des Blocs Isolés après avoir montré les insuffisances des méthodes existantes. Un nouveau modèle considérant l'historique des efforts sur les faces du bloc est développé. Deux versions du modèle sont proposées, la première avec un comportement linéaire élastique des joints et la deuxième avec un comportement non linéaire. Le plan de la thèse se présente alors comme suit.

Le chapitre I est consacré à une revue bibliographique des méthodes existantes pour l'analyse de la stabilité des blocs autour des excavations souterraines. Nous commençons par présenter les méthodes de blocs multiples qui considèrent simultanément tous les blocs autour d'une excavation en prenant en compte leurs interactions. Leur complexité est mise en évidence afin de justifier le recours à l'approche des Blocs Isolés. Cette approche est alors explicitée en montrant que le problème est indéterminé s'il est résolu en considérant uniquement les équations d'équilibre. Ensuite, les différentes méthodes de Blocs Isolés sont présentées en insistant sur leurs limites : méthode des Blocs Clés, méthode de Relaxation et méthode déterministe. Premièrement, concernant la méthode des Blocs Clés, nous présentons la procédure d'analyse basée essentiellement sur la géométrie du bloc et sur la direction des forces qui y sont appliquées et qui nécessite de faire une analyse cinématique *a priori* pour choisir le mode de mouvement limité à de simples translations. Nous montrons que les tentatives d'amélioration qui y ont été apportées (prise en compte de la rotation et des contraintes initiales) ne sont pas assez rigoureuses. Nous présentons aussi quelques études de validation ainsi que certaines procédures développées pour étudier un ensemble de blocs interagissant entre eux avec cette méthode. Deuxièmement, les approches déterministes qui considèrent qu'une partie des contraintes sur les faces du bloc peut être connue par des données extérieures ou par des approximations sont présentées. Nous montrons que leur application est uniquement possible pour des cas très particuliers de blocs. Troisièmement, la méthode de Relaxation qui permet la prise en compte du comportement des joints est explicitée et ses insuffisances sont analysées. Les études paramétriques effectuées dans le cadre de cette méthode sont résumées pour mettre en évidence la forte influence des rigidités des joints et des contraintes initiales sur la stabilité. En analysant toutes ces méthodes, nous arrivons à la conclusion qu'aucune ne permet de résoudre le problème mécanique simple du bloc isolé de façon rigoureuse.

Le chapitre II présente une nouvelle méthode adoptant l'approche des Blocs Isolés que l'on désigne par ISOBLOC. En partant du fait que les contraintes initiales sur les joints sont connues à l'état initial avant excavation, le passage à l'état final après excavation est modélisé par le déchargement des faces correspondantes du bloc. Les efforts sur les faces non libres sont alors déterminés en considérant simultanément les équations d'équilibre, les lois de comportement linéaires élastiques des joints et le mouvement de corps solide (translation et rotation). Nous montrons qu'avec la méthode numérique développée il est possible d'étudier n'importe quelle géométrie de bloc en 3D quelle que soit sa complexité. Les critères de quantification de la stabilité du bloc sont détaillés. La validation de la méthode est faite par comparaison à un calcul exact utilisant la méthode des Éléments Finis. Par ailleurs, un simple exemple de bloc symétrique en 2D permet de mettre en évidence les différences entre la nouvelle méthode et les méthodes classiques de Blocs Isolés. Des études paramétriques en 3D sont enfin effectuées pour montrer l'influence des contraintes initiales, des rigidités des joints et de la position du bloc autour de l'excavation sur le comportement du bloc. Les résultats sont comparés à ceux de la méthode des Blocs Clés.

Le chapitre III présente une amélioration de la méthode ISOBLOC en y intégrant un comportement non linéaire des joints, plus réaliste. Nous considérons que la contrainte normale suit une loi hyperbolique en fonction du déplacement normal avec prise en compte des situations de décollement. Dans la direction tangentielle, nous considérons une loi de comportement élastoplastique avec comme critère

de plasticité le critère de Mohr-Coulomb et comme potentiel plastique le critère de Colomb associé à la dilatance. La méthode numérique adoptée pour résoudre ce problème non linéaire est une méthode d'intégration explicite avec des pas de déchargement constants. Une étude paramétrique concernant le nombre de pas de calcul et la taille des mailles est effectuée. Les critères pour juger de l'instabilité du bloc sont aussi présentés. La méthode convergence-confinement appliquée pour l'étude d'un bloc isolé est détaillée en montrant qu'elle permet d'estimer le soutènement nécessaire. Des études de sensibilité sur les paramètres mécaniques des joints sont effectuées et les résultats sont comparés à ceux du modèle linéaire. Par ailleurs, une méthode pour l'intégration d'un soutènement dans le code ISOBLOC en faisant appel à sa loi de comportement est proposée. En particulier, nous développons la matrice de rigidité relative à la mise en place de boulons travaillant en traction. Un exemple d'application au soutènement permet de comparer l'approche de convergence-confinement à l'approche d'intégration du soutènement dans le code.

Le chapitre IV commence par une étude de validation du nouveau modèle par rapport à la méthode des Éléments Distincts appliquée pour un bloc isolé, en montrant que la prise en compte d'une roche rigide est sécuritaire par rapport à une roche déformable. La méthode d'intégration du soutènement dans ISOBLOC est aussi validée. Ensuite, la méthode des Éléments Distincts est utilisée pour étudier la stabilité d'une cavité souterraine excavée dans un milieu rocheux intercepté par plusieurs familles de discontinuités. Le logiciel 3DEC est utilisé pour la génération de la géométrie et pour l'étude de la stabilité des blocs. La méthode ISOBLOC est appliquée pour étudier un à un les blocs en contact avec l'excavation et les résultats sont comparés à ceux de 3DEC. Des calculs itératifs par éliminations successives de blocs instables ou par regroupement de blocs sont aussi effectués avec la méthode ISOBLOC. Le but est de vérifier si ces techniques permettent de rendre compte de l'influence de l'instabilité de certains blocs sur d'autres. Finalement, la méthode ISOBLOC est appliquée pour reproduire la chute de blocs qui a eu lieu dans un cas réel, au niveau du toit d'une cavité de stockage.

CHAPITRE

I

STABILITÉ DES BLOCS MULTIPLES ET ISOLÉS - ÉTAT DE L'ART

I.1 Introduction

La chute des blocs est un problème courant dans les cavités souterraines excavées dans les milieux rocheux fracturés. La modélisation de la stabilité des blocs est essentielle afin de prévoir le soutènement le plus convenable ou de choisir la direction de l'excavation la plus sécuritaire lors de la phase de conception. Notre étude concerne les masses rocheuses rigides interceptées par plusieurs discontinuités où la déformation du système a lieu essentiellement au niveau des discontinuités et non pas au niveau de la matrice rocheuse. Plusieurs méthodes de calcul existent suivant la densité de fracturation et la précision du résultat que l'on souhaite avoir.

L'analyse de la stabilité d'un milieu fracturé par homogénéisation en considérant un milieu continu n'est appropriée que lorsque la densité des discontinuités est élevée (Hadj-Hassen, 1988 [26], Barton, 1998 [5]). La notion de « forte ou faible densité » peut être précisée de manière quantitative par exemple en fonction d'un rapport entre deux longueurs : une distance caractéristique de la fissuration (espacement moyen, taille moyenne des blocs) et une longueur pertinente pour l'ouvrage souterrain étudié. On procède alors à la modélisation avec un milieu continu en adoptant pour ce milieu des propriétés mécaniques équivalentes à celle de la roche fracturée (Chalhoub, 2010 [11]). En effet, dans ce cas, le comportement du système s'apparente à celui d'une roche qui a de faibles caractéristiques mécaniques et le tout agit comme un milieu continu déformable. Les blocs qui pourraient chuter sont de très petites dimensions et ne présentent pas de risque majeur. L'option du milieu continu peut être également utilisée dans le cas de la présence d'un nombre réduit de discontinuités dans le terrain. Des éléments joints sont alors introduits dans le modèle comme dans la méthode des Éléments Finis (logiciel VIPLEF3D [66]).

Dans le cas où le terrain est moyennement fracturé, l'utilisation d'une approche discontinue devient nécessaire, comme indiqué dans la figure I.1. Le système agit comme un assemblage de blocs qui subissent des mouvements de translation et de rotation. Par conséquent, l'approximation par un milieu continu n'est pas représentative de la réalité. Dans ce contexte, il est nécessaire de considérer la présence de toutes les discontinuités. La stabilité du système est régie par la stabilité des blocs situés au niveau de la surface libre et l'identification de ces blocs est essentielle pour le calcul du soutènement. Par ailleurs, pour une analyse rigoureuse, il faudra traiter le problème en considérant son caractère tridimensionnel. Étant donné que la distribution des discontinuités est réellement en 3D, il n'existe pas de section particulière qui permette de rendre compte du comportement intégral de la structure. Ainsi, dans ce qui suit, nous nous intéresserons principalement aux méthodes d'analyse en 3D.

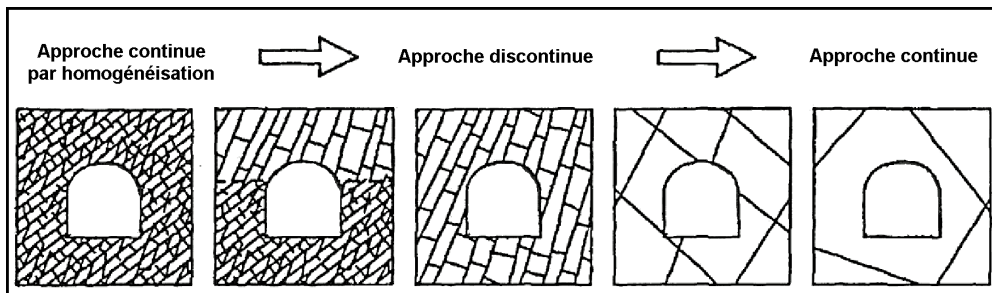


FIGURE I.1 – Modélisation par milieu continu ou discontinu (d'après Barton, 1998 [5])

La difficulté principale d'un problème en milieu discontinu vient de la géométrie. La complexité augmente lorsque la génération des blocs se fait en 3D. Par conséquent, les méthodes de modélisation qui prennent en compte tous les blocs sont assez lourdes d'autant plus que les incertitudes relatives aux données du problème nécessitent d'entreprendre plusieurs calculs. Des difficultés techniques sont aussi présentes dans la gestion de la géométrie et des contacts entre les blocs. Les méthodes les plus communément utilisées pour modéliser un milieu discontinu en prenant en compte la totalité des blocs sont les méthodes des Éléments Discrets utilisant une approche dynamique (méthode DEM) ou énergétique (méthode DDA et méthode du logiciel BRIG3D). Notons que le problème de stabilité des blocs est uniquement étudié dans cette thèse pour des conditions de chargement statique.

Une simplification du problème consiste à considérer uniquement les blocs en contact avec l'excavation et à étudier chacun indépendamment des autres. Il s'agit de la méthode des Blocs Isolés. En étudiant un bloc, tout le reste du massif est considéré rigide et fixe. La figure I.2 illustre le passage d'un milieu discontinu à un milieu où on considère les blocs situés à la surface de l'excavation individuellement. Plusieurs méthodes peuvent être classées dans cette catégorie : la méthode des Blocs Clés, la méthode de Relaxation et d'autres méthodes déterministes. Leur but est de donner une réponse rapide et conservative à la question de stabilité.

Signalons que le terme « bloc clé » (*keyblock*) a été initialement utilisé par Goodman et Shi (1985, [24]) pour désigner un bloc critique situé à la surface d'une excavation et dont l'instabilité est susceptible de causer l'instabilité d'autres blocs situés tout autour. Dans cette thèse, nous désignons par la méthode des Blocs Clés celle développée par Goodman et Shi (et par d'autres auteurs que nous citerons plus tard) et qui consiste à étudier les blocs situés à la surface de l'excavation en se basant essentiellement sur leur configuration géométrique. Dans la formulation classique de cette méthode, les conditions *in situ* et le comportement mécanique des joints ne sont pas pris en compte. Un de ses attraits est la possibilité d'étudier les blocs en considérant des combinaisons de joints sans information

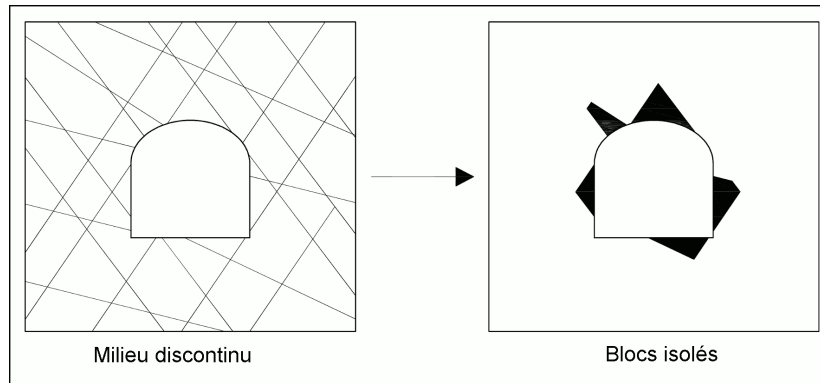


FIGURE I.2 – Modélisation d’un milieu discontinu par la méthode des Blocs Isolés

sur leurs espacements.

La méthode de Relaxation permet d’introduire l’état des contraintes initiales dans l’évaluation de la stabilité mais son développement a été limité pour des cas très simples de géométrie. La méthodologie pour solliciter les joints est même contestable.

D’autres approches déterministes considèrent que les contraintes sur les faces du bloc peuvent être connues par un calcul préliminaire notamment en élasticité dans un milieu continu.

Ce chapitre permet de faire une analyse critique des méthodes de stabilité des blocs en allant des méthodes exactes jusqu’aux méthodes simplificatrices. Le but est de montrer, d’une part, la complexité des méthodes qui considèrent tous les blocs et leur interactions et, d’autre part, les simplifications excessives des méthodes de Blocs Isolés présentes dans la littérature. Si l’approche des Blocs Isolés est acceptable en supposant qu’elle donne des résultats conservateurs, ses applications jusqu’à nos jours manquent de rigueur scientifique et ignorent souvent des paramètres essentiels tels que les contraintes initiales. Bien que le problème semble être simple (on n’étudie qu’un seul bloc à la fois), aucune méthode rigoureuse n’a encore été publiée à notre connaissance. C’est ici une affirmation forte qui sera justifiée mais qui doit rester modérée par le fait qu’elle ne concerne que les documents publiés qui ont été consultés pour l’étude bibliographique de la présente thèse.

I.2 Méthodes de blocs multiples

Le problème de stabilité des blocs n’est pas un problème indéterminé. Si on connaît exactement les données concernant la distribution géométrique des discontinuités, les contraintes initiales, les propriétés mécaniques de la roche et des joints et l’historique des conditions aux limites, le problème peut être résolu et les déplacements et contraintes finales calculés. La résolution analytique du problème étant le plus souvent complexe, on a recours à des méthodes numériques. L’utilisation de la méthode des Éléments Finis est possible mais n’est pas adaptée à ce genre de problèmes. Initialement conçue pour des milieux continus, l’évolution des contacts ne peut pas être gérée lorsque de grands déplacements ont lieu. De plus, l’utilisation de cette méthode nécessite de faire un modèle préliminaire pour la génération des discontinuités et le calcul des intersections. Les méthodes des Éléments Discrets formulées explicitement (méthode des Éléments Distincts, DEM) ou implicitement (Analyse des Déformations Discontinues, DDA) sont les plus utilisées dans le domaine des milieux rocheux discontinus (Jing, 2003 [36]). La méthode des Éléments Distincts développée initialement pour le calcul de systèmes dynamiques a été adaptée pour le calcul de systèmes en statique en utilisant les mêmes

formulations dynamiques. La méthode DDA et la méthode du logiciel BRIG3D moins connue, utilisent des approches statiques basées sur la minimisation de l'énergie potentielle du système de blocs. Par ailleurs, toutes ces méthodes appliquées à des modèles tridimensionnels sont d'une grande complexité et peuvent présenter certains défauts. Dans ce qui suit, nous présenterons brièvement les principales méthodes utilisées pour la modélisation d'un assemblage de blocs rocheux situés autour d'une excavation souterraine en mettant l'accent sur les difficultés d'un calcul comprenant tous les blocs. Dans cette présentation, la méthode des Éléments Distincts est la plus développée car elle sera utilisée dans le chapitre IV.

I.2.1 Méthode des Éléments Distincts (DEM) - Approche dynamique

I.2.1.1 Principe et cycles de calcul

La méthode des Éléments Distincts, DEM (*Distinct Element Method*), permet la modélisation d'un système discontinu formé par un assemblage de blocs rocheux rigides ou déformables. Cette méthode est classée dans la catégorie des méthodes d'Éléments Discrets explicites. Une approche dynamique est utilisée pour résoudre le problème numérique en dynamique ou en statique. Dans cette revue, nous nous intéresserons uniquement aux blocs rigides dans le cas statique.

Les équations dynamiques du mouvement en translation et en rotation sont formulées explicitement et résolues par une méthode de différence finie utilisant une notion de temps virtuel qui coïncide avec le temps réel lorsque le vrai problème est dynamique.

À la différence d'une approche continue où les discontinuités introduites à l'aide d'éléments « joints » restent invariables, dans la méthode DEM les contacts entre les blocs sont mis à jour à chaque cycle de calcul. Ainsi durant le processus de calcul, des blocs peuvent entrer en contact et d'autres qui étaient initialement en contact se séparer.

Concernant la résolution numérique, l'originalité de cette méthode par rapport à d'autres méthodes qui passent par la résolution d'un système linéaire dont la matrice doit être reformulée à chaque changement de connectivité, est que le stockage et la manipulation de matrices est évité en utilisant une méthode de relaxation dynamique (Cundall, 1987 [15]). En statique, le but est de déterminer l'ensemble des déplacements qui vont ramener le système à l'équilibre en respectant les lois constitutives des discontinuités et le cas échéant de repérer les blocs instables.

Chaque cycle de calcul se résume d'après Hart (1993, [27]) par les étapes représentées dans la figure I.3 et énoncées ci-après.

1. Pour chaque bloc, la somme des forces connues appliquées sur le bloc est calculée. Il s'agit de forces provenant de contacts avec d'autres blocs ainsi que du poids du bloc et d'autres éventuelles forces extérieures agissant sur le bloc. La somme des moments est également calculée au centre de gravité du bloc. On a ainsi le torseur des efforts exercés sur le bloc.
2. Les équations de la dynamique sont appliquées et intégrées explicitement dans le temps (réel ou virtuel) en utilisant une procédure de « différence finie centrale ». Notons que dans un cas statique, l'équilibre doit être respecté à tout moment (sommes des forces et moments nulles). C'est l'ignorance des vraies valeurs des forces agissant sur chaque bloc qui fait que celles-ci ne sont pas nulles, et qu'une accélération du bloc s'impose. L'utilisation des équations dynamiques avec un temps virtuel est alors uniquement une astuce numérique pour calculer des vitesses et déplacements qui vont ramener le système à l'équilibre. La vitesse de déplacement au centre de chaque bloc est exprimée en fonction de la vitesse au cycle précédent, de la somme des forces et de l'incrément de temps. Il en est de même pour la vitesse de rotation du bloc. L'incrément de

temps est choisi assez petit de façon à assurer la stabilité numérique. Ensuite, le déplacement du centre du bloc est déduit ainsi que sa rotation. La nouvelle position du bloc est alors mise à jour.

3. Connaissant les déplacements de tous les blocs, les déplacements relatifs au niveau des contacts sont déduits. En appliquant les lois de comportement des joints, les nouvelles forces au niveau des contacts sont calculées. Durant cette étape aussi, la connectivité des joints est gérée. Les points d'application des forces de contact peuvent changer, de nouveaux contacts être détectés et d'autres annulés. Notons que si deux blocs sont espacés d'une distance inférieure à une valeur critique prédéfinie, un contact est détecté même si les deux blocs ne se touchent pas. Dans ce dernier cas, une force de contact nulle lui est attribuée et il est suivi durant l'étape suivante.
4. On retourne de nouveau à l'étape première de calcul. Les nouvelles forces de contact sont utilisées pour l'évaluation des forces extérieures agissant sur chaque bloc

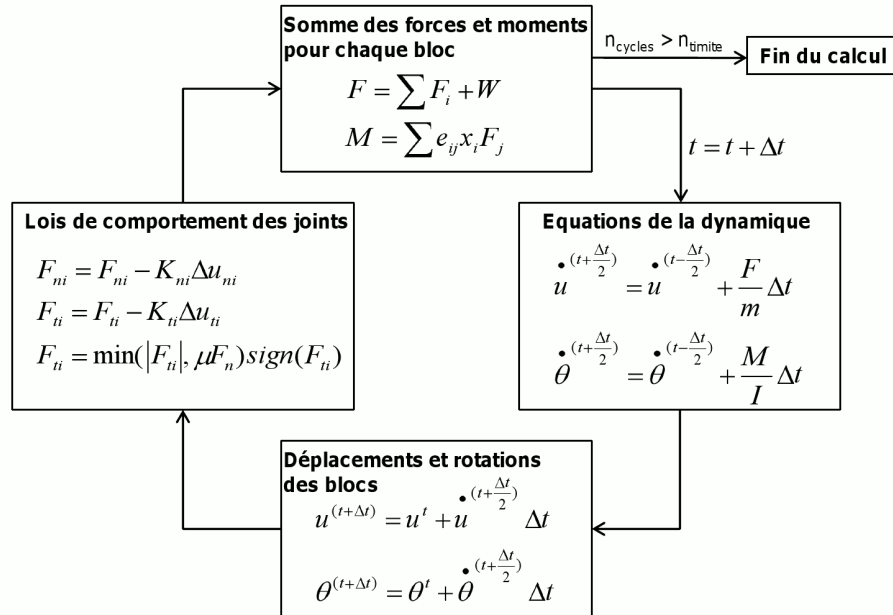


FIGURE I.3 – Cycles de calcul de la méthode des Éléments Distincts pour des blocs rigides

Les mouvements des blocs résultent de la propagation dans le système d'une perturbation appliquée sur les bords du modèle. La stabilité du système est atteinte lorsque la somme des forces au niveau de chaque bloc s'annule ou atteint une très faible valeur. Dans le cas où cette force atteint une valeur constante non nulle, le système ne peut pas arriver à un état d'équilibre ; il existe une région du modèle qui entre en plasticité ou au moins un bloc qui se détache de la masse rocheuse

I.2.1.2 Détection et ajustement des contacts

Le test des contacts se fait entre les blocs déterminés comme étant voisins. Dans le logiciel 3DEC [33], l'espace tridimensionnel est divisé en cubes. Les blocs voisins sont ceux qui intersectent une même cellule. Le test n'est pas fait à chaque itération de calcul, mais à chaque fois que l'incrément de déplacement du bloc dépasse une certaine limite prédéfinie.

En 3D, la méthode du plan commun est utilisée pour faciliter la détection des contacts (Cundall, 1988 [16]). Il s'agit d'un plan qui intersecte l'espace entre deux blocs voisins. Ce concept est illustré en 2D dans la figure I.4. Des forces de contact existent entre les deux blocs s'ils touchent le plan commun. La résultante des forces de contact est appliquée au point de référence localisé au niveau du plan commun (le moment des forces de contact est nul en ce point). C'est au niveau de ce point de référence que le plan commun subit des rotations. La composante normale de la force de contact se projette sur la normale au plan commun et la composante tangentielle est contenue dans le plan.

Que les blocs soient rigides ou déformables, chaque contact est discrétisé en sous-contacts où les forces d'interaction sont appliquées (dans 3DEC [33]). Lorsqu'il s'agit de blocs rigides, cette discrétisation consiste à trianguler chaque face en reliant ses sommets entre eux. Lorsqu'il s'agit de blocs déformables, un maillage volumique en tétraèdres est effectué, les faces sont donc maillées en triangles avec des points internes.

L'algorithme permettant le positionnement et le mouvement du plan commun est exclusivement basé sur la géométrie et s'applique à chaque intervalle de temps en parallèle avec le calcul mécanique.

Pour deux blocs voisins, qui ne sont pas encore détectés comme étant en contact, le plan commun est placé initialement à mi-distance entre les deux centroïdes de ces blocs, la normale ayant la même direction que la droite reliant les deux centroïdes. Le plan subit ensuite une translation puis une itération de rotations de la normale pour ajuster sa position et sa normale de façon à satisfaire les conditions suivantes : d'une part, maximiser l'écart entre le plan commun et le nœud le plus proche et, d'autre part, minimiser le recouvrement entre le plan commun et le nœud avec le plus grand recouvrement.

Si des forces existent au niveau du contact, le plan commun subit des ajustements supplémentaires. Une translation égale à la translation moyenne des deux blocs est appliquée sur le point de référence. Si les deux blocs subissent une rotation, le point de référence subit une translation proportionnelle à la rotation relative entre les deux blocs multipliée par une constante empirique. Cette constante permet de rendre compte du fait que le mouvement du point de référence, lors d'une rotation relative des deux blocs, doit aussi dépendre d'autres facteurs que simplement la géométrie. Notamment il doit être affecté par la nature de l'interface et par les contraintes normales si la rigidité normale du joint en dépend (comme dans le cas d'une loi de comportement normale hyperbolique).

Par ailleurs, puisque le point de référence est le point au niveau duquel la force de contact est appliquée, il doit appartenir aux deux faces des blocs considérés. Si après les deux derniers ajustements il tombe à l'extérieur de l'une des deux faces, il faut le ramener à cette face par une autre série d'ajustements itératifs.

En conclusion, la position du plan commun dépend de la géométrie des blocs et la position de la force de contact résultante sur ce plan n'est pas directement liée à la répartition des contraintes sur les contacts. De plus, le calcul des incréments des forces normales et tangentielles au niveau des interfaces dépend de la direction du plan commun. En fait, le déplacement calculé au niveau d'un contact est projeté normalement et tangentiellement au plan commun. Les incréments des contraintes normales et tangentielles (calculés d'après les lois de comportement du joint) sont proportionnels aux projections normales et tangentielles des déplacements relatifs entre deux blocs sur leur plan commun. Comme la direction du plan commun peut être différente de la direction des deux faces d'un contact donné, le calcul des incréments des contraintes peut ne pas être assez représentatif de la réalité. Toutefois, en supposant que l'on reste en petits déplacements, ces approximations sont bien valables.

Pour les blocs rigides, la discrétisation en triangles en reliant les sommets des faces de blocs rigides peut être insuffisante dans le cas de blocs à grandes dimensions et lors de l'utilisation de joints avec un

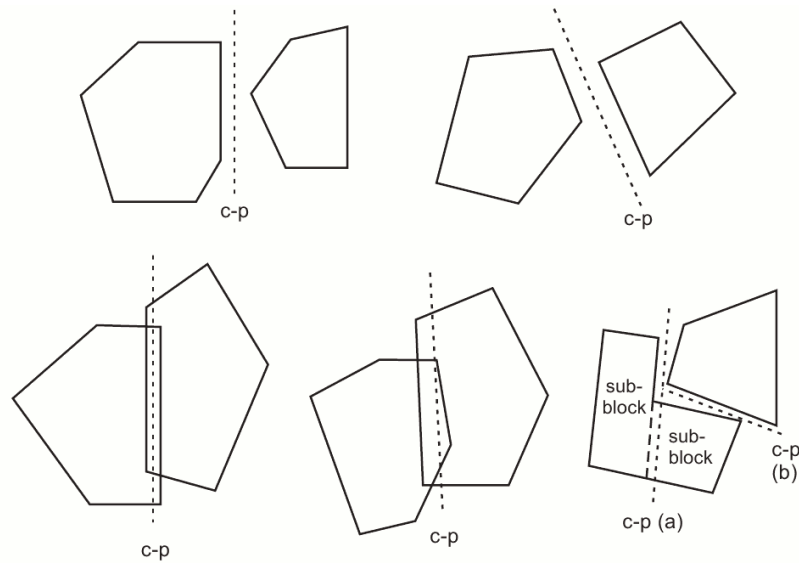


FIGURE I.4 – Détermination du plan commun dans la méthode des Éléments Distincts (d’après la notice d’utilisation de 3DEC [33])

critère de rupture. Une discrétisation plus fine serait nécessaire pour déterminer les zones de rupture plus précisément. En revanche, dans le cas de modélisation avec des joints à comportement linéaire, cette discrétisation est valable.

I.2.1.3 Problèmes d’amortissement

Comme les équations de la dynamique sont appliquées pour résoudre un problème statique, un amortissement est nécessaire. Ceci permet d’empêcher un système élastique d’osciller indéfiniment. En fait, un état statique signifie que les vitesses et les accélérations sont nulles. Or, avec l’approche dynamique sans amortissement, si la somme des forces est nulle, i.e. l’accélération est nulle, la vitesse actuelle du système étudié sera égale à sa vitesse calculée dans le cycle précédant (voir figure I.3). On peut donc avoir une résultante des forces nulle sans pour autant que l’état soit statique.

Plusieurs types d’amortissements sont présents dans la littérature et dans les logiciels d’Éléments Distincts (Cundall, 1987 [15], 3DEC [33]). La méthode la plus basique est l’introduction de forces proportionnelles à la vitesse des blocs. Ce type d’amortissement a montré qu’il est source de plusieurs problèmes (Cundall [15]). D’autres solutions d’amortissement ont été développées et sont utilisées actuellement mais ne sont pas pour autant optimales. L’utilisation de « l’amortissement global adaptif » (*global adaptive damping*) induit, comme pour le premier type d’amortissement, l’introduction de forces visqueuses qui sont source d’erreurs dans les régions en rupture. L’utilisation de « l’amortissement local » (*local damping*) introduit des forces proportionnelles aux forces des blocs non équilibrées et de direction opposée. Cette dernière méthode permet de résoudre tous les problèmes des approches précédentes mais son application a montré que la solution pourrait être sous amortie. Dans l’application présentée par Cundall [15], les trois types d’amortissement sont comparés sur un exemple en 2D. On voit bien que, même pour un exemple simple, les trois méthodes convergent vers des valeurs différentes, la troisième étant la plus proche de la solution idéale. Dans le logiciel de 3DEC [33], le deuxième type d’amortissement est utilisé par défaut pour les solutions statiques, et le troisième type est conseillé pour les cas où un changement brutal de chargement a lieu.

Ainsi, l’introduction d’un amortissement est de même nature que la transformation d’un problème

de statique en un problème de dynamique. Il s'agit juste d'une technique numérique et cette affirmation peut être explicitée en schématisant mathématiquement la situation. On peut représenter le problème statique vrai à résoudre par une égalité symbolique $F(X) = 0$ dans laquelle X représente les inconnues (déplacements des blocs, efforts inter-blocs...) et F est une fonction connue à l'avance qui traduit les lois physiques (somme des forces exercées sur chaque bloc, lois de comportement des joints...). Comme nous le verrons par la suite c'est ainsi que le problème statique est formulé et abordé dans les logiciels comme BRIG3D [3]. Sur le plan purement mathématique, il est toujours possible de remplacer le problème $F(X) = 0$ par un problème dans lequel on cherche une fonction $Y(t)$ (de même nature que X) avec $t \in \mathbb{R}$ (temps fictif) qui vérifie : $M\dot{Y} + C\dot{Y} + F(Y) = 0$ (ou quelque chose de plus complexe). Dans cette équation différentielle d'ordre deux, on introduit la vitesse $\dot{Y} = dY/dt$ et l'accélération \ddot{Y} de l'inconnue Y . L'astuce consiste donc à choisir convenablement le système différentiel (matrices M et C dans le cas discret) de sorte que $Y_\infty = \lim_{t \rightarrow \infty} Y(t)$ existe, alors on aura forcément $F(Y_\infty) = 0$. Donc $X = Y_\infty$ est une des solutions de notre problème statique. Comme le problème dans le temps est résolu par une méthode numérique pas à pas, cela conduit juste à fabriquer une suite Y_n telle que $F\left(\lim_{n \rightarrow \infty} Y_n\right) = 0$. Il s'agit donc d'un procédé itératif parmi tant d'autres et qui ne doit jamais être justifié en disant qu'il est plus représentatif de la réalité mais en rappelant seulement que souvent l'observation des phénomènes réels a inspiré les mathématiciens et les numériciens pour proposer des algorithmes.

I.2.1.4 Conclusion

La méthode des Éléments Distincts a été initialement conçue pour résoudre un problème dynamique. En dynamique, cette approche est parfaitement justifiée et constitue une bonne représentation du comportement des blocs. En statique, on cherche l'ensemble des forces qui va ramener le système à l'équilibre. Les vitesses des blocs devant être nulles dans ce cas, l'utilisation des équations de la dynamique n'est pas alors justifiée, dans le sens où ces équations n'expliquent pas la réalité du comportement du système. En fait, l'utilisation d'autres fonctions quelconques aurait été parfaitement possible tant qu'elles sont décroissantes et qu'elles permettent de ramener le système à l'équilibre.

Par ailleurs, l'introduction d'un amortissement est nécessaire pour converger vers une solution. Quel que soit le type d'amortissement choisi, on introduit des forces supplémentaires dans le modèle qui n'ont aucune interprétation physique. Il s'agit uniquement d'une astuce numérique pour diminuer les oscillations du système.

Signalons que dans l'application de l'équation d'Euler en rotation, le moment d'inertie utilisé en statique dans le logiciel 3DEC [33] pour les blocs rigides est un moment d'inertie moyen appliqué pour les trois directions de rotation. Ceci est équivalent à dire que la forme géométrique du bloc est une sphère.

Du point de vue géométrique, la gestion des connectivités est un problème assez complexe. Même si la méthode du plan commun permet de diminuer le nombre d'opérations à faire, la procédure d'ajustement du plan commun est assez compliquée et nécessite parfois l'introduction de coefficients correcteurs empiriques. En outre, postuler que les blocs peuvent s'interpénétrer est un moyen de rendre compte de la déformabilité des contacts. Toutefois lorsque les forces normales de contacts sont très élevées l'interpénétration peut devenir très grande pour être acceptable et le calcul doit être arrêté pour introduire des corrections comme par exemple imposer une rigidité normale plus élevée pour les joints (Jing, 2003 [36])

Enfin, le temps de calcul peut être relativement élevé et augmente avec la complexité du modèle

surtout si des propriétés non linéaires sont utilisées. Les données sur la fracturation étant souvent approximées, les résultats exacts ne sont pas garantis. Il est donc nécessaire de faire plusieurs simulations pour réduire le niveau d'incertitude, ce qui augmente encore plus le temps de calcul.

I.2.2 Approches énergétiques

I.2.2.1 Méthode de l'analyse des déformations discontinues (DDA)

La méthode DDA (*Discontinuous Deformation Analysis*) est classée dans la catégorie des méthodes des Éléments Discrets utilisant une approche implicite. Cette méthode permet la modélisation de problèmes discontinus par une approche énergétique. Un calcul incrémental avec des pas de temps (correspondant aux incréments de chargement) est utilisé dans les cas de solutions statiques ou dynamiques. La stabilité d'un assemblage de blocs rocheux interagissant entre eux peut être étudiée en supposant une roche déformable. Nous nous intéressons au développement de la méthode en 3D (Shi, 2001 [60], Liu et al., 2004 [43]).

Les équations d'équilibre sont dérivées par la minimisation de l'énergie potentielle du système de blocs. Cette énergie est la sommation des énergies potentielles suivantes : énergie de déformation produite par les contraintes élastiques, énergie potentielle des contraintes initiales (qui sont les contraintes correspondant au cycle précédant de calcul), des forces (forces de volume, ponctuelles, d'inertie), énergie potentielle provenant d'un ressort à rigidité élevée associé à un point fixe et énergie de déformation associée aux contacts entre les blocs. En fait, on associe à un contact de type nœud-face ou nœud-nœud ou toute combinaison de ces types de contact, un ressort possédant une rigidité normale et une rigidité tangentielle. Si le critère de plasticité n'est pas dépassé, on calcule l'énergie de déformation associée à la direction normale et tangentielle. Si ce critère est atteint, un glissement est supposé avoir lieu, la force de frottement est alors calculée ainsi que l'énergie potentielle correspondante en considérant que c'est une force ponctuelle.

La solution du système d'équations d'équilibre est contrainte par un système d'inéquations associées à la cinématique des blocs : pas de pénétration entre les blocs et pas de traction. En plus, le critère de frottement de Coulomb doit être respecté. Le calcul se fait de façon incrémentale. A chaque pas de temps, les déplacements sont calculés par la résolution des équations d'équilibre. Si les conditions liées à la cinématique et au frottement ne sont pas satisfaites, la fixation de certains points est imposée et un nouveau système d'équations d'équilibre est formulé. Ce processus est répété de façon itérative jusqu'à arriver à satisfaire les critères imposés (voir figure I.5)

La méthode DDA utilise une expression polynomiale de premier ordre pour formuler la fonction de déplacement des blocs, en supposant que les déplacements incrémentaux sont assez petits. Par conséquent, les déformations et les contraintes sont uniformes au niveau d'un bloc donné (Liu et al., 2004 [43]). Ceci est loin de représenter les vraies conditions en souterrain. Des développements récents ont introduit des formulations de la fonction de déplacement d'ordre supérieur (Beyabanaki et al., 2010 [8]) mais cela suppose un temps de calcul plus élevé.

La méthode du plan commun est utilisée en 3D pour la détection des contacts (Liu et al., 2004 [43], Cundall, 1988 [16]). Les complications qui y sont associées sont alors les mêmes que celles dans la méthode DEM. Dans le cas de contacts concernant une face (point-face ou les combinaisons donnant les contacts côté-face et face-face), le plan de glissement n'est pas le plan commun (comme pour la méthode DEM) mais le plan confondu avec la face. Pour les autres cas de contact (point-point, point-côté et côté-côté), le plan commun est le plan de glissement. Lorsqu'au niveau d'un contact point-face le point dépasse la face, un ressort avec une rigidité donnée est appliqué normalement à la

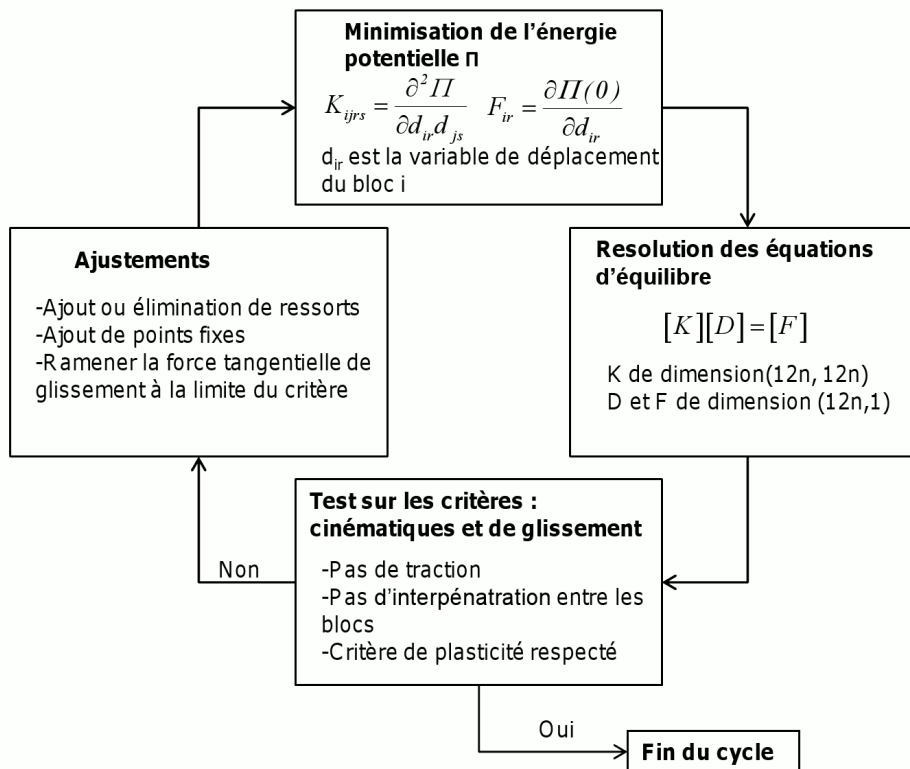


FIGURE I.5 – Cycles itératifs pour un pas de temps donné (incrément de chargement) dans la méthode DDA

face. L'énergie associée à ce ressort est calculée et minimisée. La distance entre le point et la face doit être nulle après l'incrément de déplacement. Le même principe est appliqué pour les autres types de contact en utilisant la distance par rapport au plan commun.

Par conséquent, les rigidités normale et tangentielle associées au contact sont imposées pour simuler l'état de non glissement et de non pénétration entre les blocs mais ne sont pas représentatives des rigidités réelles des joints rocheux. En plus, la dilatance n'est pas incluse dans le modèle.

La méthode a des avantages par rapport à la méthode des Éléments Distincts d'après Jing (2003, [36]) : des pas de calcul relativement plus élevés, une intégration analytique des matrices de rigidité des éléments et la convergence atteinte pour des cas quasi statiques sans l'utilisation excessive des cycles. Malgré ses avantages, elle garde l'inconvénient du temps de calcul élevé d'un modèle d'Éléments Discrets, surtout lorsque la géométrie du problème est complexe, et si on considère des déformations non uniformes au niveau de chaque bloc.

Finalement, bien que la méthode ait été testée et validée extensivement pour des modèles en 2D (MacLaughlin and Doolin, 2006 [46]), les validations en 3D sont limitées à quelques cas simplifiés souvent en dynamique. Ainsi Shi (2001, [60]) applique la méthode pour le cas de chute et de glissement d'un bloc en considérant des angles de frottement nuls et en utilisant les équations de la dynamique pour la validation. D'autres exemples dynamiques (glissement d'un bloc le long d'un plan, mouvement d'un bloc posé sur une fondation qui subit une accélération et la collision de plusieurs blocs) ont été aussi validés par Liu et al. (2004, [43]). Les comparaisons avec des tests au laboratoire concernant la stabilité d'un bloc isolé (Yeung, 2003 [76]) ont montré les mêmes modes de mouvements, sauf pour la

torsion, mais aucune mesure quantitative du mouvement n'a été faite. A notre connaissance, aucun calcul de validation pour un modèle 3D comprenant plusieurs blocs autour d'une cavité souterraine n'a été entrepris pour des cas de chargement statique.

I.2.2.2 Méthode du logiciel BRIG3D

La méthode du logiciel BRIG3D (Korini, 1988 [38], Tahiri, 1992 [65], Bargui, 1997 [3]) permet de modéliser un assemblage de blocs rigides soumis à un chargement statique avec prise en compte de leur action réciproque. La procédure utilisée est une procédure statique. Les blocs interagissent entre eux à l'aide d'éléments joints localisés au niveau des interfaces. Les lois de comportement mécaniques associées aux joints permettent d'évaluer les efforts en fonction des déplacements relatifs entre les blocs. Le but est de trouver le champ de déplacements qui vérifie l'équilibre du système de blocs. Ce champ de déplacements doit être cinématiquement admissible et se calcule en appliquant le principe du minimum d'énergie potentielle totale. Cette énergie potentielle est la somme de l'énergie de déformation de la structure (énergie de déformation des joints dans ce cas où la roche est rigide) et de l'énergie potentielle des force extérieures et des forces volumiques. Le processus du calcul se fait par incréments du chargement extérieur. À chaque étape, l'incrément de déplacement qui ramène le système à l'état d'équilibre est recherché. Une procédure itérative par modification successive de la matrice de rigidité globale est utilisée pour s'affranchir des problèmes de non linéarité géométriques et mécaniques.

Dans la version originale de la méthode [38, 65], on calcule la déformation moyenne du joint à chaque incrément de chargement et donc le champ de contraintes est uniforme au niveau d'un joint donné. Les vecteurs déplacement sont calculés de façon à ramener le bloc à l'équilibre mais puisque les contraintes sont uniformes sur les faces, ceci crée des moments supplémentaires artificiels. Dans l'incrément suivant, une partie du champ de déplacement contribue donc à annuler le déséquilibre induit par cette uniformisation des contraintes. Les moments résiduels peuvent s'accumuler au cours des étapes et rendre la convergence du système difficile à atteindre. En outre, le joint associé à l'interface de deux blocs donnés est toujours porté par l'un des deux blocs. Le choix du bloc en question dépend de la manière de numéroter les blocs dans le massif. Cette définition influe sur le mouvement du bloc et sur la modélisation de la rupture. En fait, le mouvement des blocs et la plastification des contraintes dépendent des contraintes normales et tangentielles au niveau de l'interface donc de la direction choisie du joint.

Dans la version améliorée du logiciel [3], le champ de déformation incrémental uniforme est remplacé par le déplacement relatif total entre les faces des blocs en interaction. Ainsi, les efforts de contact sont évalués en tenant compte des contraintes locales sur les joints. Ceci nécessite la description à chaque étape de calcul du déplacement total des blocs pour avoir accès au déplacement relatif total aux interfaces. Un degré de liberté est ajouté au joint qui est la possibilité de rotation autour de la normale du joint. En plus, les efforts de contact calculés tiennent compte de l'équilibre des moments aux centres de gravité des blocs. Une autre modification concerne la position du joint, dans la nouvelle version le joint passe par le milieu du champ de déplacement relatif des faces (indépendance de la numérotation des faces).

Ces améliorations rendent le temps de calcul plus élevé et la convergence n'est pas systématique à la fin du calcul. Elle est liée à l'existence d'une solution cinématique. L'approche possède également plusieurs limitations. La dilatance n'est pas prise en compte alors qu'elle peut jouer un rôle déterminant dans la stabilité des blocs. La définition des contacts est très simpliste, les contacts de type sommet-sommet n'existent pas. Le processus de calcul peut ne pas converger lorsque des blocs avec des faces

très petites se trouvent dans le modèle et qu'ils subissent un mouvement de rotation. En outre, la détection de nouveaux contacts n'est pas prise en compte dans la méthode.

Par ailleurs, seulement le terme de premier ordre de la déformation par rotation pure est retenu dans la formulation de la matrice de déformation qui permet le passage d'une étape à l'autre. Le produit successif de ces matrices non orthogonales pourrait cumuler des erreurs sur le déplacement des sommets du bloc et donc d'une certaine façon induire une déformation du bloc. Une façon d'éliminer ces erreurs est de substituer la matrice de déformation par une matrice orthogonale qui lui soit la plus proche possible. Toutefois, cette correction complique la procédure de calcul encore plus.

I.2.3 Conclusion

Nous avons montré les difficultés associées à l'utilisation des méthodes numériques pour le calcul de l'état d'équilibre d'un ensemble de blocs en prenant en compte leurs interactions. Il s'agit essentiellement des méthodes des Éléments Discrets adoptant des formulations statiques ou dynamiques. Indépendamment du fait que les procédures de calcul peuvent être contestables surtout via une approche dynamique fictive, le fait d'étudier plusieurs blocs en même temps présente plusieurs limitations communes à toutes ces méthodes :

- temps de calcul très élevé surtout lorsque des non linéarités sont introduites ;
- difficulté de la gestion des contacts surtout pour des types spéciaux de contact comme sommet-sommet et côté-sommet ;
- mauvaise représentation des contraintes sur les faces des blocs rigides ;
- introduction de coefficients correcteurs qui concernent soit la position de la force de contact soit la rotation du bloc lorsque celle-ci est exprimée par une formulation du premier ordre.

Très souvent, les données géométriques des discontinuités, les propriétés mécaniques du milieu étudié et les conditions initiales ne sont pas connues de façon exacte et on a recourt à des approximations. Dans un milieu rocheux fracturé en souterrain, ces approximations concernent surtout les discontinuités. Par conséquent, même si la méthode utilisée est exacte, l'évaluation de la stabilité ne l'est pas nécessairement. Pour avoir des résultats fiables, l'incertitude des données nécessite de faire plusieurs calculs, ce qui alourdit encore plus la procédure de calcul.

Pour un ingénieur qui voudrait avoir une estimation rapide de la stabilité, une simplification du problème s'avère être nécessaire à condition que le résultat soit sécuritaire. La notion de bloc isolé a été conçue dans ce but et consiste à étudier un seul bloc indépendamment des autres. Plusieurs méthodes sont classées dans cette catégorie et feront l'objet du paragraphe suivant.

I.3 Méthodes de Blocs Isolés

La problématique générale de « Mécanique des blocs » (mouvement statique ou dynamique d'un ensemble de solides rigides ou déformables avec des lois rhéologiques complexes non seulement pour les interactions « joints » mais aussi pour le solide) est trop générale pour répondre à certaines demandes pratiques des utilisateurs. La notion de dimensionnement d'un éventuel soutènement signifie exactement que le concepteur de l'ouvrage ne veut pas de mouvements relatifs très importants entre les blocs suite à la création du vide souterrain. En clair, dans le problème général de mécanique des blocs, nous cherchons une solution proche de celle de l'équilibre avant perturbation. C'est cette propriété du problème posé qui justifie le mieux l'existence des méthodes de Blocs Isolés qui consistent, dans leur principe général commun, à exploiter le fait que la solution recherchée (visée par l'industriel) est telle

que les déplacements des blocs, à partir d'un état de référence, sont très faibles. De là l'idée d'étudier ces blocs un par un et pendant que l'on s'intéresse à un bloc, dit isolé, on gèle le mouvement des autres. Par ailleurs, l'expérience réelle ou via des simulations numériques permet de limiter l'étude des blocs à ceux qui sont situés à la paroi des vides souterrains, soit individuellement, soit en les regroupant pour obtenir un bloc de volume maximal (un ensemble de blocs qui subit un mouvement de corps solide). Dans tous les cas, on se ramène à l'étude du mouvement et de l'équilibre d'un solide rigide en contact avec un solide immobile.

Indétermination du problème Le problème de stabilité d'un bloc isolé est indéterminé si on utilise uniquement les équations d'équilibre. Considérons un bloc polyédrique situé à la surface d'une ouverture souterraine, ayant n faces en contact avec le massif rocheux et m faces libres. ($n \geq 3$ et $m \geq 1$). Après excavation, le bloc est soumis à son poids, à d'autres éventuelles forces extérieures connues et aux contraintes inconnues agissant sur les faces de contact. Pour pouvoir évaluer la stabilité du bloc, il faut connaître ces contraintes. La plupart des méthodes de Blocs Isolés considèrent une seule force inconnue pour chaque face en contact avec le massif. Les faces libres ne sont soumises à aucune contrainte sauf si un soutènement y est appliqué. Dans l'espace tridimensionnel, le nombre total d'inconnues s'élève donc à $3n$ (3 composantes pour chaque vecteur force).

Les équations d'équilibre ne suffisent pas pour lever l'indétermination. En fait, nous disposons d'un système de 6 équations (3 équations d'équilibre pour les forces et 3 équations d'équilibre pour les moments) alors que le nombre d'inconnues s'élève au moins à 9. Il s'agit, dans le cas de 9 inconnues, du bloc tridimensionnel le plus simple, un tétraèdre.

Dans le cas où on se limite à l'utilisation des équations d'équilibre, des simplifications supplémentaires s'imposent pour lever cette indétermination. Les approches disponibles de Blocs Isolés qui adoptent souvent un calcul à l'équilibre limite permettent de contourner cette indétermination de plusieurs façon différentes qui ne sont pas d'ailleurs assez convaincantes.

Dans la méthode des Blocs Clés (Goodman et Shi, 1985, [24]), on limite le nombre de vecteurs forces inconnus à deux (6 inconnues). Pour cela, l'analyse mécanique est précédée par une analyse cinématique qui permet de déterminer, à partir de la géométrie du bloc, son mode de mouvement. On suppose que les forces sont nulles sur les faces qui se détachent et que le glissement du bloc peut avoir lieu sur un maximum de deux faces. Dans cette méthode, les contraintes initiales n'interviennent pas dans l'évaluation de la stabilité du bloc.

D'autres méthodes d'équilibre limite peuvent être classées dans la catégorie des méthodes déterministes car elles supposent que les contraintes sur les faces des blocs peuvent être estimées après excavation. En général, on utilise une partie de l'information provenant du calcul de la répartition des contraintes autour de l'excavation en milieu continu. Dans la méthode de Brady et Brown (2004, [9]), ce sont les contraintes normales qu'on utilise et dans la méthode du logiciel GAFIS (Fine et Tijani, 1990 [20]), ce sont les contraintes horizontales. Après cela, on calcule les autres composantes de façon à respecter l'équilibre du bloc ou de façon à atteindre l'équilibre limite en ajoutant une force d'arrachement.

D'autres méthodes, qu'on désignera par méthodes de Relaxation, utilisent les équations de comportement des joints pour lever l'indétermination. Ceci permet d'introduire l'effet des contraintes *in situ* sur le bloc. Ces approches restent toutefois limitées à des cas d'étude très simples de blocs au toit de l'excavation soumis à des mouvements de translation. De plus, les discontinuités ne sont sollicitées que par le poids et non pas par le processus d'excavation

Dans toutes ces approches, on calcule une seule force par face. La connaissance de cette force ne

permet pas de calculer les contraintes en tout point et donc d'évaluer l'état de stabilité de manière correcte. La prise en compte d'une seule force par face suppose que les contraintes sont uniformes au niveau de la face. L'état d'équilibre limite se traduit donc par la plastification de la face entière ou, dans certaines approches, de toutes les faces du bloc. L'évaluation de la stabilité se fait par comparaison du poids du bloc à la force d'arrachement qui va le ramener à l'équilibre limite ou bien par comparaison de la force tangentielle actuelle sur une face à celle correspondante à la plastification. En outre, ces approches ne s'intéressent pas en général à vérifier l'équilibre des moments.

La suite du paragraphe expose les différentes méthodes de Blocs Isolés disponibles dans la littérature en mettant l'accent sur leurs différentes et multiples limitations malgré tous les efforts qui ont été fournis pour les améliorer.

I.3.1 Méthode des Blocs Clés

I.3.1.1 Méthode classique des Blocs Clés

Des méthodes géométriques à l'équilibre limite ont été développées, dès les années 70, pour étudier la stabilité des talus rocheux interceptés par des discontinuités (Hoek et Bray, 1977 [32]). La forme géométrique des blocs était limitée à des tétraèdres ou à des dièdres avec une seule face libre et la possibilité de glisser sur une ou deux faces.

Cette théorie a été étendue plus tard, dans les années 80, pour analyser aussi les blocs polyédriques dans les milieux souterrains. Ces blocs peuvent avoir un nombre arbitraire de faces de contact et de faces libres avec la possibilité d'avoir des faces entrantes, voire des formes non entièrement convexes (Warburton, 1981 [69], Goodman et Shi, 1985 [24]). La théorie des Blocs Clés n'apporte réellement aucune innovation fondamentale à l'analyse classique de l'équilibre limite mais son originalité vient de sa formulation mathématique et de sa capacité à étudier plusieurs combinaisons de joints de façon simple.

Un « bloc clé » désigne un ensemble de blocs qui est tel que s'il est stable alors le reste du massif l'est (voir figure I.6). On suppose donc que l'instabilité de la masse rocheuse commence par le mouvement du « bloc clé » situé à la surface de l'excavation (Shi et Goodman, 1987 [61]). Ce terme plus spécifiquement désigne tout bloc en contact avec l'excavation qui présente une instabilité.

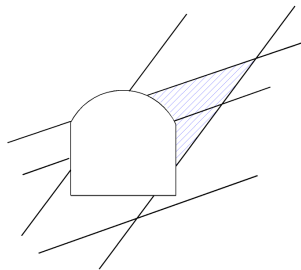


FIGURE I.6 – Exemple d'un bloc clé (zone hachurée) d'après Goodman [25]

La méthode d'analyse de stabilité des blocs développée par Goodman et Shi [24] et Warburton [69] est définie à l'origine par la « théorie des blocs » (*block theory*) mais, pour la distinguer des autres méthodes de Blocs Isolés, nous la désignons dans cette thèse par théorie des Blocs Clés. Elle a été formulée vectoriellement par Warburton [69] et en utilisant la projection stéréographique par Goodman et Shi [24]. La stabilité du bloc est étudiée en considérant uniquement les forces actives agissant sur le bloc (poids, forces due à des pressions d'eau, forces dynamiques, forces du soutènement

actif), les forces passives (forces du soutènement passif), les directions des discontinuités et celles des faces de l'excavation.

L'étude est divisée généralement en trois étapes : une première étape permet de déterminer si le bloc est amovible, une deuxième étape permet de déterminer son mode de mouvement et une troisième étape permet d'évaluer sa stabilité.

Dans la version initiale de cette méthode, les mouvements sont limités à la translation et toute possibilité de rotation est ignorée. Les contraintes *in situ* ne sont pas prises en compte en supposant qu'on est à faible profondeur.

Génération des blocs et combinaisons de joints L'étude de la stabilité d'un bloc par la méthode des Blocs Clés est possible si la géométrie du bloc est bien définie mais aussi si on dispose uniquement des directions des discontinuités susceptibles de former le bloc sans les données concernant leur emplacement spécifique ou leur espacement. Dans le premier cas, plusieurs méthodes existent pour la génération des blocs de façon déterministe (voir annexe A pour les méthodes de génération des blocs). Dans le deuxième cas, la méthode stéréographique de Goodman et Shi [24] permet d'analyser la stabilité sans nécessiter de générer les blocs.

Goodman et Shi ont développé les notions de « sous-espaces » d'un plan, de « pyramides de joints » et de « pyramides de bloc » qui permettent d'analyser par des lois simples utilisant la projection stéréographique tous les blocs qui peuvent être formés par une combinaison donnée de joints pouvant intersecter la surface libre.

Un plan correspondant à une discontinuité divise l'espace en deux sous-espaces. Le sous-espace supérieur contient la normale du plan qui forme un angle aigu avec le Nord. La technique utilisée consiste à déplacer les joints pour qu'ils passent par une seule origine. Une pyramide de joint JP est l'intersection d'une combinaison de sous-espaces de joints passant par un même point. Pour un nombre n de joints, il existe donc 2^n pyramides de joints. Une pyramide de bloc BP est l'intersection de la pyramide de joint JP avec le demi-espace délimité par l'excavation et contenant la roche. Les plans de joints dans l'espace tridimensionnel se projettent en un cercle par projection stéréographique. Si la projection se fait par point focale inférieur, l'espace supérieur est représenté par l'intérieur du cercle alors que l'espace inférieur se projette à l'extérieur du cercle. L'étude des intersections de cercles permet de visualiser en 2D les pyramides de joints. Selon la terminologie de Goodman et Shi, lors de la désignation des pyramides de joints, le sous-espace supérieur d'un plan i est désigné par le symbole Ui ou par le nombre '0' et le sous espace inférieur est désigné par Li ou par le nombre '1'.

La figure I.7 représente un exemple de projection stéréographique de pyramides de joints correspondants à l'intersection de sous-espaces de trois discontinuités (P1, P2 et P3). On représente aussi un bloc correspondant à une des pyramides de joints.

Les distances entre les discontinuités n'ont pas à être connues puisqu'elles sont ramenées à l'origine. Il s'agit de l'intérêt principal de cette approche topographique, on n'a pas besoin de générer de façon déterministe les discontinuités dans la masse rocheuse pour faire le calcul de la stabilité. En plus, lorsque ces distances ne sont pas connues où qu'il y a des incertitudes sur la position des discontinuités, cette technique permet d'étudier tous les blocs susceptibles d'être formés par une combinaison donnée de joints intersectant une combinaison donnée de surfaces libres. L'étude des 2^n possibilités est supposée être plus sécuritaire que de l'étude des blocs formés de façon déterministe par les n joints.

Une fois le bloc délimité, on peut lui appliquer n'importe quelle méthode d'étude de stabilité. Les deux opérations, détermination du bloc et analyse de son équilibre, sont totalement indépendantes. Il se trouve que les auteurs qui ont eu l'idée de la notion de bloc clé ont aussi proposé une technique

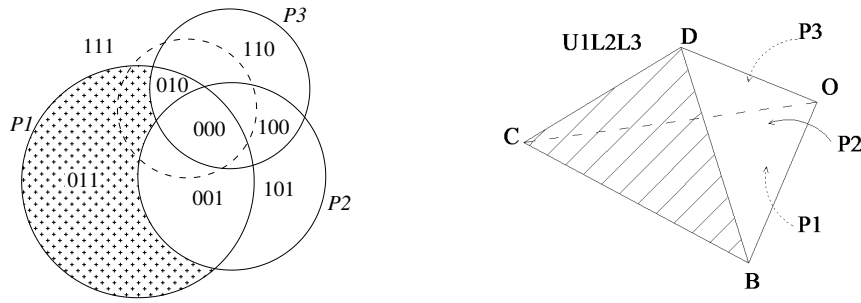


FIGURE I.7 – Projection stéréographique de trois séries de discontinuités et définition des différentes pyramides de joints (JP). Le bloc à droite est un exemple de bloc correspondant à la pyramide de joint en pointillé (de code 011)

d'analyse de stabilité que nous avons appelé méthode des Blocs Clés et qui passe par trois étapes.

La première étape, analyse d'amovibilité, est indépendante de la force active agissant sur le bloc. Pour la deuxième étape, analyse cinématique, il suffit de connaître la direction de cette force. Les deux premières étapes sont ramenées à une seule étape dans la méthode de Warburton. Ainsi, la connaissance de la dimension du bloc n'est pas nécessaire pour ces étapes. L'analyse de stabilité mécanique, troisième étape, nécessite de connaître le poids du bloc puisqu'il intervient dans le calcul de la force de soutènement. En l'absence de données sur la distance entre les discontinuités, le bloc de volume maximal est calculé en ramenant les discontinuités au plus grand écart de distances entre elles mais de façon à intersecter la surface de l'excavation. En général, le bloc maximal est limité à une forme pyramidale (toutes les faces adjacentes à la roche passent par un même point) [24], mais certains auteurs ont développé des approches pour calculer le bloc maximal de forme non-pyramidale (González-Palacio et al., 2005 [22], Menéndez-Díaz et al., 2009 [50]).

Analyse d'amovibilité Une analyse d'amovibilité précède toute étude de stabilité. Un bloc est amovible s'il est capable d'exhiber un mouvement sans considérer les forces qui lui sont appliquées. En désignant par le vecteur \vec{n}_i la normale unitaire à la face i dirigée vers l'intérieur du bloc, un bloc est amovible s'il existe une direction de mouvement \vec{s} tel que $\forall i, \vec{n}_i \cdot \vec{s} \geq 0$. Ainsi, en se basant uniquement sur les directions des faces du bloc par rapport à la surface libre, il peut être déclaré amovible ou non. Dans ce dernier cas, aucune analyse supplémentaire n'est nécessaire et le bloc est déclaré stable quelle que soit la force qui lui est appliquée.

Suivant Goodman et Shi [24], un bloc est fini et amovible si $BP = \emptyset$ et $JP \neq \emptyset$. La figure I.8 illustre en 2D pour deux discontinuités, les pyramides de joints correspondantes. L'intersection avec la surface libre permet de définir les pyramides de bloc. On obtient alors un bloc non amovible et un autre amovible.

Lorsque toutes les combinaisons des sous-espaces de joints sont étudiées, cette analyse permet de réduire le nombre de pyramides de joints pour lesquelles on fait une étude de stabilité plus poussée. Pour les blocs amovibles, l'indétermination des forces de réaction sur les faces est levée en divisant l'étude en une analyse cinématique suivie d'une analyse mécanique.

Analyse cinématique L'analyse cinématique a pour but de déterminer la direction de mouvement du bloc en considérant uniquement sa géométrie et les forces actives agissant sur le bloc. On désigne par \vec{A} la résultante des « forces actives », il s'agit de toutes les forces connues agissant sur le bloc, et

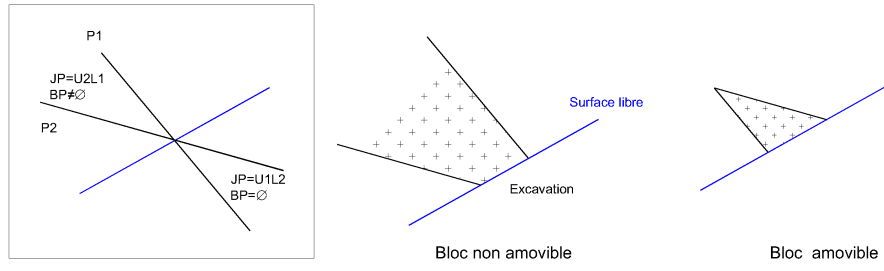


FIGURE I.8 – Exemple en 2D d'un bloc non amovible et d'un bloc amovible

par \vec{P} le poids du bloc. Le vecteur \vec{s}_i est le vecteur unitaire de glissement sur la face i et \vec{s}_{ij} le vecteur unitaire de glissement sur l'intersection des faces i et j .

Il existe uniquement trois modes de mouvement en translation possibles illustrés dans la figure I.9.

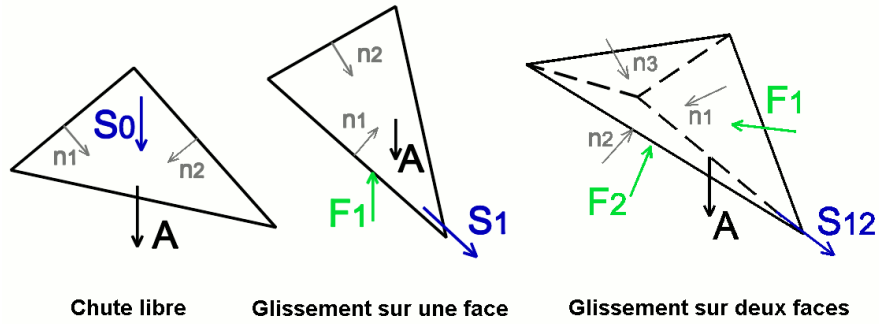


FIGURE I.9 – Modes de mouvement et forces de réactions d'après la théorie des Blocs Clés

Les conditions relatives à ces modes sont exposées ci-après :

- Chute libre ou soulèvement (décollement)

$$\forall i, \vec{A} \cdot \vec{n}_i > 0$$

Le cas $\vec{A} \cdot \vec{P} > 0$ correspond à la chute libre et le cas $\vec{A} \cdot \vec{P} < 0$ correspond à un soulèvement

- Glissement sur une face i

$$\vec{A} \cdot \vec{n}_i \leq 0$$

$$\forall j \neq i, \vec{s}_i \cdot \vec{n}_j > 0$$

- Glissement sur deux faces i et j

$$\forall k \neq i \text{ et } k \neq j, \vec{s}_{ij} \cdot \vec{n}_k > 0$$

$$\vec{s}_i \cdot \vec{n}_j > 0$$

$$\vec{s}_j \cdot \vec{n}_i > 0$$

- Aucun mouvement : dans tous les cas où les conditions précédentes ne sont pas vérifiées, le mouvement du bloc n'est pas possible et il est déclaré être stable, sans donc avoir à passer par l'analyse mécanique.

Notons que Goodman et Shi [24] ont développé également des méthodes par projection stéréographique pour déterminer la direction du mouvement.

En supposant que les forces de réaction agissent uniquement sur les faces de glissement et qu'elles sont nulles sur les faces qui se détachent de la roche, cette analyse cinématique a pour résultat de réduire le nombre d'inconnues dans le problème et de le rendre déterminé.

Analyse mécanique L'utilisation des équations d'équilibre des forces permet de calculer les forces de réaction sur les faces de contact. Il est ensuite possible d'évaluer un facteur de sécurité FS. On désigne par N_i la composante normale de la force de réaction agissant sur la face i (positive en compression) et par \vec{T}_i le vecteur composante tangentielle de cette force. On expose ci-après les expressions des forces de réaction pour les différents modes de mouvement :

- Chute libre ou soulèvement

$$\forall i, \quad N_i = 0 \quad \text{et} \quad T_i = 0$$

Un bloc en chute libre est supposé se détacher complètement de la masse rocheuse. Les forces normales au niveau des ses faces sont nulles. Il est jugé instable et son coefficient de sécurité est nul.

- Glissement sur une face i

$$N_i = -\vec{A} \cdot \vec{n}_i$$

$$T_i = \left\| -\vec{A} - (-\vec{A} \cdot \vec{n}_i) \cdot \vec{n}_i \right\|, \quad \text{ou autrement, } T_i = \vec{A} \cdot \vec{s}_i$$

$$\text{FS} = \frac{c_i S_i + N_i \tan \phi_i}{T_i}$$

Si le bloc glisse sur une face, par équilibre, la force de réaction sur cette face est $(-\vec{A})$. On en déduit la force normale et tangentielle agissant sur cette face. Le bloc est jugé instable si la force tangentielle dépasse le critère utilisé. Le coefficient de sécurité est calculé en utilisant le critère de Mohr-Coulomb avec c_i la cohésion au niveau de la face i , ϕ_i l'angle de frottement et S_i la surface de la face considérée.

- Glissement sur deux faces i et j

$$N_i = \frac{-(\vec{A} \wedge \vec{n}_j)(\vec{n}_i \wedge \vec{n}_j)}{\|\vec{n}_i \wedge \vec{n}_j\|}$$

$$N_j = \frac{-(\vec{A} \wedge \vec{n}_i)(\vec{n}_j \wedge \vec{n}_i)}{\|\vec{n}_i \wedge \vec{n}_j\|}$$

$$T_{ij} = \vec{A} \cdot \vec{s}_{ij}$$

$$\text{FS} = \frac{c_i S_i + c_j S_j + N_i \tan(\phi_i) + N_j \tan(\phi_j)}{T_{ij}}$$

Si le bloc glisse sur deux faces, les équations d'équilibre des forces ne suffisent pas à elles seules pour calculer les forces de réaction (3 équations et 6 inconnues). On utilise l'hypothèse supplémentaire qui dit que les forces tangentielles ont la même direction que la direction de glissement et on cherche à calculer la somme des forces tangentielles et non pas les deux forces individuellement. Le nombre d'inconnues est alors réduit à 3 (N_i , N_j et T_{ij}). En considérant deux équations d'équilibre dans la direction perpendiculaire à $(\vec{s}_{ij}$ et $\vec{n}_j)$, puis dans la direction perpendiculaire à $(\vec{s}_{ij}$ et $\vec{n}_i)$, on obtient les expressions des forces normales et de la force tangentielle.

Pour les différents cas de glissement, le facteur de sécurité peut être évalué autrement. En supposant que la force tangentielle a atteint l'équilibre limite, on calcule la force d'arrachement P_l correspondante

dirigée suivant \vec{A} . Si $\|\vec{A}\| < \|\vec{P}_l\|$, alors le bloc est stable. L'expression du facteur de sécurité est alors

$$FS = \frac{\|\vec{P}_l\|}{\|\vec{A}\|}$$

Remarque sur la non prise en compte de la dilatance La dilatance n'est pas prise en compte dans la méthode classique des Blocs Clés. Dans ce paragraphe, nous montrons que la considération d'un angle de dilatance a une influence sur la direction du mouvement et sur la stabilité du bloc.

Dans le cas de glissement sur deux faces, on suppose dans la méthode classique d'équilibre limite que le mouvement a lieu suivant la direction de la ligne d'intersection des faces de glissement. Il s'agit en réalité d'une solution parmi d'autres solutions possibles. En fait, si on considère un angle de dilatance pour chaque face i , il est possible de calculer une autre direction du mouvement suivant Chen et al. (1999, [13]) et Chen (2004, [12]). Cette direction se calcule en résolvant les équations suivantes pour un glissement sur les faces de normales intérieures \vec{n}_1 et \vec{n}_2 et d'angle de dilatance ψ_1 et ψ_2 :

$$\vec{s} \cdot \vec{n}_1 = \sin \psi_1, \quad \vec{s} \cdot \vec{n}_2 = \sin \psi_2 \quad \text{et} \quad \|\vec{s}\| = 1$$

Pour toute direction de mouvement, le problème peut être résolu en considérant que les forces tangentielles sur les faces de glissement ont la même direction que la projection du vecteur déplacement sur ces faces. On démontre que le coefficient de sécurité est largement influencé par l'angle de dilatance lorsque la cohésion est nulle. La figure I.10 montre, pour un exemple de bloc glissant sur deux faces, l'évolution du coefficient de sécurité en fonction de l'angle de dilatance qui est le même sur les deux faces.

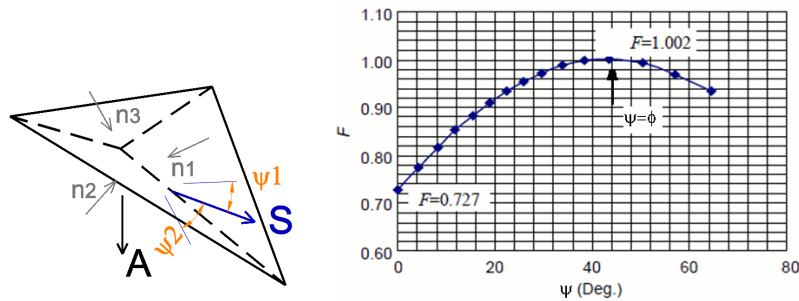


FIGURE I.10 – Prise en compte de la dilatance et exemple de l'évolution du facteur de sécurité en fonction de l'angle de dilatance (d'après Chen [12])

Pour une loi associée (où l'angle de dilatance est à sa valeur maximale, i.e. égale à l'angle de frottement), le coefficient de sécurité est maximal. En effet, en terme d'analyse limite, Chen [13] démontre qu'il s'agit d'une borne supérieure de la solution. Pour un angle de dilatance nul, comme dans le cas de l'analyse conventionnelle, le coefficient de sécurité est minimal. La solution des Blocs Clés donne donc une solution par borne inférieure (pessimiste).

Il existe un postulat, le principe du maximum de Hill (1998, [30]) qui dit que si le mouvement du bloc est imminent, les contraintes se répartissent de façon à développer le maximum de résistance au glissement. Dans ce cas, le maximum de dilatance a lieu et la solution de la borne supérieure est la solution correspondante (loi de normalité, matériau associé). Toutefois, il existe un avis contraire, plus fréquent, qui dit que le glissement du bloc se fait dans un environnement de contraintes qui présente

le moins de résistance. Dans ce cas, la solution conventionnelle par borne inférieure est la solution correspondante. Enfin, si on considère la dilatance comme une propriété mécanique de la discontinuité plutôt qu'une condition mécanique, une solution intermédiaire peut être trouvée. Dans ce cas, l'angle de dilatance est une entrée du problème que l'on connaît à partir d'essais de cisaillement au laboratoire ou *in situ*.

La comparaison des facteurs de sécurité en utilisant la méthode conventionnelle et la méthode de la borne supérieure (angle de dilatance a la même valeur que l'angle de frottement) a montré que la méthode traditionnelle donne des résultats largement inférieurs (rapport de 60%) que la méthode par borne supérieure lorsque la cohésion est considérée nulle. Ceci montre que la méthode classique des Blocs Clés peut être excessivement conservatrice, nécessitant inutilement un soutènement surdimensionné.

Logiciels développés Plusieurs logiciels basés sur la théorie des Blocs Clés ont été développés depuis les années 80 jusqu'à nos jours. Le tableau I.1 montre une liste non exhaustive de ces logiciels. La majorité des variations entre ces logiciels concerne la partie génération des blocs. Aucune amélioration fondamentale dans le principe de calcul n'a été jusqu'à présent introduite. La prise en compte de la rotation a été envisagée par quelques logiciels mais les limitations d'une telle analyse vont être exposées dans le paragraphe I.3.1.3.

Nous désignons par génération déterministe des discontinuités le fait d'introduire les discontinuités une par une, et par génération statistique lorsqu'elles sont générées à partir de lois de distribution qui concernent tous ou quelques uns des paramètres suivants : le pendage, la direction de pendage et l'espacement. L'approche non spécifique signifie que la position précise des discontinuités n'est pas connue et on étudie la formation des blocs par combinaisons de ces discontinuités. La génération stochastique des discontinuités signifie l'utilisation de lois de distribution pour étudier les blocs de façon probabiliste sans les générer explicitement.

Tableau I.1 – Logiciels de Blocs Clés

Nom du logiciel	Génération des discontinuités (et leurs formes)	Géométrie du bloc	Rotation
Blocks [70]	Déterministe	Polyèdre quelconque	Non
Safex [74]	Approche non spécifique	Polyèdre pyramidal Maximum 10 faces	Non
Satirn [57]	Statistique	Tétraèdre	Oui
Fracman-Rockblock [64]	Stochastique Finies ellipsoïdales	Polyèdre quelconque	Non
Unwedge [59]	Approche non spécifique	Tétraèdre maximal	Non
Resoblok-BSA [40, 39, 51]	Déterministe ou statistique Infinies ou polygonales	Polyèdre quelconque	Oui
SASW [44]	Déterministe	Tétraèdre, pentaèdre ou hexaèdre	Non
Astur [22, 50]	Approche non spécifique	Bloc maximal non pyramidal Tétraèdre ou pentaèdre	Non
GeneralBlock [79]	Statistique Forme de disque	Polyèdre quelconque	Non

Validation de la méthode La confrontation des résultats de la méthode des Blocs Clés avec des expérimentations et des observations *in situ* est nécessaire pour la valider et évaluer ses limites.

Essais au laboratoire :

Warburton (1990, [72]) a testé au laboratoire la stabilité d'un assemblage de blocs en forme de L soumis uniquement à leur poids. Son algorithme intégré dans le logiciel Blocks (1985, [70]) a été validé par comparaison avec les résultats expérimentaux pour la plupart des cas. Toutefois, le test a montré quelques blocs qui ont été stabilisés par la rotation alors que le calcul a prévu leur glissement. D'autres blocs, au contraire, ont été trouvés stables suivant l'algorithme alors qu'on a observé leur détachement du modèle par une combinaison de phénomènes de rotation et de basculement. Finalement, quelques blocs qui étaient supposés être stables suivant le calcul ont été poussés par des blocs instables adjacents.

Yeung et al. (2003, [76]) ont testé un modèle physique constitué par un seul bloc tétraédrique dont deux surfaces sont en contact avec un support. La variation de l'inclinaison du support a permis de valider les différents modes de rupture trouvés par la méthode des Blocs Clés. Seul le cas d'instabilité par glissement torsionnel n'a pas été trouvé par l'application de la méthode.

Ces expériences permettent de mettre l'accent sur l'importance de la prise en compte de la rotation ainsi que de l'effet des blocs adjacents dans le calcul. Elles restent pourtant limitées car elles ne prennent pas en compte l'effet des contraintes *in situ*, les blocs testés n'étant soumis à aucun confinement.

Cas réels :

Des cas historiques de chute de blocs en Turquie (Zelve Open Musuem dans la région de Cappadoce de l'Anatolie centrale, dans la région Bent Deresi à Ankara) ont été aussi étudiés par la méthode des Blocs Clés (Yeung et al., 2003 [76]). Le calcul du facteur de sécurité inférieur à l'unité est en accord avec les résultats d'instabilité observés.

D'autres cas historiques de chute de blocs dans des tunnels aux États Unis ont été aussi étudiés (Hanging Lake tunnels au Colorado et Cumberland Gap tunnel au Kentucky Tennessee) par Hatzor et Goodman (1993, [28]) avec la méthode des Blocs Clés critiques et les résultats étaient satisfaisants en général.

Toutefois, ces cas d'études restent limitées à des exemples d'excavations souterraines à faible profondeur, où les contraintes *in situ* sont très faibles. Aussi, les analyses ont été faites après le constat et non avec un caractère prédictif.

Conclusion La méthode des Blocs Clés est une méthode à l'équilibre limite utilisant essentiellement la géométrie du bloc. On cherche à trouver le déplacement du bloc en se basant sur l'hypothèse de la rigidité du joint (le mouvement est uniquement possible si le vecteur déplacement a un produit scalaire positif ou nul avec la normale intérieure appliquée à chaque face du bloc). Le mouvement du bloc se limite alors à trois possibilités en translation : chute, glissement sur une face ou glissement sur deux faces. Ainsi, la condition de liaison unilatérale (surfaces de contact « rigides ») donne lieu à un simple problème de géométrie.

Par ailleurs, on cherche à trouver un champ de contraintes sur les faces qui équilibre les forces extérieures agissant sur le bloc. Ce champ de contraintes doit être statiquement admissible et l'évaluation de la stabilité se fait en vérifiant s'il est plastiquement admissible. En outre, on admet l'hypothèse non justifiée que les contraintes sont uniformes sur chaque face. Le problème est alors déterminé via l'étude cinématique faite au préalable qui permet de réduire les inconnues aux contraintes qui existent sur les faces de glissement. En appliquant les équations d'équilibre des forces, il est alors possible de déterminer la résultante des contraintes sur chaque face (force de réaction). Toutefois, les équations d'équilibre des moments sont ignorées. Cette approche peut être classée comme une approche statique par l'intérieur. D'ailleurs, il a été montré que la prise en compte d'un angle de dilatance donnerait

une évaluation de la stabilité plus optimiste.

Dans cette approche, ni les contraintes initiales, ni l'historique du bloc ne sont pris en compte. La possibilité de dilatance n'est pas non plus considérée. Cette analyse est équivalente à considérer qu'on place le bloc dans « sa niche » et qu'on l'étudie après l'avoir relâché, sans prendre en compte l'effet confinant exercé par la roche tout autour. Par conséquent, le champ de contraintes trouvé à la fin du calcul est un champ vraisemblable uniquement à cause des conditions cinématiques mais n'est pas nécessairement le vrai.

Pour illustrer cette insuffisance, prenons le cas d'un bloc en mouvement de décollement (ou chute libre). Ce bloc, d'après la théorie des Blocs Clés, est déclaré instable. L'effet de confinement que peut exercer la masse rocheuse autour de lui est négligé alors qu'il peut jouer un rôle important de stabilisation. Un autre exemple serait celui d'un bloc trouvé stable en glissement d'après cette théorie mais qui pourtant exhiberait un mouvement de basculement vers l'espace vide.

Quelques approches ont tenté de faire face aux limites de la méthode dans l'étude cinématique en y introduisant des mouvements de rotation, ou dans l'étude mécanique en ajoutant les contraintes autour de l'excavation aux forces actives agissant sur le bloc. Ces approches restent pourtant limitées et sont parfois peu rigoureuses. D'autres approches ont cherché à rendre en compte de l'effet d'instabilité d'un bloc sur les blocs adjacents. Toutes ces tentatives d'amélioration de codes industriels existants ont conduit les chercheurs à proposer d'autres techniques et donc d'autres logiciels ou d'autres versions de codes qui seront présentés ci-après.

I.3.1.2 Méthode des Blocs Clés avec introduction des contraintes

La méthode des Blocs Clés ne prend pas en compte l'effet des contraintes *in situ* dans la roche. Ces contraintes pourtant peuvent avoir un effet stabilisant sur les blocs rocheux en profondeur ou éventuellement un effet déstabilisant. Conscients de cette insuffisance, surtout pour le cas des excavations souterraines, des chercheurs ont essayé d'introduire les contraintes dans l'analyse des Blocs Clés (logiciels UNWEDGE [59] et BSA [39]).

Dans le logiciel UNWEDGE [59], un modèle de l'excavation en contraintes-déformations utilisant la méthode des éléments frontières est généré avec l'hypothèse des déformations planes (l'excavation est allongée comme une galerie ou un tunnel et le calcul est en 2D dans la section droite). On considère que le milieu est continu, i.e. sans discontinuités, et on calcule la distribution des contraintes après excavation. Les contraintes normales sont intégrées sur les faces du bloc étudié, on calcule une force normale par face $N_i = \int_{S_i} (\underline{\sigma} \vec{n}_i) \cdot \vec{n}_i dS$. Évidemment dans le modèle continu de l'excavation utilisé pour le calcul des contraintes, les faces des blocs ne jouent pas le rôle de joints mais sont uniquement des surfaces géométriques (mécaniquement rigides). Les forces normales sont ensuite ajoutées à la somme des forces actives agissant sur le bloc pour calculer la nouvelle force active : $\vec{A}' = \vec{A} + \sum N_i \vec{n}_i$.

A partir de ce moment, on procède à l'analyse cinématique (détermination de la direction du mouvement) avec la nouvelle force active en suivant la méthodologie classique des Blocs Clés. Pour l'analyse mécanique, les forces normales sont celles trouvées par le modèle continu et non pas celles trouvées à la suite de l'analyse cinématique. Par conséquent, elles existent sur toutes les faces et non seulement sur les faces qui glissent comme dans la méthode conventionnelle (voir figure I.11). Les forces résistantes sont donc aussi calculées sur toutes les faces, et dans l'expression du coefficient de sécurité, elles sont projetées sur la direction du glissement. Les forces tangentielles sont calculées comme dans la méthode classique par la projection de la nouvelle force active \vec{A}' sur la direction du mouvement : $T = \vec{A}' \cdot \vec{s}$.

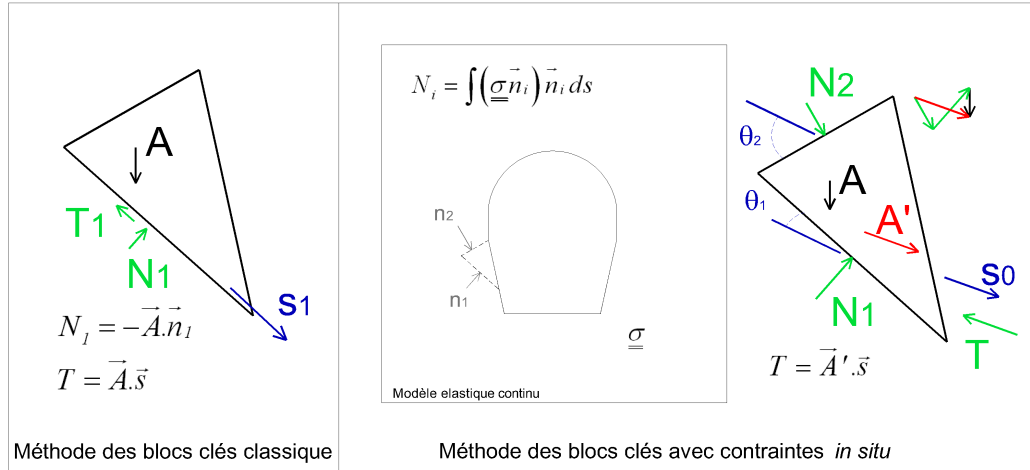


FIGURE I.11 – Illustration de l'approche de UNWEDGE avec contraintes pour un bloc en 2D et comparaison avec l'approche classique

Ainsi, dans le cas de chute libre, le coefficient de sécurité n'est plus nul. Pour tous les cas de mouvement, il se calcule par l'expression suivante :

$$FS = \frac{\sum_{i=1,m} (c_i S_i + N_i \tan(\phi_i)) \cos(\theta_i)}{\vec{A}' \cdot \vec{s}}$$

L'angle θ_i est l'inclinaison de la direction de glissement \vec{s} par rapport au joint i :

$$\cos(\theta_i) = \frac{(\vec{s} - (\vec{s} \cdot \vec{n}) \cdot \vec{n}) \cdot \vec{s}}{\|(\vec{s} - (\vec{s} \cdot \vec{n}) \cdot \vec{n}) \cdot \vec{s}\|}$$

$i = 1, n$ est le numéro de la face du bloc en contact avec la masse rocheuse, n étant le nombre total des faces de contact.

Il s'agit d'une méthode qui représente un palliatif aux limites de la théorie des Blocs Clés mais elle manque de rigueur pour les raisons suivantes :

- Le calcul des contraintes est fait en considérant un milieu continu où l'effet de la présence des discontinuités sur la redistribution des contraintes n'est pas pris en compte.
- Le modèle en milieu continu pour le calcul des contraintes peut être fait avec ou sans gravité alors que le poids du bloc est pris en compte lors du calcul des forces actives.
- Seulement une partie de l'information concernant les contraintes est gardée : les contraintes normales sur les faces.
- Si les forces tangentielles existent sur toutes les faces, leur calcul est indéterminé. On réduit le nombre d'inconnues en considérant uniquement une force tangentielle qui agit dans la direction du glissement et qui vérifie l'équilibre des forces dans cette direction. Ceci permet de calculer un facteur de sécurité dans cette direction. Toutefois, l'équilibre total du bloc n'est pas nécessairement assuré. En fait, pour que le bloc soit en équilibre, il faut vérifier l'équation $\vec{A}' + \vec{T} = \vec{0}$. En calculant T de la façon adoptée, cette équation est uniquement assurée dans le cas où \vec{s} a la même direction que \vec{A}' , donc dans le cas d'un mouvement de chute libre. C'est le cas représenté dans la figure I.11. Pour d'autres cas où \vec{A}' n'a pas la même direction que \vec{s} , l'équilibre n'est pas assuré et la solution n'est pas statiquement admissible. Toute la suite de calcul est alors absurde.

- Le fait même de faire appel à une autre approche (milieu continu) pour déterminer le champ des contraintes actuelles (après excavation) sans prise en compte des discontinuités et parfois sans tenir compte de la gravité montre clairement que l'on part d'un état de contraintes qui n'est pas forcément plastiquement admissible et qui est même parfois non admissible statiquement.

D'autres auteurs ont aussi tenté d'inclure l'effet des contraintes actuelles dans leur calcul, comme dans le logiciel BSA [39], pour les blocs qui ont des faces libres horizontales ou verticales. Le tenseur des contraintes après excavation est estimé en considérant que tout le long des faces du bloc la composante perpendiculaire à la face libre est nulle et en négligeant la gravité comme le montre la figure I.12. En fait, au niveau de la face libre d'une excavation, la contrainte radiale est nulle et la contrainte orthoradiale est maximale, c'est l'effet de voûte. Dans cette méthode, on suppose que la composante orthoradiale est constante tout le long des faces du bloc. Par la suite, la même procédure que celle de UNWEDGE est adoptée pour la détermination du mode de mouvement et le calcul du facteur de sécurité. La seule différence est qu'au niveau des faces de glissement, on ajoute aux forces normales provenant des contraintes *in situ*, les forces normales trouvées avec la procédure classique (provenant de la force active avant la prise en compte des contraintes).

Dans cette méthode (comme dans celle de UNWEDGE) la gravité n'est pas prise en compte dans l'estimation des contraintes alors que le poids est introduit dans le reste du calcul. Par ailleurs, comme on suppose une distribution uniforme des contraintes sur les faces du bloc après excavation, cette estimation n'est plus rigoureuse si la taille du bloc est grande. En outre, elle cesse d'être valable si la face libre de l'excavation n'est pas horizontale ou verticale.

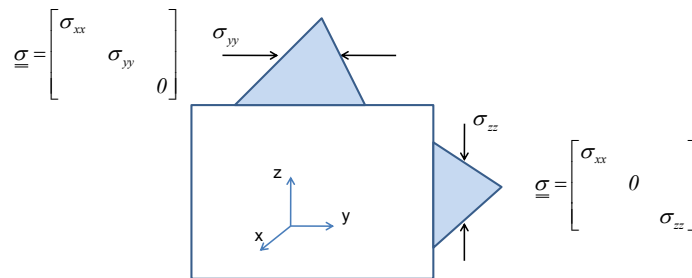


FIGURE I.12 – Prise en compte des contraintes *in situ* dans le logiciel BSA (d'après la notice d'utilisation de BSA [39])

I.3.1.3 Méthode des Blocs Clés avec introduction de la rotation

La méthode des Blocs Clés a été développée initialement en translation. Dans quelques études, on a tenté plus tard d'y inclure une analyse en rotation (Lin et Faihurst, 1998 [41], Priest, 1993 [57], Mauldon et Goodman, 1990 [48], Mauldon et Goodman, 1996 [49], Goodman, 1995 [25], Pötsch et Shubert, 2006 [56], Windsor et Thompson, 1992 [74]).

En général, comme le schématise la figure I.13, les possibilités suivantes de rotation pour un bloc tétraédrique sont explorées :

- rotation autour d'un côté de la face libre ;
- rotation autour d'un axe passant par un sommet appartenant à la face libre ;
- glissement torsionnel : rotation autour d'un axe normal à une face jointe du bloc et passant par un sommet appartenant à la face libre.

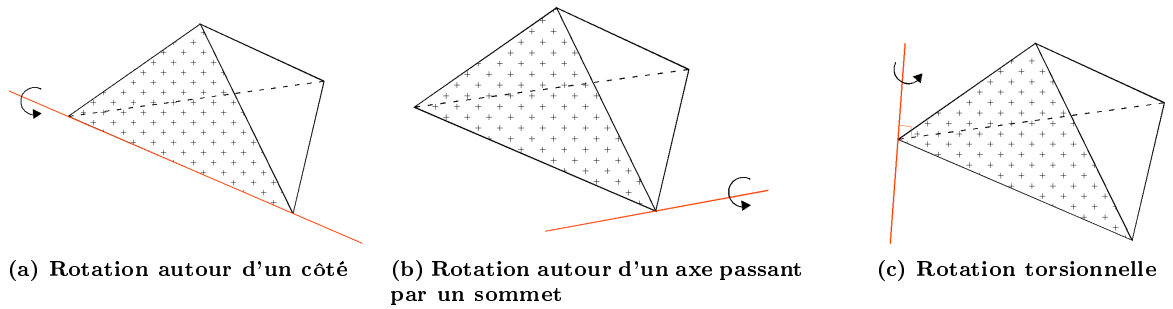


FIGURE I.13 – Modes de rotation avec la méthode des Blocs Clés

L'analyse de la stabilité en rotation est divisée comme l'analyse en translation en trois étapes. Nous représentons un bref aperçu de ces étapes en s'appuyant sur l'étude de Mauldon et Goodman [49] effectuée pour un bloc tétraédrique avec une face libre.

1. Analyse d'amovibilité en rotation : en se basant uniquement sur la direction des faces du bloc, on détermine si le bloc peut exhiber un mouvement de rotation. On démontre que si un bloc tétraédrique n'est pas amovible en translation, il ne l'est pas en rotation.
2. Détermination du mode de rotation : l'analyse du mode de rotation dépend de la direction de la force active par rapport aux discontinuités qui délimitent le bloc et par rapport à sa face libre.
 - (a) Pour une rotation autour du côté libre de la face i (dont la normale intérieure est \vec{n}_i) et sachant que la face libre a pour normale intérieure \vec{n}_f , la condition est $\vec{A} \cdot \vec{n}_i < 0$; $\vec{A} \cdot \vec{n}_f < 0$.
 - (b) Pour une rotation autour d'un axe passant par un sommet du bloc (intersection de la face libre avec les deux faces i et j), la condition est $\vec{A} \cdot \vec{n}_i < 0$; $\vec{A} \cdot \vec{n}_j < 0$; $\vec{A} \cdot \vec{n}_f < 0$. Concernant ce mode de mouvement, il est difficile de déterminer à cette étape la position exacte de l'axe de rotation mais on utilise des conditions cinématiques pour restreindre le champ des possibilités.
3. Analyse de la stabilité mécanique : cette analyse permet de déterminer si un bloc est stable vis-à-vis du mode de rotation qui lui a été attribué. Si le vecteur de la force active \vec{A} et son point d'application I sont connus, on peut calculer le moment autour de tout axe de vecteur directeur \vec{d} (normé) et passant par un point B par l'équation $M = (\vec{BI} \wedge \vec{A}) \cdot \vec{d}$. Le bloc est jugé instable si le moment cause un mouvement vers l'espace vide. Dans le cas d'une force active passant par le centroïde du bloc (poids), on suit les procédures suivantes :
 - (a) Pour la rotation autour d'un côté on définit un plan médian du bloc passant par son centroïde et par le côté concerné, de normale \vec{n}_m dirigée vers le sommet du bloc qui n'appartient pas à la surface libre (voir figure I.14.a). Si la force active \vec{A} (le poids dans ce cas) appartient à ce plan, le bloc est dans un état d'équilibre limite. Si \vec{A} se trouve dans le demi-espace ne contenant pas \vec{n}_m , i.e l'équation $\vec{A} \cdot \vec{n}_m < 0$ est vérifiée, le bloc est jugé instable.
 - (b) Pour la rotation autour d'un sommet on définit les deux plans médians relatifs aux deux côtés correspondant au sommet. Ces plans médians s'intersectent en un vecteur \vec{p} (voir figure I.14.b). Le vecteur de rotation est défini comme étant $\vec{d} = \pm \vec{A} \wedge \vec{p}$. Si \vec{d} appartient à l'espace de rotation cinématiquement admissible défini durant l'analyse cinématique (étape 2.b) alors le bloc est instable par rotation autour de ce vecteur.

- (c) S'il s'agit de rotation autour d'un sommet et la condition précédente n'est pas vérifiée alors le mode de mouvement est une rotation torsionnelle avec (\vec{d} orthogonal à une face du bloc) à condition que \vec{d} appartienne aussi à l'espace de rotation admissible.

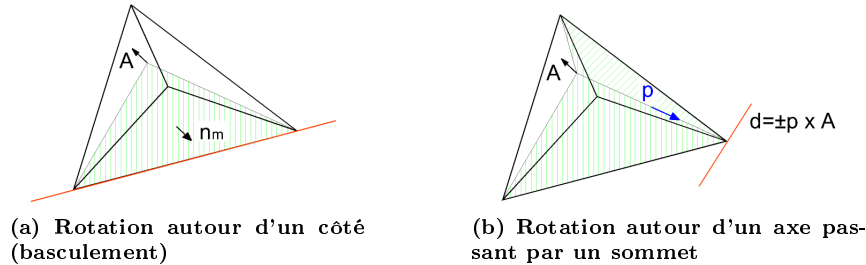


FIGURE I.14 – Définition des plans médians (lorsque la force active passe par le centroïde du bloc)

Résumons ici les différentes approches pour analyser la rotation. Comme on l'a déjà vu, Mauldon et Goodman (1996, [49]) ont développé une méthode vectorielle pour analyser la rotation de blocs tétraédriques avec une face libre.

Lin et Fairhurst (1988, [41]) ont étudié uniquement la possibilité de rotation par basculement (rotation autour d'un côté) pour un bloc polyédrique à n faces.

Pötsch et Schubert (2006, [56]) ont examiné des blocs de formes géométriques arbitraires mais leur analyse est limitée à la première étape d'étude de l'amovibilité en rotation.

Tonon (1998, [68]) a utilisé la dynamique des corps solides dans le but d'incorporer tout type de chargement dans l'étude de la rotation. Ceci permet d'introduire des couples et des forces qui ne sont pas appliqués au centre de gravité du bloc tel que ceux causés par le soutènement, par les pressions d'eau extérieures ou par les écoulements d'eau. Seuls les blocs tétraédriques sont étudiés. Il a démontré que dans certains cas, des blocs trouvés stables en rotation si le point d'application de la force est le centroïde du bloc s'avèrent instables suivant sa méthode.

La prise en compte de la rotation est importante dans l'analyse de la stabilité des blocs. Il a été montré par Mauldon et Goodman [49] et Tonon [68] qu'un bloc stable en translation peut s'avérer être instable en rotation. Aussi, lorsque la translation et la rotation sont possibles, la tendance à la rotation est dominante si la résistance au frottement est élevée. Toutefois, les approches développées pour étudier la rotation sont relativement complexes pour être intégrées dans un code de calcul.

En effet, parmi les logiciels existants, seulement quelques uns prennent en compte la rotation. Le logiciel SAFEX [74] considère l'analyse de stabilité par rotation seulement après introduction d'un boulonnage. Le logiciel SATIRN [57] considère une possibilité de mouvement par rotation uniquement si le facteur de sécurité par translation est supérieur à l'unité. Aussi les modes de rotation sont limités à une rotation autour d'un axe normal à la face du bloc tétraédrique passant par un des sommets du bloc (glissement torsionnel) ou à une rotation autour d'un axe du bloc. Le logiciel BSA [39] applique la méthode de Lin et Fairhurst [41] pour étudier la stabilité en rotation pour le seul mode de basculement.

En conclusion, les différentes méthodes développées sont basées sur une analyse géométrique et cinématique du bloc en considérant une force active et dans certains cas un moment actif en plus. La répartition des contraintes sur les faces du bloc n'est pas prise en compte alors que celles-ci déterminent le mouvement général du bloc et particulièrement sa rotation. En fait, ces contraintes sont indéterminées car leur connaissance nécessiterait de disposer des lois de comportement des joints, de la roche éventuellement, en plus des lois de frottement au niveau des côtés et des sommets. La

procédure adoptée dans la méthode des Blocs Clés consiste alors à découpler le problème. Le bloc est étudié d'abord en translation en considérant le moment actif nul et s'il est trouvé stable, il est testé en rotation. La cohésion et la résistance à la traction sont supposées être nulles pour rendre le calcul analytique de la rotation possible. En plus, la plupart des analyses des modes de rotation variés sont faites pour des blocs tétraédriques. La transposition pour des blocs polyédriques étant complexe analytiquement, l'analyse de tels blocs se limite à la simple étude de leur possibilité de rotation sans arriver à conclure sur leur stabilité. L'analyse de la stabilité en rotation n'est donc pas applicable pour le cas le plus général de bloc.

Enfin, malgré leur complexité, aucune des méthodes déjà citées ne permet de prendre en compte les mouvements de translation et de rotation simultanés ou d'étudier un bloc de forme géométrique arbitraire. La vraie connaissance du comportement du bloc nécessiterait de connaître les contraintes sur ses faces. L'étude en rotation n'est donc qu'un complément de l'analyse en translation de la méthode classique des Blocs Clés qui vise à réduire ses insuffisances en complexifiant l'approche mais sans la rendre ni plus rigoureuse ni plus complète.

I.3.1.4 Étude d'un système de blocs multiples avec l'approche des Blocs Clés

Plusieurs approches, utilisant la théorie des Blocs Clés comme méthode d'analyse de stabilité, ont été développées pour étudier un ensemble de blocs en prenant en compte d'une manière ou d'une autre leurs interactions.

Lin et Fairhurst (1988, [41]) ont développé une méthode en 3D pour étudier un système de plusieurs blocs. Ils ont utilisé les théorèmes de la topologie et de la théorie des graphes pour optimiser leur algorithme qui consiste à éliminer les blocs trouvés instables en réitérant autant de fois jusqu'à ce que tous les blocs instables soient éliminés. Cet algorithme permet de rendre compte de l'influence de l'instabilité d'un bloc sur les blocs adjacents.

Wibowo (1997, [73]) a développé une méthode pour l'étude de Blocs Clés secondaires en utilisant la projection stéréographique.

La méthode des Groupes Clés (Yarahmadi-Bafghi et Verdel, 2003 [75]) a été développée pour étudier un système de plusieurs blocs en 2D en groupant certains blocs adjacents pour former un seul bloc. En fait, on montre que si un bloc donné est trouvé stable, son association avec un ou plusieurs autres blocs adjacents amovibles peut donner un groupe de blocs instable, comme l'illustre l'exemple de la figure I.15. L'étude de ces groupes de blocs donne des résultats plus sécuritaires que l'étude de chaque bloc à part. La procédure suit aussi le même principe que celui de Lin et Fairhurst [41], à savoir que si un bloc ou un groupe de blocs est jugé instable, il est éliminé et le calcul continu d'une façon itérative jusqu'à trouver tous les blocs instables. Récemment, Noroozi et al. (2012, [54]) ont étendu cette méthode pour l'étude d'un système de blocs en 3D. Ces méthodes de Groupes Clés ont servi à l'analyse des instabilités de blocs au niveau des pentes rocheuses mais rien n'empêche de les appliquer pour les excavations souterraines.

Dans ces différentes méthodes, le calcul de stabilité a été effectué via l'approche mécanique dénommée « la théorie des Blocs Clés ». Cependant, elles peuvent également être appliquées en utilisant une autre méthode d'analyse mécanique de Blocs Isolés.

I.3.1.5 Conclusion

La méthode des Blocs Clés est une méthode attrayante pour l'ingénieur parce qu'elle permet de donner une réponse rapide à la question de stabilité sans avoir besoin de beaucoup d'informations en

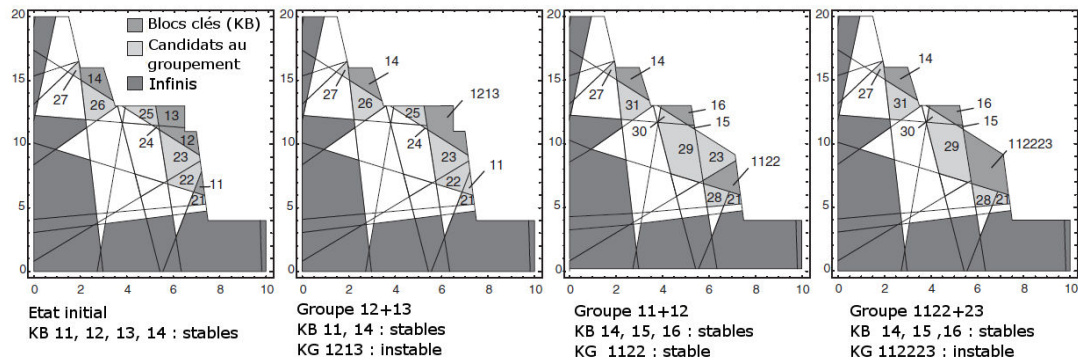


FIGURE I.15 – Méthode des Groupes Clés en 2D (d'après Yarahmadi-Bafghi et Verdel [75])

données. Il suffit de connaître la géométrie du bloc situé à la surface de l'excavation et la direction de la force agissant sur le bloc (généralement le poids uniquement) pour déterminer un coefficient de sécurité. Lorsque la position des discontinuités n'est pas connue avec précision, l'étude est toujours possible en considérant plusieurs combinaisons de joints et le bloc de volume maximal. C'est surtout cette possibilité qui a rendu cette méthode très populaire. Depuis les années 80, elle a été à l'origine du développement de plusieurs logiciels qui ont pour seule variante la forme géométrique des blocs ou la méthode adoptée pour leur génération. Aussi peut-on dire que l'utilisation de cette méthode de façon accrue est par défaut d'existence d'autres méthodes plus rigoureuses et qui soient aussi pratiques et proches du besoin de l'utilisateur.

Toutefois, si on regarde de près l'approche des Blocs Clés, on se rend compte que des hypothèses fortes sont adoptées pour faire face à l'indétermination du problème. Le mode de mouvement du bloc est déterminé au préalable par une étude cinématique en se basant uniquement sur la direction de la force agissant sur le bloc et sur celles des discontinuités. On suppose que les contraintes présentes dans la roche ne peuvent avoir aucune influence sur le mouvement du bloc. Les modes de mouvement sont limités à des translations et même lorsque l'analyse en rotation est prise en compte, l'approche reste assez limitée puisqu'elle suppose que les contraintes initiales n'influencent pas la tendance à la rotation. En plus, les équations d'équilibre des forces sont vérifiées mais les équations d'équilibre des moments ne sont pas considérées.

Du point de vue d'un calcul à la rupture, on cherche à trouver un ensemble de chargements extérieurs tel que les contraintes sur les faces du bloc soient statiquement admissibles et vérifient le critère de rupture. Dans ce cas, on considère qu'une partie de ces sollicitations extérieures est bien connue (forces actives sur le bloc). En prenant comme inconnues les intégrales des contraintes sur chaque face (ce qui est équivalent à considérer des contraintes uniformes par face), on arrive à déterminer un champ de contraintes (un semble de forces de réaction) unique moyennant l'hypothèse que les contraintes sont nulles sur les faces qui se détachent de la masse rocheuse. On peut démontrer qu'il s'agit d'une solution par borne inférieure. Mais cette solution est uniquement utile dans le sens de la négation. Ainsi, si les sollicitations extérieures sont supérieures à celles trouvées, on peut affirmer par sécurité que le bloc n'est jamais en équilibre. Mais si ces sollicitations appartiennent à l'ensemble trouvé, on dit que le bloc est potentiellement stable. En fait, si le champ de déplacement n'est pas établi au préalable par des lois géométriques, une autre solution des sollicitations et des déplacements est possible. La méthode des Blocs Clés est une méthode qui vise à donner la solution la plus optimiste mais cette solution n'est pas la plus garantie. On verra dans le chapitre suivant que considérer l'historique du chargement sur le bloc montre que la prise en compte des contraintes donne parfois un résultat

plus sécuritaire que celui de la méthode des Blocs Clés.

Certaines approches utilisant la méthode des Blocs Clés ont tenté d'y introduire une prise en compte des contraintes initiales. Toutefois ces tentatives ne sont pas rigoureuses. Les contraintes sont calculées en considérant un milieu continu et le reste du calcul suit la même procédure adoptée par la méthode des Blocs Clés.

Finalement, bien que le problème de stabilité d'un bloc semble être simple par rapport à l'étude de plusieurs blocs en même temps, l'approche des Blocs Clés se heurte à plusieurs limitations surtout lorsqu'elle est appliquée dans les milieux rocheux souterrains où les contraintes dans la roche et le comportement des joints affectent la stabilité du bloc.

Dans le paragraphe suivant, nous explorons d'autres approches qualifiées de déterministes où une partie des contraintes est supposée être connue et on cherche à trouver l'autre partie qui assure l'équilibre du bloc.

I.3.2 Méthodes déterministes

On désigne par méthodes déterministes les méthodes qui supposent que les contraintes agissant sur le bloc après excavation peuvent être estimées ou calculées en partie. Le nombre d'inconnues est alors suffisamment réduit pour que le problème devienne déterminé. L'exactitude de ces approches dépend alors de la validité du champ des contraintes déterminé au préalable. On verra par ailleurs qu'elles n'ont été développées que pour des cas simples de géométries de blocs.

I.3.2.1 Méthode déterministe de Brady et Brown

Il s'agit d'une approche présentée par Brady et Brown (2004, [9]) et qualifiée de déterministe puisqu'une partie des contraintes agissant sur le bloc est supposée connue avant de procéder à l'analyse de stabilité

On considère un bloc tétraédrique dont le sommet est situé à l'aplomb de la base. Les contraintes dans la roche sont évaluées en considérant un milieu élastique continu. On calcule les contraintes normales au niveau des faces puis on les intègre de façon à avoir une force normale par face. Le but est de trouver la force d'arrachement qui va ramener le bloc à l'équilibre limite. Dans cette méthode, cet état est caractérisé par une plastification simultanée de toutes les faces. De plus, on impose que la direction de la force tangentielle au niveau d'une face donnée soit la même que la bissectrice de l'angle au sommet de cette face, ce sommet étant le sommet du bloc intérieur à la roche, comme le schématise la figure I.16.

Les équations d'équilibre des forces permettent de déterminer la force d'arrachement verticale F_a qui se calcule par $F_a = \sum_{i=1,3} N_i (b_{zi} \tan \phi_i + \cos \alpha_i)$.

Dans cette expression, b_{zi} est la composante verticale du vecteur unitaire \vec{b}_i dirigé suivant la bissectrice de l'angle au sommet de la face i (comme indiqué dans la figure I.16), α_i est le pendage de la face i et ϕ_i son angle de frottement.

Le calcul du facteur de sécurité se fait alors par le rapport $FS = \frac{F_a}{P}$, P étant le poids du bloc.

Cette méthode permet d'une certaine façon d'inclure les contraintes *in situ* dans l'analyse mais elle possède plusieurs limites :

- Les contraintes normales sont calculées en supposant que les discontinuités n'ont aucun effet sur la distribution des contraintes.

- Les faces sont supposées plastifier en même temps alors que ceci n'a pas lieu nécessairement. Cette hypothèse n'est pas en fait assez sécuritaire puisqu'un bloc peut devenir instable si une seule de ses faces a plastifié.
- La direction des forces tangentielles est imposée. Il s'agit d'une hypothèse non justifiée qui vise juste à diminuer le nombre d'inconnues.
- L'effet stabilisant de la dilatance est ignoré ainsi que la possibilité de rotation du bloc.
- On considère une force par face ce qui est équivalent à considérer une répartition uniforme des contraintes par face.
- Le calcul du facteur de sécurité de cette façon, en imposant une direction verticale de la force d'arrachement, suppose que le poids est le seul facteur de risque. En plus, cette approche ne peut pas être transposée pour des blocs qui ne sont pas situés sur le toit de la galerie ou dont le mode de mouvement s'apparenterait à un glissement plutôt qu'à une chute.

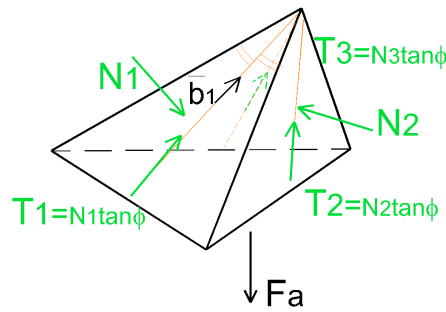


FIGURE I.16 – Méthode déterministe de Brady et Brown [9]

I.3.2.2 Méthode du logiciel GAFIS

Le logiciel GAFIS (Fine et Tijani, 1990 [20]) est un outil d'aide à la décision, qui offre à l'utilisateur la possibilité d'introduire des discontinuités planes (ou parties de plans) de façon déterministe ou selon des lois de probabilité arbitraires, de définir le vide souterrain (galerie avec toit plat ou en ogive) ainsi que les données nécessaires pour une analyse de stabilité (gravité, caractéristiques mécaniques des joints). Les blocs tétraédriques formés sur le toit de la galerie par toutes les combinaisons possibles des discontinuités introduites sont étudiés. La figure I.17 montre un exemple de blocs générés avec GAFIS.

Le logiciel propose une liste de critères de stabilité établis par des experts et dictés par des observations dans les galeries minières. La liste préprogrammée s'enrichit en fonction de l'état de l'art et comprend entre autres les notions de « bloc couché » (dont le sommet n'est pas à l'aplomb de la base), « petit volume », « hauteur incompatible avec l'extension des fissures », « blocs emboîtés ». Mais c'est l'ingénieur qui active les critères qu'il juge pertinents pour le cas étudié et le logiciel se contente de repérer les blocs en fonction de ces critères (qui sont indépendants) et de signaler tous les blocs instables, sachant qu'un bloc est déclaré instable lorsqu'il viole un des critères activés.

La liste des critères disponibles comprend

- la condition cinématique avec prise en compte d'un angle de dilatance ψ :
un bloc est amovible si $\exists \vec{s} / \forall i, \vec{s} \cdot \vec{n}_i \geq \sin \psi_i \|\vec{s}\|$;
- la condition mécanique qui utilise l'angle de frottement ϕ :
un bloc est stable si $\forall i / \|\underline{\sigma} \vec{n}_i - \underline{\sigma} \vec{n}_i \cdot \vec{n}_i\| \leq -\tan \phi_i (\underline{\sigma} \vec{n}_i \cdot \vec{n}_i)$

où $\underline{\underline{\sigma}}$ est la matrice du champ des contraintes et \vec{n}_i est la normale extérieure à la face de contact i du bloc.

C'est parce que le critère mécanique de GAFIS suppose que les contraintes actuelles $\underline{\underline{\sigma}}$ sont connues qu'il a été classé dans cette étude bibliographique dans la catégorie des méthodes déterministes. Pour aider l'ingénieur chargé de l'étude, les auteurs du logiciel ont proposé une technique d'estimation de $\underline{\underline{\sigma}}$ qui, avec un minimum de données, génère un champ de contraintes compatibles avec les équations d'équilibre. Les auteurs ont profité de la forme de ce champ (fonction affine de la cote z) et du caractère convexe du critère de glissement (critère de Coulomb) pour pallier correctement la variabilité de $\underline{\underline{\sigma}}$ le long d'une face.

En s'inspirant du calcul par Éléments Finis, on admet qu'au voisinage de la paroi, la matrice des contraintes reste diagonale après excavation. Les contraintes de cisaillement sont donc nulles. En désignant par z la cote (mesurée à partir de la base du bloc tétraédrique situé sur le toit de la galerie), par $g > 0$ l'intensité de la gravité (dirigée dans le sens $z < 0$), par ρ la masse volumique du bloc et par σ_{xx} et σ_{yy} des contraintes horizontales fournies uniformes, la matrice des contraintes s'exprime par : $\underline{\underline{\sigma}} = \text{diag}(\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \rho g z)$. Cette matrice vérifie les équations d'équilibre (en forces et en moments) et la condition au limite (en $z = 0$ la face du bloc est dans le vide et les contraintes verticales sont nulles).

On remarque clairement que les contraintes principales sont deux compressions (σ_{xx} et σ_{yy}) et une traction ($\rho g z$). Par conséquent, vis-à-vis du critère de Coulomb et ce indépendamment de l'orientation de la face, pour être pessimiste, au moment de l'évaluation du critère mécanique, il suffit de prendre la traction maximale $\rho g H$, où H est la hauteur du tétraèdre. Dans la version actuelle du logiciel GAFIS, on a choisi $z = H/3$ (centre d'inertie). Cette considération est équivalente au calcul du critère mécanique par rapport à une contrainte moyenne.

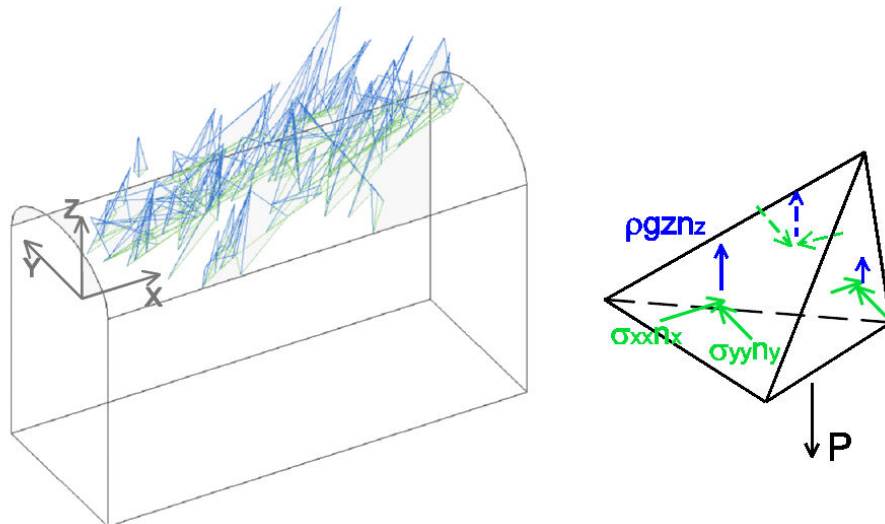


FIGURE I.17 – Méthode du logiciel GAFIS (génération des blocs au toit et estimation des contraintes pour un bloc donné)

Pour conclure, le logiciel GAFIS présente les principales insuffisances citées ci-après :

- La forme géométrique du bloc est limitée au tétraèdre.
- Les équations d'équilibre admettent une infinité de solution dont celle adoptée dans GAFIS. Sachant que l'approche adoptée pour estimer ces contraintes n'est valable que pour les blocs au

toit, GAFIS n'a pas été étendu pour l'étude des blocs sur les parements de la galerie.

- Une dernière faiblesse, que l'on retrouve aussi dans les autres logiciels, est la bonne estimation du champ des contraintes actuelles au voisinage du bloc. Ce dernier point fait justement l'objet de la présente thèse.

I.3.2.3 Conclusion

Dans les méthodes déterministes, on suppose qu'une partie du champ des contraintes agissant sur le bloc après excavation est connue à l'avance. Dans la méthode du logiciel GAFIS, il s'agit des contraintes horizontales et dans la méthode de Brady et Brown, il s'agit des contraintes normales aux faces du bloc. Ces contraintes sont soit calculées à partir d'un modèle continu de l'excavation en élasticité, soit estimées en s'inspirant d'un calcul élastique. Pour lever l'indétermination, ces méthodes adoptent des hypothèses supplémentaires. Dans la méthode de Brady et Brown, on suppose que la direction des forces tangentielle est bien connue et suit la bissectrice de l'angle au sommet de la face. Cette hypothèse n'est pas justifiée physiquement, elle a pour but uniquement de réduire les inconnues dans le problème. Toutefois, si le bloc possède plus de trois faces de contact, le problème est de nouveau indéterminé. En plus, on suppose une répartition uniforme des contraintes sur chaque face, et lors du calcul à la rupture, on suppose la plastification simultanée de toutes les faces. Dans la méthode du logiciel GAFIS, l'estimation des contraintes, en particulier la supposition que les contraintes verticales sur le bloc varient linéairement en fonction de la gravité, n'est valable que pour les blocs situés au toit de la galerie.

En adoptant ces approches déterministes, l'équilibre du bloc est respecté. Cependant, même si l'on estime que l'approche du calcul des forces inconnues est rigoureuse, la validité de la solution dépend de la validité de la partie prédéfinie du champ des contraintes. En effet, le comportement des joints n'est pas pris en compte dans ces méthodes alors qu'il peut avoir une influence sur la répartition des contraintes. Enfin, les méthodes déterministes donnent une réponse à la question de stabilité mais les résultats sont à prendre avec précaution. Les logiciels basés sur ces méthodes, bien qu'ils soient conviviaux, sont à utiliser par des ingénieurs qui en connaissent les limitations (ce sont des outils d'aide à la décision).

I.3.3 Méthode de Relaxation

On désigne par méthode de Relaxation la méthode qui fait intervenir le comportement des joints dans le calcul de stabilité. Les contraintes au niveau des faces supposées être connues à l'étape initiale du calcul (qui correspond souvent à l'état des contraintes après excavation dans un milieu continu) sont modifiées, voire relaxées, après l'ajout d'une force supplémentaire (le poids par exemple), de façon à respecter l'équilibre du bloc et les lois qui régissent le comportement des joints.

I.3.3.1 Principe de la méthode de Relaxation

La méthode a été initialement développée pour un bloc symétrique en 2D situé sur le toit d'une excavation plane (Bray, 1977 [10], Crawford et Bray, 1983 [14]). L'étude analytique est divisée en deux étapes comme le montre la figure I.18.

Première étape Les joints sont infiniment rigides, i.e. leur présence est ignorée. La masse rocheuse est isotrope, homogène et élastique, transmettant une force horizontale F_{0x} aux faces du bloc. Le poids du bloc n'agit pas durant cette étape. L'équilibre du bloc est alors assuré. La valeur de F_{0x} peut être

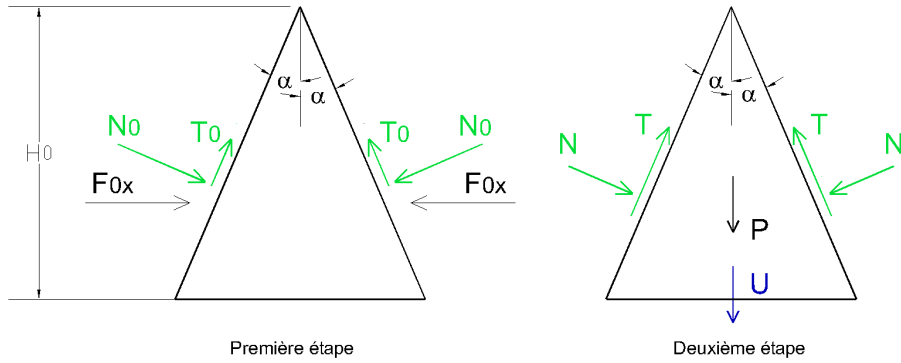


FIGURE I.18 – Méthode de Relaxation pour un bloc symétriques en 2D

imposée de façon empirique ou calculée à partir d'un modèle de l'excavation élastique continu sans prise en compte du poids.

Une condition initiale relative à la non-plastification du joint s'impose durant cette première étape et s'exprime par l'inégalité $\alpha < \phi$ dans le cas où la cohésion est nulle. Dans cette expression, α est le demi-angle au sommet du bloc et ϕ l'angle de frottement. En fait, si N_0 est la composante normale de F_{0x} sur une face du bloc, la composante tangentielle est $T_0 = N_0 \tan \alpha$. La condition de non-plastification du joint s'exprime par $T_0 < N_0 \tan \phi$.

Deuxième étape Les joints sont déformables alors que la masse rocheuse est rigide. Le poids P du bloc agit durant cette étape et le bloc se déplace de façon à rétablir l'équilibre en sollicitant le comportement des joints. Les efforts varient sur les faces en suivant les lois de comportement linéaires effort-déplacement des joints. Les nouveaux efforts calculés permettent d'assurer l'équilibre du bloc. Nous avons six inconnues : les efforts sur chaque face (N_1, T_1, N_2, T_2) et les composantes horizontale et verticale du déplacement (U_x et U_y).

Le problème est déterminé puisque nous disposons de six équations : deux équations d'équilibre horizontal et vertical et deux équations de comportement du joint au niveau de chaque face du bloc. Dans ce cas, à cause de la symétrie par rapport à l'axe vertical, les efforts sur les deux faces symétriques sont égaux et la composante horizontale du déplacement est nulle. Ainsi, le nombre d'inconnues est réduit à 3, (N, T et U). Le problème est résolu en considérant les 3 équations suivantes :

- l'équation d'équilibre verticale

$$2T \cos \alpha - 2N \sin \alpha - W = 0;$$
- les équations de comportement des joints

$$N = N_0 - K_n S U_n \text{ et } T = T_0 - K_t S U_t.$$

Dans ces équations, K_n et K_t sont les rigidités normale et tangentielle des joints et $S = H_0 / \cos \alpha$ est la longueur de la face. Les déplacements dans la direction normale à la face et dans la direction tangentielle sont respectivement $U_n = U \sin \alpha$ et $U_t = U \cos \alpha$.

Le coefficient de sécurité relatif à la plastification au niveau d'une face est alors $FS = \frac{N \tan \phi + cS}{T}$.

Une autre méthode d'évaluation de la stabilité consiste à imposer une force R supplémentaire au poids P . Cette force est calculée de façon à ramener le bloc à l'état d'équilibre limite, i.e. au niveau de chaque face, l'effort tangentiel a atteint la valeur correspondante à la plastification du joint $T = N \tan \phi + cS$. Le facteur de sécurité est ensuite évalué par $FS = \frac{P + R}{P}$.

Notons qu'il est possible de prendre en compte la dilatance dans le calcul. Elsworth (1986, [18])

a introduit l'effet de la dilatance dans la solution analytique en modifiant la composante normale du déplacement comme suit :

$$U_n = U \sin \alpha - U_t \tan \psi.$$

Le déplacement normal est ainsi réduit et l'effort normal augmente. La dilatance a donc un effet stabilisant sur le bloc.

I.3.3.2 Calcul des efforts de l'étape initiale

Plusieurs auteurs ont calculé les efforts (N_0 et T_0) agissant sur les faces du bloc durant la première étape de calcul en utilisant les solutions analytiques ou numériques de la distribution des contraintes élastiques autour d'une excavation circulaire dans un milieu non gravitaire (Crawford et Bray, 1983 [14], Elsworth, 1986 [18], Sofianos et al., 1999 [62], Nomikos et al., 2002 [53], Nomikos et al., 2006 [52]). Des variations de la géométrie du bloc et de l'état des contraintes initiales avant excavation ont été étudiées.

Elsworth (1986, [18]) a considéré des contraintes initiales hydrostatiques. Les valeurs de N_0 et T_0 sont calculées par intégration des contraintes après excavation sur les faces du bloc. La transformation des contraintes donne la valeur de F_{0x} et une valeur nulle pour la force verticale initiale F_{0z} .

Sofianos et al. (1999, [62]) ont considéré un état initial de contraintes non hydrostatiques (les contraintes initiales horizontales et verticales ne sont pas égales). Les solutions de la redistribution des contraintes sont données par les équations de Kirsch et la suite de calcul est la même que celle de Elsworth [18] ou celle de Bray [10].

Nomikos et al. (2002, [53]) ont considéré un état initial de contraintes non hydrostatiques inclinées (les contraintes initiales de cisaillement ne sont pas nulles). Dans ce cas, l'intégration des contraintes verticales sur les deux faces du bloc n'est pas nulle. On calcule alors des efforts F_{0z} de directions opposées sur les deux faces. Ainsi, l'équilibre des forces verticales est respecté mais il est bien évident que l'équilibre des moments n'est respecté que pour une position donnée de F_{0x} et F_{0z} sur les faces du bloc, comme le suggère la figure I.19. Cette position est pourtant inconnue et la suite du calcul est faite comme si les contraintes étaient uniformément réparties sur les faces. Dans la deuxième étape de calcul, la force d'arrachement est déterminée en considérant que l'une des deux faces du bloc a plastifié. Comme le bloc est symétrique, la face choisie est celle où F_{0z} est dirigé vers la verticale positive. Le calcul dans cette étape est aussi fait sans se soucier de l'équilibre des moments.

Nomikos et al. [52] ont appliqué ces considérations précédentes pour un bloc non symétrique. Deux forces d'arrachement correspondant à la plastification des deux faces sont calculées respectivement et la moins élevée est choisie.

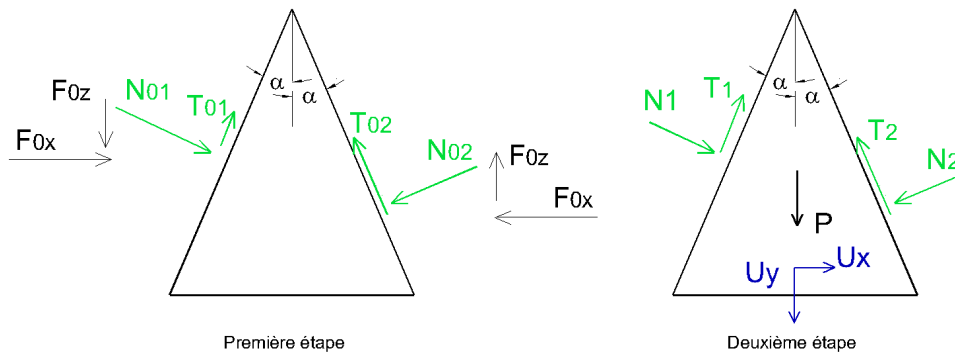


FIGURE I.19 – Méthode de Relaxation dans le cas de contraintes initiales inclinées

Le principe de calcul pour ces cas est le même que celui de Bray [10] exposé dans le paragraphe précédant. Dans la deuxième étape, les équations de comportement des joints et d'équilibre des forces sont appliquées pour connaître les efforts sur les faces. Pour le bloc non symétrique, la différence avec le résultat de Bray [10] est que la composante horizontale du déplacement U_x n'est pas nulle. Pour le cas de contraintes inclinées, la composante F_{0z} n'est pas nulle.

Il convient de signaler que, dans tous ces cas, le bloc est soumis uniquement à un mouvement de translation. En effet, on considère une force unique par face, ce qui est équivalent à considérer une distribution uniforme des contraintes au niveau de chaque face. Par conséquent, suite à la linéarité de la loi de comportement des joints, tous les points d'une même face possèdent le même déplacement. Cela correspond donc à un mouvement de translation sans prise en compte d'une éventuelle rotation.

Il est important de noter aussi que la gravité n'intervient pas dans le calcul des contraintes élastiques alors que le poids apparaît durant la deuxième étape. C'est comme si l'on supposait que la gravité n'influence pas la répartition des contraintes mais a pour rôle uniquement de solliciter le comportement des joints.

Dans ces approches, le critère de plasticité sur les faces n'est pas toujours vérifié pour les contraintes élastiques durant la première étape de calcul. Or, si les contraintes ne sont pas plastiquement admissibles durant la première étape, le bloc peut être directement déclaré instable et le passage à la deuxième étape est absurde.

Finalement, bien que les contraintes *in situ* et le comportement du joint soient pris en compte dans le calcul, la méthode adoptée n'est pas assez rigoureuse. On crée un historique fictif de passage entre contraintes initiales et contraintes finales par une décomposition en deux étapes alors qu'en réalité le poids du bloc et les joints interviennent dès le début de l'excavation.

I.3.3.3 Études paramétriques

Les études paramétriques entreprises dans les différentes applications de la méthode de Relaxation ont abouti aux résultats explicités ci-après :

- Lorsque les contraintes *in situ* augmentent, la force d'arrachement augmente (Elsworth, 1986 [18]). Dans le cas de contraintes non hydrostatiques, l'augmentation de la contrainte initiale horizontale a également un effet stabilisant (Sofianos et al., 1999 [62]).
- La force d'arrachement est plus élevée lorsque l'angle au sommet du bloc diminue (Sofianos et al., 1999 [62]). Les blocs étroits sont donc plus stables.
- L'augmentation du rapport des rigidités K_n/K_t a un effet déstabilisant sur le bloc (Elsworth [18], Sofianos et al. [62], Crawford et Bray [14]). Cet effet est d'autant plus marqué que le demi-angle au sommet α est petit par rapport à l'angle de frottement ϕ . Il a été montré par Crawford et Bray [14] que la valeur élevée de ce rapport constitue une borne supérieure de la solution de la force d'arrachement et qu'une valeur égale à l'unité constitue une borne inférieure. Il est alors plus prudent dans la solution analytique d'utiliser des rapports élevés de K_n/K_t .
- Le facteur de sécurité $FS = \frac{P+R}{P}$ diminue lorsque la taille du bloc augmente pour des contraintes initiales horizontales constantes (Crawford et Bray [14]).
- Les études de Sofianos et al. [62] et Elsworth [18] ont montré que lorsque le demi-angle au sommet du bloc diminue, i.e. le bloc est plus étroit, l'effet stabilisant de la dilatance est plus marqué.

I.3.3.4 Comparaison avec des modèles numériques

La méthode précédente appliquée pour un bloc symétrique à surface libre plane a été comparée à des modèles numériques, en Déplacement Discontinu (Crawford et Bray, 1983 [14]) ou en Éléments Distincts (Nomikos et al., 2002 [53]). Dans ces modèles, on considère une roche déformable de module d'Young E . Les deux étapes de calcul du modèle analytique sont simulées. Cette comparaison ne va pas servir donc à tester la méthodologie adoptée dans les méthodes de Relaxation mais vise plutôt à montrer que les hypothèses de rigidité du bloc et d'une distribution uniforme des contraintes au niveau des faces sont valables.

Premièrement, on considère uniquement la présence de contraintes horizontales à l'étape initiale. Lorsque les valeurs de α et ϕ sont proches, i.e. le bloc est déjà proche de l'équilibre limite, les valeurs des forces d'arrachement suivant les deux méthodes (analytique et numérique) sont proches indépendamment de la variation de E/K_n ou de K_n/K_t (Crawford et Bray [14]). Lorsque la valeur de ϕ augmente par rapport à celle de α , le résultat du calcul numérique dépend des rigidités relatives de la roche et du joint et donc du rapport E/K_n . Pour un rapport faible de E/K_n , la solution analytique surestime la force d'arrachement. Lorsque ce rapport augmente, la distribution des contraintes au niveau des faces devient presque uniforme et la solution avec roche déformable s'approche de la solution analytique avec roche non déformable (Crawford [14], Nomikos et al. [53]).

Deuxièmement, on considère la présence de contraintes verticales à l'état initial dans la solution numérique (Crawford et Bray [14]). Ceci résulte en une diminution de la force d'arrachement et donc a un effet déstabilisant sur le bloc. Dans la solution analytique, puisqu'on calcule une seule force par face, l'équilibre du bloc durant la première étape impose le fait que l'effort vertical soit nul (*cf.* le calcul précédant de Bray [10]). Ainsi, la prise en compte des contraintes verticales n'est alors pas possible dans la solution analytique. Par ailleurs, la présence de ces contraintes verticales initiales a pour effet d'altérer la distribution des contraintes autour de l'excavation et de diminuer les efforts F_{0x} calculés. La solution analytique risque alors de surestimer la stabilité du bloc surtout lorsque le rapport entre les contraintes verticales et horizontales initiales augmente.

Le même type de comparaison a été aussi fait pour un bloc non symétrique soumis à des contraintes initiales non hydrostatiques inclinées avec une face libre horizontale (Nomikos et al., 2006 [52]). Dans le modèle numérique en Éléments Distincts, le bloc et la masse rocheuse sont supposés être rigides. Les résultats de la force d'arrachement obtenus sont assez proches entre le modèle analytique et le modèle numérique.

D'après ces études, nous remarquons que la validité de la solution analytique pour des blocs à surface plane est uniquement vraie pour des valeurs élevées du module d'Young de la roche et pour des contraintes verticales initiales nulles. La première supposition est acceptable puisqu'il s'agit de l'hypothèse initiale de notre étude, i.e. la roche est rigide. Toutefois, la prise en compte de contraintes verticales nulles n'est pas représentative d'un cas général et constitue une limitation majeure de l'application de la méthode analytique.

Les résultats diffèrent encore plus entre solution analytique et numérique pour le cas de bloc à surface libre de forme circulaire (Nomikos et al. [53]). La force d'arrachement est surestimée dans le modèle analytique lorsqu'on considère uniquement des contraintes horizontales et encore plus dans le cas de contraintes initiales non hydrostatiques inclinées ou non. Ceci peut être attribué au fait que la trajectoire des contraintes tend à suivre la forme du tunnel aux alentours de la surface libre. Nous observons alors une plastification partielle des faces du joint dans le modèle numérique quand on s'approche de la face libre même pour une valeur élevée de E . Le calcul analytique surestime donc

la stabilité du bloc dans le cas d'excavations circulaires pour tout type de chargement initial ou de valeur de rigidité de la roche.

Enfin, si les résultats de la solution analytique s'approchent de la solution numérique pour les cas de surface plane surtout pour des contraintes initiales horizontales, pour le cas de surface libre circulaire, la solution analytique surestime la stabilité quel que soit le type de chargement.

I.3.3.5 Application à un bloc 3D

La méthode de Relaxation a été appliquée à l'étude d'un bloc en 3D (Goodman et al., 1983 [23], Yow et Goodman, 1988 [78]). La division classique en deux étapes est adoptée et le principe de calcul est le même que celui en 2D. Dans l'approche de Yow et Goodman [78], à la différence des méthodes exposées précédemment, on considère une répartition des contraintes non uniformes sur la face du bloc. Autrement dit, les contraintes ne sont pas remplacées par un seul effort par face.

Dans la première étape, la solution des contraintes dans un milieu élastique en déformation plane autour d'une excavation cylindrique dans un milieu non gravitaire est utilisée, sans prendre en compte la présence des joints. Les contraintes normales et tangentielles sont déduites sur les faces maillées du bloc.

Dans l'approche de Goodman et al. [23], on considère une force inconnue par face durant la deuxième étape du calcul. Le problème reste indéterminé puisqu'on a 12 inconnues (3 composantes de force par face et 3 composantes de déplacement) et 9 équations (3 équations d'équilibre et 2 équations de comportement par face). Pour faire face à l'indétermination du problème, on considère que la plastification se fait simultanément sur toutes les faces et on calcule une force de soutènement ou d'arrachement correspondante ainsi qu'un vecteur déplacement correspondant. Les limitations de cette approche sont les mêmes que celles des autres approches en 2D.

Dans la méthode de Yow et Goodman [78], un déplacement vertical vers le bas est imposé sur le bloc dans la deuxième étape de calcul. La variation des contraintes au niveau de chaque maille est calculée en utilisant les lois de comportement des joints. La dilatance des joints est prise en compte. Le comportement normal du joint peut être linéaire ou hyperbolique et les contraintes tangentielles sont limitées par le critère de plasticité imposé. Le calcul est fait pour plusieurs incréments de déplacement vertical vers le bas. La force d'arrachement correspondante est l'opposée de l'intégrale Q des contraintes agissant sur les faces du bloc. Si cette force est inférieure au poids, le bloc est jugé en état de déséquilibre instable pour le déplacement correspondant. Dans le cas contraire, le bloc est dans un état de "déséquilibre stable", il possède une marge de sécurité. La stabilité générale du bloc est jugée en évaluant la force d'arrachement pour plusieurs déplacements calculés.

Notons que dans l'article de Yow et Goodman [78], nous remarquons que l'équilibre du bloc n'est pas respecté dans la première étape du calcul (puisque la force d'arrachement n'est pas nulle). Ceci est contradictoire avec le fait qu'un calcul élastique des contraintes sans gravité est effectué. On peut attribuer ce déséquilibre à une correction des contraintes tangentielles ayant dépassé le critère à l'état initial. Les forces d'arrachement calculées dans la deuxième étape ne sont donc pas représentatives de la stabilité du bloc puisqu'une partie contribue à corriger le déséquilibre imposé au bloc durant la première étape. En outre, ces forces d'arrachement correspondent à un déplacement vertical du bloc. Ce déplacement ne correspond pas nécessairement au déplacement d'un bloc dans un champ de contraintes arbitraire.

Finalement, bien que l'on considère plusieurs contraintes par faces, l'étude possède plusieurs limitations. Elle ne peut pas être appliquée à un bloc dont on ignore la direction de déplacement. En plus,

la stabilité est calculée en utilisant un facteur de déséquilibre $(Q + P)/P$ correspondant à plusieurs amplitudes de déplacements. Ce facteur traduit plutôt une inadaptation des conditions d'équilibre avec le déplacement imposé que réellement une évaluation rigoureuse de la stabilité.

I.3.3.6 Conclusion

La méthode de Relaxation adopte une approche de division du calcul en deux étapes. Si on suppose que cette approche est rigoureuse, pour la plupart des études, l'application de la solution analytique est uniquement valable lorsque l'hypothèse de la distribution uniforme des contraintes au niveau des faces est possible. Ceci est limité au cas de blocs rigides à surface libre horizontale. En outre, la comparaison a été faite par comparaison avec des méthodes numériques qui adoptent la même technique de division. Aucune étude n'a permis de justifier cette division bien que la comparaison avec un simple modèle numérique où les joints sont sollicités simultanément avec l'excavation soit possible.

Même pour la méthode où une répartition non uniforme des contraintes est considérée, on ne sait juger la stabilité du bloc qu'en imposant un déplacement donné. Aussi cette méthodologie n'a pas été comparée à d'autres approches numériques.

Dans la méthode de Relaxation, on estime que le comportement du joint n'est sollicité que par l'application du poids. Même si on applique une autre force pour le ramener à l'équilibre limite, la stabilité est jugée en comparant cette force limite au poids. Cette hypothèse n'est en aucun cas justifiable puisque le comportement des joints intervient en réalité dès le début de l'excavation, avec la libération d'une face du bloc.

La méthode réduit le champ de contraintes admissible à un seul champ en faisant intervenir la loi de comportement des joints dans le calcul. Elle essaie de reconstituer l'évolution des contraintes de l'état initial à l'état final mais cette reconstitution n'est pas rigoureuse à cause de la division de l'étude en deux étapes qui ne sont pas représentatives de l'évolution réelle de l'excavation.

Enfin, la méthode de Relaxation n'a été développée que pour les blocs situés sur le toit d'une excavation et le mouvement du bloc est limité à la translation. Il s'agit d'une approche utile pour mettre en évidence l'influence des différents paramètres sur le problème de stabilité, mais ne peut pas constituer une approche complète d'analyse de stabilité de blocs ou de conception d'excavation dans un milieu discontinu.

I.3.4 Synthèse

Ce premier chapitre constitue une revue bibliographique des différentes méthodes d'analyse de la stabilité des blocs rocheux autour des vides souterrains. L'accent est mis sur les méthodes adoptant l'approche des Blocs Isolés. Le but est de montrer, d'une part l'avantage de l'approche des Blocs Isolés par rapport à un calcul comprenant tous les blocs et, d'autre part, les limitations des méthodes disponibles adoptant cette approche.

Les différentes méthodes possibles pour étudier un ensemble de blocs en 3D interagissant entre eux sont présentées. Il s'avère que le problème est assez lourd à cause de la géométrie complexe du modèle et surtout si des non linéarités sont introduites. En outre, vu les incertitudes liées à la difficulté d'accès aux paramètres géométriques et mécaniques des discontinuités, plusieurs calculs de stabilité en faisant varier ces paramètres sont nécessaires, ce qui alourdit encore plus la procédure. Par ailleurs, ces méthodes de blocs multiples peuvent présenter certains inconvénients. La méthode des Éléments Distincts utilise les équations de la dynamique pour résoudre un problème statique. Ces équations constituent une astuce numérique pour retrouver un champ de contraintes statiquement

admissible. Aussi, l'approche peut être affectée par le type d'amortissement utilisé. Ajoutons à cela que la gestion des contacts entre les joints est un problème assez complexe. La méthode du logiciel BRIG3D qui permet la modélisation d'un système de blocs rigides adopte une approche statique similaire à celle des Éléments Finis (minimisation de l'énergie potentielle) mais se heurte à plusieurs limitations. L'accumulation des erreurs dues aux simplifications adoptées dans la prise en compte de la rotation du bloc peut empêcher la convergence du système. Des corrections peuvent être introduites mais elles ne sont pas assez efficaces. Enfin, la méthode DDA adopte aussi la notion de minimisation de l'énergie potentielle. Dans sa version classique cette méthode ne permettait pas de représenter de façon rigoureuse la répartition des contraintes sur les faces des blocs mais des études récentes ont introduit la prise en compte de contraintes non uniformes sur les faces. Par ailleurs, les rigidités adoptées pour les contacts ne sont pas représentatives des rigidités des joints, on leur attribue des valeurs convenables pour simuler les conditions de non plastification du contact et d'absence d'interpénétration entre les blocs.

La méthode des Blocs Isolés représente une approche simplificatrice pour répondre à la question de stabilité des blocs à condition qu'elle donne un résultat conservateur. Cette approche consiste à étudier le bloc en considérant qu'il est rigide et que le reste de la masse rocheuse est continu et rigide. Le jugement sur l'état de stabilité du bloc nécessite de connaître les contraintes qui existent sur ses faces après excavation. Si l'historique du chargement n'est pas pris en compte, ni les lois de comportement des joints, le calcul est indéterminé. Sachant que la plupart des approches de Blocs Isolés essaient de trouver les contraintes finales en considérant uniquement l'état final de chargement, le problème est forcément indéterminé. Pour réduire le nombre d'inconnues, on considère des contraintes uniformes sur chaque face. Cela ne suffit pas pour lever l'indétermination et des hypothèses fortes supplémentaires sont adoptées suivant la méthode utilisée. Du point de vue d'un calcul à la rupture, on cherche l'ensemble des sollicitations tel que le champ de contraintes (ou l'ensemble des forces) sur les blocs soit statiquement et plastiquement admissible. Les approches de Blocs Isolés peuvent être classées comme des approches statiques par l'intérieur. On cherche à trouver un ensemble qui constitue une borne inférieure des solutions possibles. Ce champ est restreint à ce qui est vraisemblable différemment pour chaque méthode de Blocs Isolés.

Dans la méthode des Blocs Clés, on procède à une étude cinématique qui va déterminer, d'après la géométrie du bloc, son mouvement. On se limite à trois types de mouvements en translation : chute libre, glissement sur une face et glissement sur deux faces. La force de réaction est considérée être nulle sur la face qui se détache du reste de la masse rocheuse. Par conséquent, le nombre d'inconnues est restreint et on est capable de calculer les forces sur les faces de glissement en utilisant les équations d'équilibre. Notons qu'un bloc en chute libre est déclaré instable automatiquement. Cette approche a reçu de la popularité surtout avec l'introduction par Goodman et Shi de la notion de pyramide de joint qui permet d'étudier les combinaisons de joints sans avoir à former des blocs. La possibilité de rotation a été considérée par quelques auteurs dans l'étude cinématique, mais les formulations mathématiques sont assez complexes et leur introduction dans un modèle de calcul contredit l'intérêt principal de l'approche des Blocs Clés qui vise à simplifier la procédure d'analyse de stabilité des blocs. Certains auteurs, conscients que le problème est résolu avec un aspect purement géométrique, ont essayé d'y introduire les contraintes. Ces contraintes sont calculées à partir d'un modèle continu et donc la méthode adoptée n'est pas assez rigoureuse.

Les méthodes déterministes considèrent que le champ des contraintes inconnu peut être fourni par l'utilisateur de façon à respecter l'équilibre du bloc. Il reste alors à vérifier s'il est plastiquement admissible. Dans certaines approches, on fournit une partie du champ de contraintes moyennant

un calcul en milieu continu et on cherche à déterminer le reste des contraintes pour équilibrer le chargement imposé. Des hypothèses non justifiées concernant la direction de la force tangentielle sont alors imposées. Ces méthodes déterministes sont incertaines puisque le champ des contraintes fourni n'est pas nécessairement le vrai et le comportement des joints n'intervient pas dans le calcul.

La méthode de Relaxation tente d'inclure les contraintes initiales et le comportement des joints pour retrouver les contraintes à l'état final. Cependant, la procédure adoptée ne reproduit pas bien l'historique des sollicitations. Les contraintes sur le bloc sont calculées dans une première étape à partir d'un modèle élastique continu, ceci traduit l'effet de l'excavation et de la déformabilité de la roche sur la variation des contraintes, mais l'influence du poids et des discontinuités est négligée. Les contraintes sont ensuite modifiées en considérant, dans une deuxième étape, que le poids agit sur le bloc et en sollicitant le comportement des joints. Cette procédure ne représente pas l'évolution réelle de l'état du bloc où le poids et le comportement du joint interviennent de façon simultanée dès le début de l'excavation. Par ailleurs, cette méthode se limite à des cas simples de blocs au toit de la galerie ayant des mouvements de translation. Elle est utile pour des études paramétriques mais ne peut pas constituer dans sa formulation actuelle une méthode rigoureuse d'analyse de stabilité.

Comme toutes ces approches s'apparentent à des approches statiques par l'intérieur, on ne peut pas vraiment les qualifier par degré d'incertitude, elles sont toutes incertaines. Si l'ensemble des sollicitations (poids par exemple) est supérieur à l'ensemble trouvé, on qualifie le bloc d'instable. Ce jugement est sécuritaire mais il n'est pas absolument vrai. Aussi, comme dans le cas de tout calcul à la rupture, même si les sollicitations réelles appartiennent à l'ensemble calculé, on dit que le bloc est probablement stable, mais on ne peut pas affirmer qu'il l'est avec certitude.

Finalement, il s'avère nécessaire de reprendre l'étude du bloc situé autour de l'excavation de façon plus rigoureuse en développant une nouvelle approche qui considère une évolution des contraintes sur les faces du bloc en prenant en compte à la fois les lois de comportement des joints et les équations d'équilibre. Cette évolution des contraintes doit être causée, comme en réalité, par le déchargement de la face libre du bloc. Une évaluation pertinente de la stabilité doit considérer une répartition non uniforme des contraintes par face et la possibilité de rotation. L'étude doit être applicable pour tout type de bloc quelle que soit sa géométrie et quelle que soit sa position autour de l'excavation. Le chapitre II présentera un modèle qui répond à tous ces critères.

CHAPITRE

II

MODÈLE ISOBLOC LINÉAIRE

II.1 Introduction

Dans le premier chapitre, nous avons montré les difficultés associées à l'étude d'un système de blocs en interaction entre eux, problème extrêmement lourd d'autant plus que, dans le cas des massif rocheux, les incertitudes liées aux données géométriques des discontinuités nécessitent de faire plusieurs simulations. Une simplification du problème, largement utilisée en pratique, consiste à isoler chaque bloc situé en contact avec l'excavation et à l'étudier en considérant qu'il est rigide et que tout le reste du massif rocheux est rigide et fixe. Il s'agit de l'approche des Blocs Isolés. On admet qu'elle est acceptable tant qu'elle est sécuritaire. La stabilité des blocs isolés situés à la surface de l'excavation garantirait la stabilité de tous les blocs du massif rocheux. Malgré cette grande simplification (étude d'un seul bloc au lieu de tous les blocs en interaction), il a été montré qu'aucune méthode dans la littérature ne permet de résoudre le problème de façon rigoureuse.

Ce chapitre reprend le problème du bloc isolé situé au niveau d'une cavité souterraine. Que se passe-t-il réellement, lors de l'excavation, pour ce bloc ? A l'état initial, avant excavation, le bloc est pris dans la masse rocheuse et les contraintes initiales appliquées sur toutes ses faces sont connues. Lors de l'excavation, une face du bloc (celle en contact avec la future excavation), se libère progressivement jusqu'à annulation totale des contraintes qui y sont appliquées. La plupart des méthodes de Blocs Isolés utilisées jusqu'à nos jours, étudient le bloc à l'état final uniquement. Le problème est alors forcément indéterminé et on adopte des simplifications supplémentaires (efforts uniformes sur chaque face, détermination du mode de mouvement par des considérations géométriques, non prise en compte de la rotation...) pour trouver un état de contraintes qui vérifie l'équilibre du bloc. Toutefois, il s'agit d'un état parmi tant d'autres possibles qui peuvent vérifier l'équilibre du bloc, mais ne correspond pas forcément ni à la vraie solution du problème posé ni à l'état le plus pessimiste.

Il est temps alors de reconsidérer le problème du bloc isolé en reproduisant son historique de chargement entre l'état initial et l'état final. En faisant intervenir la loi de comportement des joints

et les équations d'équilibre, l'évolution des efforts sur les faces du bloc peut être suivie entre ces deux états. La méthode développée s'approche de la méthode de Relaxation en ce que le comportement des joints est sollicité pour « relaxer » les contraintes au niveau des faces. Mais à la différence de cette méthode, ce n'est pas uniquement le poids qui intervient pour solliciter le mouvement du bloc mais la libération des contraintes au niveau de la face de l'excavation.

Le chapitre actuel présente un nouveau modèle numérique qui adopte l'approche des Blocs Isolés de façon « exacte ». Les seules limitations du modèle sont celles des hypothèses initiales relatives à l'approche des Blocs Isolés, à savoir : le bloc étudié est indéformable (donc toute variation des contraintes se fait au niveau des joints) et les autres blocs autour forment un tout qui est fixe.

Par ailleurs, à la différence des modèles de Blocs Isolés existants, le nouveau modèle prend en compte tous les paramètres suivants de façon simultanée :

- les contraintes *in situ* ;
- le mouvement du bloc en corps solide (translation et rotation simultanés) ;
- le comportement mécanique des joints ;
- la géométrie tridimensionnelle du bloc (polyèdre avec un nombre quelconque de faces).

Nous commençons par présenter le modèle et les équations nécessaires pour développer le système à résoudre : équilibre des forces et moments, mouvement de corps solide, équations linéaires du comportement des joints. On aboutit à un système linéaire où les seules inconnues sont les vecteurs translation et rotation du bloc. Nous montrons qu'il est possible d'étudier toute forme géométrique tridimensionnelle de bloc avec cette approche. Les différents critères de stabilité sont ensuite discutés. Le modèle est validé en 2D en le comparant avec les résultats d'un calcul en Éléments Finis. Une étude analytique en 2D pour un bloc symétrique au toit permet de mieux comprendre l'influence des différents paramètres (contraintes initiales, rigidités des joints, angle au sommet du bloc) et de faire ressortir la différence avec les autres approches de Blocs Isolés. Finalement, plusieurs applications de blocs en 3D sont présentées. Il s'agit d'analyser la stabilité à différentes positions autour de l'excavation et de faire une étude paramétrique. Des comparaisons avec les résultats de méthodes conventionnelles de Blocs Isolés montrent que celles-ci ne sont pas systématiquement conservatives.

II.2 Le développement du nouveau modèle ISOBLOC

La figure II.1 illustre le principe du nouveau modèle : le bloc évolue de l'état initial à l'état final par déchargement d'une ou de plusieurs de ses faces. C'est ce principe qui est adopté pour le calcul des contraintes autour des cavités souterraines analytiquement ou numériquement. Lorsque le comportement du massif rocheux et des joints est linéaire, on peut faire un déchargement de la surface de l'excavation en une seule fois mais, lorsque le comportement est non linéaire, le déchargement doit être fait en plusieurs pas. Ce principe n'est évidemment pas nouveau, mais son application pour l'étude d'un bloc individuel rigide situé sur la surface de l'excavation (approche des Blocs Isolés) n'a jamais été abordée auparavant. La déformabilité de la matrice rocheuse n'est pas prise en compte dans le calcul. Tout se passe alors au niveau des joints délimitant le bloc. Les limites géométriques du modèle coïncident donc avec les faces du bloc étudié. L'effet de la masse rocheuse est remplacé par les contraintes agissant sur les faces du bloc. Dans le modèle décrit dans ce chapitre, le comportement des joints adopté est linéaire. Le passage de l'état initial des contraintes à l'état final fait intervenir les équations suivantes : les équations d'équilibre à l'état initial et final, les équations de mouvement de corps solide du bloc, les équations de comportement normal et tangentiel linéaires des joints. Nous désignerons par ISOBLOC le nouveau modèle de calcul d'un bloc isolé développé dans ce chapitre,

sachant que la prise en compte d'un comportement non linéaire (plus réaliste) sera abordée au chapitre suivant. Il convient de rappeler que la démarche qui consiste à ne retenir que la partie linéaire du comportement est classique dans le cadre de l'élastoplasticité. Elle consiste à admettre que la structure a subi une transformation réversible (élastique) quitte à vérifier *a posteriori* la validité de l'hypothèse en analysant les résultats obtenus via les critères du modèle non linéaire.

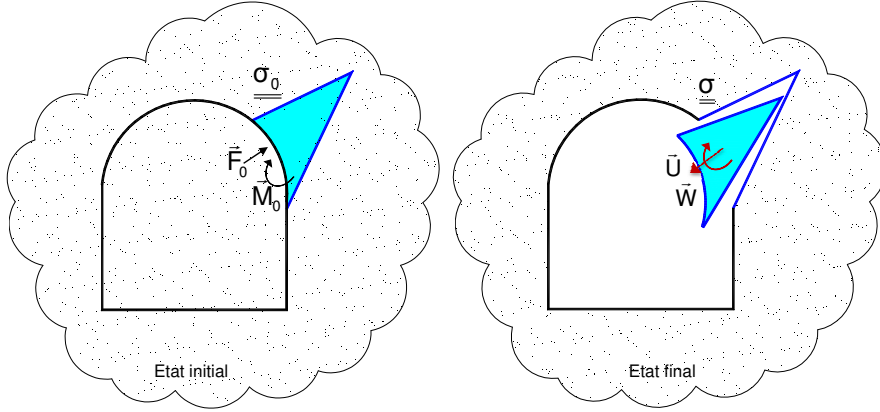


FIGURE II.1 – Schématisation du principe de la méthode ISOBLOC

II.2.1 Équations d'équilibre

On considère un bloc situé sur la surface d'une excavation souterraine et occupant un volume fini dans l'espace tridimensionnel. Ce bloc est délimité par une frontière $\partial\Omega = \Sigma_L + \Sigma_J$ où :

- Σ_J désigne les discontinuités formant les surfaces correspondantes aux joints ;
- Σ_L désigne la frontière en contact avec l'excavation (autrement dit l'ensemble des faces libres du bloc).

Nous désignons aussi par « surface libre », l'ensemble des faces du bloc en contact avec le vide créé dans le massif rocheux.

Avant le creusement du vide souterrain, nous supposons que l'état des contraintes $\underline{\underline{\sigma}}_0$ dans le terrain est connu. Le bloc est en équilibre sous l'action de contraintes surfaciques $\underline{\underline{\sigma}}_0 \vec{n}$ réparties sur toute la frontière $\partial\Omega$ et de forces volumiques (gravité) définis dans Ω . L'équation II.1 représente l'équation d'équilibre du bloc à l'état initial :

$$\int_{\partial\Omega} \underline{\underline{\sigma}}_0 \vec{n} dS + \vec{f}_v = \vec{0} \quad (\text{II.1})$$

où, en tout point \vec{x} :

\vec{n} est le vecteur unitaire normal à la surface du bloc $\partial\Omega$ dirigé vers l'extérieur du bloc Ω ;

$\underline{\underline{\sigma}}_0$ est le tenseur des contraintes initiales avant le creusement du vide souterrain ;

$\vec{f}_v = \int_{\Omega} -\vec{\nabla} \underline{\underline{\sigma}}_0 dV$ est le vecteur des forces volumiques.

Le passage de l'état initial à l'état final se fait d'une façon monotone par déchargement progressif de la face libre. Comme le problème est linéaire, nous pouvons considérer l'équilibre final directement sans devoir passer par des états d'équilibre intermédiaires. En effet, comme nous le verrons au chapitre suivant, le déchargement progressif est modélisé en appliquant sur la surface libre $(1 - \lambda) \underline{\underline{\sigma}}_0 \vec{n}$ où λ est un scalaire qui varie de 0 à 1. Par conséquent, dans l'espace des contraintes $\underline{\underline{\sigma}} \vec{n}$, en tout point des

joint, dans le cas du comportement linéaire, on obtient un segment de droite dont l'origine $\underline{\sigma}_0 \vec{n}$ (état initial) est forcément dans le domaine élastique et dont l'extrémité est $\underline{\sigma} \vec{n}$ (état final $\lambda = 1$). Comme le domaine élastique est convexe, s'il contient $\underline{\sigma} \vec{n}$ alors tout le trajet de charge est élastique.

Après creusement, à l'état final, la frontière Σ_L devient libre et les forces surfaciques qui y sont appliquées s'annulent. Par ailleurs, les forces volumiques restent invariables. Pour maintenir l'équilibre du bloc, les forces surfaciques au niveau de la frontière Σ_J subissent une variation $\Delta \vec{\sigma}$. Si en plus, après creusement, une pression de soutènement p_s ($p_s > 0$) est appliquée sur la surface libre et une pression de fluide p_f ($p_f > 0$) s'exerce sur la surface des discontinuités, l'équilibre du bloc à l'état final peut être exprimé par l'équation II.2 :

$$\int_{\Sigma_J} \left(\underline{\sigma}_0 \vec{n} + \Delta \vec{\sigma} - p_f \vec{n} \right) dS - \int_{\Sigma_L} p_s \vec{n} dS + \vec{f}_v = \vec{0} \quad (\text{II.2})$$

Pour simplifier l'équation et l'intégration numérique, nous avons intérêt à exprimer l'intégrale surfacique sur toute la frontière $\partial\Omega$. Pour cela on introduit les coefficients suivants :

- $q = 0$ et $p = p_f$ si $\vec{x} \in \Sigma_J$
- $q = 1$ et $p = p_s$ si $\vec{x} \in \Sigma_L$

De plus, on pose $\Delta \vec{\sigma} = \vec{0}$ au niveau de la surface libre. En fait, $\Delta \vec{\sigma}$ est une fonction linéaire des rigidités qui seront déclarées nulles au niveau de la surface libre.

On soustrait les deux équations d'équilibre de force II.1 et II.2 pour obtenir l'équation II.3 :

$$\int_{\partial\Omega} \left(\Delta \vec{\sigma} - q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n} \right) dS = \vec{0} \quad (\text{II.3})$$

En répétant le même raisonnement pour l'équilibre des moments, on obtient l'équation II.4 :

$$\int_{\partial\Omega} \vec{x} \wedge \left(\Delta \vec{\sigma} - q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n} \right) dS = \vec{0} \quad (\text{II.4})$$

Dans ces deux équations d'équilibre exprimées en termes de variations, la seule inconnue est le vecteur $\Delta \vec{\sigma}$ en tout point de la frontière de contact Σ_J . Une fois $\Delta \vec{\sigma}$ déterminé, les contraintes finales en tout point du bloc peuvent être connues, ce qui permettra de juger de la stabilité du bloc.

II.2.2 Lois de comportement des joints

Dans ce modèle, nous considérons que le contact au niveau de Σ_J est régi par une loi élastique linéaire. Les contraintes normales et tangentielles au niveau d'un point donné de la face de contact varient linéairement par rapport au déplacement normal et tangentiel au niveau de ce point suivant les équations suivantes :

$$\sigma_n = \sigma_{0n} - K_n \vec{u} \cdot \vec{n} \quad (\text{II.5})$$

$$\vec{\sigma}_t = \vec{\sigma}_{0t} - K_t (\vec{u} - (\vec{u} \cdot \vec{n}) \vec{n}) \quad (\text{II.6})$$

où, au point considéré de la frontière Σ_J :

$\sigma_n = (\underline{\sigma} \vec{n}) \cdot \vec{n}$ et $\vec{\sigma}_t = \underline{\sigma} \vec{n} - \sigma_n \vec{n}$ désignent respectivement la contrainte normale et le vecteur contrainte tangentielle à l'état final ;

$\sigma_{0n} = (\underline{\sigma}_0 \vec{n}) \cdot \vec{n}$ et $\vec{\sigma}_{0t} = \underline{\sigma}_0 \vec{n} - \sigma_{0n} \vec{n}$ désignent respectivement la contrainte normale et le vecteur contrainte tangentielle à l'état initial ;

K_n et K_t désignent les rigidités normale et tangentielle du joint ;

\vec{u} est le vecteur déplacement relatif du bloc par rapport au massif rocheux ;

$u_n = \vec{u} \cdot \vec{n}$ est la fermeture du joint ;

$\vec{u}_t = \vec{u} - (u_n) \vec{n}$ est le déplacement de glissement (tangentielle à la face du joint).

Les lois de comportement d'un joint font intervenir le déplacement différentiel entre les deux faces de part et d'autre du joint. Dans le cas de notre étude, comme la roche autour du bloc est par hypothèse fixe et rigide, le vecteur \vec{u} est le vecteur de déplacement absolu du point considéré de la face du bloc.

Notons que lorsqu'un point du bloc s'éloigne de la roche, la fermeture du joint au niveau de ce point est tel que $u_n < 0$ comme le schématise la figure II.2 (point 1). Dans ce cas, la contrainte normale diminue en valeur absolue par rapport à la contrainte normale initiale, donc la compression diminue. Lorsqu'un point s'approche de la masse rocheuse (point 2 de la figure II.2), $u_n > 0$ et la compression augmente. Par ailleurs, le vecteur incrément de la contrainte tangentielle en un point donné, $(\vec{\sigma}_t - \vec{\sigma}_{0t})$, est toujours de direction opposée au déplacement tangentielle \vec{u}_t en ce point.

En utilisant les équations de comportement du joint II.5 et II.6, la variation des contraintes entre l'état initial et l'état final $\Delta \vec{\sigma} = (\sigma_n - \sigma_{0n}) \vec{n} + (\vec{\sigma}_t - \vec{\sigma}_{0t})$ en tout point \vec{x} peut être exprimée par l'équation II.7 :

$$\Delta \vec{\sigma} = -\underline{H} \vec{u} \quad \text{où} \quad \underline{H} = K_t \underline{I} + (K_n - K_t) \vec{n} \otimes \vec{n} \quad (\text{II.7})$$

Le tenseur \underline{H} est symétrique ($\underline{H} = \underline{H}^T$).

Le tenseur \underline{I} est le tenseur unité correspondant à la matrice δ_{ij} , matrice (3×3), avec $\delta_{ij} = 0$ pour $i \neq j$ et $\delta_{ij} = 1$ pour $i = j$.

Le tenseur $\vec{n} \otimes \vec{n}$ correspond à la matrice symétrique (3 × 3), $n_i n_j$.

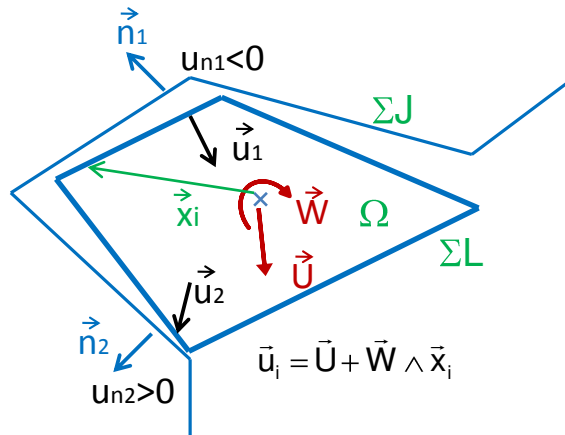


FIGURE II.2 – Mouvement de corps solide et déplacement au niveau des joints

II.2.3 Mouvement du bloc en corps solide (translation et rotation)

Vu son caractère rigide, le bloc subit un mouvement de translation et de rotation comme le schématise la figure II.2. Le champ de déplacement du bloc entre les deux états d'équilibre est caractérisé

par deux vecteurs \vec{U} et \vec{W} (donc 6 inconnues scalaires). En ne considérant que les petits mouvements, le vecteur déplacement $\vec{u}(\vec{x})$ d'un point donné \vec{x} s'exprime suivant l'équation II.8 :

$$\vec{u}(\vec{x}) = \vec{U} + \vec{W} \wedge \vec{x} \quad (\text{II.8})$$

Le vecteur \vec{U} est le déplacement du point origine ($\vec{x} = \vec{0}$) qui peut être choisi comme le centre d'inertie du bloc ou tout autre point appartenant au bloc. Le vecteur \vec{W} représente les rotations du bloc (en radian).

On introduit le tenseur \underline{r} antisymétrique ($\underline{r} = -\underline{r}^T$) tel que pour tout vecteur \vec{a} , $\underline{r}\vec{a} = \vec{a} \wedge \vec{x}$.

$$\text{Si } \vec{x} = \begin{bmatrix} x_1 & x_2 & x_3 \end{bmatrix}^T \text{ la matrice associée à } \underline{r} \text{ est } \begin{bmatrix} 0 & x_3 & -x_2 \\ -x_3 & 0 & x_1 \\ x_2 & -x_1 & 0 \end{bmatrix}.$$

Ainsi, la variation des contraintes $\Delta\vec{\sigma}$ et la variation du moment des contraintes $\vec{x} \wedge \Delta\vec{\sigma}$ en tout point \vec{x} du bloc peuvent être exprimées en fonction des deux vecteurs inconnus \vec{U} et \vec{W} suivant les équations II.9 et II.10 :

$$\Delta\vec{\sigma} = -\underline{H}\vec{U} - \underline{H}\underline{r}\vec{W} \quad (\text{II.9})$$

$$\vec{x} \wedge \Delta\vec{\sigma} = -(\underline{H}\underline{r})^T \vec{U} - \underline{r}^T \underline{H}\underline{r}\vec{W} \quad (\text{II.10})$$

II.2.4 Système linéaire

En remplaçant les expressions de $\Delta\vec{\sigma}$ (équation II.9) et $\vec{x} \wedge \Delta\vec{\sigma}$ (équation II.10) dans les équations d'équilibre (équations II.3 et II.4) et sachant que les vecteurs \vec{U} et \vec{W} sont constants (indépendants de \vec{x}), on obtient le système d'équations II.11 et II.12 où les seules inconnues sont les composantes des vecteurs de déplacement \vec{U} et \vec{W} :

$$\int_{\partial\Omega} \underline{H} dS \vec{U} + \int_{\partial\Omega} \underline{H}\underline{r} dS \vec{W} = \int_{\partial\Omega} (-q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n}) dS \quad (\text{II.11})$$

$$\int_{\partial\Omega} (\underline{H}\underline{r})^T dS \vec{U} + \int_{\partial\Omega} \underline{r}^T \underline{H}\underline{r} dS \vec{W} = \int_{\partial\Omega} \vec{x} \wedge (-q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n}) dS \quad (\text{II.12})$$

Pour simplifier l'écriture de ce système, on pose :

$$\underline{A} = \int_{\partial\Omega} \underline{H} dS \quad \underline{B} = \int_{\partial\Omega} \underline{H}\underline{r} dS \quad \underline{C} = \int_{\partial\Omega} \underline{r}^T \underline{H}\underline{r} dS \quad (\text{II.13})$$

$$\vec{F}_0 = \int_{\partial\Omega} (-q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n}) dS \quad \text{et} \quad \vec{M}_0 = \int_{\partial\Omega} \vec{x} \wedge (-q \underline{\sigma}_0 \vec{n} - p \vec{n}) dS \quad (\text{II.14})$$

Ainsi le système linéaire à résoudre se réduit aux équations II.15 et II.16 :

$$\underline{A}\vec{U} + \underline{B}\vec{W} = \vec{F}_0 \quad (\text{II.15})$$

$$\underline{B}^T \vec{U} + \underline{C}\vec{W} = \vec{M}_0 \quad (\text{II.16})$$

Il s'agit d'un système linéaire de 6 équations à 6 inconnues qui sont les composantes scalaires de \vec{U} et \vec{W} . Ce système peut aussi s'écrire sous la forme suivante :

$$\underline{\underline{R}} \begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_0 \\ \vec{M}_0 \end{bmatrix} \quad (\text{II.17})$$

avec

$$\underline{\underline{R}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{A}} & \underline{\underline{B}} \\ \underline{\underline{B}}^T & \underline{\underline{C}} \end{bmatrix} \quad (\text{II.18})$$

Démontrons que $\underline{\underline{R}}$ est une matrice inversible. Pour cela considérons un mouvement virtuel (\vec{U}^*, \vec{W}^*) et calculons le scalaire :

$$\begin{bmatrix} \vec{U}^* & \vec{W}^* \end{bmatrix} \underline{\underline{R}} \begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix}^T = \int_{\partial\Omega} \left(\vec{U}^* \cdot \underline{\underline{H}} \vec{U} + \vec{U}^* \cdot \underline{\underline{H}}_r \vec{W} + \vec{W}^* \cdot (\underline{\underline{H}}_r)^T \vec{U} + \vec{W}^* \cdot (r^T \underline{\underline{H}}_r) \vec{W} \right) dS$$

On a donc une forme bilinéaire symétrique (on peut permuter $[\vec{U}^*, \vec{W}^*]$ et $[\vec{U}, \vec{W}]$) telle que lorsque $\vec{U}^* = \vec{U}$ et $\vec{W}^* = \vec{W}$ le scalaire obtenu est positif et ne s'annule que pour $\vec{U} = \vec{0}$ et $\vec{W} = \vec{0}$. On en déduit que $\underline{\underline{R}}$ est symétrique définie positive (donc inversible) et la forme quadratique $\frac{1}{2} \begin{bmatrix} \vec{U}^* & \vec{W}^* \end{bmatrix} \underline{\underline{R}} \begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix}^T$ n'est autre que l'énergie élastique.

Notons, qu'en l'absence de pressions de soutènement et de pressions d'eau, les vecteurs \vec{F}_0 et \vec{M}_0 sont respectivement les vecteurs opposés aux résultantes des vecteurs forces et moments appliqués au niveau de la surface libre avant excavation, comme le schématise la figure II.1. La variation du chargement dans le système entre état initial et état final est effectivement représentée par la soustraction des forces et moments agissant au niveau des faces libres du bloc à l'état initial.

II.3 Intégration numérique

Le problème est ramené à un système linéaire dont la construction nécessite le calcul d'intégrales de surfaces pour lequel on adopte une technique numérique de partitionnement de la surface en morceaux de forme géométrique simple. On peut, par exemple, utiliser un maillage surfacique par éléments finis.

L'intégrale d'une fonction donnée sur une surface est remplacée par la somme des intégrales sur tous les éléments de la surface. Les éléments utilisés dans le modèle développé pour le partitionnement de la géométrie sont de 6 types différents :

- triangle à 3 ou 6 nœuds (avec 7 points de Gauss) ;
- rectangle à 4, 6, 8 ou 9 nœuds (avec 9 points de Gauss).

Les données de surface $\partial\Omega$ sont remplacées par la donnée des coordonnées de tous les nœuds du maillage et la manière dont les nœuds sont connectés pour former des éléments finis dont on fournit le type. Les différentes grandeurs du problème ($\underline{\underline{\sigma}}_0, p_s, K_n, K_t \dots$) sont définies au niveau des nœuds de chaque élément. Dans chaque élément fini, on interpole les valeurs nodales pour calculer, aux points de Gauss, les coordonnées, le vecteur normal et les autres grandeurs en utilisant les fonctions de forme connues pour chaque type d'élément. Le calcul de l'intégrale d'une fonction donnée sur un élément est fait par une sommation sur les points de Gauss de cet élément, en utilisant les poids de Gauss. Le poids de Gauss est le produit du poids de Gauss w_j de l'élément réduit et du jacobien J de la transformation entre les coordonnées réduites et les coordonnées vraies. Pour chaque élément réduit, les coordonnées réduites des points et les poids sont connus suivant le type d'élément et le nombre de points de Gauss. Ainsi l'intégrale d'une fonction $\varphi(x)$, sur une surface S partitionnée en plusieurs

éléments, se calcule par une sommation sur tous les points de Gauss des éléments de la surface comme suit :

$$\int_S \varphi(x) dS = \sum J w_j \varphi(\vec{x}_j) \quad (\text{II.19})$$

avec $\varphi(\vec{x}_j)$ la valeur de la fonction au point de Gauss de coordonnée \vec{x}_j .

Plus de détails sur l'intégration numérique, les fonctions d'interpolation et les valeurs des poids de Gauss suivant les éléments sont présentés dans l'annexe C.

Le problème étant linéaire, il n'est pas nécessaire d'avoir un maillage fin, le but du maillage, dans ce cas, étant seulement de permettre le calcul numérique. Par ailleurs, on peut utiliser des éléments de types différents pour définir la géométrie d'un bloc et le maillage n'est pas contraint à suivre les lois de cohérence d'un maillage classique (normalement utilisé dans la méthode des Éléments Finis).

Tout bloc avec un nombre n de faces polygonales peut être étudié. Il suffit juste de partitionner les surfaces en des éléments appropriés pour définir sa géométrie. Des surfaces courbes peuvent être définies et également des blocs de formes non convexes. La figure II.3 représente des exemples de formes géométriques de blocs pouvant être étudiés avec le modèle ISOBLOC.

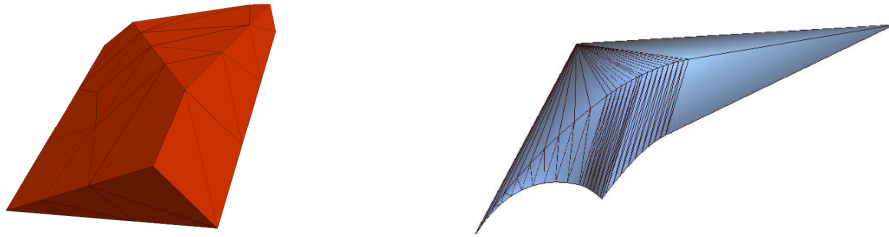


FIGURE II.3 – Exemples de formes géométriques de blocs que peut traiter ISOBLOC (bloc polyédrique et bloc à face courbe)

II.4 Quantification de la stabilité

Une fois le système linéaire résolu, il est possible de déduire le vecteur déplacement \vec{u} en tout point du bloc en utilisant l'équation de déplacement de corps solide (équation II.8). Dans le code développé, ces déplacements sont calculés aux points de Gauss (et aussi éventuellement aux nœuds). Par la suite, la contrainte normale σ_n et le vecteur contrainte tangentielle $\vec{\sigma}_t$ sont déduits en utilisant les lois de comportement du joint (équations II.5 et II.6). Les contraintes finales vérifient l'équilibre du bloc en forces et en moments (elles sont statiquement et cinématiquement admissibles). L'évaluation de la stabilité permet de trouver si l'équilibre final est un équilibre plastiquement admissible. Autrement dit, on est ramené à vérifier si tous les points appartenant au bloc vérifient les critères de stabilité suivants :

- La contrainte normale σ_n vérifie le critère de non décollement. On suppose que la résistance des joints rocheux à la traction est nulle. Cette condition se traduit par le fait que σ_n doit être une contrainte normale de compression, $\sigma_n < 0$.
- Les contraintes $(\sigma_n, \vec{\sigma}_t)$ sont compatibles avec le critère de non glissement irréversible. Le critère de plasticité adopté dans ce modèle est le critère de Mohr-Coulomb. La fonction de charge

correspondante est :

$$F(\vec{\sigma}) = \|\vec{\sigma}_t\| + \sigma_n \tan \phi - c \quad (\text{II.20})$$

où c est la cohésion et ϕ l'angle de frottement du joint.

Une valeur $F < 0$ signifie que le point considéré est en élasticité. Si tous les points sont à l'intérieur de la surface de charge, nous pouvons conclure que le bloc est dans un état d'équilibre stable.

Une valeur $F = 0$ signifie que le critère est atteint.

Une valeur $F > 0$ n'existe pas en réalité puisque la valeur de la contrainte tangentielle ne peut pas dépasser la limite $(-\sigma_n \tan \phi + c)$. De même, une valeur $\sigma_n > 0$ n'est pas possible en réalité car la résistance à la traction est nulle.

La possibilité d'obtenir de telles valeurs à la fin du calcul avec le modèle ISOBLOC vient du fait que nous supposons que le bloc passe par des états d'équilibre durant le processus de creusement, sans décollement ni glissement irréversible en aucun point du bloc. La validité de ces hypothèses ne sera vérifiée qu'après coup. Ainsi, le passage de l'état initial à l'état final se fait par une transformation réversible caractérisée par une loi de comportement des joints connue. Notons que dans cette formulation, nous avons utilisé une loi de comportement normal linéaire mais rien n'empêche l'utilisation d'une loi non linéaire (hyperbolique). La réversibilité vient du fait que, durant le processus de déchargement, les contraintes ne subissent pas de modification de façon à vérifier le critère de plasticité ou le critère de décollement. Si à la fin du calcul, nous vérifions que toutes les contraintes sont admissibles, nous pouvons admettre que le processus de calcul réversible est le bon et que l'équilibre du bloc est stable. Mais, si nous retrouvons $F > 0$ ou $\sigma_n > 0$ en un point donné (au moins), cela signifie que les contraintes calculées ne représentent pas le vrai état des contraintes. Nous pouvons alors déduire avec certitude que le critère a été atteint en ce point, avant la fin du déchargement de la surface libre. Le bloc est alors déclaré instable et l'application d'un soutènement est nécessaire. Ce jugement est conservateur car si un seul point a plastifié cela ne signifie pas nécessairement que le bloc va se détacher du massif rocheux.

L'évaluation de l'état de stabilité (ou la quantification de la stabilité) peut se faire par différents moyens : calcul d'un angle de frottement critique (pour une cohésion donnée), calcul d'un facteur de sécurité, calcul d'un taux de déchargement critique de la surface libre ou calcul de la pression de soutènement à appliquer au niveau de la surface libre.

Notons que ces divers critères (ou méthodes de quantification de la stabilité) sont d'accord juste sur la réponse à la question "stable ou instable" mais pas sur le degré de cette stabilité ou de cette instabilité. Ainsi, le critère de l'angle de frottement critique (angle que fait le vecteur $(\sigma_n, \|\vec{\sigma}_t\|)$ avec l'axe des σ_n) peut présenter un maximum en un point qui n'est pas celui de la pression minimale de soutènement ou du taux de déchargement critique.

II.4.1 Angle de frottement critique

On désigne par ϕ_{min} en un point donné de Σ_J , l'angle de frottement minimal nécessaire pour respecter le critère de Mohr-Coulomb en ce point à l'état final, à condition de ne pas avoir de traction, et en supposant que la cohésion des joints est nulle. Cet angle est calculé en tous les points de Gauss j du bloc dont le nombre est n_G comme suit :

$$\phi_{min}(j) = \arctan \left(\frac{\|\vec{\sigma}_t\|}{-\sigma_n} \right) \quad \text{si } \sigma_n < 0$$

$$\phi_{min}(j) = \frac{\Pi}{2} \quad \text{si } \sigma_n \geq 0 \text{ et } \|\vec{\sigma}_t\| > 0$$

$$\phi_{min}(j) = 0 \quad \text{si } \sigma_n = 0 \text{ et } \|\vec{\sigma}_t\| = 0$$

La valeur maximale est choisie comme la valeur la plus critique et sert à évaluer la stabilité du bloc :

$$\phi_{min} = \max(\phi_{min}(j)) \quad \text{avec } j = 1, n_G$$

Plus ϕ_{min} augmente, plus le bloc est considéré être instable. Si l'angle de frottement réel ϕ_r est tel que $\phi_r > \phi_{min}$ alors le bloc est stable. En cas de traction, un angle de frottement élevé ne peut pas intervenir pour stabiliser le bloc. C'est pour cette raison que nous avons posé $\phi_{min} = \frac{\Pi}{2}$ dans ce cas.

II.4.2 Facteur de sécurité

Le facteur de sécurité d'un point donné de Σ_J est le rapport de la contrainte tangentielle de plastification sur la contrainte tangentielle actuelle calculée en ce point. Il est calculé en tous les points de Gauss suivant les expression suivantes :

$$FS(j) = \frac{-\sigma_n \tan \phi + c}{\|\sigma_t\|} \quad \text{si } \sigma_n \leq 0$$

$$FS(j) = 0 \quad \text{si } \sigma_n > 0$$

Le facteur de sécurité du bloc est la valeur minimale calculée :

$$FS = \min(FS(j)) \quad \text{avec } j = 1, n_G$$

Un facteur de sécurité supérieur à 1 signifie que le critère n'est pas atteint à l'état final et donc le bloc est stable sans soutènement. Dans le cas où un décollement a lieu (apparition de la traction), le facteur de sécurité est supposé être nul puisque dans ce cas aucune force résistante de frottement ne peut intervenir pour stabiliser le bloc.

II.4.3 Calcul d'un taux de déconfinement critique

A l'état initial, avant excavation, des contraintes $\vec{\sigma}_0$ sont appliquées sur la future surface libre Σ_L du bloc. Après excavation, ces contraintes deviennent nulles. Nous supposons que, durant l'avancement de l'ouvrage, le déconfinement de la surface libre a lieu progressivement de façon monotone. Ainsi, nous pouvons exprimer la contrainte appliquée sur la surface libre par $\vec{\sigma} = (1 - \lambda) \vec{\sigma}_0$. Le coefficient λ représente le taux de déconfinement et varie entre $\lambda = 0$ à l'état initial et $\lambda = 1$ à l'état final.

Sur la surface Σ_J , les contraintes varient entre $\vec{\sigma}_0$ à l'état initial (pour $\lambda = 0$) et $\vec{\sigma}$ à l'état final (pour $\lambda = 1$). Comme le comportement des joints dans le modèle ISOBLOC est linéaire, cette variation est linéaire en fonction du taux de déconfinement. D'où l'expression de la contrainte $\vec{\sigma}_\lambda$ correspondante à un taux de déconfinement λ , $\vec{\sigma}_\lambda = \vec{\sigma}_0 + \lambda(\vec{\sigma} - \vec{\sigma}_0)$

Nous pouvons alors calculer l'intervalle des valeurs de λ de sorte que la contrainte correspondante vérifie le critère de plasticité. En l'absence de cohésion, le critère de Mohr-Coulomb relatif à $\vec{\sigma}_\lambda$ s'exprime de la façon suivante :

$$\|\vec{\sigma}_\lambda\| + \frac{\vec{\sigma}_\lambda \cdot \vec{n}}{\cos \phi} \leq 0$$

Comme il s'agit d'une inéquation du second degré, nous pouvons calculer, en tout point, deux limites de l'intervalle des solutions, $\lambda_1 < \lambda_2$. Puisque $\vec{\sigma}_0$ (correspondant à $\lambda = 0$) vérifie obligatoirement le critère par hypothèse, nous avons $\lambda_1 < 0 < \lambda_2$. Par ailleurs, λ_2 est le déconfinement maximal pour lequel le bloc reste stable. Pour juger de la stabilité du bloc la valeur minimale positive λ_{crit} est calculée :

$$\lambda_{crit} = \min(\lambda_2(j)) \quad \text{avec } j = 1, n_G$$

Si $\lambda_{crit} \leq 1$ le bloc est instable, le critère de stabilité est atteint avant le déchargement total de la face libre correspondant à $\lambda = 1$. La valeur $(1 - \lambda_{crit})$ peut servir comme degré d'instabilité.

Si $\lambda_{crit} > 1$ le bloc est encore stable après déchargement total de la surface libre. La valeur $(\lambda_{crit} - 1)$ est alors une « réserve de stabilité ».

II.4.4 Pression de soutènement

Si le critère de plasticité est dépassé en un point donné ou si un détachement a lieu (apparition de la traction), un soutènement est nécessaire pour assurer la stabilité du bloc. Il est possible de calculer la pression de soutènement minimale nécessaire pour respecter le critère en tout point du bloc. Cette notion est plus significative pour un ingénieur que la notion du facteur de sécurité.

L'application d'une pression de soutènement p_s uniforme sur la surface libre du bloc crée, au niveau de tout point de la frontière Σ_J du bloc, un incrément de contraintes. Les joints, supposés avoir un comportement élastique, sont sollicités par l'application de cette pression.

Pratiquement, dans le code de calcul, la procédure suivante est adoptée pour permettre le calcul de cette pression :

On applique une pression de soutènement unitaire $p_s = 1$, au niveau de la paroi libre Σ_L du bloc, en considérant que c'est la seule sollicitation extérieure et en supposant des contraintes initiales nulles. Le vecteur contrainte $\vec{\sigma}_1$, causé par cette unique sollicitation, est calculé en tout point de la frontière Σ_J du bloc, en utilisant les équations d'équilibre et les équations de comportement des joints. Dans le système d'équilibre à résoudre, la matrice de rigidité $\underline{\underline{R}}$ est la même que celle exprimée dans l'équation II.18. Les vecteurs du second membre sont calculés d'après l'équation II.14 en posant $p = 0$ sur Σ_J , $p = 1$ sur Σ_L et en supposant des contraintes initiales nulles. On désigne par \vec{F}_{01} et \vec{M}_{01} ces vecteurs, ils sont exprimés comme suit :

$$\vec{F}_{01} = \int_{\Sigma_L} -\vec{n} dS \quad \text{et} \quad \vec{M}_{01} = \int_{\Sigma_L} -\vec{x} \wedge \vec{n} dS$$

Le système à résoudre est donc :

$$\underline{\underline{R}} \begin{bmatrix} \vec{U}_1 \\ \vec{W}_1 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_{01} \\ \vec{M}_{01} \end{bmatrix}$$

Après résolution du système, le vecteur contrainte $\vec{\sigma}_1$ en tout point de Σ_J est calculé, en se référant à l'équation II.10, par : $\vec{\sigma}_1 = -\underline{\underline{H}} \vec{U}_1 - \underline{\underline{H}}_r \vec{W}_1$.

À cause de la linéarité, l'application d'une pression de soutènement p_s , uniforme sur la paroi libre du bloc, cause un incrément de contraintes $p_s \vec{\sigma}_1$ en un point donné de Σ_J . Si au niveau de ce point,

$\vec{\sigma}$ est la contrainte calculée à l'état final après excavation, la contrainte $\vec{\sigma}_p$, après application de la pression de soutènement, est obtenue par combinaison linéaire des deux résultats, suivant l'expression suivante : $\vec{\sigma}_p = \vec{\sigma} + p_s \vec{\sigma}_1$

L'inconnue p_s doit vérifier le critère de plasticité adopté. Dans le cas du critère de Mohr-Coulomb sans cohésion, l'inéquation correspondante est :

$$\|\vec{\sigma}_p\| + \frac{\vec{\sigma}_p \cdot \vec{n}}{\cos \phi} \leq 0$$

La résolution de cette inéquation donne un intervalle de solutions. Une valeur positive de p_s signifie qu'une pression de compression est nécessaire pour stabiliser le point considéré du bloc. Une valeur négative signifie qu'une traction de valeur $|p_s|$ est demandée si on veut le déstabiliser.

Si p_1 et p_2 sont des valeurs réelles, les intervalles possibles de solutions sont :

- $]-\infty, p_2]$ signifie que l'on peut imposer une traction jusqu'à une valeur p_2 sur le bloc sans risque de déstabiliser le point étudié.
- $[p_1, +\infty[$ signifie qu'il faut appliquer une pression de soutènement p_1 pour avoir la stabilité et qu'il n'y a pas de limite supérieure pour cette pression.
- $[p_1, p_2]$ signifie que p doit être limitée entre 2 valeurs. L'application d'une pression de soutènement plus élevée que p_2 risque de créer un glissement irréversible vers l'intérieur de la masse rocheuse.
- Un intervalle vide signifie que l'état du point considéré est inadmissible, quelque soit la pression de compression ou de traction que l'on peut appliquer sur le bloc.

L'inéquation est résolue au niveau de tous les points de Gauss j des surfaces en contact avec la masse rocheuse. Les pressions minimale et maximale adoptées pour un bloc donné sont :

$$p_{smin} = \max(p_1(j)) \quad \text{et} \quad p_{smax} = \min(p_2(j)) \quad \text{avec} \quad j = 1, n_G$$

Notons la signification des valeurs infinies de ces pressions :

- $p_{smin} = +\infty$ signifie que le bloc restera instable quelque soit la pression de soutènement uniformément répartie sur sa surface libre.
- $p_{smin} = -\infty$ signifie que le bloc est stable et même l'application d'une traction infinie sur sa surface libre ne va pas le déstabiliser.

Enfin, il est important de remarquer qu'en général l'effort de soutènement est mobilisé en fonction du mouvement du bloc. Avec cette approche, ce n'est pas le cas, nous considérons que la pression de soutènement est indépendante du déplacement du bloc. Ce critère de stabilité doit alors être utilisé avec prudence. Dans le chapitre suivant nous montrerons que l'utilisation de la méthode convergence-confinement avec le calcul d'une pression du soutènement à l'équilibre est une approche plus pertinente.

II.5 Étude analytique des paramètres

Nous développons analytiquement l'influence des rigidités des joints et du paramètre K_0 (rapport entre contraintes horizontales et verticales à l'état initial) sur les contraintes après excavation et sur le déplacement du bloc. Nous montrons que les contraintes dépendent du rapport des rigidités K_n/K_t et sont linéaires en fonction K_0 . Par ailleurs, les amplitudes du déplacement et de la rotation du bloc sont croissantes en fonction de la rigidité K_n ou K_t . Si la surface libre du bloc est horizontale, les déplacements du bloc ainsi que les variations de contraintes sont indépendantes de K_0 .

II.5.1 Étude du rapport des rigidités K_n/K_t

Le but de cette étude est de démontrer que les contraintes finales sur les faces de contact du bloc dépendent uniquement des rapports des rigidités normale et tangentielle K_n/K_t et non pas de chaque rigidité prise individuellement.

En se basant sur l'équation II.7 et sachant que $\vec{u} = \vec{U} + \underline{r} \vec{W}$, la variation des contraintes $\Delta\vec{\sigma}$ peut être exprimée par :

$$\Delta\vec{\sigma} = -K_t \left(\frac{K_n}{K_t} L_n(\vec{U}, \vec{W}) + L_t(\vec{U}, \vec{W}) \right)$$

avec

$$L_n(\vec{U}, \vec{W}) = \vec{n} \otimes \vec{n} (\vec{U} + \underline{r} \vec{W})$$

$$L_t(\vec{U}, \vec{W}) = (\underline{I} - \vec{n} \otimes \vec{n}) (\vec{U} + \underline{r} \vec{W})$$

D'après les équations II.13 et II.18, la matrice de rigidité \underline{R} dépend des intégrales de surfaces du tenseur \underline{H} (équation II.7). Elle peut être alors exprimée de la façon suivante :

$$\underline{R} = K_t \underline{\bar{R}}$$

avec

$$\underline{\bar{R}} = \frac{K_n}{K_t} \underline{R}_n + \underline{R}_t$$

où \underline{R}_n et \underline{R}_t sont des matrices indépendantes des rigidités du joint.

L'expression des déplacements, solution du système linéaire est alors :

$$\begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix} = \frac{\underline{\bar{R}}^{-1}}{K_t} \begin{bmatrix} \vec{F}_0 \\ \vec{M}_0 \end{bmatrix}$$

Par conséquent, nous pouvons écrire :

$$L_n(\vec{U}, \vec{W}) = \frac{1}{K_t} G_n \left(\vec{F}_0, \vec{M}_0, \frac{K_t}{K_n} \right)$$

$$L_t(\vec{U}, \vec{W}) = \frac{1}{K_t} G_t \left(\vec{F}_0, \vec{M}_0, \frac{K_t}{K_n} \right)$$

Ainsi, la variation des contraintes $\Delta\vec{\sigma}$ peut être exprimée par :

$$\Delta\vec{\sigma} = - \left(\frac{K_n}{K_t} G_n \left(\vec{F}_0, \vec{M}_0, \frac{K_t}{K_n} \right) + G_t \left(\vec{F}_0, \vec{M}_0, \frac{K_t}{K_n} \right) \right)$$

Nous déduisons alors que $\Delta\vec{\sigma}$ dépend uniquement du rapport K_n/K_t et non pas des rigidités prises individuellement.

Étudions l'effet des rigidités sur le déplacement solution du problème. Nous pouvons écrire :

$$\begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix} = \left[K_n \underline{R}_n + K_t \underline{R}_t \right]^{-1} \begin{bmatrix} \vec{F}_0 \\ \vec{M}_0 \end{bmatrix}$$

Par conséquent, pour les mêmes conditions de chargement d'un bloc donné et le même rapport K_n/K_t , les amplitudes du déplacement et de la rotation sont des fonctions croissantes de K_n (ou K_t).

Notons que l'ordre de grandeur des rigidités des joints est présenté dans l'annexe B.

II.5.2 Étude du paramètre K_0

Le paramètre K_0 désigne le rapport entre les contraintes horizontales et verticales à l'état initial, avant excavation. Si on considère le repère $(\vec{Ox}, \vec{Oy}, \vec{Oz})$ avec l'axe Oz de direction verticale, les composantes horizontales des contraintes initiales sont : $\sigma_{0x} = K_0 \sigma_{0z}$ et $\sigma_{0y} = K_0 \sigma_{0z}$.

Démontrons que le déplacement du bloc et les contraintes finales sur les faces de contact du bloc sont linéaires en fonction de K_0 .

En l'absence de force de soutènement et en se référant à l'équation II.14, les vecteurs du second membre du système linéaire à résoudre s'écrivent de la façon suivante :

$$\vec{F}_0 = \int_{\Sigma_L} (-\underline{\underline{\sigma_0}} \vec{n}) dS \quad \text{et} \quad \vec{M}_0 = \int_{\Sigma_L} \vec{x} \wedge (-\underline{\underline{\sigma_0}} \vec{n}) dS$$

Le développement de ces expressions en fonction de K_0 donne :

$$\vec{F}_0 = \begin{bmatrix} K_0 F_{zx} \\ K_0 F_{zy} \\ F_{zz} \end{bmatrix} \quad \text{et} \quad \vec{M}_0 = \begin{bmatrix} M_{yz} - K_0 M_{zy} \\ M_{xz} - K_0 M_{zx} \\ K_0 (M_{xy} - M_{yx}) \end{bmatrix}$$

avec

$$F_{zq} = - \int_{\Sigma_L} \sigma_{0z} n_q dS \quad \text{et} \quad M_{rq} = - \int_{\Sigma_L} x_r \sigma_{0z} n_q dS$$

où n_q est une composante du vecteur normal \vec{n} avec $(q = x, y, z)$ et x_r est une composante du vecteur \vec{x} avec $(r = x, y, z)$.

Le calcul des déplacements au point de référence (choisi comme le centre d'inertie du bloc) est donné par :

$$\begin{bmatrix} \vec{U} \\ \vec{W} \end{bmatrix} = \underline{\underline{R}}^{-1} \begin{bmatrix} \vec{F}_0 \\ \vec{M}_0 \end{bmatrix}$$

La matrice de rigidité $\underline{\underline{R}}$ ainsi que son inverse $\underline{\underline{R}}^{-1}$ sont indépendantes de K_0 (comme le montrent les équations II.13 et II.18). Comme les composantes de \vec{F}_0 et \vec{M}_0 sont linéaires en fonction de K_0 , les composantes du vecteur déplacement \vec{U} et rotation \vec{W} sont aussi linéaires en fonction de K_0 .

D'après les équations II.5, II.6 et II.8, nous pouvons déduire que les composantes du déplacement \vec{u} et les composantes des efforts sur les faces du bloc sont aussi linéaires en fonction de K_0 .

Si la surface libre du bloc est horizontale, le vecteur normal à cette surface a des composantes horizontales nulles ($n_x = 0$ et $n_y = 0$). Il s'en suit que les termes suivants s'annulent : $F_{zx} = 0$, $F_{zy} = 0$, $M_{zy} = 0$, $M_{zx} = 0$, $M_{xy} = 0$ et $M_{yx} = 0$. Il s'agit des termes qui multiplient K_0 dans les expressions du second membre du système linéaire à résoudre (\vec{F}_0 et \vec{M}_0). Par conséquent, les résultats des déplacements et des variations des contraintes dans le cas d'un bloc à surface libre horizontale dépendent uniquement des contraintes verticales initiales σ_{0z} et sont invariables quelque soit la valeur de K_0 .

II.6 Validation en 2D

La validation de la méthode ISOBLOC nécessite sa comparaison avec un calcul exact. Pour cela, la méthode des Éléments Finis est utilisée pour modéliser une excavation avec un bloc en contact avec

la surface libre. Lorsque, dans ce modèle, la déformabilité de la roche est rendue nulle, la méthode ISOBLOC est supposée donner le même résultat que le calcul par Éléments Finis. Ceci sera confirmé dans l'exemple étudié en 2D. Par ailleurs, la comparaison de la méthode ISOBLOC avec un modèle où la roche est déformable permettra de tester dans quelles conditions l'hypothèse de roche rigide est acceptable.

Une autre comparaison avec un modèle en Éléments Finis continu (sans discontinuités) vise à mettre en évidence le rôle des discontinuités dans la redistribution des contraintes autour d'une excavation souterraine. De plus, les comparaisons avec la méthode des Blocs Clés permettront de souligner les limitations majeures de cette méthode. Nous tenterons aussi de montrer que la méthode ISOBLOC se rapproche beaucoup plus d'un calcul exact avec roche déformable que ne le fait la méthode des Blocs Clés ou les méthodes qui empruntent le calcul des contraintes d'un modèle continu.

Par ailleurs, des comparaisons entre les résultats de stabilité de blocs situés autour de l'excavation permettront de mieux mettre en évidence les différences entre la méthode ISOBLOC et la méthode des Blocs Clés. Une première étude paramétrique en 2D sur l'effet des rigidités et des contraintes initiales sera aussi faite.

II.6.1 Étude de la distribution des contraintes

L'exemple étudié consiste en une excavation souterraine dont le mur est situé à une profondeur H à partir de la surface du sol. La géométrie de l'excavation est illustrée dans la figure II.4. À l'état initial avant excavation, les contraintes verticales dans la roche sont gravitaires et le rapport entre contraintes horizontales et verticales est K_0 . Le poids volumique de la roche est γ et dans le modèle déformable le module d'Young est E et le coefficient de Poisson est ν . Les joints sont élastiques linéaires de rigidité normale K_n et tangentielle K_t . On considère un bloc incliné dont les deux côtés sont de pendage 43.6° et 75° et de longueur 3.5 m et 5 m et dont la base (Σ_L) est un arc de cercle de rayon 2 m (bloc 1 dans la figure II.4).

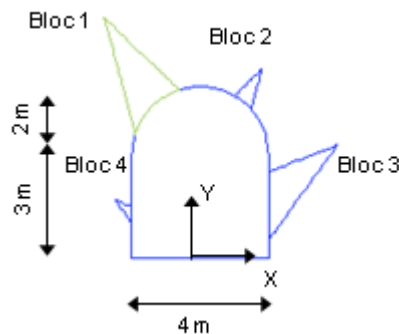


FIGURE II.4 – Géométrie de l'excavation et des blocs étudiés

Dans l'application suivante, nous poserons $H = 500$ m, $\gamma = 0.02$ MN/m³, $K_0 = 1$ (contraintes isotropes), $K_n = 10000$ MPa/m, $K_t = 1000$ MPa/m et $\nu = 0.2$.

La figure II.5 montre la distribution des contraintes normales et tangentielles au niveau d'un côté du bloc en utilisant différents modèles :

1. un modèle rigide (modèle ISOBLOC) ;
2. un modèle déformable avec différents modules d'Young ($E = 20$ GPa, $E = 50$ GPa et $E = 100$ GPa) ;

3. un modèle déformable avec un module d'Young très élevé (équivalent au modèle rigide) ;
4. un modèle continu (sans présence de discontinuités) avec $E = 50$ GPa ;
5. la méthode des Blocs Clés.

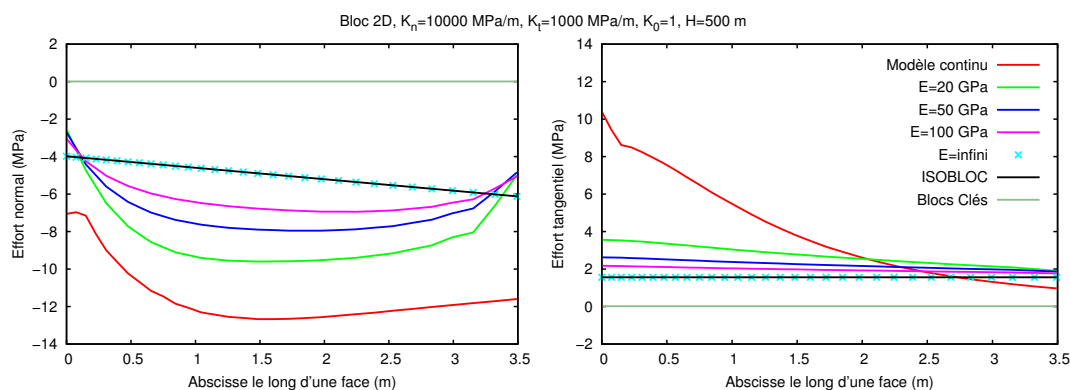


FIGURE II.5 – Distribution des efforts normaux et tangentiels le long d'une face du bloc

Les simulations des modèles déformables et du modèle continu ont été faites en utilisant le code des Éléments Finis VIPLEF [67] avec l'hypothèse des déformations planes. Le côté du bloc choisi pour représenter les efforts est celui suivant lequel le glissement a lieu d'après la méthode des Blocs Clés (côté de pendage 75°).

Nous remarquons que les efforts calculés via la méthode exacte avec roche déformable s'approchent de la solution donnée par ISOBLOC pour des rigidités croissantes de la roche. Pour un module d'Young infini (roche rigide), la solution des Éléments Finis est exactement la même que celle de ISOBLOC.

Selon la méthode des Blocs Clés, le bloc a pour mode de mouvement « glissement sur une face ». Les efforts sur la face de glissement sont calculés à partir des équations d'équilibre avec le poids. Comme les contraintes *in situ* n'interviennent pas dans le calcul, ces efforts sont largement plus faibles que ceux calculés selon les autres méthodes.

Nous remarquons également que les valeurs des efforts calculés via un modèle continu (le long d'une ligne géométrique correspondante au côté du bloc) s'écartent de celles calculées via les modèles discontinus surtout pour des rigidités élevées de la roche. Nous pouvons alors affirmer que les discontinuités ont un rôle important dans la redistribution des contraintes autour de l'excavation. Le calcul des contraintes à partir d'un milieu continu, comme le font certaines méthodes classiques de Blocs Isolés (exposées au Chapitre I), conduit à une surestimation de ces contraintes. La figure II.6 montre clairement la rotation des contraintes qui a lieu au niveau des discontinuités par rapport à un modèle continu. Justement, l'utilisation d'un milieu continu équivalent pour étudier un massif rocheux fissuré n'est justifiée que lorsque la fissuration est diffuse (très petits blocs).

Notons que le paramètre qui influe le rapprochement des solutions exactes à la solution utilisant une roche parfaitement rigide (ISOBLOC) n'est pas le module d'Young dans l'absolu mais plutôt le rapport de ce module aux rigidités du joint $E/(K_n l)$ et $E/(K_t l)$ où l est une longueur caractéristique. Ainsi, en observant la figure II.5, nous remarquons un plus grand rapprochement des solutions entre roche rigide et déformable pour les efforts tangentiels que pour les efforts normaux. Cette différence est une conséquence du fait que $E/(K_t l) > E/(K_n l)$ dans l'exemple étudié ($K_n > K_t$).

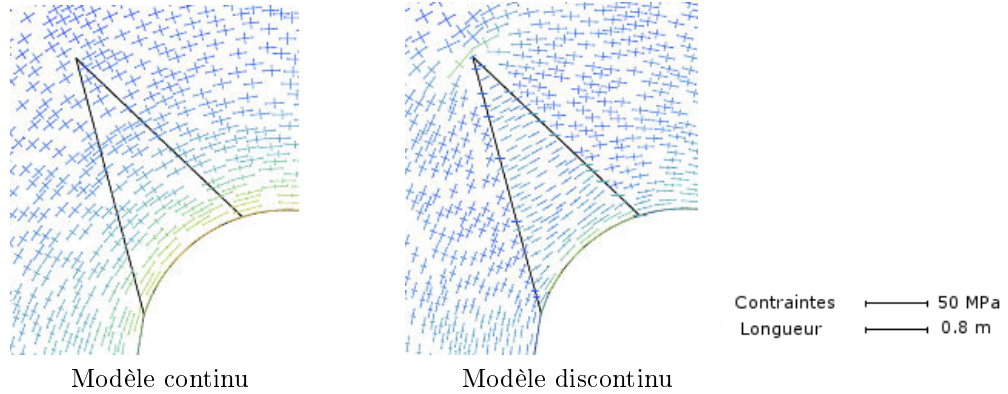


FIGURE II.6 – Distribution des contraintes principales autour du bloc 1 entre modèle continu et discontinu ($E = 50$ GPa, $K_n/K_t = 10$)

II.6.2 Étude du mouvement du bloc

Le mouvement du bloc est étudié pour deux valeurs du facteur K_0 et pour $K_n/K_t = 1$ en utilisant un modèle exact (déformable avec $E=50$ GPa) et un modèle rigide (ISOBLOC). La position du bloc à l'état final par rapport à sa position à l'état initial, avec un facteur d'amplification ($\times 100$) pour le déplacement, est montrée à la figure II.7. Nous remarquons que le calcul avec ISOBLOC donne un résultat assez proche de celui du modèle exact pour $K_0 = 0.5$ et pour $K_0 = 1$: les allures du mouvement du bloc sont quasi identiques dans les deux modèles et la déformation de la roche est minime par rapport au déplacement du bloc dans le modèle déformable. Par ailleurs, l'analyse du mouvement avec la méthode des Blocs Clés a pour résultat un glissement suivant le côté de plus grande pente quelques soient les valeurs des contraintes initiales et des rigidités des joints. Néanmoins, d'après le modèle exact ou le modèle ISOBLOC, il est évident qu'une rotation du bloc a lieu et que la face déterminée comme étant la face de glissement suivant la méthode des Blocs Clés se sépare de la masse rocheuse dans certains cas (comme pour $K_0 = 1$ et $K_n/K_t = 1$).

En 2D, le vecteur rotation est perpendiculaire au plan du bloc et la rotation du bloc est caractérisée par un seul angle de rotation. Comme la figure II.7 montre que la rotation du bloc est affectée par les contraintes initiales (valeur de K_0), il devient alors intéressant d'étudier l'amplitude de ce vecteur (angle de rotation) en fonction du rapport K_n/K_t et pour différentes valeurs de K_0 .

D'après la figure II.8, lorsque K_n/K_t diminue, la rotation du bloc augmente. Cette observation est en conformité avec l'analyse du rapport K_n/K_t (paragraphe II.5.1). Le sens de la rotation change pour $K_0 < 1$ dans le cas étudié (angle de rotation négatif). Les amplitudes de rotation sont plus élevées pour le cas des contraintes non isotropes ($K_0 = 0.5$) que pour le cas de contraintes isotropes.

D'après la méthode classique des Blocs Clés, l'angle de rotation est nul. Par ailleurs, même si la méthode des Blocs Clés modifiée pour la prise en compte de la rotation est utilisée (*cf.* Chapitre 1, paragraphe I.3.1.3), elle donnerait un résultat de la rotation indépendant des rigidités des joints et des contraintes *in situ*.

II.6.3 Étude du facteur de sécurité

Si pour un bloc vertical symétrique, le facteur de sécurité est décroissant en fonction de K_n/K_t et croissant en fonction de K_0 (comme on le verra dans la figure II.12), cela n'est pas vrai pour tous les cas et particulièrement pour le bloc 1 étudié dans ce paragraphe.

La figure II.9 montre la variation du facteur de sécurité en fonction de K_0 pour ce bloc, pour

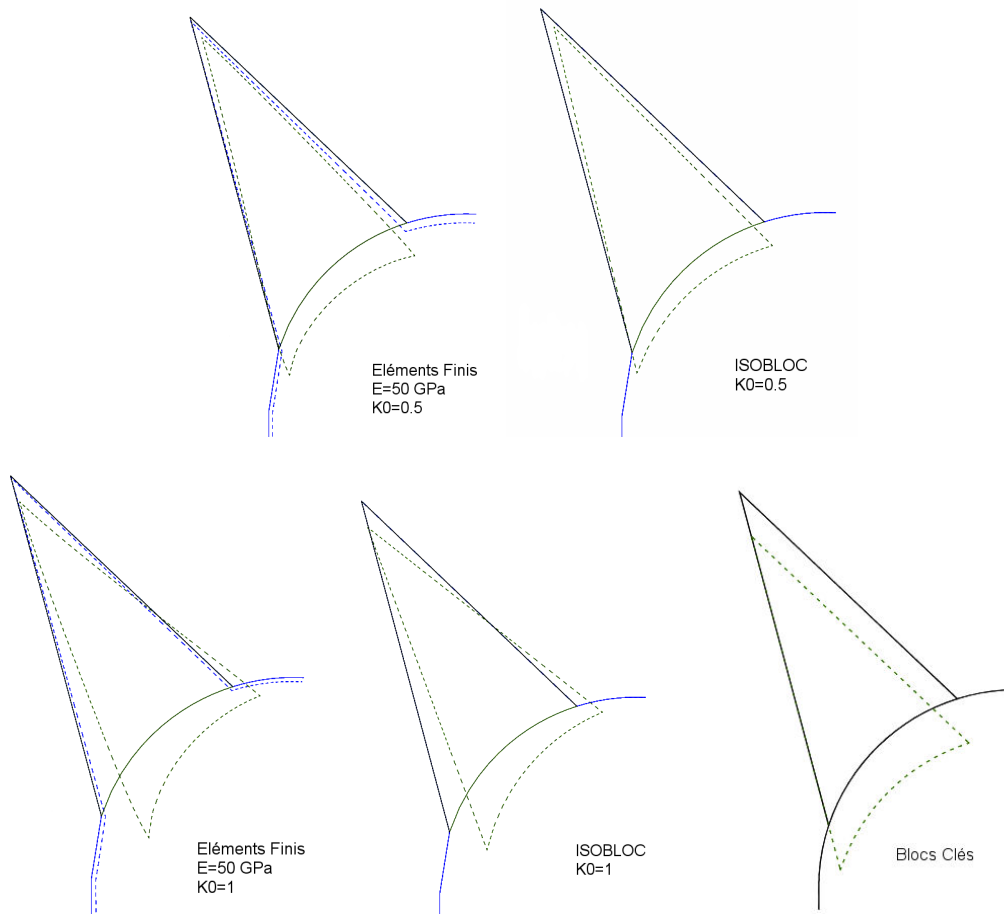


FIGURE II.7 – Déplacement du bloc pour $K_n/K_t = 1$ et différentes valeurs de K_0 . (Les lignes continues représentent la géométrie initiale et les lignes en pointillé représentent la déformée avec un facteur d'amplification $\times 100$ sauf pour la méthode des Blocs Clés)

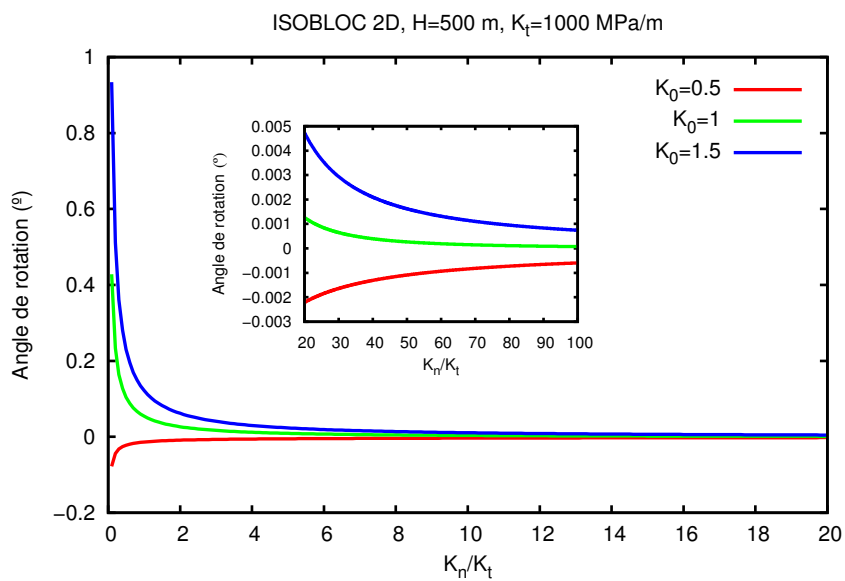


FIGURE II.8 – Variation de la rotation du bloc en fonction du rapport K_n/K_t (modèle ISOBLOC)

différentes valeurs de K_n/K_t , en utilisant un angle de frottement $\phi = 35^\circ$. Signalons qu'avec cet angle de frottement, les faces ne plastifient pas à l'état initial pour les valeurs de K_0 étudiées. L'analyse du graphe montre que, pour toutes les valeurs du rapport des rigidités, le facteur de sécurité a la même allure : croissante puis décroissante en fonction de K_0 . Par conséquent, à partir d'une certaine valeur de K_0 « critique », l'augmentation des contraintes horizontales initiales a un effet déstabilisant sur le bloc. En outre, nous ne pouvons pas établir une règle générale concernant l'effet du rapport des rigidités sur le facteur de sécurité. Le facteur de sécurité diminue pour la plupart des cas avec l'augmentation de K_n/K_t mais pour un intervalle donné de K_0 (entre 0.5 et 1.3 dans ce cas), cette constatation n'est plus vraie.

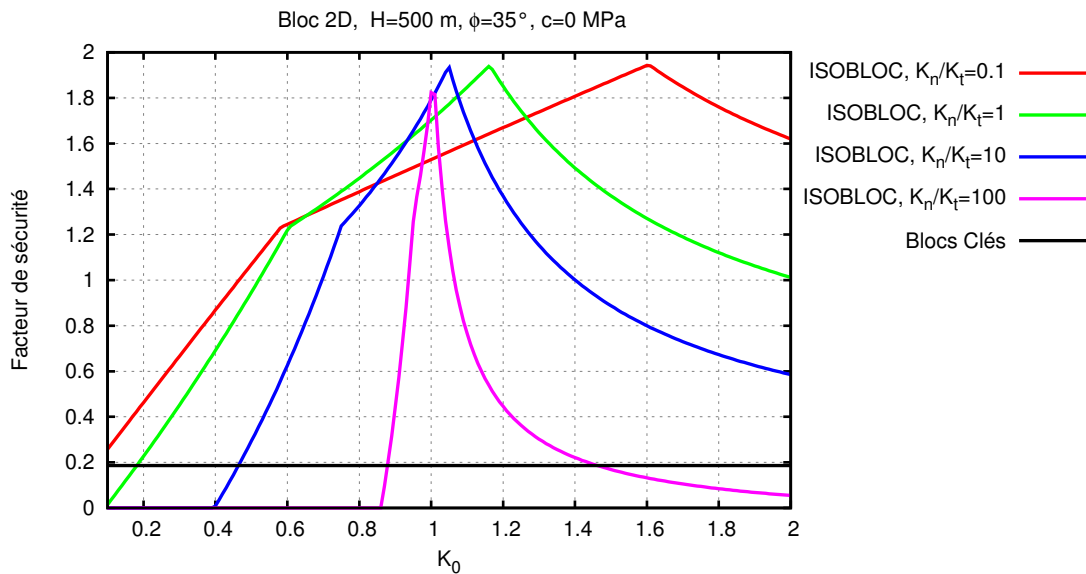


FIGURE II.9 – Variation du facteur de sécurité en fonction de K_0 et de K_n/K_t suivant les méthodes ISOBLOC et Blocs Clés

Le facteur de sécurité est calculé au niveau des nœuds de chaque face et le minimum est représenté sur la figure II.9. En analysant plus en détail le résultat, nous avons remarqué que pour chacune des faces ce facteur a une allure croissante puis décroissante. Le minimum pour la phase croissante correspond à la face 1 du bloc (face de glissement suivant la méthode des Blocs Clés) mais le minimum pour la phase décroissante correspond à la face 2.

Cette allure est attribuée au changement de sens de l'effort tangentiel. L'augmentation de K_0 dans la première phase permet de diminuer les efforts tangentiels après excavation sur une face donnée du bloc jusqu'à leur annulation. Le facteur de sécurité est alors dans la phase croissante. A partir de ce moment, les efforts tangentiels diminuent avec un signe négatif (donc augmentent en valeur absolue). Comme le facteur de sécurité est évalué par rapport à la valeur absolue de l'effort tangentiel, le changement d'une pente positive à une pente négative a lieu.

Notons enfin que le facteur de sécurité donné par la méthode des Blocs Clés n'est affecté ni par les contraintes initiales ni par les rigidités des joints.

II.6.4 Comparaison entre différents blocs

Considérons un bloc qui a les mêmes orientations des faces de contact avec la masse rocheuse que le premier bloc étudié mais de plus petite taille. Il s'agit du bloc 2 dans la figure II.4. La figure II.10

représente la variation du facteur de sécurité en fonction des contraintes horizontales initiales pour les deux blocs 1 et 2 et pour différents rapports de rigidités. Le calcul avec la méthode des Blocs Clés est identique pour les deux blocs car leur mode de mouvement est un « glissement sur une face » de même pente. Avec la méthode ISOBLOC, les résultats diffèrent à cause de l'influence des contraintes initiales agissant sur les faces libres. En effet, comme l'orientation de la face libre n'est pas la même pour les deux blocs, les variations des chargements extérieurs entre l'état initial et l'état final diffèrent ainsi que les contraintes finales.

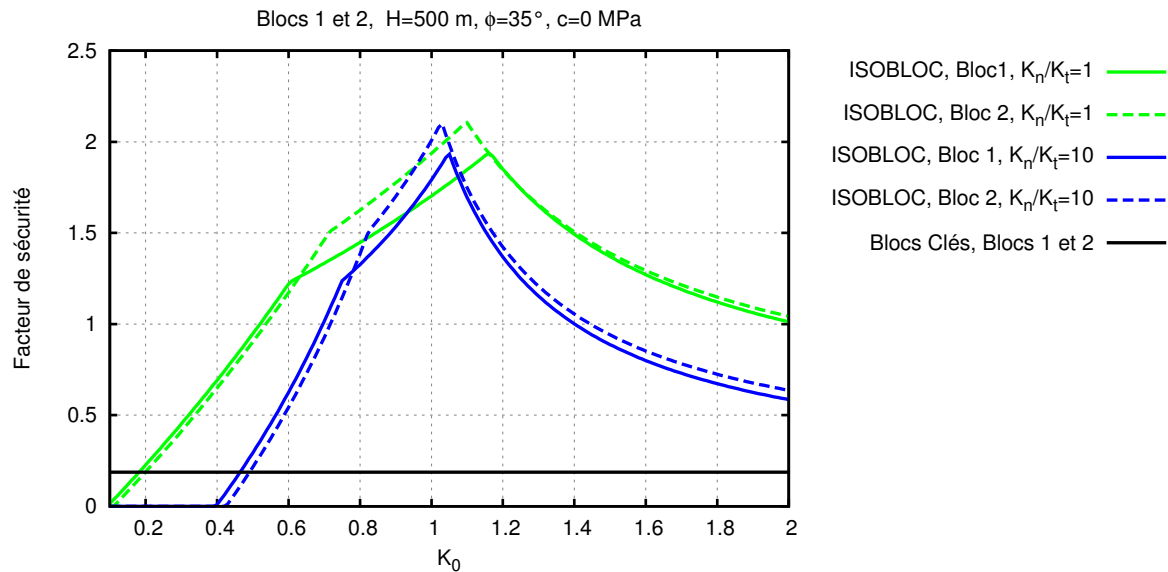


FIGURE II.10 – Comparaison de deux blocs avec les mêmes orientations des faces de contact (ISOBLOC et Blocs Clés)

Les blocs 3 et 4 sont similaires : les orientations des faces de contact et des faces libres sont les mêmes mais les tailles sont différentes. Ainsi l'analyse avec la méthode ISOBLOC donnerait des résultats identiques pour ces deux cas. Une petite différence peut être obtenue à cause de la variation des contraintes gravitaires, vu la différence des ordonnées entre les deux cas, mais elle est très minime.

En conclusion, si on compare la stabilité de deux blocs ayant des faces de contact (faces correspondants aux joints) de même pendage mais localisés à des emplacement différents autour de l'excavation le résultat de la comparaison varie suivant la méthode utilisée :

- Le résultat de la méthode des Blocs Clés dépend exclusivement de l'orientation des faces par rapport à la force active (poids). Néanmoins pour différentes orientations de la face libre, on peut avoir le même mode de mouvement.
- Le résultat ISOBLOC dépend en plus de l'orientation de la face libre et des contraintes initiales agissant sur le bloc. Lorsque la profondeur du bloc est élevée, la gravité a un effet négligeable sur les contraintes initiales. Les résultats de la comparaison sont alors identiques si les orientations des faces libres sont les mêmes ; en d'autres termes, si les efforts initiaux agissant sur la face libre sont égaux.

II.7 Étude analytique comparative d'un bloc symétrique en 2D

Considérons un bloc symétrique en 2D situé sur le toit d'une excavation plane. Dans ce paragraphe, nous développons pour ce cas simple les expressions analytiques des forces agissant sur les faces du bloc après excavation, en utilisant quatre méthodes différentes : méthode ISOBLOC, méthode de Relaxation, méthode déterministe de GAFIS et méthode des Blocs Clés. Le but est de montrer clairement les différences entre ces méthodes et que les trois dernières constituent des cas particuliers de la première. A l'état final, sauf pour la méthode des Blocs Clés, la force verticale agissant sur chaque face est la même pour toutes ces méthodes et est imposée par l'équilibre vertical du bloc et la symétrie. Le calcul de la force horizontale change d'une méthode à l'autre. Par ailleurs, nous développons les expressions des coefficients de sécurité et des pressions de soutènement et discutons dans quels cas telle ou telle méthode est la plus conservatrice.

II.7.1 Étude avec ISOBLOC

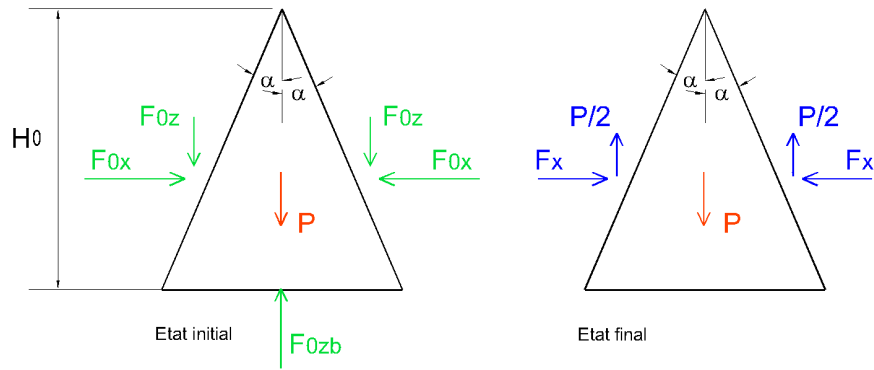


FIGURE II.11 – Bloc symétrique en 2D - Méthode ISOBLOC

II.7.1.1 État initial

Le bloc étudié est un bloc symétrique de hauteur H_0 et de demi angle au sommet α . Sa base est située à une profondeur H de la surface. La géométrie du bloc et les forces agissant sur le bloc à l'état initial avant excavation et à l'état final après excavation sont illustrées dans la figure II.11 (l'épaisseur du bloc orthogonalement à la figure est unitaire).

A l'état initial, le tenseur des contraintes en tout point de la roche est :

$$\underline{\underline{\sigma_0}} = \begin{bmatrix} K_0 \sigma_0 & \\ & \sigma_0 \end{bmatrix}$$

L'origine du repère (\vec{Ox}, \vec{Oz}) est sur la surface du sol et l'axe \vec{Oz} est dirigé vers le bas. La contrainte σ_0 est une contrainte gravitaire variant avec la profondeur z du point considéré : $\sigma_0 = \gamma z$, γ étant le poids volumique de la roche.

Notons que, dans ce calcul, nous considérons que les contraintes de compression ont un signe positif.

La résultante des efforts sur chaque face de normale extérieure \vec{n} se calcule par : $\vec{F}_0 = \int \underline{\underline{\sigma_0}} \vec{n} dS$. Ainsi, les forces agissant sur le bloc à l'état initial sont les suivantes :

$$F_{0x} = K_0 \sigma_{0m} H_0$$

$$F_{0z} = \sigma_{0m} H_0 \tan \alpha$$

$$F_{0zb} = (P + 2F_{0z})$$

$$P = \gamma H_0^2 \tan \alpha$$

avec $\sigma_{0m} = \gamma \left(H - \frac{H_0}{2} \right)$ la contrainte verticale moyenne.

Les efforts F_{0x} et F_{0z} sont respectivement les forces horizontale et verticale agissant sur les faces du bloc à l'état initial. Le poids du bloc est désigné par P .

F_{0zb} est une force qui équilibre les forces verticales (la force F_{0z} sur chaque face et le poids du bloc P) et qui agit sur la base du bloc. Dans ce calcul, nous considérons une force par face, ce qui est équivalent à considérer des efforts moyens par face. Ceci permettra la comparaison avec d'autres approches qui adoptent cette simplification.

Les expressions des forces normale et tangentielle sur les faces à l'état initial sont :

$$F_{0n} = \left(K_0 \frac{\cos \alpha}{\tan \alpha} + \sin \alpha \right) F_{0z}$$

$$F_{0t} = (K_0 - 1) \cos \alpha F_{0z}$$

Les contraintes agissant sur le bloc, avant excavation, doivent être plastiquement admissibles. Si on considère le critère de Mohr-Coulomb avec une cohésion nulle et un angle de frottement ϕ , ceci se traduit par la condition $|F_{0t}| < F_{0n} \tan \phi$. On peut alors déduire l'intervalle des coefficients K_0 admissibles :

$$\frac{1 - \tan \alpha \tan \phi}{1 + \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}} \leq K_0 \leq \frac{1 + \tan \alpha \tan \phi}{\left\langle 1 - \frac{\tan \phi}{\tan \alpha} \right\rangle}$$

avec $\langle x \rangle = (x + |x|) / 2$

II.7.1.2 État final

A l'état final, la base du bloc est « libérée », elle n'est plus soumise à aucune contrainte, comme l'illustre la figure II.11. Par conséquent, la force F_{0zb} agissant sur la base du bloc devient nulle. Pour assurer l'équilibre du bloc, les forces sur les faces vont être modifiées en respectant les lois de comportement des joints.

L'équilibre vertical et la symétrie du bloc permettent de calculer la force verticale F_z au niveau de chaque face du bloc. La symétrie du bloc impose que le mouvement du bloc soit vertical vers le bas et que les forces horizontales agissant sur les deux faces soient égales. Pour trouver l'expression de la force horizontale F_x sur chaque face et le déplacement vertical \vec{U}_z , nous appliquons les lois linéaires du comportement des joints (expliquées dans le paragraphe II.2.2). Notons que, puisqu'il s'agit d'une surface libre horizontale, le déplacement est indépendant des contraintes initiales horizontales (comme il a été déjà démontré dans le paragraphe II.5.2).

L'amplitude du déplacement s'exprime comme suit :

$$U_z = \frac{\left(F_{0z} + \frac{P}{2}\right) \cos \alpha}{(K_n \sin^2 \alpha + K_t \cos^2 \alpha) H_0} \quad (\text{II.21})$$

En plus du poids P , les forces horizontale et verticale agissant sur chaque face du bloc à l'étape finale sont respectivement F_x et F_z :

$$F_x = A \tan \alpha \left(\frac{P}{2} + F_{0z}\right) + F_{0x} \quad (\text{II.22})$$

$$F_z = -\frac{P}{2} \quad (\text{II.23})$$

Le paramètre A est un paramètre adimensionnel qui dépend des rigidités des joints et de leur inclinaison :

$$A = \frac{1 - \frac{K_n}{K_t}}{1 + \frac{K_n}{K_t} \tan^2 \alpha} \quad (\text{II.24})$$

Nous déduisons les expressions des forces normale et tangentielle agissant sur chaque face du bloc à l'état final :

$$F_n = A \sin \alpha \left(\frac{P}{2} + F_{0z}\right) + F_{0x} \cos \alpha - \frac{P}{2} \sin \alpha \quad (\text{II.25})$$

$$F_t = A \sin \alpha \tan \alpha \left(\frac{P}{2} + F_{0z}\right) + F_{0x} \sin \alpha + \frac{P}{2} \cos \alpha \quad (\text{II.26})$$

Calcul d'un facteur de sécurité Du fait de la symétrie du bloc et sachant que la cohésion est nulle, le facteur de sécurité est le même sur les deux faces, $\text{FS} = \frac{F_n \tan \phi}{|F_t|}$ pour $F_n \geq 0$. Ce coefficient est nul si la traction apparaît.

D'après les expressions de F_n et de F_t (équations II.25 et II.26), ou d'après l'équilibre vertical, nous pouvons écrire la relation suivante :

$$F_t = F_n \tan \alpha + \frac{P}{2 \cos \alpha} \quad (\text{II.27})$$

Ainsi, si la valeur de F_n est positive (compression), F_t est nécessairement positive.

Analysons l'évolution de la stabilité en fonction du rapport K_n/K_t et de K_0 :

Le coefficient A est décroissant en fonction du rapport $r = K_n/K_t$ car sa dérivée par rapport à r est négative $A'(r) = \frac{-(1 + \tan^2 \alpha)}{(1 + r \tan^2 \alpha)}$.

L'évolution de A en fonction du rapport des rigidités est caractérisée par les valeurs suivantes :

- $A = 1$ pour $K_n = 0$ (ou $A \rightarrow 1$ lorsque $K_n/K_t \rightarrow 0$)
- $0 < A < 1$ pour $K_n/K_t < 1$
- $A \leq 0$ pour $K_n/K_t \geq 1$
- $A \rightarrow \frac{-1}{\tan^2 \alpha}$ lorsque $K_n/K_t \rightarrow \infty$

Lorsque le rapport K_n/K_t augmente, A diminue, par conséquent les forces normale F_n et tangentielle F_t diminuent. La diminution de F_n contribue à la déstabilisation du bloc car il y aura moins

de compression sur ses faces donc moins de forces résistantes. Comme $F_t > 0$, sa valeur absolue est décroissante en fonction de K_n/K_t et s'éloigne de la limite de plasticité ce qui contribue à la stabilisation du bloc. Pour étudier l'effet combiné de l'évolution de F_n et de F_t sur la stabilité, il faut étudier la variation de FS en fonction du rapport des rigidités.

En utilisant l'expression II.27, le facteur de sécurité peut s'écrire de la façon suivante :

$$FS = \frac{\tan \phi}{\tan \alpha + \frac{P}{2 F_n \cos \alpha}} \quad (\text{II.28})$$

Comme F_n est décroissante en fonction du rapport K_n/K_t , d'après l'expression II.28, nous pouvons conclure que FS est aussi décroissant en fonction de ce rapport. L'augmentation du rapport des rigidités a un effet déstabilisant sur le bloc symétrique au toit.

D'autre part, les grandeurs F_n et F_t sont croissantes en fonction de K_0 . L'augmentation de F_n a un effet stabilisant sur le bloc alors que l'augmentation de F_t (donc de sa valeur absolue car $F_t > 0$) a un effet contraire. Pour connaître l'effet combiné de la variation de ces deux grandeurs sur la stabilité du bloc, il faut aussi considérer l'évolution de FS en fonction de K_0 .

D'après l'expression II.28, FS augmente en fonction de K_0 . La stabilité d'un bloc symétrique au toit d'une excavation augmente avec l'augmentation des contraintes horizontales initiales.

Le graphe de la figure II.12 est un exemple de l'évolution croissante du facteur de sécurité en fonction de K_0 et décroissante en fonction de K_n/K_t pour un bloc symétrique de demi-angle au sommet α .

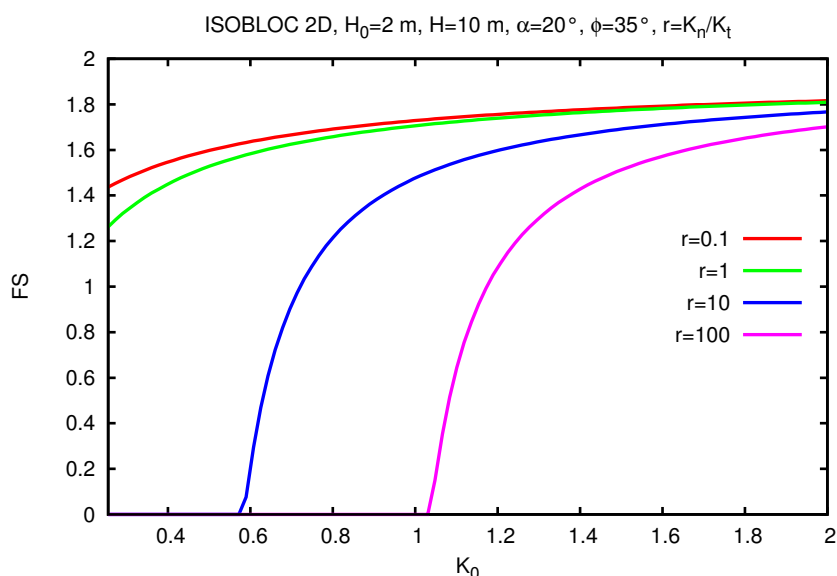


FIGURE II.12 – Évolution du facteur de sécurité FS en fonction de K_0 pour différentes valeurs de K_n/K_t - Méthode ISOBLOC

Par ailleurs, nous pouvons démontrer d'après l'expression II.28 que dans l'intervalle $\alpha =]0^\circ, 90^\circ[$, le facteur de sécurité est décroissant en fonction du demi-angle au sommet α . Donc le bloc est moins stable lorsqu'il est moins pointu. La figure II.13 montre la variation du facteur de sécurité en fonction du demi-angle au sommet α pour différents rapports de rigidités.

Notons que pour des profondeurs élevées ou pour des valeurs élevées de K_0 , les coefficients de sécurité en fonction du rapport de rigidité tendent à converger vers la même solution. En fait, nous

pouvons constater un rapprochement des courbes lorsque K_0 augmente dans la figure II.12. Dans le cas de contraintes initiales très élevées, le poids devient négligeable par rapport aux forces normales et tangentielles agissant sur le bloc. D'après l'équation II.28, le facteur de sécurité tend alors vers $\frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$.

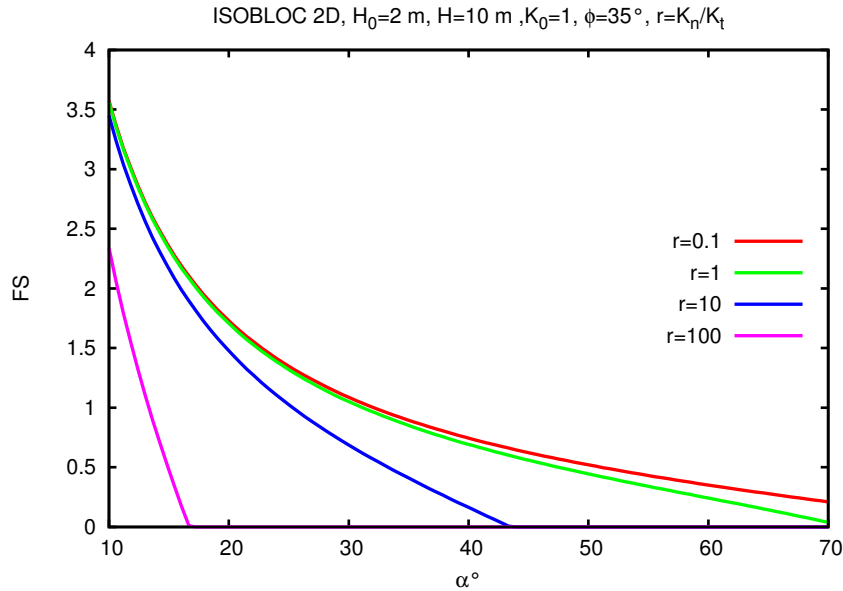


FIGURE II.13 – Évolution du facteur de sécurité FS en fonction du demi-angle au sommet α - Méthode ISOBLOC

Calcul d'une force de soutènement Nous cherchons un ensemble de forces de soutènement (ou d'arrachement) à appliquer sur la base du bloc pour que le critère de plasticité sur les faces du bloc soit respecté après excavation.

L'application d'une force de soutènement F_s sur la base du bloc a pour résultat un incrément de forces horizontale ΔF_x et verticale ΔF_z sur les faces du bloc, comme l'illustre la figure II.14. Par convention $F_s > 0$ est une force de compression.

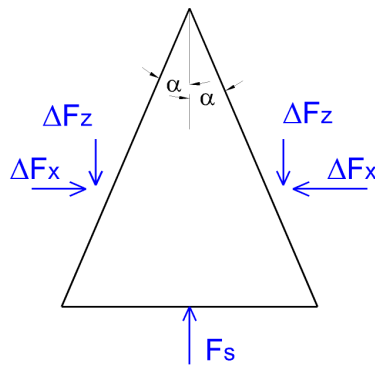


FIGURE II.14 – Effet de l'application d'une force de soutènement

Les équations du paragraphe II.7.1.2 sont adoptées en considérant que F_s est l'unique force agissant sur le bloc et que les contraintes initiales sont nulles. Les incréments des forces sur les faces sont alors exprimées par :

$$\Delta F_z = \frac{F_s}{2} \text{ et } \Delta F_x = -A \tan \alpha \frac{F_s}{2}$$

Ces incréments de forces sont ensuite ajoutées aux forces trouvées à l'étape finale après excavation. Les expressions des nouvelles forces normale F_{ns} et tangentielle F_{ts} sont déduites :

$$F_{ns} = F_n + \frac{F_s}{2} \sin \alpha (1 - A)$$

$$F_{ts} = F_t - \frac{F_s}{2} (\cos \alpha + A \sin \alpha \tan \alpha)$$

La force de soutènement F_s doit vérifier l'inégalité de la loi de Mohr-Coulomb $|F_{ts}| < F_{ns} \tan \phi$, sachant que la force normale est en compression ($F_{ns} \geq 0$).

La condition d'une force normale de compression impose que :

$$\text{Pour } A \neq 1, F_s > -2 \frac{F_n}{\sin \alpha (1 - A)}$$

Pour $A = 1$, $F_n > 0$. La force F_s dans ce cas ne peut pas contribuer à la variation de F_n . Notons que la condition $A = 1$ est vraie pour $K_n = 0$ ce qui est invraisemblable en pratique.

Deux limites pour l'intervalle des forces de soutènement admissibles sont trouvées :

$$F_{s1} = 2 \frac{F_t - F_n \tan \phi}{K_1} \text{ avec } K_1 = A \sin \alpha (\tan \alpha - \tan \phi) + \sin \alpha \tan \phi + \cos \alpha$$

$$F_{s2} = 2 \frac{F_t - F_n \tan \phi}{K_2} \text{ avec } K_2 = A \sin \alpha (\tan \alpha + \tan \phi) - \sin \alpha \tan \phi + \cos \alpha$$

Si $K_1 > 0$, F_{s1} est une limite inférieure de l'intervalle des forces de soutènement et si $K_2 > 0$, F_{s2} est une limite supérieure de cet intervalle.

II.7.2 Étude avec la méthode de Relaxation

La méthode de Relaxation a été déjà exposée dans le premier chapitre dans le paragraphe I.3.3. Ici nous développons les expressions des forces agissant sur le bloc dans un but comparatif avec l'approche de ISOBLOC.

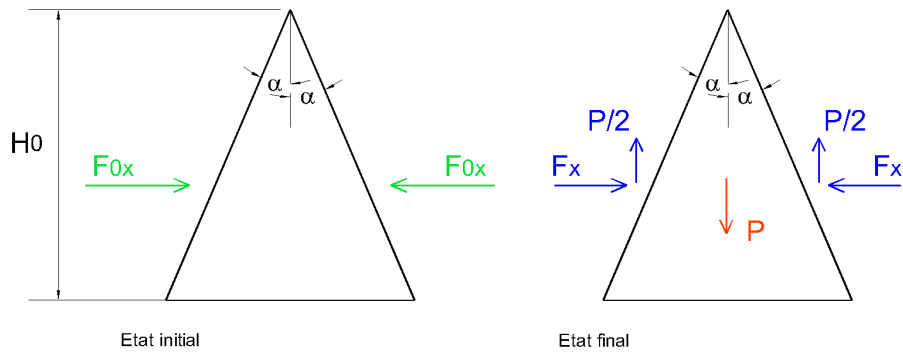


FIGURE II.15 – Bloc symétrique en 2D - Méthode de Relaxation

II.7.2.1 État initial

A l'état initial, on considère que la roche a été excavée mais que le poids n'agit pas sur le bloc. Les forces F_{0x} (représentées dans la figure II.15) peuvent être prises comme égales aux forces initiales avant excavation (comme dans l'approche classique de Bray, 1977 [10]) ou calculées à partir d'un modèle élastique considérant un milieu continu (voir paragraphe I.3.3).

Le calcul élastique dépend de la forme de l'excavation et de ses dimensions. Des solutions analytiques pour les forces horizontales initiales ont été utilisées, dans la littérature, dans le cadre de la méthode de Relaxation, uniquement pour des galeries de forme circulaire. Ainsi, Sofianos [62] a développé l'expression de la force horizontale à l'étape initiale de la méthode de Relaxation en intégrant les contraintes calculées autour d'une excavation circulaire de rayon R sur les faces du bloc de hauteur H_0 . Nous désignons cette force par F_{0xE} . Son expression est comme suit :

$$F_{0xE} = \frac{1}{2} \sigma_{0m} [R(1 + K_0)C_1 - (1 - K_0)C_2]$$

$$C_1 = \left(\frac{H_0}{R} + 1 \right) - \frac{1}{\left(\frac{H_0}{R} + 1 \right)} \quad \text{et} \quad C_2 = \left(\frac{H_0}{R} + 1 \right) - \frac{1}{\left(\frac{H_0}{R} + 1 \right)^3}$$

Le rayon minimal de la galerie à choisir, correspondant à la situation où les faces du bloc sont tangentes à la galerie, est :

$$R_{min} = \frac{H_0 \tan \alpha}{\tan(\pi/4 - \alpha/2)}$$

Nous remarquons, d'après la comparaison de la figure II.16, que F_{0xE} est plus élevée que F_{0x} pour la plupart des valeurs de K_0 . Il est donc souvent plus sécuritaire, si la méthode de Relaxation est adoptée, de calculer F_{0xE} et non pas F_{0x} .

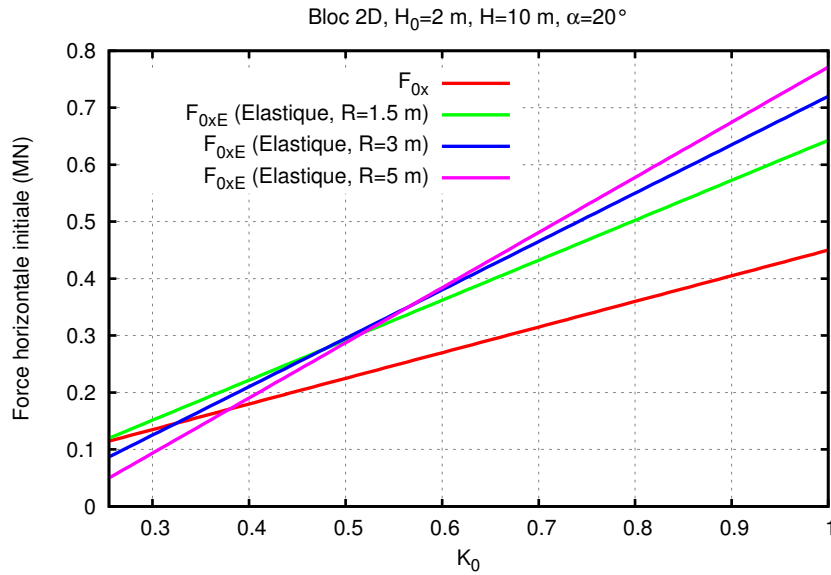


FIGURE II.16 – Méthode de Relaxation - Comparaison de la force horizontale à l'étape initiale entre l'approche de Bray et celle de Sofianos

Par ailleurs, comme nous l'avons montré dans la figure II.6, dans le cas d'une roche rigide, la variation des contraintes autour d'une excavation est plutôt affectée par la présence des discontinuités que par la déformabilité de la roche. Nous prendrons donc, dans la suite de cette analyse de relaxation d'un bloc symétrique au toit, F_{0x} comme la force initiale agissant sur le bloc, comme dans la méthodologie classique de Bray [10].

La condition de non glissement à l'état initial se traduit dans ce cas par $\phi > \alpha$

II.7.2.2 État final

Le bloc est soumis à son poids et les forces sur les faces sont modifiées en sollicitant le comportement des joints. L'état final (comme le montre la figure II.15) est semblable à celui de la méthode ISOBLOC. On obtient le déplacement et les forces sur les faces en remplaçant dans les formules déjà établies (équations II.21, II.22 et II.23) avec la méthode ISOBLOC la force F_{0z} par 0. L'effort F_z est alors invariable.

$$U_z = \frac{\frac{P}{2}}{K_n \sin^2 \alpha + K_t \cos^2 \alpha}$$

$$F_x = A \tan \alpha \frac{P}{2} + F_{0x}$$

$$F_z = -\frac{P}{2}$$

De même, les expressions de la force normale F_n et tangentielle F_t agissant sur les faces à l'état final et les forces de soutènement F_s sont déduites des expressions trouvées avec la méthode ISOBLOC (équations II.25 et II.26) en posant $F_{0z} = 0$.

Ainsi, la méthode ISOBLOC est équivalente à la méthode de Relaxation si on considère $F_{0z} = 0$ (ce qui est improbable dans le cas réel d'une excavation souterraine) et si dans la méthode de Relaxation la déformation de la roche n'est pas prise en compte (F_{0x} n'est pas déterminée par un calcul élastique).

Par ailleurs, d'après l'équation II.25, annuler F_{0z} (qui est positive) revient à diminuer F_n lorsque $A > 0$ (c.à.d. $K_n < K_t$) et donc diminuer FS (voir équation II.28). On a un résultat inverse pour $A < 0$. Par conséquent, dans le premier cas, la méthode ISOBLOC est optimiste et dans le second elle est conservatrice par rapport à la méthode de Relaxation. Or, dans la réalité (*in situ*) le rapport $K_n/K_t > 1$.

II.7.3 Étude avec la méthode déterministe de GAFIS

Dans la méthode déterministe de GAFIS, le bloc est étudié uniquement à l'état final comme le montre la figure II.17. Le comportement des joints et le mouvement du bloc n'interviennent pas dans le calcul. La valeur de F_x est une valeur estimée par l'ingénieur et le calcul de stabilité en dépend.

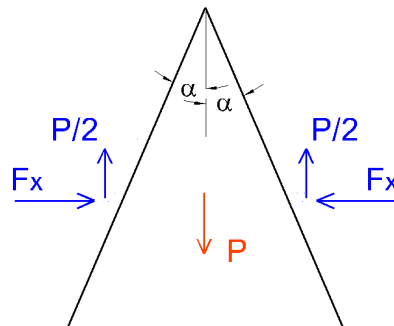


FIGURE II.17 – Bloc symétrique en 2D - Méthode déterministe (logiciel GAFIS)

Il est donc possible de trouver un accord entre les résultats d'ISOBLOC et de GAFIS. Il suffit pour cela que la valeur F_x fournie par l'utilisateur du logiciel GAFIS coïncide avec celle calculée par ISO-

BLOC en fonction de A , de α , de P , de F_{0z} et de F_{0x} . En effet, comme cela a été précisé au chapitre I, le logiciel GAFIS laisse entière responsabilité à l'utilisateur de fournir l'état de contrainte à l'état final. Cet état est statiquement admissible et le logiciel se contente de vérifier s'il est ou non plastiquement admissible. Même dans le cas d'un soutènement, l'utilisateur du logiciel GAFIS est supposé avoir une bonne estimation des efforts F_x à l'état d'équilibre final. Ainsi la méthode ISOBLOC est équivalente à la méthode déterministe de GAFIS mais décharge l'utilisateur de l'opération d'estimation de F_x , sachant que cette opération n'est pas évidente pour des géométries plus complexes de blocs. Cela constitue un progrès non négligeable pour l'amélioration du logiciel GAFIS.

Examinons le cas où l'utilisateur n'ayant pas d'idée sur la valeur de F_x fournit $F_x = F_{0x}$. Le résultat est alors équivalent à celui d'ISOBLOC en posant $A = 0$. Une force de soutènement verticale F_s induit uniquement un effort vertical sur chaque face.

II.7.4 Étude avec la méthode des Blocs Clés

L'étude cinématique de ce bloc avec la méthode des Blocs Clés montre qu'il s'agit d'un bloc en chute libre. Par conséquent, les forces normales sur ses faces sont nulles. Le facteur de sécurité FS est aussi nul. La force de soutènement minimale est égale au poids du bloc. En fait, par construction de la méthode des Blocs Clés, on peut dire que le problème réel consiste à imaginer que dans le massif rocheux la place occupée par le bloc étudié est une niche dans laquelle nous plaçons à la main le bloc jusqu'à ce qu'il s'ajuste à la niche puis nous le lâchons.

II.7.5 Comparaison entre les méthodes

II.7.5.1 Facteur de sécurité

La valeur de la force verticale agissant sur chaque face du bloc est la même suivant les trois méthodes : ISOBLOC, Relaxation et GAFIS. C'est la valeur de la force horizontale qui change.

Comme nous l'avons vu, la méthode de Relaxation est équivalente à ISOBLOC lorsque $F_{0z} = 0$ et celle de GAFIS est équivalente à ISOBLOC lorsque la force F_x est bien fournie. Dans la suite, pour GAFIS, nous prendrons $F_x = F_{0x}$ et $A = 0$, en considérant que l'utilisateur du logiciel ne connaît pas la vraie valeur de la force horizontale et fournit à la place celle de F_{0x} .

On a ainsi :

$$F_{nRelaxation} = F_{nISOBLOC} \text{ si } F_{0z} = 0$$

$$F_{nGAFIS} = F_{nISOBLOC} \text{ si } A = 0.$$

Les méthodes sont classées par ordre décroissant de la force normale et on obtient l'ordre :

GAFIS > Relaxation > ISOBLOC lorsque $A < 0$ ($K_n > K_t$)

ISOBLOC > Relaxation > GAFIS lorsque $A > 0$ ($K_n < K_t$)

En utilisant l'expression du facteur de sécurité dans l'équation II.28, et la comparaison des valeurs de F_n suivant les différentes méthodes, nous pouvons alors démontrer que :

$$FS_{GAFIS} \geq FS_{Relaxation} \geq FS_{ISOBLOC} \text{ lorsque } A \leq 0 \text{ (} K_n/K_t \geq 1 \text{)}$$

$$FS_{GAFIS} < FS_{Relaxation} < FS_{ISOBLOC} \text{ lorsque } A > 0 \text{ (} K_n/K_t < 1 \text{)}$$

La figure II.18 illustre, pour un bloc donné, l'évolution du facteur de sécurité suivant les différentes méthodes et pour différentes valeurs du rapport des rigidités.

Remarquons que lorsque $K_n = K_t$, les forces normale et tangentielle sont les mêmes suivant les trois méthodes ainsi que les facteurs de sécurité. Ce sont en fait les solutions de la méthode déterministe.

Par ailleurs, la méthode des Blocs Clés donne un facteur de sécurité nul quelque soit les contraintes initiales et le rapport des rigidités.

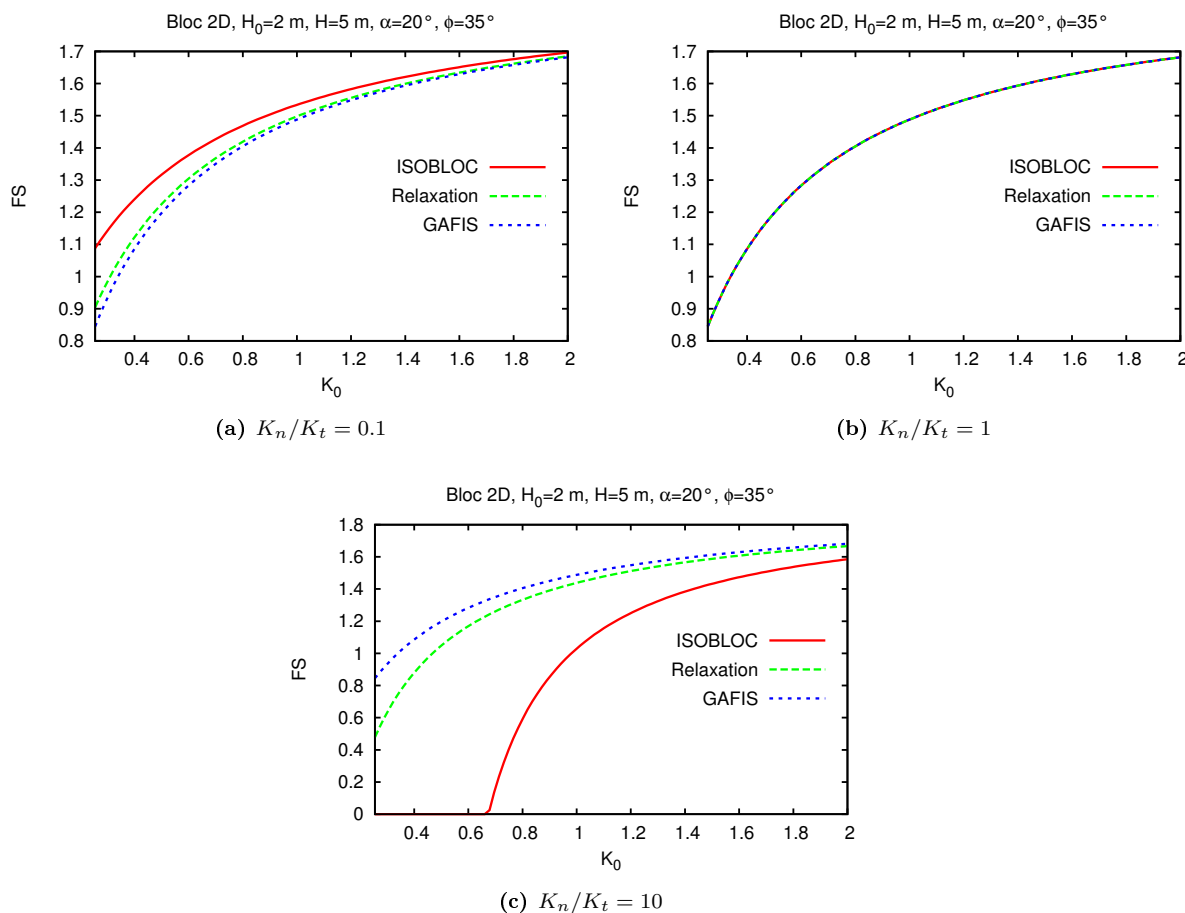


FIGURE II.18 – Comparaison de FS suivant les différentes méthodes pour différentes valeurs de K_0 et de K_n/K_t

Lorsque les contraintes initiales horizontales augmentent, les solutions suivant les méthodes de Relaxation et de GAFIS se rapprochent. La figure II.19 montre que les facteurs de sécurité de ces deux méthodes deviennent presque égaux même à partir d'une profondeur qui n'est pas très élevée (30 m pour le cas étudié). C'est pour cela que dans la figure II.18, nous avons fait les comparaisons pour une faible profondeur ($H = 5$ m) pour mieux noter la différence entre ces deux méthodes.

En effet, dans la méthode de Relaxation, la variation des contraintes sur les faces est uniquement induite par le poids. Cette variation devient négligeable par rapport aux valeurs des contraintes initiales agissant sur les faces à partir d'un certain état de contraintes. Dans ce cas, la solution de relaxation s'apparente à une solution déterministe où le comportement des joints n'est pas pris en compte.

Il convient de rappeler que dans cette comparaison nous avons fixé pour GAFIS $F_x = F_{0x}$ mais si l'utilisateur fournit la « bonne valeur » de F_x à GAFIS il obtiendrait les mêmes résultats qu'avec ISOBLOC.

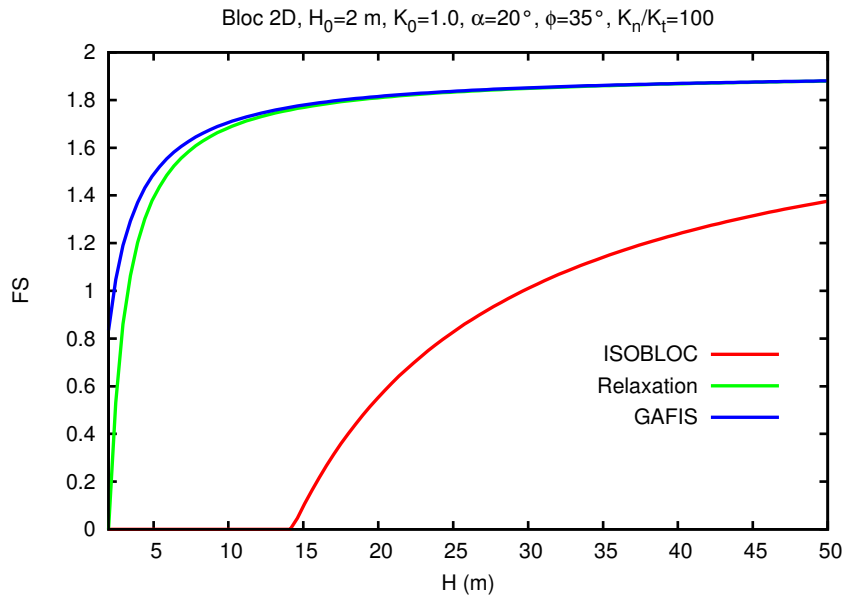


FIGURE II.19 – Variation du facteur de sécurité en fonction de la profondeur H du bloc

II.7.5.2 Forces de soutènement

Les forces de soutènement minimale et maximale calculées suivant les différentes méthodes sont représentées sur la figure II.20. Dans le cas où une de ces forces est « infinie », la courbe correspondante n'est pas représentée. Plusieurs cas de rapports de rigidités sont étudiés $K_n/K_t = 0.1, 1, 10$. Une valeur négative de la force de soutènement signifie que le bloc est stable (il a un coefficient de sécurité supérieur à 1). Il s'agit en effet de la force d'arrachement qu'il faut appliquer pour le déstabiliser. Par conséquent, plus la force d'arrachement est élevée en valeur absolue, plus le bloc est stable.

Commençons par comparer les résultats des méthodes ISOBLOC, Relaxation et GAFIS en terme de forces d'arrachement. La tendance est la même que celle des facteurs de sécurité. La méthode ISOBLOC est la plus conservatrice pour $K_n/K_t > 1$ comme le montre la figure II.20.c. En effet, dans ce cas, la force d'arrachement est moins élevée en valeur absolue donc le bloc est moins stable. Cette méthode est la moins conservatrice pour $K_n/K_t < 1$ comme le montre la figure II.20.a. Pour $K_n/K_t = 1$, les solutions d'après ISOBLOC ou Relaxation deviennent équivalentes à la solution de GAFIS comme l'illustre la figure II.20.b.

Notons que la notion de force maximale de soutènement n'est pas un critère de stabilité assez significatif car, même si une face plastifie en imposant une force de soutènement élevée, cela ne signifie pas que le bloc va devenir instable. Par ailleurs, un rapport des rigidités inférieur à l'unité ne peut exister (à notre connaissance) dans les cas *in situ*. Nous pouvons ainsi conclure, en ne regardant que les résultats les plus pertinents (forces minimales de soutènement pour les rapports de rigidités supérieures à l'unité), que la méthode ISOBLOC est la plus conservatrice.

Comparons maintenant la méthode ISOBLOC à celle des Blocs Clés. La force de soutènement calculée d'après la méthode des Blocs Clés est indépendante des contraintes initiales et des rigidités des joints. Elle est égale au poids du bloc et est nécessairement une force de compression. Ainsi, pour la plupart des valeurs de K_0 étudiées dans la figure II.20, cette méthode est conservatrice. Ce sont les cas pour lesquels, suivant la méthode ISOBLOC, le bloc est stable et il faudra une force d'arrachement pour le déstabiliser. Par ailleurs, la méthode ISOBLOC est la plus conservatrice pour les cas $K_0 < 0.5$

et $K_n/K_t = 10$. Il s'agit de l'intervalle où la traction apparaît sur une face du bloc suivant cette méthode. Alors que, pour ces cas, la méthode ISOBLOC donne un facteur de sécurité nul identique à celui de la méthode Blocs Clés (comme le montre la figure II.18), la force de soutènement suivant cette méthode est plus élevée que celle calculée suivant la méthode des Blocs Clés.

Enfin, il faudra souligner que le fait d'imposer une force de soutènement n'est pas possible pratiquement dans le cas d'un soutènement passif dont le comportement dépend de sa déformation. Toutefois, l'intérêt d'évaluer cette force de soutènement est de pouvoir quantifier la stabilité et de montrer les différences entre les méthodes surtout si la traction a lieu. En fait, en cas de traction, quelque soit son intensité, le facteur de sécurité est nul suivant ISOBLOC alors que la force de soutènement dépend de l'amplitude de cette traction.

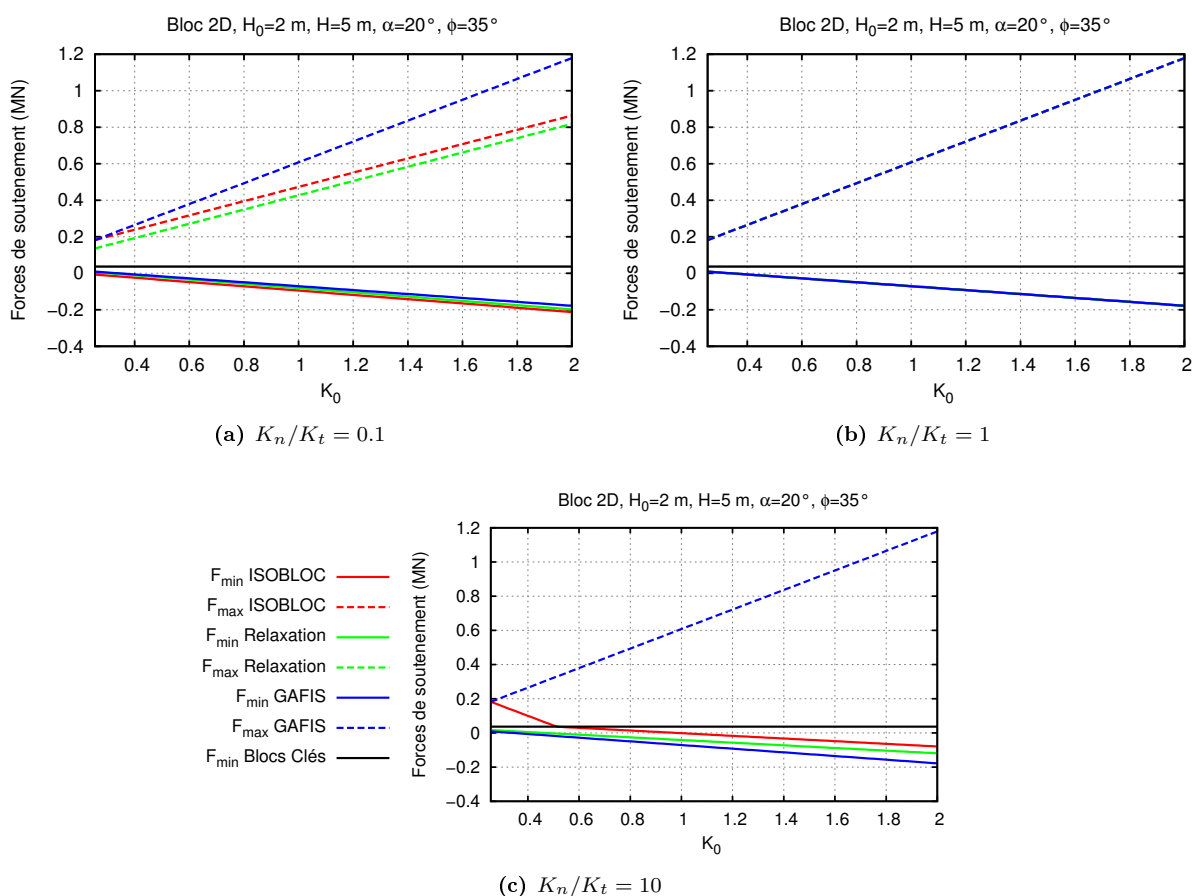


FIGURE II.20 – Comparaison des forces de soutènement suivant les différentes méthodes

II.7.6 Conclusion

Pour un bloc symétrique en 2D situé au toit d'une excavation horizontale, nous avons développé les expressions des résultantes des efforts normaux et tangentiels agissant sur les faces du bloc après excavation. La méthode ISOBLOC proposée permet de calculer de façon rigoureuse ces efforts en considérant l'historique du déchargement de la face libre. Une expression du facteur de sécurité est aussi développée et nous avons montré que pour ce cas de bloc au toit, la stabilité augmente avec l'augmentation des contraintes horizontales et diminue avec l'augmentation du rapport des rigidités

(rigidité normale sur rigidité tangentielle). De même le facteur de sécurité diminue avec l'augmentation de l'angle au sommet du bloc.

D'autre part, nous avons démontré que la méthode de Relaxation et la méthode déterministe donnent des solutions qui sont des cas particuliers de la méthode ISOBLOC, soit en annulant le terme qui représente les contraintes verticales initiales, soit en annulant le terme qui permet la prise en compte des rigidités des joints (ce qui est équivalent à prendre des rigidités normale et tangentielle égales). Ainsi, suivant les rapports des rigidités, telle ou telle méthode est la plus sécuritaire. Pour les cas les plus usuels du rapport des rigidités (rapport supérieur à l'unité), c'est la méthode ISOBLOC qui donne le résultat le plus sécuritaire. Notons que les comparaisons ont été faites en supposant que les contraintes horizontales initiales ne sont pas déterminées via un calcul élastique dans la méthode de Relaxation ou dans la méthode déterministe de GAFIS. Mais il faut signaler que les résultats des méthodes de Relaxation et de la méthode de GAFIS dépendent largement de la valeur de la force initiale horizontale qui est d'habitude estimée sans vraie justification.

Enfin, il faut noter que pour ce cas de bloc symétrique à surface libre horizontale, le déplacement est vertical vers le bas et la rotation n'est pas possible. Ce choix simple a été fait juste pour pouvoir faire une comparaison avec la méthode de Relaxation et la méthode de GAFIS. Si un bloc non symétrique est étudié, il y a possibilité qu'une rotation ait lieu et l'hypothèse d'uniformité des contraintes au niveau des faces n'est plus acceptable. Dans ces conditions, l'application de la méthode de Relaxation n'est plus possible et l'utilisation de la méthode déterministe exige trop de données (le profil des efforts sur les faces des joints).

II.8 Études paramétriques en 3D et comparaisons

Le but de ce paragraphe est d'effectuer une étude paramétrique sur un bloc en 3D qui est en contact avec une excavation souterraine en utilisant la méthode ISOBLOC. Les résultats sont comparés avec ceux de la méthode des Blocs Clés classique et ceux de la méthode des Blocs Clés qui prend en compte les contraintes initiales (logiciel UNWEDGE). Plusieurs géométries de blocs et positions autour de l'excavation sont analysées.

II.8.1 Étude d'un bloc au toit

Le solide étudié est un bloc tétraédrique situé sur la surface d'une excavation souterraine de forme cylindrique. Les caractéristiques géométriques des discontinuités qui délimitent ce bloc sont précisées dans le tableau II.1. Nous considérons le bloc de volume maximal formé par cette combinaison de discontinuités. Il s'agit du bloc 1 dans la figure II.21.

La galerie est horizontale et a pour rayon $R = 5$ m. Son axe (Oy) est dans la direction du Nord. La profondeur de son centre mesurée à partir de la surface libre est $H = 200$ m. Les axes de référence sont orientés suivant la figure II.21 avec l'axe (Oz) correspondant à l'axe vertical. Les contraintes initiales principales sont orientées suivant les axes de référence. Les paramètres K_{0x} et K_{0y} désignent le rapport entre la contrainte verticale initiale et les contraintes horizontales initiales dirigées suivant (Ox) et (Oy) respectivement. Lorsque $K_{0x} = K_{0y}$ nous utilisons le paramètre $K_0 = K_{0x} = K_{0y}$. La contrainte verticale est une contrainte gravitaire et la masse volumique de la roche est $\rho = 2500 \text{ Kg/m}^3$.

Concernant les propriétés mécaniques des joints, l'angle de frottement est $\phi = 35^\circ$, la cohésion c est nulle et plusieurs rapports de rigidités sont étudiés $K_n/K_t = 1, 10$ et 100 .

La figure II.22 montre l'évolution croissante du facteur de sécurité en fonction de K_0 , suivant

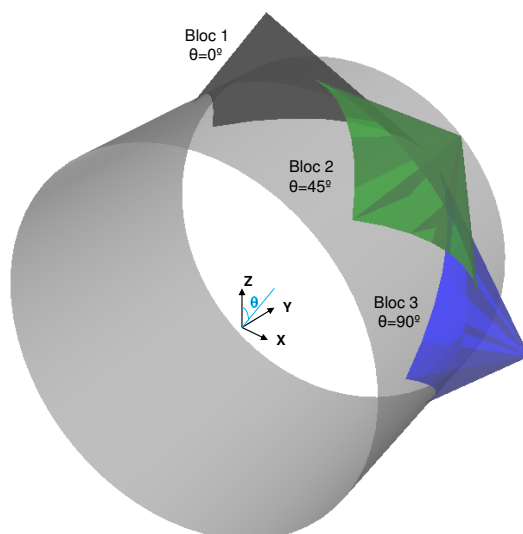


FIGURE II.21 – Géométrie de l'excavation et des blocs étudiés

Tableau II.1 – Propriétés géométriques des discontinuités

Numéro de la discontinuité	Direction de pendage (°)	Pendage (°)
1	0	60
2	120	60
3	240	60

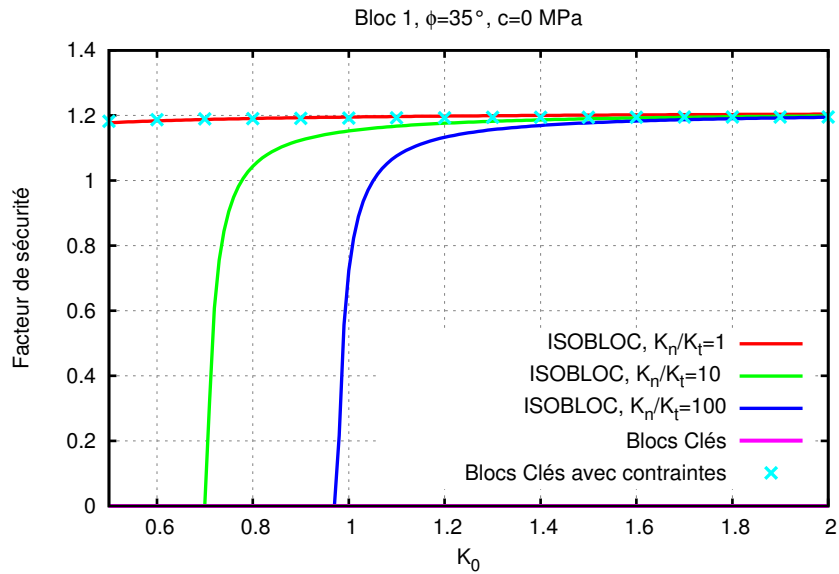
la méthode ISOBLOC. Par ailleurs, cette figure montre que la diminution du rapport des rigidités K_n/K_t a pour effet l'augmentation du facteur de sécurité. Notons que si un autre angle de frottement est choisi, les courbes auront la même allure mais avec des amplitudes différentes.

La forme géométrique symétrique de la surface libre de ce bloc, bien qu'elle soit courbe, impose que, comme pour le cas d'une surface libre horizontale, la résultante des contraintes horizontales initiales qui y sont appliquées soit nulle. Le déplacement du bloc est donc indépendant des contraintes horizontales initiales, donc indépendant de K_0 (comme il a été montré dans le paragraphe II.5.2 pour le cas d'un bloc à surface libre horizontale). Avec l'augmentation de K_0 , les contraintes initiales, agissant sur les faces Σ_J du bloc, augmentent alors que l'incrément de contraintes $\Delta\vec{\sigma}$ en un point donné, étant proportionnel au déplacement du bloc en ce point, reste invariable. Ainsi, pour des valeurs élevées de K_0 , les efforts sur les faces à l'état final se rapprochent des efforts initiaux. Ceci explique pourquoi, dans la figure II.22, les trois courbes correspondantes au calcul du facteur de sécurité suivant ISOBLOC, pour différents rapports de rigidités, convergent lorsque K_0 augmente.

La méthode des Blocs Clés ne prend pas en compte cet aspect stabilisant des contraintes initiales. L'analyse cinématique a pour résultat un mouvement en « chute libre » et on annonce alors que le coefficient de sécurité est nul.

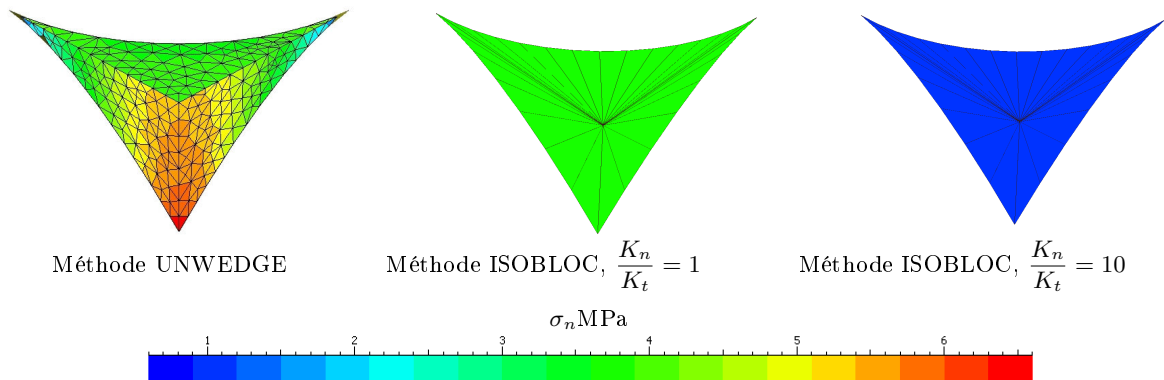
Suivant la méthode ISOBLOC, nous considérons que le coefficient de sécurité est nul dans le cas où la traction apparaît sur une face du bloc. Ainsi, cette méthode donne le même résultat que la méthode des Blocs Clés (facteur de sécurité nul) lorsque les contraintes initiales sont faibles et pour un rapport des rigidités supérieur à l'unité. Dans cette étude, il s'agit des cas $K_0 < 0.71$ et $K_n/K_t = 10$, ou $K_0 < 0.97$ et $K_n/K_t = 100$.

La solution des Blocs Clés avec prise en compte des contraintes initiales (méthode du logiciel


 FIGURE II.22 – Évolution du facteur de sécurité en fonction de K_0

UNWEDGE exposée dans le Chapitre I, paragraphe I.3.1.2) est aussi représentée dans la figure II.22. Nous remarquons que le coefficient de sécurité de UNWEDGE se confond avec celui de ISOBLOC pour un rapport des rigidités égal à l'unité. Ceci nous rappelle le calcul analytique en 2D du bloc symétrique au toit (dans le paragraphe II.7), où il a été montré que lorsque $K_n = K_t$, le comportement des joints n'intervient pas dans la modification des contraintes initiales. Néanmoins, pour des rapports de rigidités de 10 ou de 100, la méthode ISOBLOC donne des facteurs de sécurité inférieurs à ceux de la méthode du logiciel UNWEDGE surtout lorsque K_0 est faible.

En effet, dans la méthode du logiciel UNWEDGE, les efforts normaux sur les faces du bloc sont calculés à partir d'un modèle continu où la présence des joints n'est pas prise en compte. Ces efforts sont donc indépendants des valeurs des rigidités des joints. A titre d'exemple, la figure II.23 montre une comparaison entre les contraintes normales sur les faces Σ_J du bloc 1 suivant la méthode du logiciel UNWEDGE et suivant la méthode ISOBLOC (pour $K_0 = 1$ et pour $K_n/K_t = 1$ ou $K_n/K_t = 10$). Nous remarquons que, pour le cas $K_n/K_t = 10$, les contraintes normales calculées en considérant un milieu continu, sont surestimées par rapport au résultat ISOBLOC.


 FIGURE II.23 – Répartition des contraintes normales sur les faces du bloc pour $K_0 = 1$ - Méthode des Blocs Clés avec contraintes (logiciel UNWEDGE) et méthode ISOBLOC

Pour évaluer le « degré » de stabilité (ou d'instabilité) des régions où la traction apparaît (dans ce cas $K_0 < 0.71$ et $K_n/K_t = 10$ ou $K_0 < 0.97$ et $K_n/K_t = 100$), il est plus convenable d'étudier un autre indice de stabilité que le facteur de sécurité. Ainsi, le taux de déchargement critique λ_{crit} est représenté en fonction de K_0 . Ce taux est calculé en tout point du bloc et la valeur minimale est retenue. Dans la figure II.24, λ_{crit} est représenté en fonction de K_0 pour deux angles de frottement différents ($\phi = 25^\circ$ et $\phi = 35^\circ$) et pour différentes valeurs du rapport des rigidités.

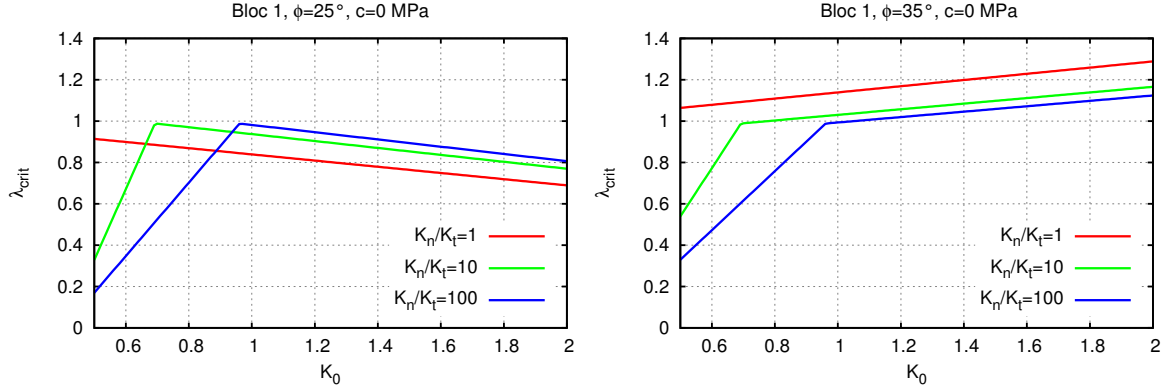


FIGURE II.24 – Évolution du facteur de déchargement critique (λ_{crit}) en fonction de K_0 pour deux valeurs de l'angle de frottement

La pente de chacune des courbes correspondant aux rapports de rigidités $K_n/K_t = 10$ et 100 change à partir de la valeur de K_0 associée à l'absence de la traction, comme le montrent les deux graphes de la figure II.24.

Par ailleurs, en l'absence de traction, et pour toute valeur du rapport des rigidités, λ_{crit} diminue en fonction de K_0 lorsque $\phi = 25^\circ$ alors qu'elle augmente en fonction de K_0 pour $\phi = 35^\circ$. Aussi, nous remarquons que la variation de λ_{crit} en fonction du rapport des rigidités est croissante pour $\phi = 25^\circ$ alors qu'elle est décroissante pour $\phi = 35^\circ$.

Rappelons que $\lambda_{crit} > 1$ signifie que le bloc est stable : le critère de plasticité n'est pas atteint après le déchargement de la surface libre (qui correspond à $\lambda = 1$) et il faudrait appliquer en tout point de la surface libre une contrainte de traction $(1 - \lambda) \underline{\sigma}_0 \vec{n}$ pour atteindre le critère en un point donné. Une valeur $\lambda_{crit} < 1$ signifie qu'au moins un point du bloc a plastifié avant le déchargement totale de la face de l'excavation.

Par conséquent, une valeur croissante de λ_{crit} peut s'interpréter comme une augmentation de la stabilité (ou une diminution de l'instabilité), et une valeur décroissante de λ_{crit} comme une diminution de la stabilité (ou une augmentation de l'instabilité).

Pour expliquer les différences des tendances entre les deux graphes de la figure II.24 (suivant que $\phi = 25^\circ$ ou $\phi = 35^\circ$), nous avons représenté la variation de la contrainte tangentielle en fonction de la contrainte normale au niveau des points critiques (où λ_{crit} a été calculé) pour $K_n/K_t = 1$ et pour des incréments de K_0 (entre 0.5 et 2). Il s'agit de la courbe correspondant à $\lambda = 1$ dans la figure II.25. Elle représente l'état des contraintes (σ_n , σ_t) si le déchargement de la face libre est total. Le début de la courbe correspond à $K_0 = 0.5$ et la fin à $K_0 = 2$.

La courbe relative à $\lambda = 0$ représente l'état initial des contraintes (σ_{0n} , σ_{0t}) avant excavation.

Cette figure présente aussi les contraintes tangentielles résistantes en fonction des contraintes normales (σ_n , $\sigma_n \tan \phi$) pour $\phi = 25^\circ$ et $\phi = 35^\circ$.

Dans le premier cas, $\phi = 25^\circ$, l'inégalité $\sigma_n \tan \phi < \sigma_t$ est vraie pour tout K_0 , donc la plastification

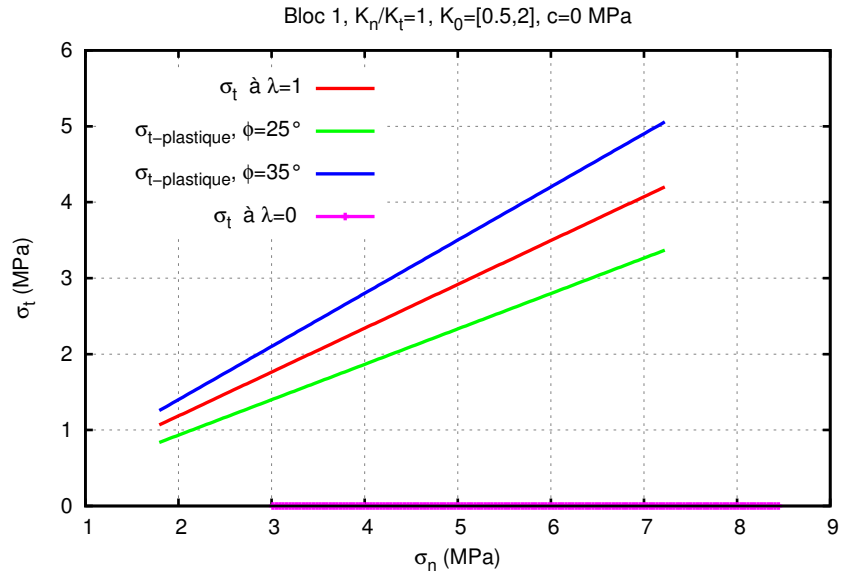


FIGURE II.25 – Relation entre σ_t et σ_n pour un incrément de K_0 avec $K_n/K_t = 1$

a lieu avant le déchargement total de la face libre. Comme l'écart entre les deux courbes augmente avec K_0 , nous pouvons dire que l'instabilité augmente avec K_0 donc λ_{crit} diminue. Dans le deuxième cas, $\phi = 35^\circ$, l'inégalité $\sigma_n \tan \phi > \sigma_t$ est vraie pour tout K_0 , donc la plastification ne peut pas avoir lieu avant la fin du déchargement. Comme l'écart entre les deux courbes augmente avec K_0 , nous pouvons dire que la stabilité augmente avec K_0 .

En conclusion, nous avons montré que la quantification du « degré » de stabilité varie suivant le critère de stabilité utilisé. Dans ce cas de bloc, si le facteur de sécurité est utilisé comme critère, la stabilité augmente avec l'augmentation du paramètre K_0 indépendamment de l'angle de frottement. Si le facteur de déchargement critique est utilisé, l'évaluation de la stabilité dépend de l'angle de frottement du bloc. Tant que $\lambda_{crit} < 1$ et que le bloc est en compression, l'instabilité augmente avec l'augmentation de K_0 . Si $\lambda_{crit} > 1$, la stabilité augmente avec l'augmentation de K_0 . Néanmoins sur la question de savoir si le bloc est stable ou instable, les deux critères λ_{crit} et FS sont d'accord.

II.8.2 Influence de la position du bloc à la paroi de la galerie

Le même bloc présenté dans le paragraphe précédent est étudié à différentes positions autour de la galerie. En fait, nous faisons subir à ce bloc une rotation autour de l'axe de l'excavation (OY) d'un angle θ mesuré à partir de l'axe vertical de référence (OZ), θ variant entre 0° et 180° . Le résultat des méthodes ISOBLOC et Blocs Clés sont comparés en fonction de cet angle. Ensuite, deux positions particulières, à $\theta = 45^\circ$ et $\theta = 90^\circ$, illustrées dans la figure II.21, sont étudiées plus en détail.

II.8.2.1 Étude en fonction de la position

La stabilité du bloc est analysée en fonction de l'angle de position θ . Les paramètres adoptés sont $K_n/K_t = 1$ ou 10, $\phi = 35^\circ$ et plusieurs valeurs de K_0 sont considérées.

Suivant la méthode des Blocs Clés, le bloc passe progressivement par trois modes de mouvement avec sa rotation autour de la galerie : chute libre, glissement sur une face, glissement sur deux faces. Pour un angle θ supérieur à 135° , le bloc ne peut exhiber aucun mouvement. Ces différents modes sont

représentés dans la figure II.26.c en fonction de l'angle de position autour de la galerie. Si l'analyse cinématique montre que le bloc ne présente aucun mouvement, il est considéré être stable et le facteur de sécurité est « infini ».

Au lieu de représenter le facteur de sécurité, pour éviter d'avoir des valeurs infinies, nous avons représenté l'angle de frottement minimal nécessaire pour avoir la stabilité ϕ_{min} , en considérant une cohésion nulle. Nous attribuons $\phi_{min} = 0$ à tout bloc n'ayant pas de mode de mouvement suivant la méthode des Blocs Clés et qui est donc stable quelque soit l'angle de frottement du joint. Par ailleurs, si le bloc est en chute libre suivant l'analyse des Blocs Clés, ou qu'une traction apparait sur une de ses faces suivant la méthode ISOBLOC, le bloc est instable indépendamment de l'angle de frottement. Dans ces cas, ϕ_{min} n'est pas représenté (ou on peut également considérer $\phi_{min} = 90^\circ$). Plus ϕ_{min} diminue, plus la stabilité du bloc augmente.

Suivant la méthode des Blocs Clés, ϕ_{min} diminue avec l'angle θ comme le montre la figure II.26.c. La stabilité du bloc augmente progressivement avec l'augmentation de θ .

Avec la méthode ISOBLOC, ϕ_{min} est calculé au niveau de tous les points et c'est la valeur maximale qui est retenue. Le résultat de ISOBLOC dépend fortement des contraintes initiales et du rapport des rigidités comme le montre les figures II.26.a et II.26.b. Lorsque $K_0 = 1$, ϕ_{min} est pratiquement indépendante de la position du bloc autour de la galerie pour toute valeur du rapport des rigidités. Sa très faible variation n'est due qu'à la prise en compte du fait que les contraintes initiales dépendent de la profondeur qui varie de 195 m à 205 m.

Analysons plus en détail la figure II.26.a correspondant à $K_n/K_t = 1$. Pour $K_0 = 0.5$ ou $K_0 = 1.5$, nous remarquons que la stabilité passe par deux cycles de diminution puis d'augmentation. La position des blocs les plus stables correspond à $\theta = 0^\circ$ (bloc au toit), $\theta = 90^\circ$ et $\theta = 180^\circ$ (bloc au mur). Ainsi, à la différence de la méthode des Blocs Clés, la stabilité n'est pas une fonction monotone de l'angle θ . Par ailleurs, la stabilité n'est pas nécessairement croissante avec l'augmentation de K_0 . Ainsi, pour toutes les positions du bloc (sauf pour $\theta = 0^\circ$), le cas $K_0 = 1$ est plus stable que le cas $K_0 = 1.5$ qui est plus stable que le cas $K_0 = 0.5$. En comparant avec la méthode des Blocs Clés, nous remarquons que celle-ci n'est sécuritaire (par rapport à la méthode ISOBLOC) que pour des positions θ du bloc entre 0° et 95° . En outre, la méthode des Blocs Clés ignore le fait qu'un bloc situé au mur d'une excavation peut avoir une face qui plastifie. Même si le mouvement d'un tel bloc vers l'espace intérieur de la galerie ne présente pas de risque majeur (puisque'il ne s'agit pas de chute), il doit être pris en compte dans une étude rigoureuse de stabilité de blocs.

En étudiant la figure II.26.b correspondant à $K_n/K_t = 10$, nous remarquons que la valeur de ϕ_{min} est plus élevée pour toutes les configurations par rapport au cas $K_n/K_t = 1$. Dans ce cas aussi, ϕ_{min} passe par deux cycles d'augmentation et de diminution où le maximum de stabilité est atteint pour les mêmes positions que ceux de la figure II.26.a. La traction apparait au niveau du bloc pour $K_0 = 0.5$ pour toutes les valeurs de θ inférieures à 78° et supérieures à 110° . La méthode des Blocs Clés est non sécuritaire dans ce cas ($K_0 = 0.5$ et $K_n/K_t = 10$).

Après l'analyse de la figure II.26, nous voyons bien que suivant la méthode ISOBLOC, l'évaluation de la stabilité est largement influencée par les contraintes initiales et les rapports des rigidités. La méthode des Blocs Clés sous-estime l'état d'instabilité lorsque les blocs ont des positions correspondant à des angles θ élevés.

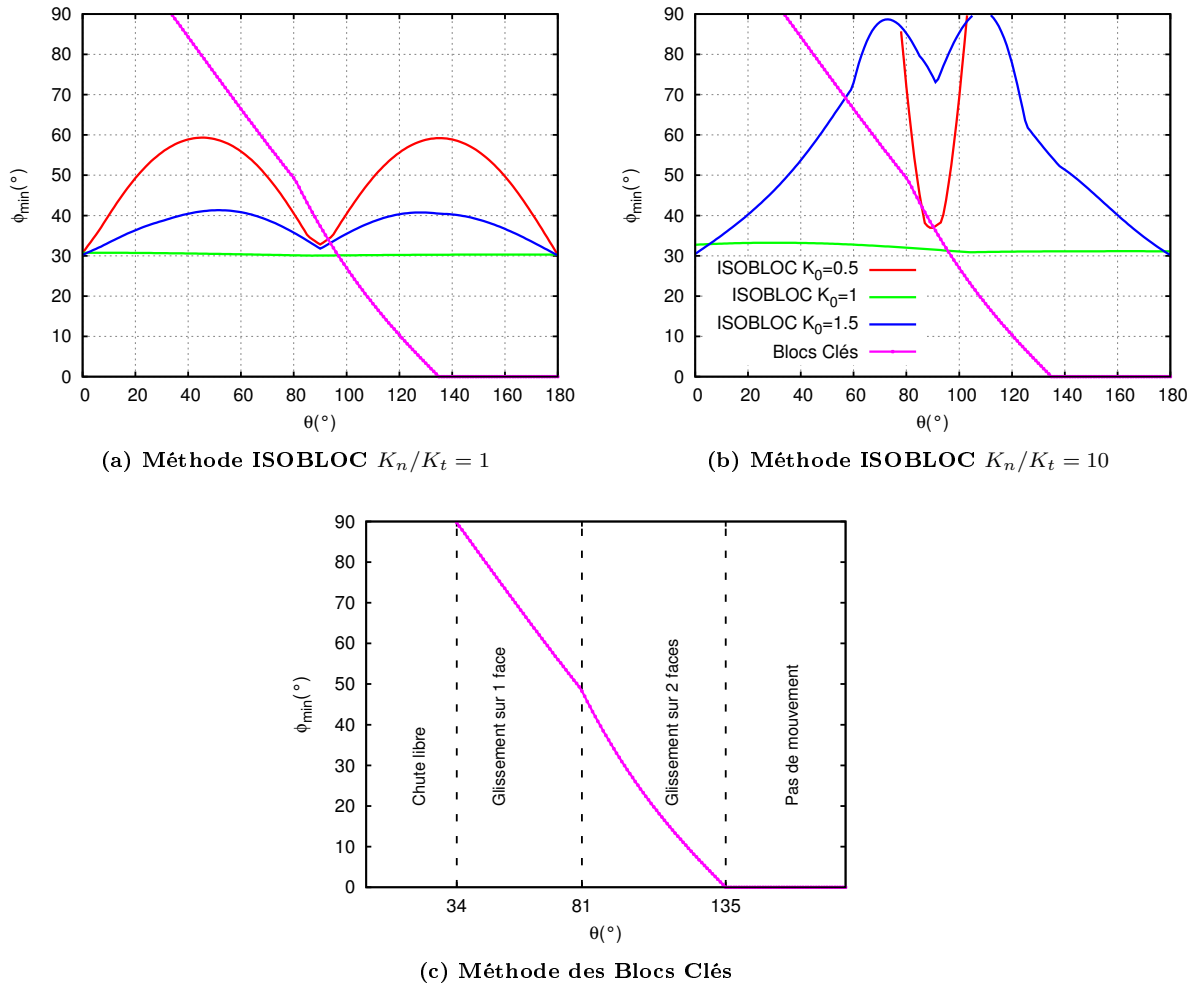


FIGURE II.26 – Angle de frottement minimale nécessaire pour avoir la stabilité en fonction de la position autour du tunnel suivant différentes méthodes

II.8.2.2 Étude du bloc correspondant à $\theta = 45^\circ$

Dans ce paragraphe, nous étudions l'influence des contraintes initiales et des rigidités des joints sur le mouvement et la stabilité du bloc situé à la position $\theta = 45^\circ$ (bloc 2) et schématisé dans la figure II.21.

Dans la figure II.27.a, l'angle de rotation W_y du bloc est représentée en fonction des paramètres K_0 , K_n et K_t . Rappelons que \vec{W} est le vecteur rotation du bloc après excavation et donc W_y représente l'amplitude de la rotation du bloc autour d'un axe passant par son centre de gravité et parallèle à l'axe (Oy) de la galerie.

Lorsque $K_0 = 1$, les efforts initiaux agissant sur le bloc sont perpendiculaires aux faces. A cause de la symétrie du bloc (et en négligeant l'effet de la gravité), la résultante des efforts initiaux appliqués sur la future face libre passe par le centre de gravité du bloc. Donc, le moment de ces efforts par rapport à ce point est nul (\vec{M}_0 est un vecteur nul dans le système d'équations II.17). Il est donc prévisible d'obtenir des valeurs plus faibles de la rotation pour $K_0 = 1$. L'augmentation ou la diminution de K_0 a pour effet l'augmentation (en valeur absolue) des moments créés par les contraintes initiales agissant sur la face libre du bloc. La linéarité de la relation $W_y(K_0)$ est elle aussi prévisible et elle est

la conséquence de la linéarité des lois de comportement des joints. Par ailleurs, nous observons que pour un état initial donné (donc pour une valeur de K_0 donnée et des vecteurs \vec{F}_0 et \vec{M}_0 donnés), l'amplitude de la rotation diminue avec l'augmentation de la rigidité normale. En effet, l'amplitude du mouvement du bloc augmente avec la diminution des rigidités comme nous l'avons démontré dans le paragraphe II.5.1.

La figure II.27.b illustre le mouvement du bloc pour $K_0 = 0.5$ et $K_n/K_t = 1$. Nous pouvons observer la différence de la direction du mouvement suivant la méthode ISOBLOC et suivant la méthode des Blocs Clés. Le vecteur de déplacement normé est utilisé pour représenter la position finale du bloc. Suivant la méthode des Blocs Clés, le bloc glisse sur une face, alors que suivant la méthode ISOBLOC, le bloc se détache de toutes les faces et a un léger mouvement de rotation autour d'un axe horizontal passant par son centre.

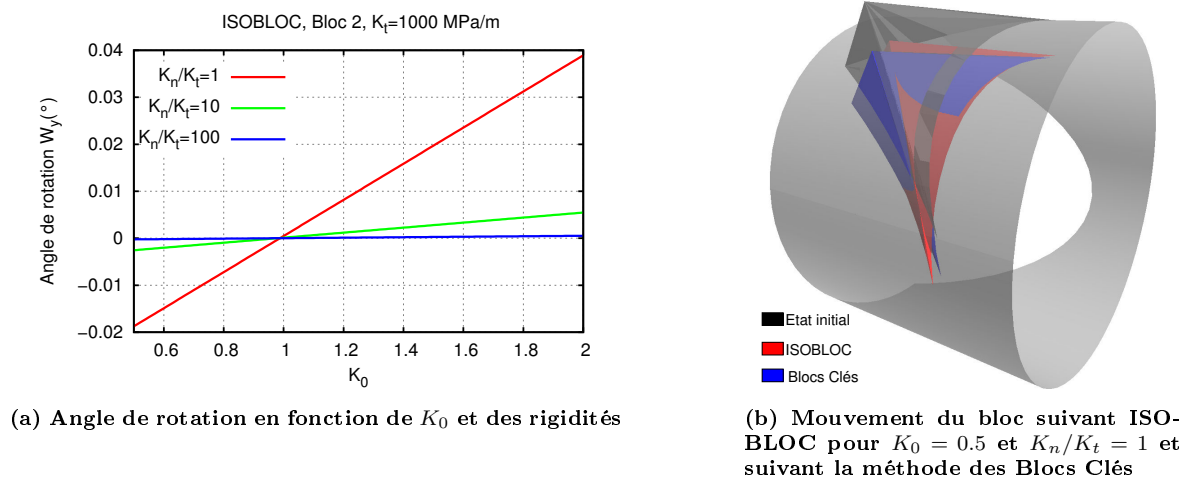


FIGURE II.27 – Étude du mouvement du bloc correspondant à $\theta = 45^\circ$, (bloc 2)

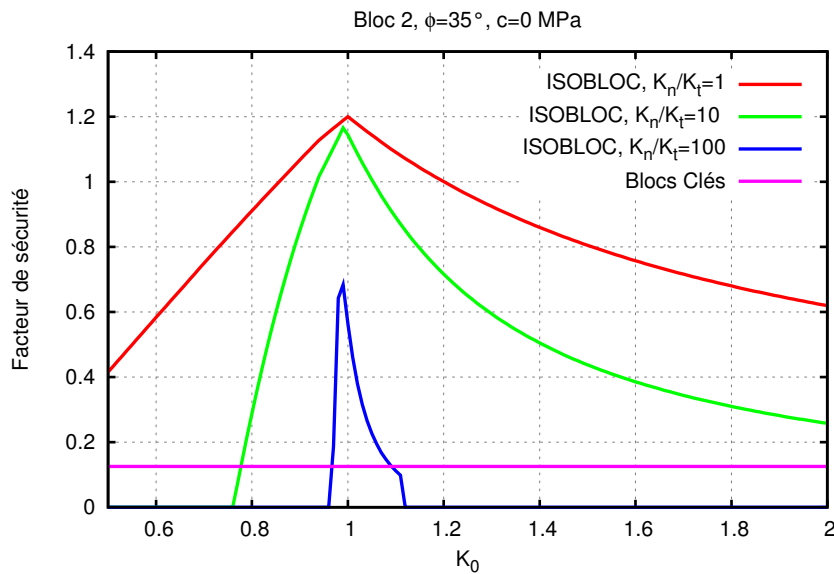


FIGURE II.28 – Facteur de sécurité en fonction de K_0 pour $\theta = 45^\circ$

Études pour ce bloc la variation du facteur de sécurité en fonction des contraintes initiales et

des rigidités des joints. Nous remarquons, d'après la figure II.28, que l'évolution du facteur de sécurité en fonction de K_0 n'est pas monotone comme pour le cas du bloc au toit (bloc 1) : elle est croissante puis décroissante. D'autre part, l'augmentation du rapport des rigidités a un effet déstabilisant sur le bloc.

Remarquons que le facteur de sécurité est plus élevé par rapport à celui donné par la méthode des Blocs Clés lorsque $K_n/K_t = 1$ pour toutes les valeurs de K_0 . Toutefois pour $K_n/K_t = 10$ ou $K_n/K_t = 100$, l'une ou l'autre des méthodes est plus sécuritaire suivant la valeur de K_0 .

Pour mieux comprendre l'effet de l'augmentation du rapport des rigidités sur la stabilité du bloc, représentons la variation du facteur de sécurité en fonction du rapport des rigidités pour trois cas de contraintes horizontales initiales. Comme le montre la figure II.29, ce facteur est toujours décroissant à partir d'un rapport des rigidités supérieur à l'unité.

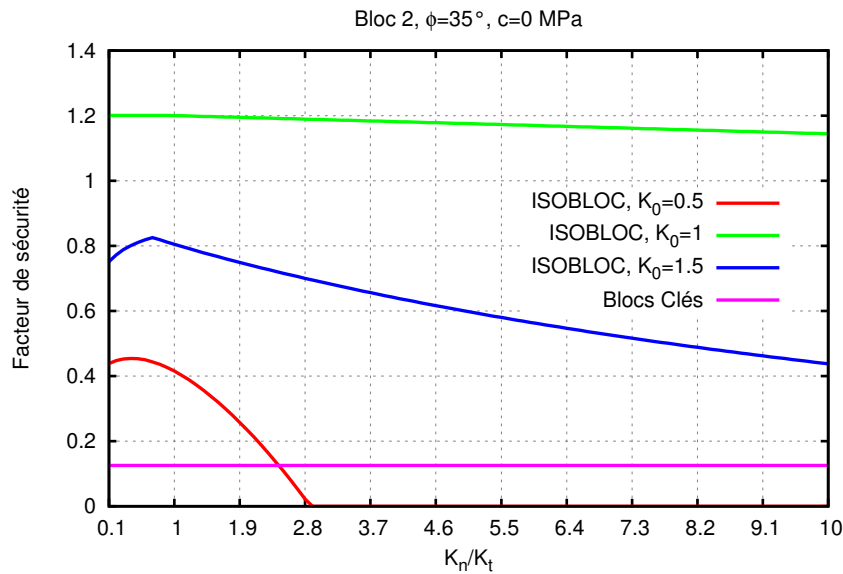


FIGURE II.29 – Facteur de sécurité en fonction de K_n/K_t pour $\theta = 45^\circ$

II.8.2.3 Étude du bloc correspondant à $\theta = 90^\circ$

Dans ce paragraphe, nous nous intéressons au bloc situé à la position $\theta = 90^\circ$ (bloc 3), schématisé dans la figure II.21.

Pour ce bloc (comme pour le bloc 1), nous pouvons démontrer que le mouvement en rotation est nul à cause de la symétrie de la configuration du bloc par rapport aux contraintes initiales agissant sur sa face libre. En effet, la résultante des contraintes horizontales initiales agissant sur la face libre du bloc passe par son centre de gravité. Aussi, la résultante des contraintes verticales initiales agissant sur cette face est quasi nulle car l'effet de la gravité est négligeable par rapport aux amplitudes des contraintes verticales. Donc, pour le bloc 3, \vec{M}_0 est un vecteur quasi nul quelque soit la valeur de K_0 . Notons que le moment M_{0y} n'est pas nul à de très faibles profondeurs, lorsque la variation des contraintes verticales initiales causée par la gravité n'est plus négligeable.

L'évolution du facteur de sécurité en fonction des contraintes horizontales initiales et du rapport des rigidités est représenté dans la figure II.30. Comme pour le cas du bloc 2, le facteur de sécurité est croissant en fonction de K_0 jusqu'à une certaine valeur de K_0 (proche de l'unité) à partir de laquelle il devient décroissant.

Le mode de mouvement suivant la méthode des Blocs Clés est un glissement sur deux faces. Cette méthode n'est pas sécuritaire par rapport à la méthode ISOBLOC pour $K_n/K_t = 100$, quelle que soit l'amplitude des contraintes horizontales initiales. Pour $K_n/K_t = 10$, elle n'est pas sécuritaire si $K_0 > 1.2$.

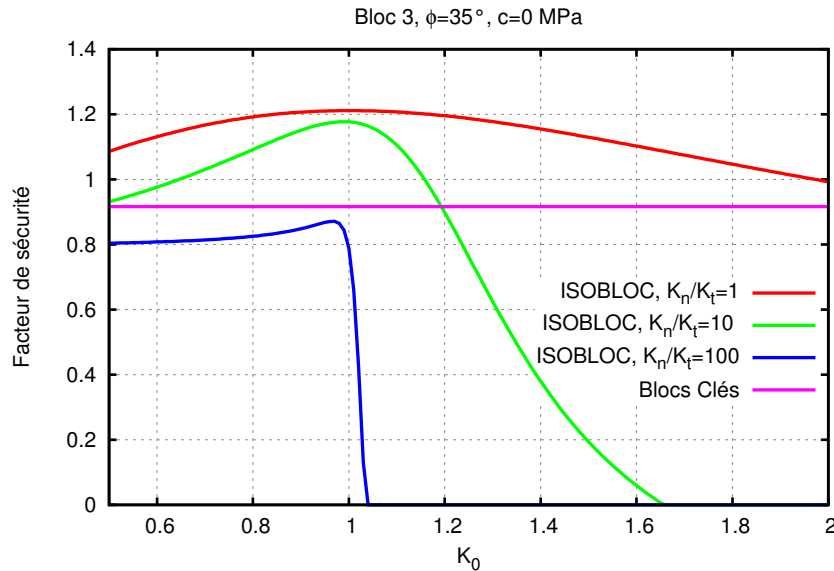


FIGURE II.30 – Facteur de sécurité en fonction de K_0 pour $\theta = 90^\circ$

II.8.3 Étude d'un bloc non symétrique

La géométrie du bloc a un rôle déterminant sur l'apparition de la rotation. Nous avons vu dans les paragraphes précédents que les blocs 1 et 3 ne présentent pas de mouvement de rotation. Même pour le bloc incliné à 45° , les amplitudes de l'angle de rotation restent limitées à de très faibles valeurs. Le but de ce paragraphe est d'étudier un bloc dont les faces de contact ne présentent pas de symétrie par rapport à la face libre du bloc.

Nous allons considérer le bloc au toit (bloc 1) et décaler son sommet d'un vecteur qui a la même direction que le côté reliant les joints 1 et 3 (définis dans le tableau II.1). Ce vecteur est défini par $\vec{V} = \beta \vec{A}$ avec \vec{A} le vecteur reliant les deux sommets concernés du bloc 1, comme le montre la figure II.31. Ainsi, la face libre du nouveau bloc est la même que celle du bloc 1, deux faces gardent le même pendage et direction de pendage mais le sommet du bloc est décalé et sa symétrie est rompue.

Plusieurs valeurs du facteur β sont considérées. Les angles de rotation du bloc en fonction du coefficient de décalage sont représentés dans la figure II.31. L'état initial ($\beta = 1$) correspond au bloc symétrique (le bloc 1). Pour ce bloc le moment exercé par les contraintes initiales sur le centre du bloc est quasi nul, il s'en suit que la rotation du bloc est nulle. Plus le sommet est décalé par rapport au centre de gravité du bloc, plus la rotation augmente, jusqu'à une certaine position donnée (correspondante à $\beta = 1.54$). Ceci s'explique par l'augmentation de l'amplitude du moment des contraintes initiales agissant sur la surface libre du bloc avant excavation. La diminution de l'amplitude de rotation qui suit peut être expliquée par l'augmentation de la taille du bloc. En fait, les éléments de la matrice de rigidité \underline{R} du système à résoudre constituent des intégrales de surface, ils sont d'autant plus élevés que la taille du bloc augmente. Si tout est fixé dans le système d'équations II.17 à résoudre,

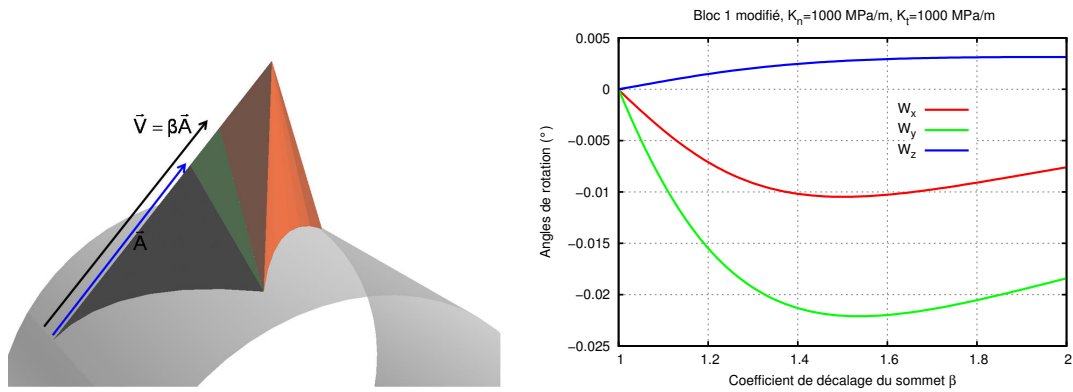


FIGURE II.31 – Mouvement de rotation d'un bloc en fonction du décalage du sommet

l'augmentation de la taille du bloc a pour effet la diminution de son amplitude de déplacement.

A cause de la géométrie de la face libre du bloc, les composantes horizontales de \vec{F}_0 et de \vec{M}_0 sont nulles quelles que soient les valeurs de K_0 . C'est le moment des contraintes verticales qui n'est pas nul par rapport au centre de gravité du bloc et qui augmente avec le décalage du sommet du bloc (donc avec le facteur β). Pour une configuration donnée, le mouvement du bloc est donc indépendant de la valeur de K_0 .

Pour le bloc dont la rotation est maximale (bloc correspondant à $\beta = 1.54$), la figure II.32.a illustre le mouvement avec $K_n/K_t = 1$ et quelle que soit la valeur de K_0 . La nouvelle position est illustrée en prenant les vecteurs de déplacement normés. La figure II.32.b schématise le mouvement de glissement du bloc sur une face, obtenu avec la méthode des Blocs Clés (absence de rotation).

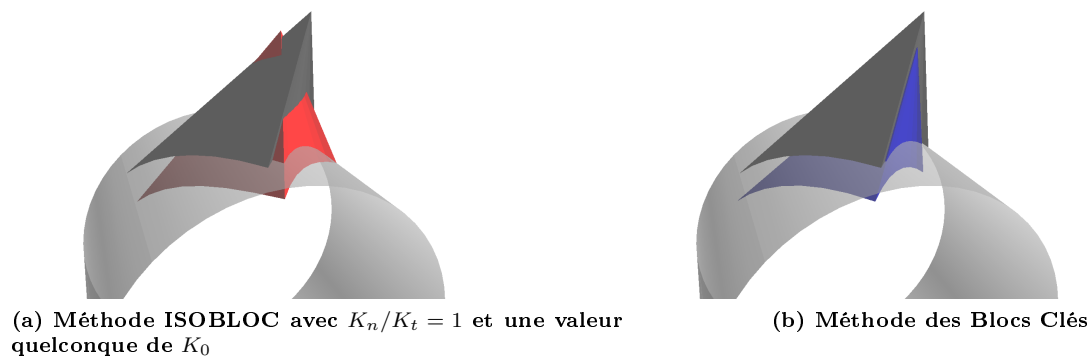


FIGURE II.32 – Illustration de la rotation du bloc correspondant à $\beta = 1.54$

II.8.4 Conclusion

Nous avons montré que le résultat de ISOBLOC dépend largement des contraintes initiales et des rigidités des joints. L'augmentation des contraintes horizontales peut avoir un effet stabilisant sur le bloc, effet qui est ignoré par la méthode des Blocs Clés. Cet effet stabilisant est marqué pour le bloc dont le mode de mouvement est « chute libre » suivant la méthode des Blocs Clés. Toutefois, pour d'autres types de blocs, l'augmentation des contraintes horizontales peut, au contraire, avoir un effet

déstabilisant, à partir d'une certaine valeur critique.

La méthode des Blocs Clés dépend uniquement de la géométrie du bloc et de la force active agissant sur le bloc. Ainsi, si le mode de mouvement est « glissement sur une face », plus la pente de la face diminue plus la stabilité du bloc augmente et, pour une pente nulle, la stabilité du bloc est « infinie », quel que soit l'angle de frottement actuel. Le calcul avec la méthode ISOBLOC a montré qu'un bloc dont la face de glissement est moins pentue n'est pas nécessairement plus stable. En fait, selon cette méthode, ce n'est pas la direction de la force active par rapport aux faces du bloc qui est déterminante pour la stabilité du bloc mais plutôt la direction des efforts initiaux sur les faces du bloc. Pour un bloc au toit, la méthode des Blocs Clés est la plus sécuritaire puisqu'elle donne un facteur de sécurité nul, mais pour d'autres types de blocs, la comparaison dépend des contraintes initiales et des rigidités des joints.

Nous remarquons par ailleurs que l'augmentation du rapport des rigidités a un effet déstabilisant sur le bloc. Il semblerait alors plus sécuritaire dans le cas où peu d'informations sont connues concernant les valeurs des rigidités des joints, de prendre un rapport de rigidités élevé dans le calcul.

II.9 Synthèse

Dans ce chapitre, le problème de stabilité des blocs situés autour d'une excavation souterraine est reconsidéré dans le cadre de l'approche des Blocs Isolés : étude d'un seul bloc en supposant qu'il est rigide et que le reste du massif rocheux est rigide et fixe. L'analyse de stabilité nécessite de déterminer les contraintes agissant sur les faces du bloc après excavation. Si on connaît la géométrie du bloc, les contraintes initiales, les propriétés mécaniques des matériaux (lois de comportement des joints) et l'historique des conditions aux limites, le problème peut être résolu. Les insuffisances des méthodes existantes, adoptant l'approche des Blocs Isolés, viennent du fait que l'historique du chargement est soit ignoré (bloc considéré à l'état final uniquement dans la méthode des Blocs Clés), soit mal représenté (méthode de Relaxation). Ceci nécessite des simplifications non justifiées pour rendre le problème déterminé.

Dans ce chapitre, un nouveau modèle pour étudier le comportement d'un bloc isolé, situé sur la surface d'une excavation souterraine, est développé, en considérant l'historique de chargement de façon rigoureuse, entre l'état initial avant excavation, et l'état final après excavation. A l'état initial, les efforts agissant sur les faces du bloc sont connus, ainsi que les forces volumiques. Le processus d'excavation est modélisé par le déchargement progressif de la face libre. Nous supposons que ce déchargement a lieu de façon monotone et que le bloc passe progressivement par plusieurs états d'équilibre. La variation des efforts sur les faces du bloc, entre un état donné et l'état suivant, est régie par les lois de comportement des joints (dans les directions normale et tangentielle au joint). Comme l'hypothèse de rigidité de la roche est adoptée, nous attribuons au bloc un mouvement de corps solide, en translation et en rotation. Ainsi, le déplacement de tout point du bloc peut être exprimé en fonction du déplacement d'un point de référence donné et de la rotation du bloc. En supposant que les lois de comportement des joints sont élastiques linéaires, le passage des contraintes de l'état initial à l'état final est alors régi par une loi linéaire. Par conséquent, il n'est pas nécessaire de passer par plusieurs incréments de déchargement de la frontière libre du bloc. En utilisant les équations d'équilibre des forces et des moments (6 équations), les lois de comportement des joints et l'équation de mouvement de corps solide, le problème est réduit à un système linéaire à 6 équations où les seules inconnues sont le déplacement et la rotation du bloc au niveau du point de référence (6 inconnues). Le deuxième membre du système d'équations est constitué par la résultante des forces agissant sur

la face libre avant excavation et de son moment par rapport au point de référence. La matrice de rigidité (constituée par les termes qui multiplient les inconnues dans le système d'équations) dépend de la forme géométrique du bloc et des rigidités des joints. Il s'agit d'une matrice définie positive donc inversible.

Les formulations de la matrice de rigidité et du second membre du système d'équations nécessitent le calcul d'intégrales de surface. Ce calcul se fait en partitionnant les faces du bloc en des éléments triangulaires ou rectangulaires, qu'on associe à des éléments réduits. Ces éléments réduits sont définis par un nombre donné de nœuds et de points de Gauss dont on connaît les coordonnées réduites et les poids. Dans le modèle développé, que nous avons nommé ISOBLOC, toutes les données sont définies aux nœuds des éléments. L'interpolation choisie permet de les définir aux points de Gauss. Le calcul des intégrales de surface d'une fonction donnée se fait alors par des sommations de cette fonction définie aux points de Gauss en la multipliant par le jacobien de la transformation entre coordonnées réduites et coordonnées vraies et par le poids de Gauss. Cette intégration numérique permet d'étudier tous types de géométries tridimensionnelles, même celles qui présentent des formes concaves ou des surfaces courbes.

Après résolution du système, les déplacements en tout point du bloc peuvent être déterminés. L'application des lois de comportement des joints permet de déduire, en partant de l'état initial des contraintes connues, l'état final des contraintes en tout point du bloc. Comme ces contraintes vérifient l'équilibre du bloc, elles sont statiquement admissibles. Il reste donc à vérifier si elles sont plastiquement admissibles. Cette vérification est faite après coup. Cela se justifie par le fait que la loi de comportement est linéaire, le déchargement est décrit par un seul scalaire (taux de déchargement) et le critère considéré (Coulomb) est convexe. Ainsi, si les contraintes finales en tout point du bloc sont à l'intérieur du domaine admissible, nous pouvons conclure que le comportement du bloc est réellement régi par les lois élastiques et que son équilibre est stable. Si le critère est dépassé en un point donné, nous déduisons que ce point a effectivement plastifié avant la libération totale de la face libre. Dans ce cas, l'état des contraintes calculées n'est pas le vrai. L'état d'instabilité (ou de stabilité) peut être évalué en calculant un coefficient de sécurité qui est le rapport entre les contraintes résistantes au cisaillement et les contraintes tangentielles actuelles calculées au point le plus critique, une pression de soutènement ou un taux de déchargement critique de la face libre pour lequel le critère est dépassé.

Le modèle développé permet de surmonter toutes les limitations des méthodes existantes adoptant l'approche des Blocs Isolés : prise en compte des contraintes initiales, prise en compte du comportement des joints, modélisation de la rotation du bloc, considération d'une répartition non uniforme des contraintes sur les faces et possibilité d'étudier des géométries tridimensionnelles pouvant être aussi complexes que l'on désire. Le tout est fait avec une formulation mécanique du problème la plus rigoureuse possible.

Le modèle développé n'a réellement pas besoin de validation si nous considérons que les hypothèses initiales adoptées sont vraies : roche rigide, pas d'interaction avec les blocs voisins, lois de comportement des joints élastiques linéaires. En d'autres termes, si le même bloc est étudié en utilisant un modèle rigide en Éléments Finis avec les mêmes données et hypothèses, le résultat des contraintes finales sera identique à celui de ISOBLOC. En effet, les mêmes équations sont utilisées dans ces deux modèles. Par ailleurs, la comparaison des résultats de ISOBLOC à ceux d'un modèle en Éléments Finis utilisant une roche déformable, a permis de montrer que, dans le cas d'un module d'Young de la roche assez élevé par rapport aux rigidités des joints, le comportement des discontinuités a plus d'influence sur la répartition des contraintes que la déformabilité de la roche. En outre, dans ce cas, le modèle ISOBLOC se rapproche des résultats du modèle déformable en Éléments Finis beaucoup plus

que la méthode des Blocs Clés ou un modèle continu déformable.

Comme le problème d'un bloc symétrique en 2D situé sur le toit d'une excavation a été étudié dans la littérature, en utilisant la méthode de Relaxation, nous avons aussi étudié ce bloc analytiquement avec la méthode ISOBLOC. Ainsi les forces sur les faces, à l'état final, ont été exprimées en utilisant le modèle ISOBLOC adapté pour un calcul en 2D. Le problème est étudié en terme de résultante par face dans un but comparatif. En comparant les résultats des deux modèles, les forces verticales agissant sur les faces du bloc sont les mêmes mais les forces horizontales sont différentes. Les solutions convergent si la force verticale initiale est considérée nulle dans la méthode ISOBLOC. Ainsi, bien que dans la méthode de Relaxation le comportement des joints soit utilisé pour lever l'indétermination, l'historique de chargement n'est pas pris en compte de façon rigoureuse. En fait, le comportement des joints n'est sollicité que par l'ajout du poids à l'état final. Dans notre étude, nous avons montré que la non prise en compte des contraintes verticales initiales n'est pas sécuritaire (par rapport à la méthode ISOBLOC) lorsque le rapport des rigidités normales aux rigidités tangentielles des joints est supérieure à l'unité, ce qui est souvent le cas. Finalement, la comparaison avec une méthode déterministe (méthode du logiciel GAFIS transposée pour un bloc en 2D) qui étudie le bloc à son état final uniquement, a montré que les deux méthodes sont équivalentes si l'utilisateur du logiciel GAFIS fournit les « bonnes contraintes horizontales ». Nous pouvons conclure alors, qu'en quelque sorte, les méthodes déjà développées, pour le calcul de ce bloc simple en 2D, constituent des cas particuliers de la méthode ISOBLOC. On pourra objecter en disant que les comparaisons ont été faites en considérant, dans la méthode de Relaxation des forces horizontales non modifiées par un calcul élastique. Nous pouvons alors répondre que, d'une part si on le fait, le résultat reste approximatif et, d'autre part, comme l'hypothèse de roche rigide est adoptée, toute modification des contraintes causée par la déformabilité de la roche est négligeable. Par ailleurs, pour ce bloc là, nous avons démontré que la stabilité augmente avec l'augmentation des contraintes horizontales ou la diminution de l'angle au sommet du bloc (bloc plus pointue) et que l'augmentation du rapport des rigidités (rigidité normale sur rigidité tangentielle) a un effet déstabilisant sur le bloc. Ces conclusions ne concernent que ce type particulier de bloc au toit. L'étude d'un autre bloc en contact avec une surface inclinée du tunnel a montré que l'augmentation des contraintes horizontales a un effet déstabilisant à partir d'un certain seuil et que l'effet de l'augmentation du rapport des rigidités sur la stabilité du bloc varie suivant les contraintes initiales agissant sur le bloc.

L'application de la méthode ISOBLOC pour étudier un bloc en 3D a permis de mieux comprendre l'effet des différents paramètres et de montrer les différences avec la méthode des Blocs Clés. Tout d'abord, un bloc au toit, présentant une certaine symétrie, est étudié. L'étude paramétrique sur ce bloc a donné les mêmes conclusions que l'étude analytique du bloc symétrique en 2D. Aussi, la comparaison avec la méthode classique des Blocs Clés a montré que celle-ci est conservative puisqu'elle ignore l'effet stabilisant des contraintes horizontales initiales. En revanche, la comparaison avec la méthode des Blocs Clés qui prend en compte les contraintes initiales (méthode du logiciel UNWEDGE) a montré que celle-ci peut surestimer la stabilité, dans le cas d'un rapport des rigidités élevé, puisque le comportement des joints n'est pas pris en compte.

Ensuite, le bloc a été tourné autour de l'excavation pour pouvoir tester d'autres configurations. Avec la méthode des Blocs Clés, la stabilité augmente au fur et à mesure que le bloc s'approche du mur de l'excavation. D'après la méthode ISOBLOC, ce n'est pas le cas et l'évolution de la stabilité varie énormément suivant les contraintes initiales et les rigidités des joints. Si les contraintes initiales sont isotropes, toutes les positions du bloc autour de l'excavation sont quasi identiques en terme de stabilité. Lorsque les contraintes horizontales augmentent, la stabilité peut augmenter ou diminuer

suivant la direction de la face libre du bloc. Deux positions données du bloc ont été étudiées plus en détail (à 45° degrés et à 90° de la verticale). Dans ces cas, l'augmentation des contraintes horizontales a un effet stabilisant puis déstabilisant à partir d'un certain seuil. Aussi, la méthode des Blocs Clés n'est pas conservative de façon systématique comme pour le cas d'un bloc au toit symétrique. En effet, plus la position du bloc devient horizontale, moins la méthode des Blocs Clés est sécuritaire. Pour ces différents exemples, le mouvement du bloc est aussi étudié. Nous avons montré que l'amplitude du mouvement est d'autant plus marquée que les rigidités des joints diminuent. Par ailleurs, la forme du bloc a un rôle important sur l'apparition de la rotation. Plus les efforts initiaux agissant sur les faces libres du bloc, avant excavation, ont un moment élevé par rapport au point de référence (choisi comme le centre de gravité dans le code développé), plus la rotation du bloc par rapport à ce point augmente. Ainsi, la rotation est plus marquée pour des blocs ayant des formes non symétriques. La comparaison avec la méthode des Blocs Clés met en évidence les limitations de cette méthode en terme d'analyse cinématique du mouvement.

Comme le modèle ISOBLOC suppose des lois de comportement du joint élastiques linéaires, l'état de contraintes obtenu à l'état final n'est vrai que si le critère de plasticité n'a pas été dépassé. Pour faire face à cette limitation, il faut introduire une loi de comportement du joint élastoplastique en cisaillement dans le modèle. Ceci nécessite de faire un déchargement progressif de la face libre et de vérifier le critère de plasticité à chaque pas de calcul. Dans le cas de dépassement, les contraintes tangentielles sont ramenées à la limite de plasticité. Dans ce type de calcul, la dilatance, qui intervient après la plastification, peut être prise en compte. Par ailleurs, comme le montre l'expérience, le comportement normal des joints n'est pas réellement linéaire mais suit en général une loi hyperbolique. Une amélioration du modèle ISOBLOC consiste alors à y introduire ces lois de comportement non linéaires, ce qui sera l'objet du chapitre suivant.

CHAPITRE

III

MODÈLE ISOBLOC NON LINÉAIRE

III.1 Introduction

Dans le chapitre II, un nouveau modèle pour l'analyse de la stabilité des blocs rocheux autour des excavations souterraines a été présenté. Nous résumons ici notre démarche et les avantages de notre modèle afin de positionner l'amélioration supplémentaire qui fait l'objet de ce chapitre. Nous sommes partis de l'état de l'art (étude bibliographique au chapitre I) et nous avons apporté une contribution pour la résolution du problème mécanique P suivant : un bloc rigide dont une partie de la frontière (surfaces des joints Σ_J) est en contact avec un solide rigide et immobile et sur une partie (surface libre Σ_L) les efforts subissent des variations liées à la création du vide souterrain. L'une des améliorations apportées est que la forme du bloc est absolument arbitraire alors que, pour la plupart des logiciels adoptant les méthodes conventionnelles dédiées à la résolution de ce problème, les blocs ont des formes tétraédriques. Par ailleurs, alors que les méthodes conventionnelles procèdent à une analyse explicite des cas de mouvement du bloc (décollement, glissement sur une arête, glissement sur une ou deux faces), notre nouveau modèle peut prendre en compte des mouvements plus complexes comprenant la rotation. Le dernier avantage est le fait de faire appel aux lois de comportement du joint ce qui permet la prise en compte de l'état des contraintes avant excavation et de l'historique du creusement de la manière la plus proche possible de la réalité. C'est justement ce point fort de notre démarche que nous allons chercher à améliorer encore en modifiant dans le modèle la partie qui correspond aux lois de comportement des joints. Des lois non linéaires plus représentatives de la réalité seront prises en compte. Le nouveau modèle ISOBLOC Non Linéaire continue donc à présenter les mêmes avantages que le modèle ISOBLOC Linéaire.

Rappelons que la résolution du problème P doit conduire sur le plan pratique à répondre à la question concernant la stabilité du bloc, à savoir si le bloc est stable ou non, avec une quantification éventuelle du degré de stabilité. Le critère le plus communément utilisé consiste à définir au niveau des joints des règles de contact unilatéral avec condition de frottement régie par la loi de Mohr-Coulomb

(angle de frottement ϕ et cohésion c). Le caractère de contact unilatéral signifie que la contrainte normale est nécessairement négative (compression) et est justifiée par le fait que dans la plupart des applications réelles, la résistance des joints est relativement faible. En ce qui concerne le comportement en contact avec glissement, l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb n'est pas à critiquer dans un domaine d'application où de toutes les façons les données sont incertaines et doivent passer par la voie statistique. En restant donc en accord avec les modèles existants, ce sont ces critères que nous avons utilisés dans le modèle linéaire pour quantifier la stabilité d'un bloc. Nous avons alors constaté que cela présente deux défauts. Tout d'abord, en ce qui concerne le comportement dans la direction normale, avant même de nous inquiéter des situations de décollement, dans le modèle linéaire nous avons utilisé une rigidité normale constante alors que les expériences de laboratoire montrent clairement qu'une loi hyperbolique de la relation effort normal en fonction du déplacement normal de fermeture du joint est mieux représentative de la réalité. Par ailleurs, notre modèle linéaire cesse d'être valable dès lors, qu'à un moment de l'évolution de l'excavation, il existe au moins un point sur la surface de contact Σ_J où l'un des critères cesse d'être vérifié (critère de non décollement et critère de non glissement). Ainsi, en utilisant le modèle linéaire, le bloc est jugé instable dès lors que l'un des critères est violé en un point donné. La quantification de la stabilité est faite par rapport à ce point : calcul du taux de déconfinement correspondant, d'une pression de soutènement, d'un facteur de sécurité relatif à la loi de Mohr-Coulomb. Ce jugement peut conduire à une surestimation de l'instabilité car le dépassement du critère au niveau d'un point donné ne veut pas nécessairement signifier que le bloc est instable. Toutefois, si tous les points du bloc restent en élasticité et sans décollement, il est alors évident que le jugement de stabilité est correct.

En admettant que le problème P est le cœur de la démarche classique de l'ingénieur pour l'étude du problème de stabilité des blocs, il convient d'apporter le maximum d'améliorations possibles à sa résolution pourvu que le temps de calcul soit assez raisonnable et dans le sens que le modèle soit le moins exigeant possible pour les paramètres rhéologiques à fournir. En effet, comme nous le verrons, le nouveau modèle ISOBLOC Non Linéaire peut prendre en compte toute loi rhéologique élastoplastique, mais délibérément nous nous sommes limités à l'élastoplasticité non linéaire (comportement normal hyperbolique) parfaite (absence d'écrouissage) avec un critère de Coulomb (ϕ et c) et un potentiel de Coulomb (angle de dilatance ψ).

Le plan du chapitre se présente alors comme suit. Nous commençons par expliciter la formulation du problème non linéaire puis nous présentons la technique numérique pour le résoudre. Il convient d'ailleurs de souligner que notre problème est traité en petits déplacements car eu égard à son exploitation pour les cas réels, l'existence de grands déplacements correspond à une instabilité. Ainsi, nous avons raisonné en mode de sollicitation monotone (par déchargement progressif de la surface Σ_L) de sorte que nous avons opté pour une intégration numérique dans le temps explicite en passant d'une étape à l'autre. Le temps cinématique est le facteur de déchargement λ . La loi rhéologique implémentée est aussi explicitée. Nous présentons également les critères utilisés pour l'évaluation de la stabilité. Par la suite, nous effectuons une étude paramétrique relative à la méthode numérique adoptée : pas de calcul et dimensions des mailles. Nous présentons aussi une technique de dimensionnement du soutènement basée sur la méthode convergence-confinement. Puis, l'intégration dans le logiciel de la loi de comportement d'un soutènement (en particulier des boulons à un ancrage ponctuel) est explicitée. Sachant que la prise en compte de la non linéarité du comportement normal et de l'irréversibilité du glissement est une amélioration du modèle ISOBLOC, il est logique de consacrer une partie de ce chapitre à une comparaison entre les deux modèles. Ces comparaisons sont faites en utilisant les courbes convergence-confinement. Des études paramétriques sont effectuées et concernent les para-

mètres relatifs à loi de comportement normal hyperbolique, au critère de Mohr-Coulomb (angle de frottement) et au potentiel plastique (angle de dilatance). La dernière partie est consacrée à une application du dimensionnement du soutènement en utilisant la méthode convergence-confinement couplée à la méthode ISOBLOC Non linéaire avec la prise en compte du soutènement à partir d'un certain taux déconfinement.

III.2 Développement du modèle ISOBLOC Non Linéaire

III.2.1 Énoncé général du problème

Compte tenu de l'hypothèse des petites perturbations, on conserve la même géométrie du bloc et par conséquent les équations d'équilibre en termes de variations sont :

$$\int_{\Sigma_J} d\vec{\sigma} dS + d\lambda \vec{F}_0 = \vec{0} \quad (\text{III.1})$$

$$\int_{\Sigma_J} \vec{x} \wedge d\vec{\sigma} dS + d\lambda \vec{M}_0 = \vec{0} \quad (\text{III.2})$$

Ici λ est le facteur de déchargement que l'on augmente progressivement de $\lambda = 0$ à $\lambda = 1$, sachant que $\lambda = 0$ correspond à l'état initial avant excavation et $\lambda = 1$ correspond à l'état de déchargement total après excavation (où la surface libre Σ_L est soumise à des efforts nuls).

Les vecteurs \vec{F}_0 et \vec{M}_0 désignent les variations d'efforts que subit le bloc entre l'état initial et l'état après excavation. Leurs expressions ont déjà été données dans le chapitre II par l'équation II.14. Rappelons qu'en l'absence de pressions d'eau et de pressions de soutènement, \vec{F}_0 et \vec{M}_0 sont égaux respectivement aux opposés de la résultante et du moment résultant des efforts exercés sur la surface libre juste avant le début de l'excavation. Dans ce cas, leurs expressions s'écrivent comme suit :

$$\vec{F}_0 = - \int_{\Sigma_L} \underline{\underline{\sigma_0}} \vec{n} dS \quad (\text{III.3})$$

$$\vec{M}_0 = - \int_{\Sigma_L} \vec{x} \wedge \underline{\underline{\sigma_0}} \vec{n} dS \quad (\text{III.4})$$

Par ailleurs, nous disposons, en tout point \vec{x} de Σ_J , de lois de comportement du joint qui font intervenir le vecteur contrainte $\vec{\sigma}$ et le déplacement \vec{u} en ce point. La convention de signe est telle que : $\sigma_n = \vec{\sigma} \cdot \vec{n} < 0$ représente une pression et $u_n = \vec{u} \cdot \vec{n} > 0$ traduit une diminution de l'ouverture du joint (la face du bloc correspondante au joint se rapproche de la masse rocheuse). La loi de comportement du joint est définie alors par la relation incrémentale :

$$d\vec{\sigma} = -\underline{\underline{K}}(\vec{u}) d\vec{u} \quad (\text{III.5})$$

Le tenseur $\underline{\underline{K}}$ est une fonction connue de \vec{u} qui sera explicitée dans le cas du matériau joint choisi (dans le paragraphe III.2.2) mais, en attendant, remarquons qu'il s'agit d'une relation qui représente une grande famille de lois rhéologiques (pas nécessairement limitée au critère de Coulomb).

Dans cette relation, \vec{u} est déduit du vecteur translation \vec{U} et rotation \vec{W} (comme dans le chapitre II) en utilisant l'équation de mouvement de corps solide. En définissant le tenseur antisymétrique $\underline{\underline{r}}$ tel que $\forall \vec{a}, \underline{\underline{r}}\vec{a} = \vec{a} \wedge \vec{x}$, il vient que :

$$\vec{u} = \vec{U} + \underline{r} \vec{W} \quad (\text{III.6})$$

L'expression de l'incrément de déplacement $d\vec{u}$ est alors :

$$d\vec{u} = d\vec{U} + \underline{r} d\vec{W} \quad (\text{III.7})$$

Désignons par $Y = (\vec{U}, \vec{W})$ l'inconnue principale du problème qui est fonction du temps cinématique λ , et par $\dot{Y} = \frac{dY}{d\lambda}$ sa vitesse.

La combinaison des équations d'équilibre (III.1 et III.2), de la loi incrémentale de comportement du joint (III.5) et de l'incrément de mouvement de corps solide en tout point du bloc (équation III.7) aboutit au système linéaire composé par les relations III.8 et III.9 :

$$\underline{\underline{A}} \dot{\vec{U}} + \underline{\underline{B}} \dot{\vec{W}} = \vec{F}_0 \quad (\text{III.8})$$

$$\underline{\underline{D}} \dot{\vec{U}} + \underline{\underline{C}} \dot{\vec{W}} = \vec{M}_0 \quad (\text{III.9})$$

avec

$$\underline{\underline{A}} = \int_{\Sigma_J} \underline{\underline{K}} dS \quad \underline{\underline{B}} = \int_{\Sigma_J} \underline{\underline{K}} \underline{r} dS \quad \underline{\underline{C}} = \int_{\Sigma_J} \underline{r}^T \underline{\underline{K}} \underline{r} dS \quad \underline{\underline{D}} = \int_{\Sigma_J} \underline{r}^T \underline{\underline{K}} dS \quad (\text{III.10})$$

Dans ce système, les tenseurs $\underline{\underline{A}}$, $\underline{\underline{B}}$, $\underline{\underline{C}}$ et $\underline{\underline{D}}$ ne sont pas constants (comme c'est le cas dans le chapitre II) mais dépendent de Y . Leur détermination nécessite de calculer \vec{u} en tout point de Σ_J en fonction de Y et de \vec{x} (via l'équation III.6) puis de calculer $K(\vec{u})$ en fonction des lois rhéologiques qui régissent le joint au point \vec{x} . L'hétérogénéité éventuelle du comportement au niveau de la surface est alors prise en compte. Ces tenseurs dépendent aussi de la forme géométrique du bloc via les intégrales de surface et via \underline{r} .

Le second membre (\vec{F}_0, \vec{M}_0) est une donnée indépendante de λ . Il est fonction de l'état initial des contraintes et de tout chargement supplémentaire (pression d'eau ou pression de soutènement).

Ce système linéaire diffère du système linéaire présenté dans le chapitre II (équation II.17) par le fait qu'il ne s'agit pas nécessairement d'un système symétrique. En effet, $\underline{\underline{D}} = \underline{\underline{B}}^T$ uniquement lorsque $\underline{\underline{K}}$ est symétrique au niveau de tout point de Σ_J .

La résolution de ce système permet le calcul de \dot{Y} . Comme la matrice de rigidité du système est fonction de Y , nous avons en fait affaire à une relation qui permet de calculer explicitement \dot{Y} en fonction de Y et qu'on peut écrire comme suit :

$$\dot{Y} = \xi(Y) \quad (\text{III.11})$$

Notre problème consiste alors à trouver la fonction Y qui vérifie l'équation III.11 et la condition initiale : pour $\lambda = 0$ on a $Y = 0$. Il s'agit d'une équation différentielle de premier ordre avec donnée initiale (problème de Cauchy). Nous exposerons la méthode numérique adoptée pour la résolution de cette équation après avoir détaillé la loi rhéologique implémentée.

III.2.2 Loi rhéologique implémentée

Dans ce paragraphe, nous détaillons la loi rhéologique utilisée dans ISOBLOC Non Linéaire qui nous mène à développer l'expression de la matrice \underline{K} .

Pour présenter la loi de comportement du joint dans un formalisme classique d'élastoplasticité, nous posons $\vec{\varepsilon} = -\vec{u}$. Le vecteur $\vec{\varepsilon}$ correspond à la discontinuité du déplacement lorsque l'on passe du bloc mobile étudié vers l'extérieur qui est un solide rigide immobile.

Le lien entre l'historique de $\vec{\sigma}$ et celui de $\vec{\varepsilon}$ est régi par une condition de contact avec glissement qui prend en compte l'existence d'une direction privilégiée \vec{n} . On pose alors $\sigma_n = \vec{\sigma} \cdot \vec{n}$ et $\vec{\sigma}_t = \vec{\sigma} - \sigma_n \vec{n}$ et idem pour $\vec{\varepsilon}$.

Dans la phase élastique, nous supposons un comportement linéaire du joint dans la direction tangentielle et hyperbolique dans la direction normale. Le passage à la phase plastique est régi par le critère de Mohr-Coulomb. La dilatance est prise en compte durant cette phase.

III.2.2.1 Phase élastique non linéaire

En l'absence de glissement irréversible et tant que le contact existe, on a :

$$d\varepsilon_n = \frac{d\sigma_n}{K_n(\sigma_n)} \quad (\text{III.12})$$

et

$$d\vec{\varepsilon}_t = \frac{d\vec{\sigma}_t}{K_t} \quad (\text{III.13})$$

Il s'agit des mêmes équations de comportement du joint adoptées dans le modèle linéaire sauf qu'ici la rigidité normale n'est pas constante mais dépend de l'état de la contrainte normale actuelle σ_n .

En effet, nous supposons que le comportement normal du joint suit la loi hyperbolique classique (présentée par Bandis et al. [2]). Sachant que ε_n est la discontinuité du déplacement normal, mesurée à partir de l'état initial de la contrainte normale σ_{0n} , la loi de comportement normale hyperbolique, illustrée dans la figure III.1, s'exprime par :

$$\varepsilon_n = g(\sigma_n) - g(\sigma_{0n}) \quad \text{avec} \quad g(\sigma_n) = \frac{\frac{\sigma_n}{K_{n0}}}{1 - \frac{\sigma_n}{K_{n0} e_0}} \quad (\text{III.14})$$

K_{n0} est la rigidité normale pour un contact naissant (correspondant à une contrainte normale initiale nulle). En effet pour σ_n faible, on a $g(\sigma_n) \sim \frac{\sigma_n}{K_{n0}}$.

$e_0 > 0$ représente la fermeture maximale du joint (ou épaisseur maximale). Lorsque σ_n tend vers $-\infty$, $g(\sigma_n)$ devient asymptotique à la valeur $-e_0$.

On en déduit l'expression de $K_n(\sigma_n)$:

$$K_n(\sigma_n) = K_{n0} \left(1 - \frac{\sigma_n}{e_0 K_{n0}} \right)^2 \quad (\text{III.15})$$

Notons que $K_{n0} = K_n(0)$ n'est pas à confondre avec la rigidité normale correspondante à l'état initial $K_n(\sigma_{0n})$.

Les relations III.12 et III.13 peuvent se résumer en une égalité tensorielle où la matrice \underline{H} est symétrique :

$$d\vec{\varepsilon} = \underline{H}^{-1} d\vec{\sigma} \quad \text{avec} \quad \underline{H} = K_t \underline{I} + (K_n(\sigma_n) - K_t) \vec{n} \otimes \vec{n} \quad (\text{III.16})$$

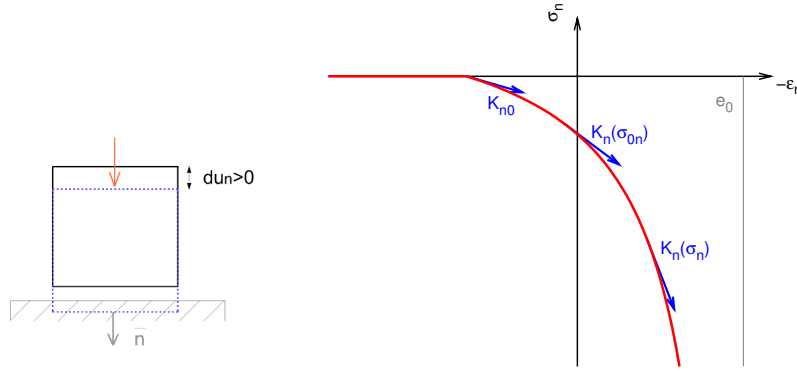


FIGURE III.1 – Loi de comportement normal hyperbolique du joint

Il s'agit d'une expression similaire à celle de l'équation II.7 dans le chapitre II, sauf qu'ici la rigidité normale est une fonction de la contrainte normale. Dans cette expression, $\vec{d}\varepsilon$ est l'incrément de discontinuité de déplacement élastique (réversible).

III.2.2.2 Phase plastique (Glissement)

Pour prendre en compte le glissement irréversible, il suffit d'invoquer la loi de partition qui décompose la déformation généralisée $\vec{d}\varepsilon$ en une partie réversible donnée par l'équation III.16 et une partie permanente $\vec{d}\varepsilon^P$.

$$\vec{d}\varepsilon = \underline{\underline{H}}^{-1} \vec{d}\sigma + \vec{d}\varepsilon^P \quad (\text{III.17})$$

La partie permanente est régie par une loi d'évolution de la forme :

$$\vec{d}\varepsilon^P = dl \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}} \quad \text{avec } dl \geq 0 \quad (\text{III.18})$$

Le potentiel plastique $P(\vec{\sigma})$ choisi est celui de Coulomb associé à la dilatance $\psi \in [0, \phi]$:

$$P(\vec{\sigma}) = \|\vec{\sigma}_t\| + \tan \psi \sigma_n \quad (\text{III.19})$$

Dans l'équation III.18, dl est le multiplicateur plastique. Il est nul lorsqu'un critère est soit strictement négatif soit veut le devenir. Plus précisément, on introduit une fonction $F(\vec{\sigma})$ qui est constamment négative ou nulle. Dans la version actuelle de notre modèle, il s'agit du critère de Mohr-Coulomb (angle de frottement ϕ et cohésion c).

$$F(\vec{\sigma}) = \|\vec{\sigma}_t\| + \tan \phi \sigma_n - c \quad (\text{III.20})$$

Durant la phase élastique, nous avons $F(\vec{\sigma}) < 0$ et par conséquent $dl = 0$. Nous sommes alors ramenés à l'équation III.16.

Durant toute la phase plastique, nous avons $F(\vec{\sigma}) = 0$. Nous pouvons écrire la condition $dF = 0$ qui devient $\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} \cdot \vec{d}\vec{\sigma} = 0$.

En combinant cette équation avec les équations III.17 et III.18, nous arrivons à déterminer dl en fonction de $\vec{d}\varepsilon$ comme suit :

$$\vec{d}\vec{\sigma} = \underline{\underline{H}} \left(\vec{d}\varepsilon - dl \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}} \right)$$

puis

$$\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} \cdot \underline{\underline{H}} \left(d\vec{\varepsilon} - dl \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}} \right) = 0$$

d'où

$$dl = \frac{\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} \cdot \underline{\underline{H}} d\vec{\varepsilon}}{\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} \cdot \underline{\underline{H}} \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}}} \quad (\text{III.21})$$

Compte tenu de l'expression de la déformation plastique donnée par l'équation III.18 et de l'expression du multiplicateur plastique donnée par l'équation III.21, nous pouvons écrire :

$$\underline{\underline{H}} d\vec{\varepsilon}^p = \left(\vec{h}_1 \otimes \vec{h}_2 \right) d\vec{\varepsilon} \quad (\text{III.22})$$

avec

$$\vec{h}_1 = \frac{\underline{\underline{H}} \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}}}{\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} \cdot \underline{\underline{H}} \frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}}} \quad \text{et} \quad \vec{h}_2 = \underline{\underline{H}} \frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}}$$

En combinant les équations III.17 et III.22, nous obtenons la relation classique de Prandtl-Reuss :

$$d\vec{\sigma} = \underline{\underline{K}}(\vec{u}) d\vec{\varepsilon} \quad \text{avec} \quad \underline{\underline{K}} = \underline{\underline{H}} - \vec{h}_1 \otimes \vec{h}_2 \quad (\text{III.23})$$

Pour expliciter les calculs, nous développons les expressions des dérivées partielles de P et F :

$$\frac{\partial P}{\partial \vec{\sigma}} = \vec{\tau} + \tan \psi \vec{n} \quad (\text{III.24})$$

et

$$\frac{\partial F}{\partial \vec{\sigma}} = \vec{\tau} + \tan \phi \vec{n} \quad (\text{III.25})$$

avec

$$\vec{\tau} = \frac{\vec{\sigma}_t}{\|\vec{\sigma}_t\|} \quad (\text{III.26})$$

En utilisant la définition du tenseur $\underline{\underline{H}}$ donnée dans l'équation III.16 ainsi que les équations III.24 et III.25, nous arrivons à exprimer les vecteur \vec{h}_1 et \vec{h}_2 :

$$\vec{h}_1 = \frac{K_n(\sigma_n) \tan \psi \vec{n} + K_t \vec{\tau}}{K_t + K_n(\sigma_n) \tan \phi \tan \psi} \quad \text{et} \quad \vec{h}_2 = K_n(\sigma_n) \tan \phi \vec{n} + K_t \vec{\tau} \quad (\text{III.27})$$

Dans les deux situations d'élasticité non linéaire ($F < 0$) et de glissement ($F = 0$), on a forcément un contact et donc $\sigma_n < 0$ dans les relations III.16 et III.23. Les lois de comportement déjà explicitées ne s'appliquent plus en situation de décollement.

III.2.2.3 Cas de décollement

La situation de décollement a lieu lorsque $\sigma_n = 0$. Le contact entre le point considéré et la masse rocheuse est alors perdu et ce point garde constamment un état de contraintes nulles $\vec{\sigma} = \vec{0}$. Par conséquent, $d\vec{\sigma} = \vec{0}$. Nous posons alors $\underline{\underline{K}}(\vec{u}) = \underline{\underline{0}}$ durant une telle phase.

III.2.3 Résolution numérique du problème

Sur le plan numérique, la détermination de l'inconnue principale du problème Y nécessite d'avoir une méthode de résolution d'un problème de Cauchy (équation III.11) dans un espace de dimension fort réduite (6). Par ailleurs, nous avons besoin de techniques d'intégration sur la surface libre pour obtenir \vec{F}_0 et \vec{M}_0 et sur les joints pour obtenir \underline{A} , \underline{B} , \underline{C} et \underline{D} .

III.2.3.1 Résolution dans le temps cinématique

Concernant le temps cinématique λ , l'équation différentielle III.11 est simple dans le cas linéaire du chapitre II. Dans ce cas, la matrice de rigidité \underline{K} (définissant la loi rhéologique du joint) ne dépend pas de \vec{u} puisque les rigidités normale et tangentielle sont constantes. Par conséquent, $\xi(Y)$ est une constante et nous pouvons écrire que $\forall Y$, $\xi(Y) = \xi(0)$. L'intégration dans le temps est alors exacte et correspond à $Y = \lambda \xi(0)$. Effectivement, dans le modèle ISOBLOC Linéaire, la matrice de rigidité du système est une constante et le déplacement est linéaire en fonction du taux de déchargement.

En revanche, dans le cas non linéaire, nous devons choisir une des nombreuses techniques d'intégration numérique d'un problème de Cauchy. Nous avons opté pour la technique la plus simple, méthode d'Euler explicite, qui consiste à utiliser l'approximation suivante :

$$Y(\lambda + d\lambda) = Y(\lambda) + \xi(Y(\lambda)) d\lambda \quad (\text{III.28})$$

Le pas de temps $d\lambda$ est choisi constant et suffisamment petit. On a $d\lambda = 1/N$, où N est le nombre d'étapes pour passer de $\lambda = 0$ à $\lambda = 1$.

Concrètement, dans le code numérique, nous calculons $Y(\lambda + d\lambda) = Y(\lambda) + dY$, où dY est la solution du système suivant :

$$\underline{G} \begin{bmatrix} d\vec{U} \\ d\vec{W} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_0/N \\ \vec{M}_0/N \end{bmatrix} \quad \text{avec} \quad \underline{G} = \begin{bmatrix} \underline{A} & \underline{B} \\ \underline{D} & \underline{C} \end{bmatrix} \quad (\text{III.29})$$

Dans le cas où tous les points de Gauss sont dans la phase élastique pour un pas donné, $\underline{K} = \underline{H}$ en tout point et donc $\underline{D} = \underline{B}^T$. La matrice de rigidité globale \underline{G} sera symétrique définie positive (donc inversible), comme le cas de la matrice de rigidité globale \underline{R} calculée dans ISOBLOC Linéaire. Dans le cas où une partie du bloc entre en plasticité, \underline{G} n'est pas symétrique et donc pas nécessairement inversible.

Il convient de noter que dans le modèle rhéologique adopté dans ISOBLOC Non Linéaire, $\underline{K}(\vec{u})$ est défini non pas à partir de $\vec{u} = -\vec{\varepsilon}$ mais à partir de $\vec{\sigma}$. En effet, dans toutes les relations explicitées au paragraphe III.2.2, ce sont des fonctions de $\vec{\sigma}$ qui interviennent ($K_n(\sigma_n)$, $F(\vec{\sigma})$, $P(\vec{\sigma})$...).

Pour compléter l'algorithme numérique d'intégration dans le temps cinématique λ , nous avons opté pour un schéma explicite en utilisant l'approximation :

$$\vec{\sigma}(\lambda + d\lambda) = \vec{\sigma}(\lambda) + d\vec{\sigma}(\lambda) \quad \text{avec} \quad d\vec{\sigma}(\lambda) = \underline{K}(\vec{\sigma}(\lambda)) \vec{d\varepsilon}(\lambda) \quad (\text{III.30})$$

Il va de soi qu'une telle démarche qui conduit par exemple qu'après un décollement on reste en mode décollement n'est justifiée que par le fait que nous avons affaire à un historique de sollicitation se ramenant à un scalaire unique λ fonction monotone du temps réel.

Par ailleurs, comme il s'agit d'une méthode incrémentale, et bien que le pas $d\lambda$ soit choisi assez petit, il est possible que le critère F dépasse la valeur théorique nulle. On introduit alors une variable de contrôle CRT telle que si $F > \text{CRT}$, le logiciel s'arrête pour « non respect du critère ».

III.2.3.2 Calcul des intégrales de surface

La technique numérique pour le calcul des intégrales de surface consiste, comme pour le chapitre II, à partitionner les surfaces en des éléments de géométrie simple sur chacun desquels l'intégration est faite par la méthode des points de Gauss. Cette technique est explicitée dans l'annexe C.

Dans le cas du modèle linéaire présenté dans le chapitre II, le partitionnement ne doit pas être fin et n'influence pas les résultats. Sa seule utilité est pour le calcul numérique des intégrales de surface. Dans ce chapitre, nous adoptons des lois de comportement qui varient non linéairement dans le temps cinématique mais également dans l'espace. Ainsi, le découpage de l'espace doit assurer que les intégrales de fonctions non linéaires soient faites avec le minimum d'erreur.

Il convient de souligner que le partitionnement des surfaces n'est pas obligé de se conformer aux règles strictes d'un maillage par éléments finis. Cependant comme la plupart des codes qui génèrent un tel découpage et des logiciels de visualisation graphique font d'avantage usage des règles « éléments finis », tous les cas traités dans cette thèse ont fait appel à cette technique de discrétisation avec une notion de « nœud ». Dans notre logiciel, les données (telles que la position \vec{x} , le vecteur normal \vec{n} , les contraintes initiales, les rigidité des joints...) sont définies au niveau des nœuds et ce pour les associer aux points de Gauss. Néanmoins, pour une discrétisation arbitraire, au lieu de notion de « nœuds » d'un maillage par éléments finis, notre logiciel n'a réellement besoin que de points de Gauss et de données définies en ces points.

III.3 Quantification de la stabilité

III.3.1 Taux de déchargement critiques

III.3.1.1 Calcul de λ_{crit}

Comme pour ISOBLOC Linéaire, il est possible de déterminer le taux de déconfinement critique λ_{crit} pour lequel le critère de plasticité atteint une valeur nulle en au moins un point de Σ_J . Il s'agit en fait du taux correspondant au début de la plastification des faces. Rappelons que dans le cas de ISOBLOC Linéaire ce critère est calculé après coup, c'est-à-dire à partir des contraintes finales sur les faces du bloc (voir le paragraphe II.4.3). Dans ISOBLOC Non Linéaire, pour déterminer λ_{crit} , le critère est évalué au niveau de tous les points de Σ_J à chaque taux de déchargement et λ_{crit} correspond à la valeur pour laquelle le critère s'annule pour la première fois en un point du bloc.

Si $\lambda_{crit} \leq 1$, cela signifie que la plastification des faces a débuté avant le déchargement total de la face libre. Cependant, nous ne pouvons pas conclure que le bloc est instable.

Si $\lambda_{crit} > 1$, cela signifie que le bloc est stable à l'état final et les contraintes sont encore dans la phase élastique. Il faudra théoriquement tirer dessus afin de provoquer le début de plastification de ses faces.

III.3.1.2 Calcul de λ_{glob}

Avec le modèle ISOBLOC Non Linéaire il est possible de suivre la plastification des faces avec le déchargement progressif de la surface Σ_L . Le taux de déchargement critique global, que nous désignons par λ_{glob} , correspondant au taux pour lequel le bloc change significativement de rigidité globale \underline{G} . Cette valeur peut être égale ou différente de λ_{crit} comme nous le montrerons dans le paragraphe III.6.

Notons qu'avec le modèle ISOBLOC Linéaire, il est juste possible de connaître le taux de déconfinement pour lequel la plastification commence sans savoir si le comportement global du bloc est

affecté à ce taux. Par ailleurs pour des taux supérieurs à λ_{crit} , les contraintes calculées par le modèle linéaire ne sont pas vraies, même pas pour les points qui sont encore dans la phase élastique. Ceci est dû au fait que l'approche linéaire ne permet pas la modification de la rigidité des points ayant plastifié et par conséquent de la rigidité global du système à résoudre.

III.3.1.3 Calcul de λ_{inst}

Le taux λ_{inst} correspond au taux de déconfinement pour lequel la compatibilité entre contraintes statiquement admissibles et plastiquement admissibles n'est plus possible. Ceci a lieu dans deux situations : lorsque le critère de plasticité dépasse le critère de contrôle ($F > CRT$) ou que la matrice de rigidité \underline{G} du système à résoudre n'est plus inversible.

Si $\lambda_{inst} \leq 1$, cela signifie que le bloc est instable avant le déconfinement total de la face libre et il faut prévoir la mise en place d'un soutènement.

Si $\lambda_{inst} > 1$, le bloc est stable après creusement et la valeur $(\lambda_{inst} - 1)$ constitue une réserve de stabilité.

III.3.2 Pression de soutènement P_{min}

Comme dans le chapitre II, il est possible de calculer une pression minimale P_{min} à appliquer sur la surface Σ_L pour assurer que tous les points du bloc restent dans la phase élastique. Le calcul non linéaire ne permet pas d'évaluer cette pression après coup comme c'était le cas pour le calcul linéaire. Néanmoins, on peut l'estimer à $(1 - \lambda_{crit}) \sigma_{0nL}$, σ_{0nL} étant la contrainte normale initiale au niveau de la surface libre.

Dans certaines situations, garantir qu'aucun point du bloc ne plastifie nécessite l'application d'une pression très élevée qui est difficile à assurer à moins d'utiliser un soutènement actif. Il faut signaler que l'action exercée par un soutènement passif est en effet une réaction à la déformation de la roche dont la détermination nécessite de prendre en compte la loi de comportement du soutènement.

On préférera alors à la notion de P_{min} , la notion d'une pression d'équilibre entre le soutènement et le bloc qui permet d'assurer la stabilité du bloc sans exiger que tous ses points soient dans la phase élastique. La méthode convergence-confinement est utilisée pour le calcul de cette pression d'équilibre en intégrant la loi de comportement du soutènement.

III.4 Dimensionnement du soutènement

Dans ce paragraphe nous présentons deux méthodes de dimensionnement du soutènement avec le logiciel ISOBLOC en prenant en compte la loi de comportement du soutènement, mais avant cela faisons un bref aperçu sur les approches utilisées dans les méthodes conventionnelles de Blocs Isolés.

La plupart des méthodes de Blocs Isolés existants dans la littérature sont des méthodes à l'équilibre limite. Par conséquent, le soutènement est pris en compte par la force maximale qu'il peut exercer sur le bloc, voire par sa capacité maximale, à moins qu'elle ne soit réduite par un coefficient de sécurité.

En effet, dans ces méthodes, le soutènement est supposé agir comme une force résistante qu'on projette dans la direction opposée au mouvement. A titre d'exemple, dans le logiciel GAFIS [20] où l'on étudie les blocs au toit de la galerie, la force maximale du soutènement est projetée dans la direction verticale (opposée au poids) et un nouvel équilibre du bloc est évalué. Dans le logiciel UNWEDGE [59], cette force est projetée dans la direction opposée à la direction du mouvement prédéterminé. En cas de glissement sur une face, on calcule en plus la force de frottement qu'elle

génère à partir de sa composante normale au plan de glissement. Dans le cas de soutènement passif, les forces correspondantes interviennent uniquement lors du calcul du facteur de sécurité en s'ajoutant aux forces résistantes (au numérateur).

Avec l'approche à l'équilibre limite, les contraintes et déformations actuelles au niveau soutènement ne sont pas connues et l'interaction roche-structure n'est pas modélisée de façon rigoureuse. Aussi, la possibilité qu'il soit chargé au-delà de sa capacité et qu'il se rompe ne peut pas être examinée.

Comme la méthode ISOBLOC permet de suivre l'évolution des contraintes avec le déplacement du bloc, il est possible de rendre compte de l'action d'un soutènement par sa loi de comportement. La pression qu'il exerce sur le bloc est calculée en fonction de sa déformation qui résulte du mouvement du bloc.

Dans ce qui suit, nous présentons une méthode inspirée de la méthode convergence-confinement qui permet de modéliser l'interaction bloc-soutènement dans le cadre de la méthode ISOBLOC. Ensuite, la méthode d'intégration d'un soutènement élastique dans le code ISOBLOC Non Linéaire est développée.

III.4.1 Application de la méthode convergence-confinement

III.4.1.1 Généralités sur la méthode convergence-confinement

La méthode convergence-confinement a été initialement développée analytiquement pour une galerie circulaire creusée dans un milieu élastique isotrope et continu par Panet [55], dans le but de dimensionner le soutènement en prenant en compte sa loi de comportement et la distance de sa mise en place par rapport au front du creusement.

La courbe convergence-confinement, également appelée courbe caractéristique du terrain, permet de suivre l'évolution de la pression de confinement sur la paroi de l'excavation en fonction de sa convergence (rapprochement de deux points diamétralement opposés situés au niveau de cette paroi). La pression au niveau de la surface libre varie de la pression initiale sur cette surface lorsque $\lambda = 0$ (avant excavation) à une pression nulle lorsque $\lambda = 1$ (après excavation).

La courbe caractéristique du soutènement relie la pression exercée par le soutènement à son déplacement axial. Le soutènement est souvent installé après un certain déplacement de la roche d_λ . Si d est le déplacement radial de la roche à un instant donné et si la loi de comportement du soutènement est linéaire avec une rigidité K_s , la variation de la pression au niveau du soutènement est $P_s = K_s(d - d_\lambda)$.

L'intersection de la courbe de convergence et celle du soutènement donne la pression appliquée à la surface libre de l'excavation lorsque l'équilibre avec le soutènement est atteint. Il s'agit aussi de la pression que doit supporter le soutènement. Ainsi, cette méthode permet de modéliser de façon simple l'interaction roche-structure comme le schématise la figure III.2.a.

La méthode a été appliquée en utilisant un modèle en 2D avec l'hypothèse des déformations planes. Comme il s'agit d'un milieu continu, il est possible d'établir (analytiquement ou par la modélisation numérique), une relation entre le taux de déconfinement au niveau de la paroi libre et la position du front du tunnel par rapport à la section étudiée, comme le montre la figure III.2.b. Lorsque le front dépasse suffisamment la section étudiée, on a $\lambda = 1$. On peut estimer le taux de déconfinement à 35% au front pour un milieu continu axisymétrique et isotrope.

L'utilisation d'une loi de comportement de la roche plus complexe (élastoplastique ou visco-élastoplastique), d'une forme de la galerie non circulaire, de contraintes non isotropes, nécessite d'avoir recours à la modélisation numérique pour tracer la courbe caractéristique du terrain.

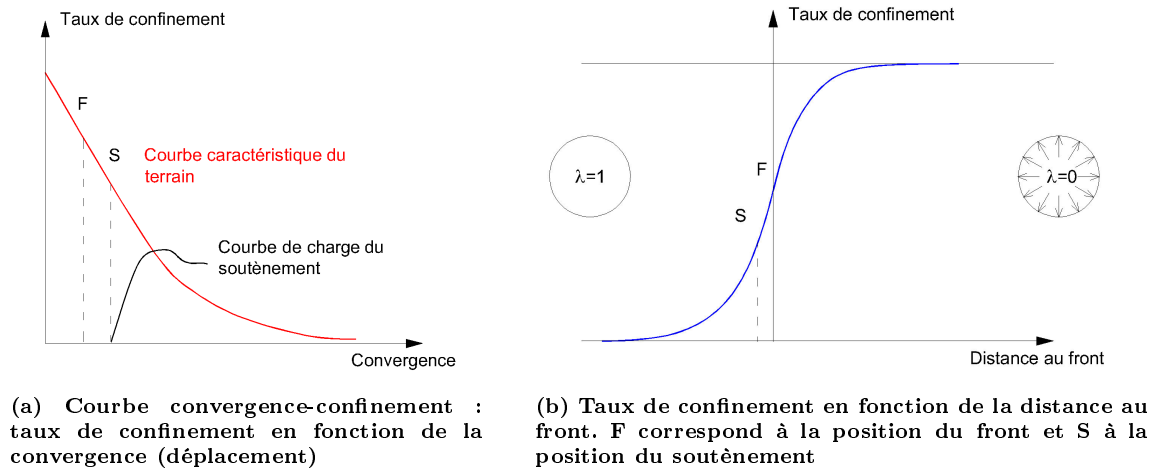


FIGURE III.2 – Principe de la méthode convergence-confinement (d'après Fine [19])

III.4.1.2 Méthode convergence-confinement pour ISOBLOC

Le code ISOBLOC est utilisé ici pour déterminer la courbe caractéristique du bloc, c'est-à-dire pour tracer l'évolution du taux de confinement ($1 - \lambda$) en fonction du déplacement. A la différence de l'utilisation classique de la méthode convergence-confinement, la roche est indéformable et la loi de comportement du milieu est donc celle régie par la loi de comportement des joints. En plus, l'étude est faite en 3D et concerne un bloc à la fois et non pas la galerie entière. Comme le problème n'est pas nécessairement symétrique, on peut avoir plusieurs courbes caractéristiques du bloc. La courbe est différente suivant le point de la surface libre considéré et la direction du déplacement prise en compte. Cette direction est choisie comme étant celle de l'action du soutènement (par exemple la direction des boulons de traction). Parmi les différentes courbes de convergence-confinement possibles, on sélectionne la plus critique. Ensuite la procédure classique est utilisée pour calculer l'équilibre entre la roche et le soutènement.

Comme notre domaine d'étude concerne les milieux discontinus, il n'est pas évident d'établir une relation entre la position du front et le taux de confinement. En tout cas, cette relation ne sera certainement pas continue comme pour le cas classique schématisé dans la figure III.2.b. Néanmoins, il est sécuritaire de considérer que le déconfinement est total à l'instant même où le front dépasse le bloc. Ainsi, si cela est possible dans la pratique, il faut prévoir la mise en place du soutènement à $\lambda = 0$.

On est tenté de choisir le soutènement de façon à ce que la pression d'équilibre soit atteinte avant que le bloc ne plastifie. Cette condition est parfois difficile à satisfaire comme nous le verrons dans le paragraphe III.7.2. Par ailleurs, il faut s'assurer que le soutènement soit chargé en dessous de sa capacité maximale. Il est alors possible de calculer un facteur de sécurité pour le soutènement, rapport entre sa capacité maximale CAP et la pression d'équilibre P_e , comme l'exprime l'équation III.31.

$$FS_{sout} = \frac{CAP}{P_e} \quad (\text{III.31})$$

La méthode convergence-confinement permet de faire une étude préliminaire du soutènement et qui consiste à définir un ou plusieurs des paramètres suivants :

- le type de soutènement ;

- sa capacité maximale;
- sa rigidité;
- sa densité.

Cette méthode permet alors d'avoir une première estimation concernant les propriétés du soutènement à mettre en place. Toutefois, le choix doit être vérifié par un calcul qui prend en compte son effet sur le bloc non seulement au moment de l'équilibre mais durant toute la phase de déconfinement. L'intégration du soutènement dans le modèle ISOBLOC (présentée dans le paragraphe suivant) permet de calculer plus rigoureusement son action sur le bloc et de vérifier le prédimensionnement.

Signalons que choisir le soutènement sans prédimensionnement nécessite de réaliser plusieurs tentatives (en variant à chaque fois les paramètres introduits dans le code de calcul) avant d'arriver au soutènement optimal. La tâche est d'autant plus lourde qu'il s'agit de positionner des boulons dans un modèle 3D.

III.4.2 Introduction du soutènement dans ISOBLOC

L'action exercée par le soutènement sur le bloc est régie par sa loi de comportement, relation entre contraintes et déformations, sachant que les déformations sont les mêmes que celles de la masse rocheuse qui l'entoure. Il est alors possible d'intégrer le soutènement dans ISOBLOC par sa matrice de rigidité $\underline{\underline{E}}$ de dimension (6×6) calculée à partir de sa loi de comportement. En faisant référence aux relations III.8 et III.9, le système linéaire à résoudre devient :

$$(\underline{\underline{E}} + \underline{\underline{G}}) \begin{bmatrix} \dot{\vec{U}} \\ \dot{\vec{W}} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \vec{F}_0 \\ \vec{M}_0 \end{bmatrix} \quad (\text{III.32})$$

Rappelons que $\underline{\underline{G}}$ est la matrice de rigidité du système sans soutènement. Le soutènement est activé (la matrice $\underline{\underline{E}}$ ajoutée au système linéaire) seulement à partir d'un taux de déconfinement que l'utilisateur précise. Nous considérons que le soutènement reste dans la phase élastique ($\underline{\underline{E}}$ est constante). Cette hypothèse doit être vérifiée après coup, à défaut de laquelle un soutènement supplémentaire doit être mis en place.

Il est ainsi possible de prendre en compte tout type de soutènement à condition de fournir la matrice de rigidité correspondante. Dans ce qui suit, nous allons expliciter l'expression de $\underline{\underline{E}}$ dans le cas de boulons à ancrage ponctuel.

Pour chaque boulon nous désignons par \vec{x}_a le point d'intersection du boulon avec la surface libre du bloc, \vec{a} sa direction (qui pointe vers l'intérieur de la masse rocheuse), K_b sa rigidité axiale. Nous supposons dans cette étude que le boulon intervient uniquement comme une tige qui supporte une force axiale. La figure III.3 schématise un exemple de boulonnage avec les variables qui interviennent.

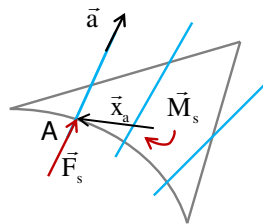


FIGURE III.3 – Soutènement du bloc par boulonnage (avec \vec{F}_s et \vec{M}_s les vecteurs force et moment exercés par un boulon sur le bloc)

Si \vec{u}_a est le déplacement du point A du bloc, l'incrément de force axiale \vec{F}_s exercée par le boulon est :

$$d\vec{F}_s = -K_b \left(\vec{a} \cdot d\vec{u}_a \right) \vec{a} \quad (\text{III.33})$$

Cette relation s'exprime autrement par l'équation III.34 où $\underline{\underline{S}}$ est une matrice symétrique :

$$d\vec{F}_s = -\underline{\underline{S}} d\vec{u}_a \quad \text{avec } \underline{\underline{S}} = K_b (\vec{a} \otimes \vec{a}) \quad (\text{III.34})$$

Le moment exercé par le boulon sur le bloc est alors :

$$d\vec{M}_s = -\vec{x}_a \wedge \underline{\underline{S}} d\vec{u}_a \quad (\text{III.35})$$

Par ailleurs, nous relient le déplacement du point A aux inconnues principales du problème via l'équation du mouvement du bloc en corps rigide. En définissant $\underline{\underline{r}}_a$ tel que, $\forall \vec{b} \quad \underline{\underline{r}}_a \vec{b} = \vec{b} \wedge \vec{x}_a$, nous avons :

$$d\vec{u}_a = d\vec{U} + \underline{\underline{r}}_a d\vec{W} \quad (\text{III.36})$$

Sachant que $\underline{\underline{S}}$ est une matrice symétrique et que $\underline{\underline{r}}_a$ est antisymétrique, la combinaison des équations III.34, III.35 et III.36 permet de calculer les incréments des forces et moments exercés par le soutènement en fonction des inconnues principales du problème, comme suit :

$$d\vec{F}_s = -\underline{\underline{S}} d\vec{U} - \underline{\underline{T}} d\vec{W} \quad (\text{III.37})$$

$$d\vec{M}_s = -\underline{\underline{T}}^t d\vec{U} - \underline{\underline{Q}} d\vec{W} \quad (\text{III.38})$$

avec

$$\underline{\underline{T}} = \underline{\underline{S}} \underline{\underline{r}}_a \quad \text{et} \quad \underline{\underline{Q}} = \underline{\underline{r}}_a^t \underline{\underline{S}} \underline{\underline{r}}_a \quad (\text{III.39})$$

La matrice de rigidité $\underline{\underline{E}}$ pour un boulon est alors :

$$\underline{\underline{E}} = \begin{bmatrix} \underline{\underline{S}} & \underline{\underline{T}} \\ \underline{\underline{T}}^t & \underline{\underline{Q}} \end{bmatrix} \quad (\text{III.40})$$

Il s'agit d'une matrice symétrique. Elle est constante car on suppose que la loi de comportement du boulon reste dans la phase élastique. Pour plusieurs boulons mis en place, les matrices de rigidités correspondantes s'additionnent. Il est aussi possible d'intégrer plusieurs types de soutènement en additionnant leurs matrices de rigidité respectives. Le passage des paramètres d'un soutènement (nombre, natures, caractéristiques ...) à la matrice globale $\underline{\underline{E}}$ est fait à l'extérieur du logiciel ISOBLOC qui reçoit de la part de l'utilisateur la matrice $\underline{\underline{E}}$ ainsi que la valeur du déconfinement λ à partir de laquelle $\underline{\underline{E}}$ est ajoutée à $\underline{\underline{G}}$ (activation du soutènement).

III.5 Influence de la discrétisation sur les résultats

Dans ce paragraphe nous analysons l'effet du découpage temporel (choix du nombre N de pas de calcul) et du découpage spatial (choix du maillage des faces) sur les résultats de ISOBLOC Non

Linéaire.

Par construction du modèle ISOBLOC, dès que l'historique du couple (\vec{U}, \vec{W}) est connu, il est possible de calculer, en fonction de λ et en tout point \vec{x} de la surface Σ_J , toutes les grandeurs mécaniques. En effet, l'historique du déplacement en tout point en fonction de λ est déduit de la relation $\vec{u} = \vec{U} + \vec{W} \wedge \vec{x}$. On peut ensuite déterminer l'historique des contraintes $\vec{\sigma}$. Il suffit pour cela d'intégrer les lois rhéologiques incrémentales, sachant que pour $\lambda = 0$ nous connaissons $\vec{\sigma} = \vec{\sigma}_0$.

La conséquence de cette caractéristique du modèle ISOBLOC est que pour étudier la sensibilité des résultats à la discrétisation temporelle (découpage du temps cinématique λ) et spatiale (maillage), il suffit d'analyser l'historique des six fonctions scalaires de λ qui sont les composantes de la translation \vec{U} et de la rotation \vec{W} du bloc.

III.5.1 Exemple étudié

Le bloc choisi pour cette analyse de sensibilité a une forme tétraédrique définie par des discontinuités de directions de pendage respectives 0° , 120° et 240° et de pendages respectifs 60° , 23° et 41° et une face libre Σ_L horizontale. Le sommet est situé à une hauteur de 2 m à partir de Σ_L . Cette forme géométrique inclinée permet d'avoir une rotation du bloc bien marquée. Nous considérons un comportement hyperbolique des joints dans la direction normale avec comme rigidité normale initiale $K_{n0} = 10000$ MPa/m et épaisseur du joint $e_0 = 1$ mm. La rigidité tangentielle est $K_t = 1000$ MPa/m. Pour le comportement en glissement, nous adoptons $\phi = 25^\circ$ et $c = 0$ MPa.

La figure III.4 représente le bloc avec les trois configurations de maillage étudiées : le cas (a) où chaque face est un élément triangulaire (pas de maillage), le cas (b) où les mailles ont une longueur moyenne $d=1$ m et le cas (c) où $d=0.2$ m. Le maillage a été fait avec le logiciel Delos (Stab, 2005 [63]).

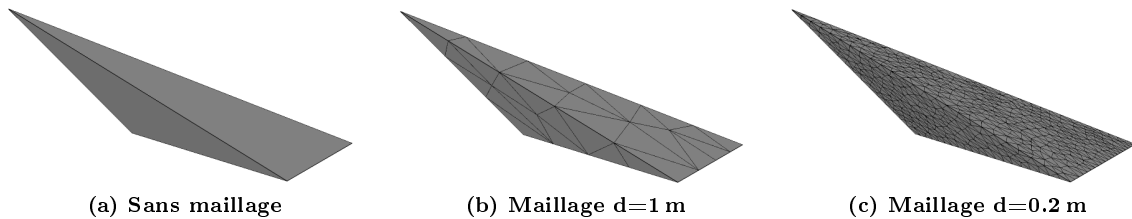


FIGURE III.4 – Bloc étudié avec différentes configurations de maillage

III.5.2 Discrétisation temporelle

Nous représentons dans la figure III.5, pour le cas de maillage fin ($d=0.2$ m), les courbes convergence-confinement relatives aux composantes du déplacement \vec{U} et de la rotation \vec{W} , en faisant varier le nombre de pas de déchargement selon les valeurs : $N=1, 2, 10, 100, 500$ et 1000 .

Le cas $N=1$ correspond à un calcul linéaire élastique. Le calcul avec ISOBLOC Linéaire en posant $K_n = K_n(\sigma_{0n})$ en tout point du bloc est exactement équivalent au calcul avec ISOBLOC Non Linéaire en réalisant un seul pas de déchargement.

Le cas $N=2$ n'est pas suffisant pour rendre compte de la non linéarité du problème. En plus, le calcul s'arrête après le premier pas par dépassement du critère.

Pour $N=10$ et $N=100$, la courbe est non linéaire mais le calcul s'arrête aussi prématurément. En fait pour $\lambda = 0.5$, le critère est dépassé d'une valeur supérieure au critère de précision CRT qui a été

choisi très faible ($CRT = 0.01$ MPa). Les incréments de déchargement ne sont pas suffisamment petits pour un calcul rigoureux dans la phase plastique.

A partir de $N=500$, le calcul aboutit à la fin et la non linéarité du comportement du bloc est bien prise en compte.

En conclusion, pour avoir un résultat rigoureux avec ISOBLOC, il faut un nombre élevé de pas de calcul (au moins 500 pas). Mais le temps de calcul est très raisonnable (inférieur à 10s sur PC à 3 GHz).

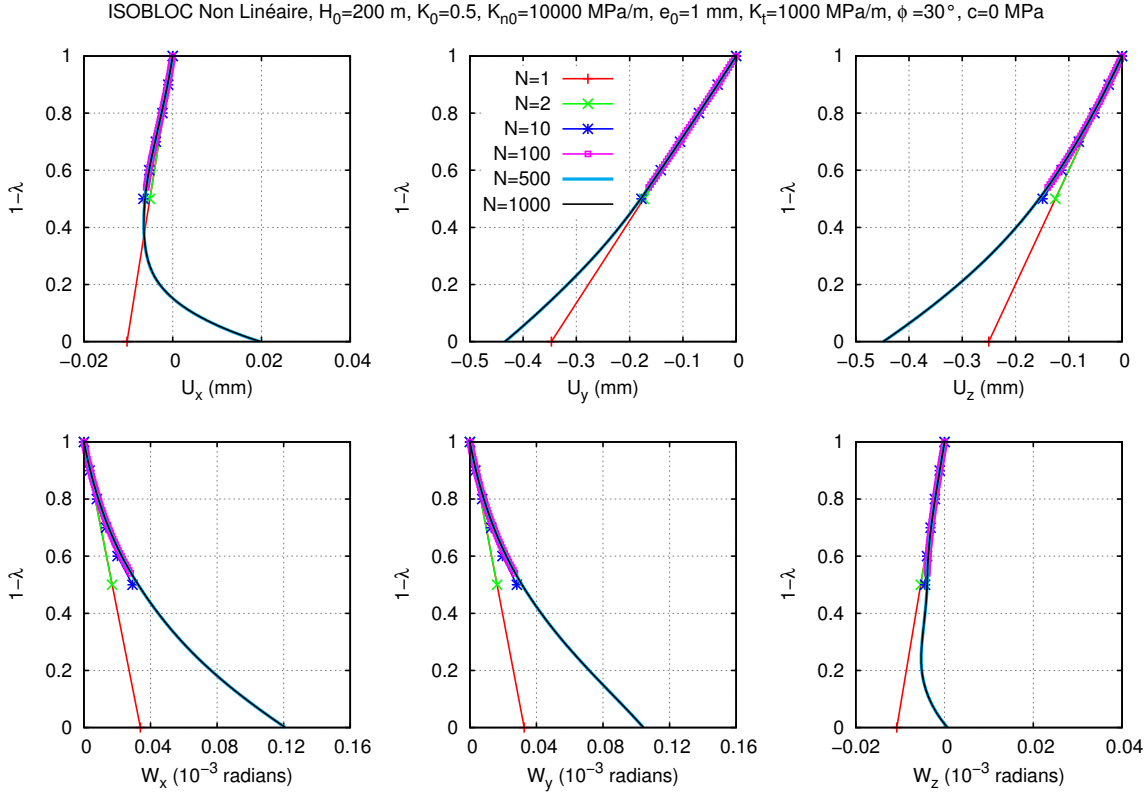


FIGURE III.5 – Courbes convergence-confinement pour différents nombres de pas de calcul N

III.5.3 Discrétisation spatiale

Pour un nombre de pas de déchargement $N=1000$, nous représentons dans la figure III.6 les courbes convergence-confinement en fonction des composantes de \vec{U} et de \vec{W} pour les trois cas de discrétisation spatiale décrits dans la figure III.4.

Nous remarquons que le résultat est très peu sensible au maillage. En effet, le calcul sans maillage (un triangle par face) donne un résultat qui se rapproche beaucoup du cas $d=1$ m. Aussi, le calcul avec un maillage très fin ($d=0.2$ m) est exactement équivalent au calcul avec un maillage « grossier » ($d=1$ m). Rappelons que les éléments triangulaires utilisés dans le code ISOBLOC sont à sept points de Gauss. Ce nombre élevé de points de Gauss par triangle permet donc d'avoir une intégration assez précise des variables non linéaires dans l'espace sans nécessiter un découpage très fin. Il convient cependant de souligner que le découpage en triangles (ou quadrilatères) de la frontière du bloc (Σ_J et Σ_L) doit représenter le mieux possible la vraie géométrie des surfaces (la finesse locale de la discrétisation dépend donc de la courbure de Gauss de la surface).

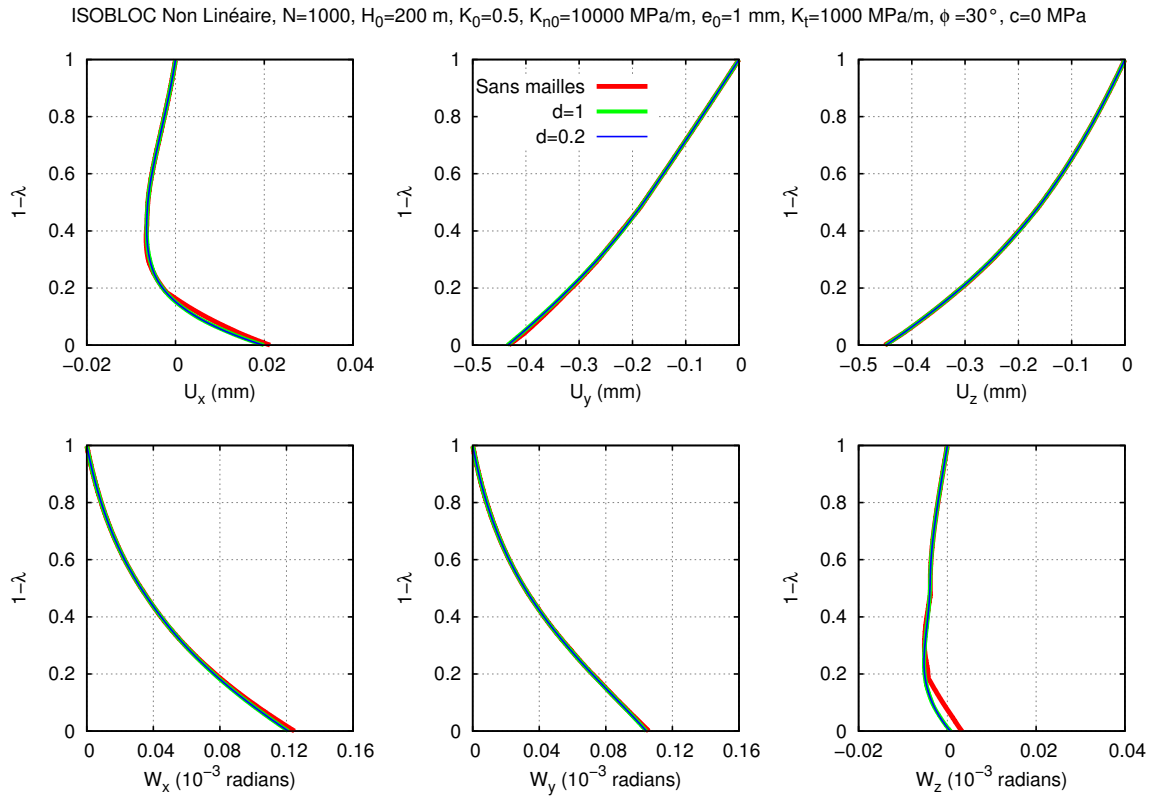


FIGURE III.6 – Courbes convergence-confinement pour différentes densités de maillage

III.6 Études paramétriques

Dans ce paragraphe, nous procédons à l'application du modèle ISOBLOC Non Linéaire en le comparant au modèle linéaire. Des études paramétriques sont effectuées pour montrer l'influence des paramètres intervenant dans la loi normale hyperbolique, de l'angle de frottement et de l'angle de dilatance sur la forme de la courbe convergence-confinement du bloc. Les avantages du modèle non linéaire par rapport au modèle linéaire sont mis en évidence.

Le premier bloc considéré est le même que le bloc 1 étudié dans le chapitre II. Ensuite une autre position du bloc autour du tunnel est étudiée en analysant en détail l'évolution des contraintes plastiques sur ses faces. Ces deux configurations sont illustrées dans la figure III.7.

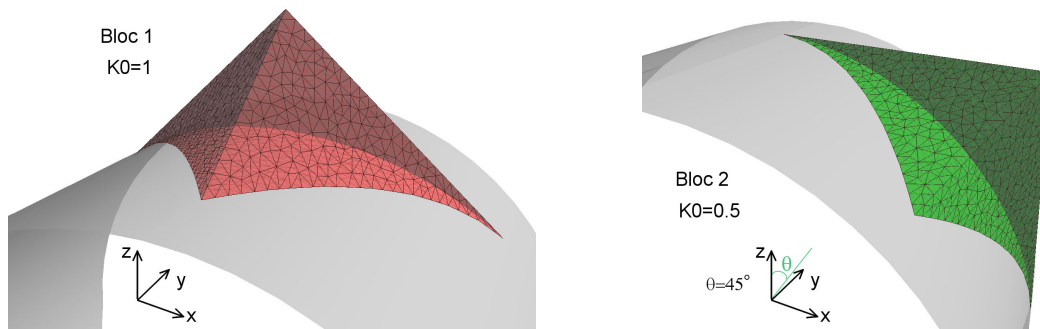


FIGURE III.7 – Les configurations géométriques des blocs étudiés

III.6.1 Étude d'un bloc symétrique avec des contraintes initiales isotropes

Considérons le bloc au toit étudié dans le chapitre II (bloc 1) et appliquons pour ce bloc la méthode ISOBLOC Non Linéaire en comparant le résultat avec celui de la méthode linéaire. Pour le calcul des contraintes initiales nous considérons une profondeur $H = 200$ m et une valeur unique du rapport des contraintes horizontales et verticales initiales, $K_0 = 1$.

Plusieurs lois de comportement des joints sont étudiées :

1. Joint linéaire élastique : le calcul est effectué en utilisant le modèle ISOBLOC Linéaire développé dans le chapitre II.
2. Joint linéaire élastoplastique : le nouveau modèle est appliqué en prenant pour l'épaisseur maximale du joint une valeur très élevée (proche de l'infini) et une rigidité normale $K_{n0} = K_n(\sigma_{0n})$. En effet, lorsque l'asymptote de la loi normale hyperbolique a une valeur presque infinie, cette loi devient équivalente à une loi linéaire de pente K_{n0} .
3. Joint non linéaire élastique : le calcul est effectué avec ISOBLOC Non Linéaire. Le caractère élastique est assuré en introduisant des propriétés relatives au critère de Mohr-Coulomb très élevées (cohésion ou angle de frottement).
4. Joint non linéaire élastoplastique : le modèle ISOBLOC Non Linéaire est utilisé avec ou sans prise en compte de la dilatance.

Notons que le calcul avec joint linéaire élastique peut être également effectué en utilisant ISOBLOC Non Linéaire avec prise en compte à la fois d'une épaisseur presque infinie du joint et d'une cohésion presque infinie (ou d'un angle de frottement proche de 90°).

Choix des paramètres pour les lois de comportement des joints La même rigidité tangentielle est adoptée dans le modèle linéaire et non linéaire, soit $K_t = 1000$ MPa/m.

Concernant le comportement normal, pour que le calcul avec ISOBLOC Linéaire soit comparable au calcul avec ISOBLOC Non Linéaire, les propriétés de la loi normale hyperbolique (K_{n0} et e_0) en un point donné doivent être choisies de façon à ce que la rigidité $K_n(\sigma_{0n})$ en ce point (tangente à la loi de comportement normale au début de l'excavation), soit égale à la rigidité normale K_n de la loi du comportement normal linéaire.

Dans notre cas, la contrainte normale initiale σ_{0n} est indépendante de la direction des faces puisque les contraintes initiales sont isotropes ($\sigma_{0n} = \sigma_{0z} = -\rho g(H - z)$). Sa variation est uniquement causée par la gravité et donc peut être négligée car les dimensions du bloc sont petites par rapport à sa profondeur.

Ainsi, pour tous les points du bloc, nous allons adopter en tout point une même rigidité $K_n(\sigma_{0n}) = K_n$ qui correspond à la contrainte $\sigma_{0n} = -4.875$ MPa (contrainte normale initiale moyenne). Posons $K_n = 10000$ MPa/m (qui correspond au cas $K_n/K_t = 10$ étudié dans le Chapitre II).

Étant donné une fermeture maximale du joint e_0 , le calcul de K_{n0} (à fournir au code de calcul) se fait en résolvant l'équation III.15.

On peut alors déterminer plusieurs couplets (K_{n0} , e_0) de façon à avoir $K_n(\sigma_{0n}) = 10000$ MPa/m. Nous choisissons d'étudier les deux cas suivants :

- $e_{01} = 2$ mm, $K_{n01} = 3353$ MPa/m
- $e_{02} = 5$ mm, $K_{n02} = 7930$ MPa/m

La figure III.8 représente la loi du comportement normal du joint avec les paramètres choisis. Pour tracer les courbes, nous avons pris comme origine des déplacements le point correspondant à la contrainte

normale initiale σ_{0n} . Au niveau de ce point, les deux lois hyperboliques sont tangentes à la loi de comportement linéaire.

Cette figure montre clairement que lorsque l'épaisseur du joint (fermeture maximale) augmente, la loi hyperbolique tend à se rapprocher de la loi linéaire.

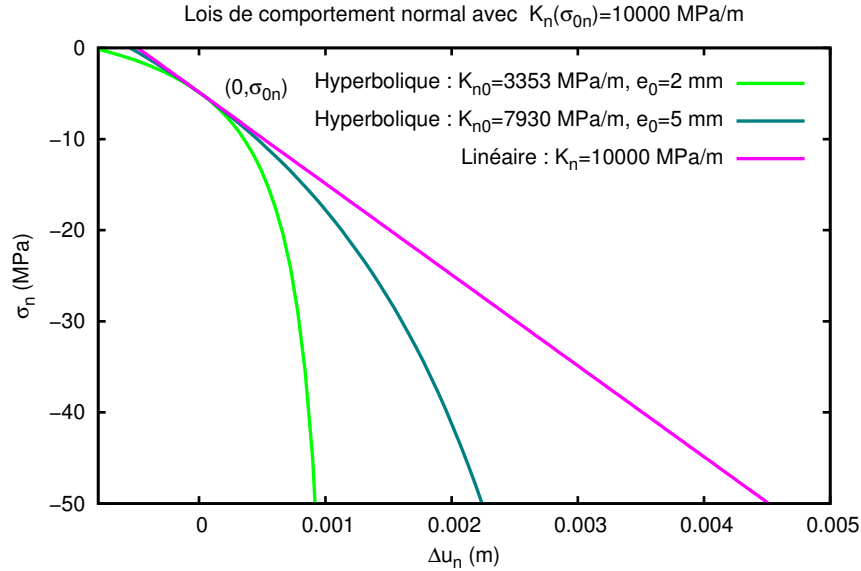


FIGURE III.8 – Différentes lois de comportement normal avec la même rigidité normale à l'origine

III.6.1.1 Convergence-confinement en élasticité

Le but de ce calcul est de montrer l'influence du caractère non linéaire de la loi normale hyperbolique sur le dimensionnement du soutènement. Dans la figure III.9, est représenté le taux de confinement $(1 - \lambda)$ en fonction du déplacement vertical du bloc dans le cas d'un joint linéaire et élastique (cas 1 présenté au début de ce paragraphe) et dans le cas non linéaire élastique (cas 3).

Pour ce bloc symétrique avec des contraintes initiales isotropes et un moment \vec{M}_0 nul, le mouvement est vertical vers le bas sans rotation. Ainsi, le vecteur déplacement est le même en tout point du bloc. Comme le soutènement va être mis orthogonalement à la surface libre, il faudra considérer le déplacement normal au niveau des points de Σ_L lors de son dimensionnement. Le déplacement vertical U_z du bloc correspond au déplacement normal maximal au niveau de la surface libre du bloc. Il est donc utilisé pour tracer la courbe convergence-confinement.

D'après la figure III.9, pour un taux de confinement donné, le déplacement est plus élevé pour un joint hyperbolique que pour un joint linéaire. Par ailleurs, en comparant les deux cas non linéaires, nous remarquons que le déplacement augmente lorsque l'épaisseur du joint diminue. En effet, lorsque l'épaisseur du joint augmente, la solution du modèle non linéaire s'approche de la solution du modèle linéaire.

Lorsqu'un soutènement est mis en place, la pression qu'il doit supporter à l'équilibre correspond à l'intersection de la courbe caractéristique du bloc avec la courbe de charge du soutènement. La figure III.9 illustre des exemples d'intersection pour les trois cas étudiés. La pression à l'équilibre est plus élevée pour le modèle non linéaire lorsque l'épaisseur du joint diminue et elle est minimale pour le modèle linéaire. La différence est d'autant plus grande que la rigidité du soutènement est plus faible

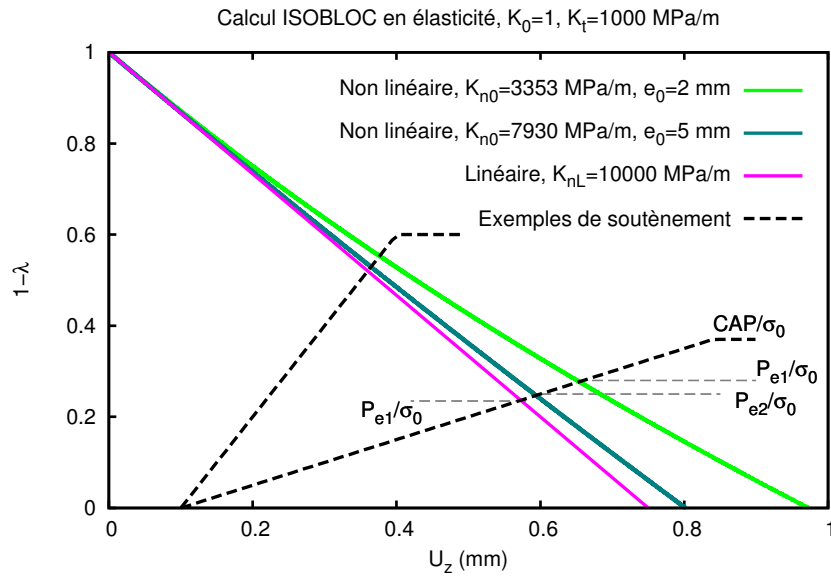


FIGURE III.9 – Courbes convergence-confinement en élasticité pour différentes lois de comportement normal des joints et exemple d'équilibre avec le soutènement

(ou que la mise en place du soutènement est retardée).

Ainsi l'utilisation d'un modèle linéaire au lieu du modèle non linéaire peut conduire à sous-estimer la capacité maximale du soutènement à prévoir (CAP) ou bien à surestimer le facteur de sécurité du soutènement (CAP/P_e).

III.6.1.2 Convergence-confinement en élastoplasticité

Le but de ce calcul est d'étudier la courbe convergence-confinement lorsque le critère de plasticité est atteint durant le déchargement de la surface libre, pour des joints à comportement normal linéaire (cas 2) ou hyperbolique (cas 4). Les résultats sont confrontés aux calculs élastiques (cas 1 et 3). Pour le comportement normal hyperbolique, nous adoptons : $e_0 = 2$ mm et $K_{n0} = 3353$ MPa/m. Pour les calculs non élastiques, les propriétés relatives au critère de plasticité sont : $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa.

La figure III.10 représente les courbes convergence-confinement pour ces différents cas. Nous remarquons que pour les deux cas non élastiques, il existe un taux de déconfinement à partir duquel la pente de la courbe de convergence subit une discontinuité et l'incrément de déplacement du bloc augmente significativement. Il s'agit en effet de λ_{glob} défini dans le paragraphe III.3.1 (qui est égal dans ce cas à λ_{crit} comme on le verra par la suite). Ainsi, si l'intersection avec la courbe caractéristique du soutènement a lieu pour un taux de confinement inférieur à $(1 - \lambda_{glob})$, la pression de soutènement à l'équilibre sera nettement plus élevée pour le modèle non élastique que pour le modèle élastique. Ceci est vrai dans le cas de joints à comportement normal linéaire comme dans le cas de joints à comportement normal hyperbolique.

Par ailleurs, l'amplitude du déplacement plastique dans le cas de joints hyperboliques est nettement plus élevée que dans le cas de joints linéaires. Ainsi, si la plastification est modélisée avec une loi de comportement normale linéaire, le dimensionnement du soutènement est moins sécuritaire qu'avec l'utilisation d'une loi hyperbolique.

Si l'intersection avec la courbe caractéristique du soutènement a lieu dans la phase élastique, plus la rigidité du soutènement mis en place diminue (ou plus sa mise en place est retardée), plus la pression

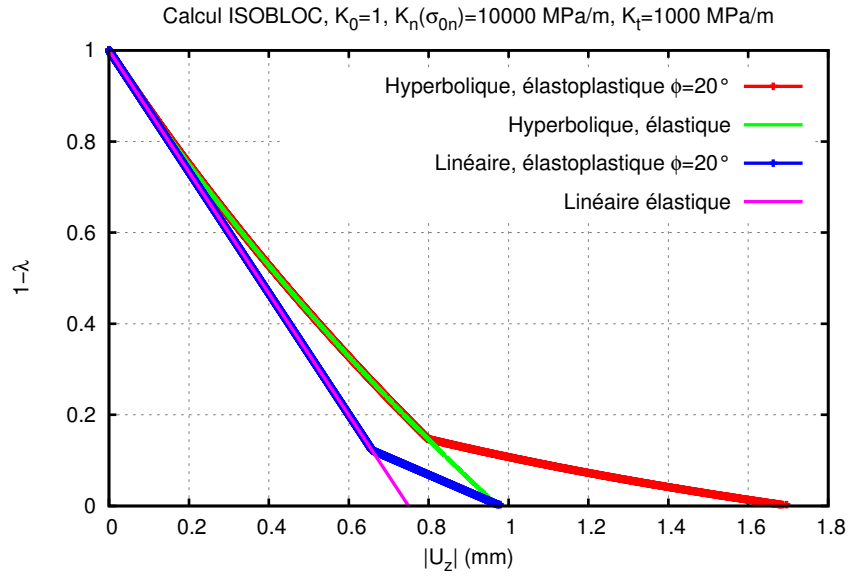


FIGURE III.10 – Courbes convergence-confinement avec un comportement normal des joints linéaire ou hyperbolique, en élasticité ou en élastoplasticité

à l'équilibre diminue et plus le facteur de sécurité relatif au soutènement augmente. Toutefois, en diminuant la rigidité du soutènement, on court le risque que le bloc entre dans la phase plastique. Néanmoins, nous verrons plus tard qu'il est possible pour le soutènement de retenir le bloc même si la phase plastique a déjà été entamée.

L'utilisation d'un modèle élastique (comme dans le chapitre II) permet de repérer le moment où la plastification commence mais nous n'avons pas d'informations sur l'évolution de la courbe après cela. La pression minimale de soutènement à prévoir suivant le modèle ISOBLOC Linéaire correspond au point où la courbe convergence-confinement change de pente dans le modèle élastoplastique.

Influence de l'angle de frottement La figure III.11 représente la courbe convergence-confinement en faisant varier l'angle de frottement du joint ($\phi = 20^\circ, 15^\circ$ et 10°) avec une cohésion $c = 0$ MPa. Lorsque l'angle de frottement diminue, le changement de pente a lieu pour un plus faible déplacement du bloc (ainsi qu'un plus faible taux de déconfinement λ). Par conséquent, si l'équilibre avec le soutènement a lieu durant la phase plastique, la pression à l'équilibre augmente avec la diminution de l'angle de frottement.

Sur la figure III.11, les trois courbes (selon la valeur de ϕ) convergent (pour λ tendant vers 1) vers le même déplacement U_z . En faisant un agrandissement de cette partie du diagramme, on remarque un déplacement illimité à partir d'un certain moment. Cela s'explique en analysant les résultats du calcul en termes de contraintes sur la surface Σ_J . En effet, compte tenu des données, nous avons, d'une part, un simple mouvement de translation (dont la conséquence est que sur Σ_J le déplacement est uniforme et, d'autre part, la quasi uniformité des contraintes initiales, l'effet du poids reste négligeable et n'interviendra que lorsque λ est voisin de un. Avant donc de faire intervenir ce poids, l'explication de cette indépendance de U_z vis-à-vis de ϕ pour λ petit est due à trois raisons :

- Le déplacement u_n en tout point de Σ_J est relié linéairement à U_z avec un coefficient constant (indépendant de λ) qui n'est lié qu'à l'orientation de la face.
- L'absence de la dilatance conduit à une relation entre σ_n et u_n (la loi hyperbolique) indépendante de λ .

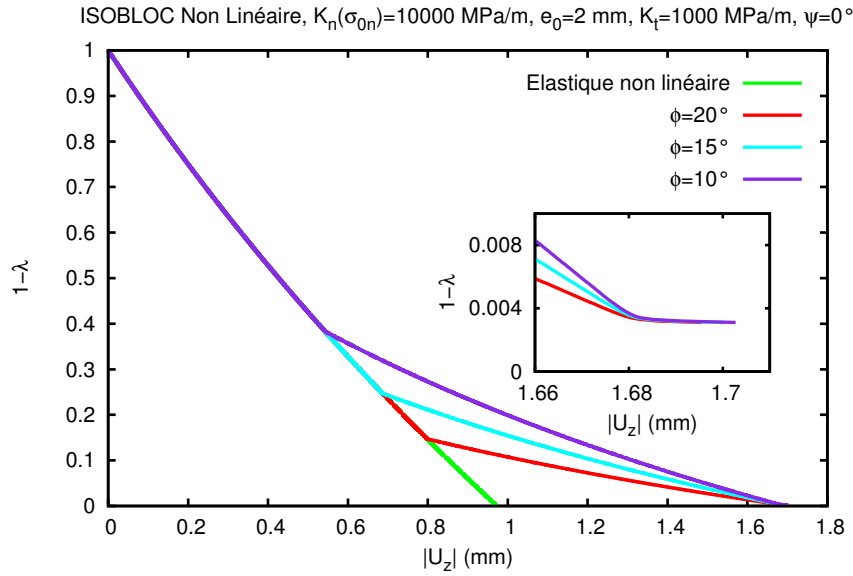


FIGURE III.11 – Courbes convergence-confinement pour différents angles de frottement

- La fin du déchargement (λ voisin de 1) correspond à σ_n pratiquement nul sur tout Σ_J . Par conséquent le déplacement est relié à cette valeur et ce indépendamment de ϕ . Donc le U_z final n'est lié qu'à la loi hyperbolique. Ceci étant, comme la cohésion est nulle lorsque σ_n tend vers zéro, il en est de même de $\sigma_t = \sigma_n \tan \phi$. Par conséquent pour un λ tendant vers 1, on arrive à un déséquilibre qui cette fois-ci fait intervenir le poids du bloc (qui ne peut plus être négligé). Nous en concluons que le bloc est instable (chute libre par gravité) en l'absence de soutènement pour toute valeur de ϕ .

Influence de la dilatance La dilatance n'a d'effet que durant la phase plastique. La figure III.12 représente les courbes convergence-confinement du bloc pour deux angles de frottement différents et en faisant varier l'angle de dilatance ($\psi = 0^\circ, 5^\circ, 10^\circ$). Pour un angle de frottement donné, quel que soit l'angle de dilatance, le changement de pente a lieu pour le même taux de déconfinement λ_{crit} . Pour un déplacement donné dans la phase plastique, le taux de confinement est plus élevé lorsque la dilatance est non nulle. Par conséquent, si l'équilibre avec le soutènement a lieu dans la phase plastique, la pression à l'équilibre est plus élevée.

Par ailleurs, la présence de la dilatance permet d'avoir une plus grande marge de déplacement avant la déstabilisation du bloc. Notons aussi que λ_{inst} est plus élevé lorsque l'angle de dilatance augmente (mais cette différence est très faible dans notre cas et n'est pas visible sur la figure III.12). Dans ce sens là, la dilatance a un effet stabilisant sur le bloc. Le bloc peut se trouver coincé entre les fissures qui le délimitent et qui se dilatent et son instabilité est alors retardée.

Étude détaillée de la plastification du bloc Considérons de nouveau le bloc 1 avec un comportement non linéaire des joints caractérisé par : $K_{n0} = 3353$ MPa/m, $e_0 = 2$ mm, $K_t = 1000$ MPa/m, $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa. La figure III.13 représente la répartition du critère de plasticité sur la surface Σ_J pour différents facteurs de déchargement. Il est clair que la plastification entière des faces se fait de façon quasi simultanée (pour $\lambda = 0.85$). En effet, comme les contraintes initiales sont isotropes et que le déplacement se fait sans rotation, les contraintes au niveau de tous les points du bloc à un instant donné sont quasi identiques.

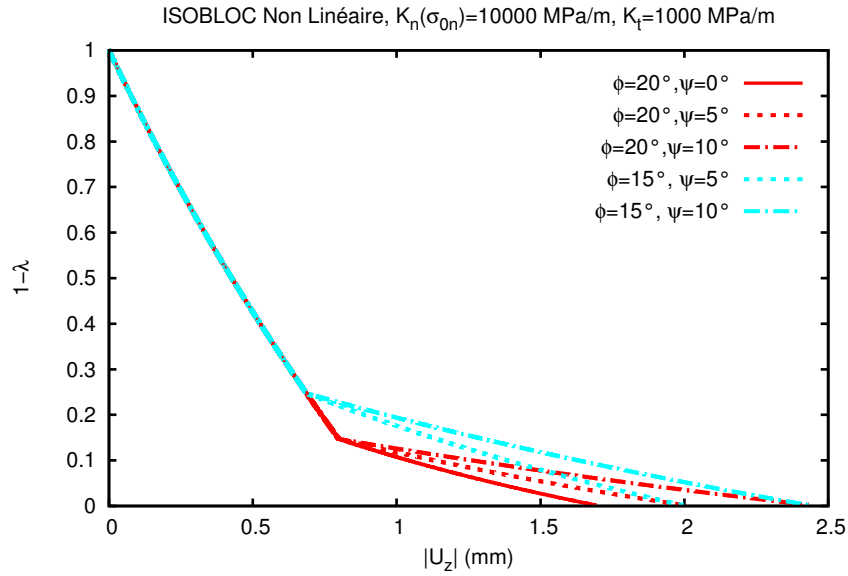
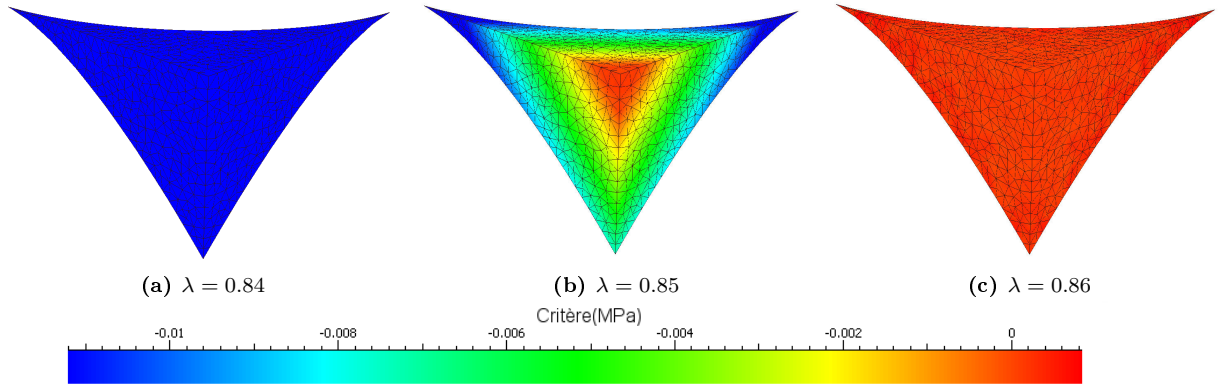


FIGURE III.12 – Courbes convergence-confinement avec différents angles de dilatance


 FIGURE III.13 – Évolution de la plasticité sur les faces au cours du creusement pour $\phi = 20^\circ$

D'autre part, la figure III.14 représente, en fonction du facteur de déchargement, l'évolution du déplacement vertical du bloc en parallèle avec l'évolution du critère maximal. Nous signifions par critère maximal la valeur maximale du critère de plasticité calculé sur tous les points de Σ_J . La valeur maximale théorique du critère est la valeur nulle atteinte en plasticité. Rappelons que cette valeur peut être dépassée dans le calcul numérique à cause de la nature incrémentale de la méthode d'intégration dans le temps cinématique. Le changement de pente a lieu au même taux de déconfinement $\lambda_{crit} = 0.85$ pour les deux courbes. Pour ce bloc nous avons alors $\lambda_{crit} = \lambda_{glob}$.

En effet, la solution du déplacement dépend de la matrice globale du système \underline{G} . Cette matrice est constituée moyennant le calcul d'intégrales de surface des matrices de rigidité locales \underline{K} comme le développe la relation III.10. Le calcul de \underline{K} en un point donné dépend de l'état des contraintes en ce point. En fait, son expression change suivant que le point correspondant (au pas de calcul précédent) est dans la phase élastique ou dans la phase plastique et se calcule d'après l'équation III.16 ou III.23.

Comme la plastification a lieu presque en même temps pour tous les points de la surface Σ_J du bloc, ceci a pour résultat la modification de la rigidité globale du système. Par conséquent, la pente

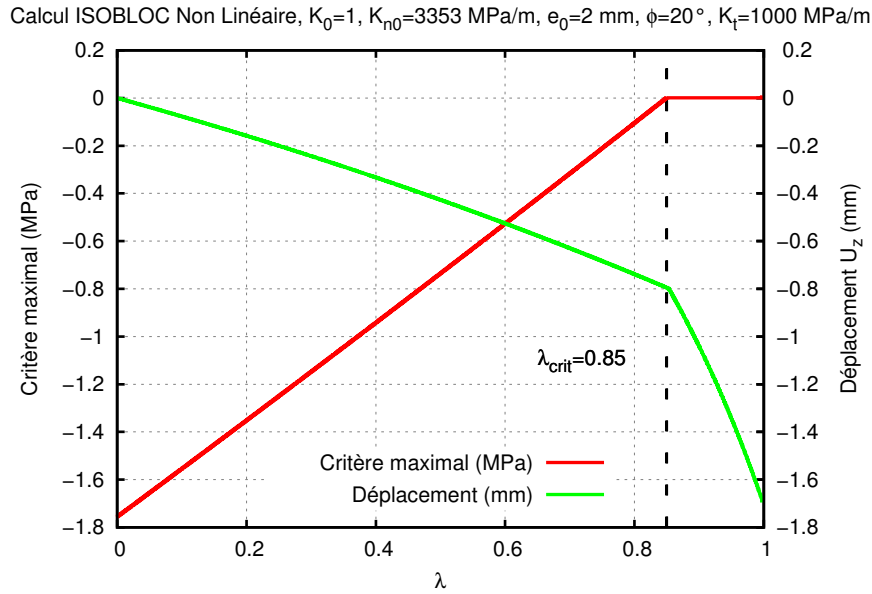


FIGURE III.14 – Évolution du déplacement du bloc et du critère maximal en fonction de λ

de la courbe de déplacement change aussi en même temps.

Avec ISOBLOC Linéaire on calcule pour ce bloc $\lambda_{crit} = 0.87$. Cette faible différence par rapport à λ_{crit} calculé avec le modèle ISOBLOC Non Linéaire est due à la différence de comportement normal du joint entre les deux modèles. Par ailleurs, dans le modèle linéaire, comme on n'a pas d'information rigoureuse de l'état du bloc à partir de ce taux de déconfinement critique, la pression de soutènement est calculée relativement à ce taux.

Nous verrons, par la suite, que pour d'autres cas de blocs, la plastification a lieu progressivement avec les incréments de déconfinement. Dans ces cas là, le calcul élastique est encore plus insuffisant puisqu'il ne permet pas de repérer le taux de déconfinement λ_{glob} pour lequel le comportement du bloc est modifié significativement.

III.6.2 Étude d'un bloc incliné avec des contraintes initiales non isotropes

Étudions une autre position du bloc, en le tournant d'un angle $\theta = 45^\circ$ autour de l'axe du tunnel. Il s'agit de la même configuration géométrique que le bloc 2, étudié dans le chapitre II. Le cas des contraintes isotropes ($K_0 = 1$) donnerait quasiment le même résultat que pour le premier bloc (comme nous l'avons observé dans le chapitre II à cause de la symétrie du problème et de l'effet négligeable de la gravité). Étudions alors la stabilité du bloc pour $K_0 = 0.5$.

Calcul avec ISOBLOC Non Linéaire Lorsque les contraintes initiales ne sont pas isotropes, la valeur de la contrainte normale initiale σ_{0n} est différente suivant la face considérée du bloc. Pour avoir une valeur fixe $K_n(\sigma_{0n}) = 10000$ MPa/m sur les trois faces du bloc, il faudra considérer différentes valeurs de K_{n0} et de e_0 pour chaque face du bloc. Néanmoins, nous allons adopter les mêmes propriétés que celles des joints du bloc 1 ($e_0 = 2$ mm, $K_{n0} = 3353$ MPa/m) pour les trois faces du bloc et, pour le modèle linéaire, recalculer $K_n(\sigma_{0n})$ correspondant.

L'étude avec ISOBLOC Non Linéaire sera faite pour les cas suivants :

- Cas élastique (cohésion fixée à l'infini)
- Cas non élastique : $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa

Calcul avec ISOBLOC Linéaire La comparaison avec le modèle linéaire nécessite de calculer $K_n(\sigma_{0n})$ en tout point de Σ_J se basant sur l'équation III.15. Avec $K_t = 1000$ MPa/m, nous obtenons pour une face $K_n/K_t \simeq 6.8$ et pour les deux autres faces $K_n/K_t \simeq 6.5$. L'application d'ISOBLOC Linéaire avec ces rapports de rigidités et $K_0 = 0.5$ montre qu'il y a traction sur une partie de Σ_J et donc le coefficient de sécurité est déclaré nul. Ce résultat a été déduit de la figure II.29 au chapitre II où nous avons représenté pour ce bloc la variation du facteur de sécurité en fonction de K_n/K_t et pour différentes valeurs de K_0 . Ainsi, concernant le calcul d'un facteur de sécurité, l'étude de ce bloc avec la méthode ISOBLOC Linéaire donne un résultat non fiable car même s'il y a traction, il n'est pas rigoureux de conclure que le bloc est nécessairement instable.

Par ailleurs, avec cette méthode, la stabilité peut être aussi évaluée en se basant sur une valeur de λ_{crit} (taux de déchargement minimal pour lequel le critère est atteint en un point donné). C'est le premier point du bloc qui plastifie qui est considéré. De même, la pression minimale de soutènement P_{min} , est calculée en considérant le point le plus critique du bloc. Nous montrerons que cette méthode de quantification de la stabilité *a posteriori* (après un calcul élastique qu'il soit linéaire ou non) peut conduire à surévaluer l'instabilité et que l'analyse avec ISOBLOC Non Linéaire donne des informations plus précises sur l'état de plastification du bloc.

III.6.2.1 Étude des taux de déconfinement λ_{crit} et λ_{glob}

Comme il s'agit d'un cas de chargement non symétrique, la rotation n'est pas nulle. Chaque point de la face libre du bloc possède alors un vecteur déplacement différent de l'autre et qui est calculé suivant l'équation de mouvement de corps solide. Nous choisissons d'étudier la composante normale au niveau du centre de la face libre du bloc. Lorsqu'il s'agira de dimensionner le soutènement, nous montrerons par la suite que ce choix est sécuritaire.

La figure III.15 représente l'évolution de la composante normale du déplacement u_n au niveau du centre de Σ_L en fonction du taux de déconfinement dans le cas non élastique ($\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa) et dans le cas élastique. La séparation entre les deux courbes a lieu pour $\lambda_{glob} = 0.42$. Il s'agit du taux de déconfinement à partir duquel le comportement global du bloc est affecté par la plastification d'une partie de Σ_J et l'incrément de déplacement du bloc augmente.

La figure III.15 représente aussi l'évolution du critère maximal en fonction du taux de déchargement pour le joint non élastique. Le critère maximal s'annule à $\lambda_{crit} = 0.27$. Cette valeur marque le début de la plastification du bloc. Nous remarquons que $\lambda_{crit} < \lambda_{glob}$ à la différence du cas du bloc 1 pour lequel ces deux variables sont confondues.

III.6.2.2 Étude de la répartition du critère en fonction du taux de déconfinement

Pour mieux comprendre l'évolution de la plasticité, nous avons représenté sur la figure III.16 la répartition du critère de plasticité sur les faces du bloc à plusieurs taux de déchargement indiqués sur la figure III.17. Pour $\lambda = \lambda_{crit} = 0.27$, le critère est nul sur une petite partie de la face 1 du bloc (zone rouge). Au taux $\lambda_{glob} = 0.42$, on observe la plastification presque entière de deux faces du bloc (face 1 et face 2). Ceci nous donne plus de marge pour faire l'installation du soutènement que si nous considérons la valeur où la plastification commence. Les faces plastifient entièrement à $\lambda = 0.7$. Les contraintes normales sont nulles à λ voisin de 1 ce qui signifie que le mode d'instabilité est le décollement au niveau de toutes les faces du bloc.

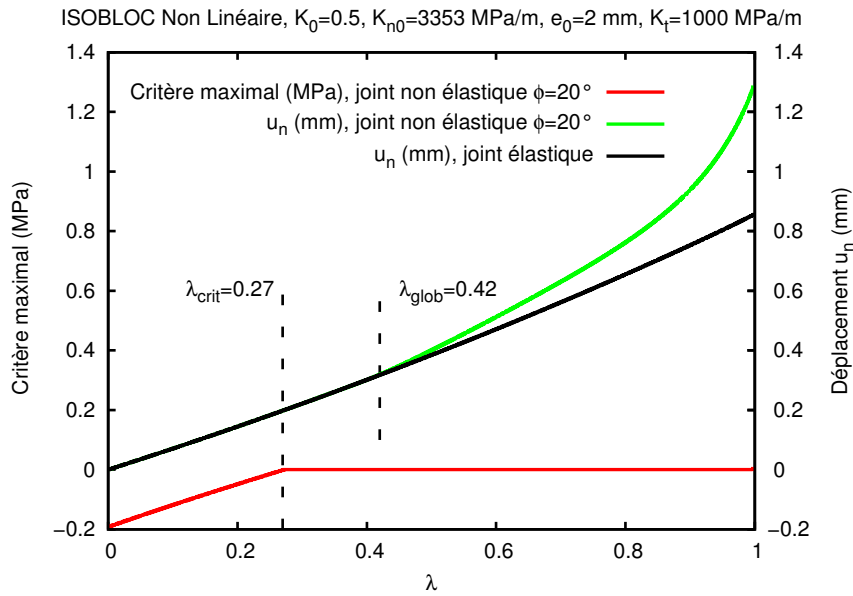


FIGURE III.15 – Évolution du critère maximal et du déplacement normal à la face libre en fonction du taux de déconfinement

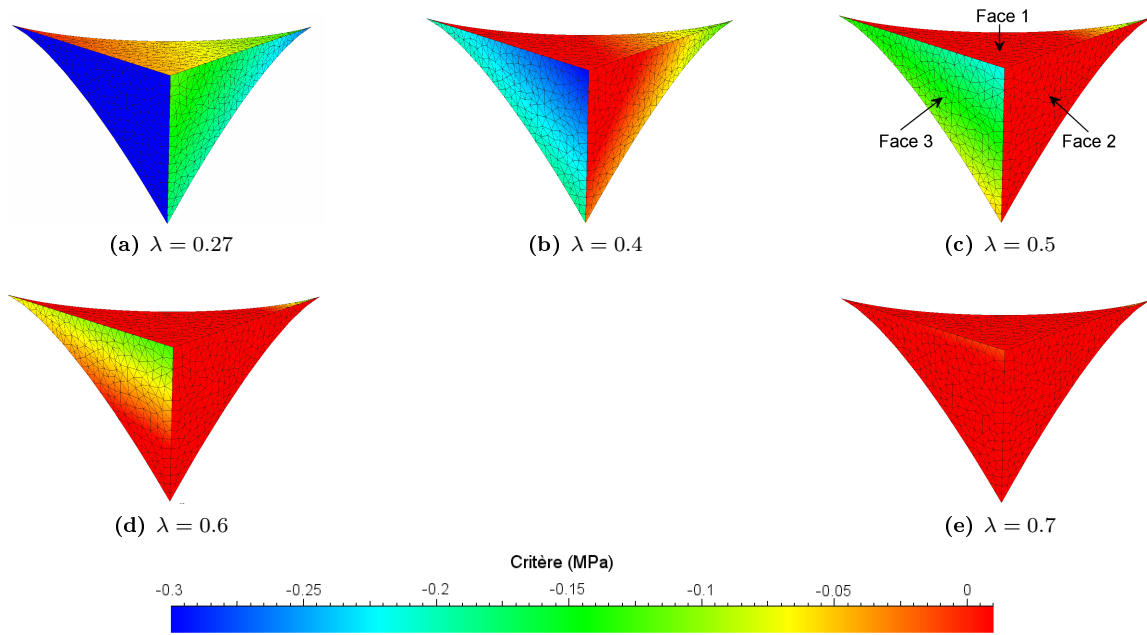


FIGURE III.16 – Évolution du critère de plasticité sur les faces pour différents taux de déchargement lorsque $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa

D’après cette étude nous pouvons dire que le fait d’évaluer la stabilité en se basant sur λ_{crit} est trop pessimiste lorsque la plastification des faces du bloc se fait progressivement. Dans ce cas, la modification de la matrice de rigidité globale n’est pas assez importante pour influencer le comportement du bloc au taux λ_{crit} .

Différence avec la méthode des Blocs Clés La méthode des Blocs Clés définit le mouvement de ce bloc comme glissement sur la face 2 (voir figure II.26.c dans le chapitre II). Avec le modèle

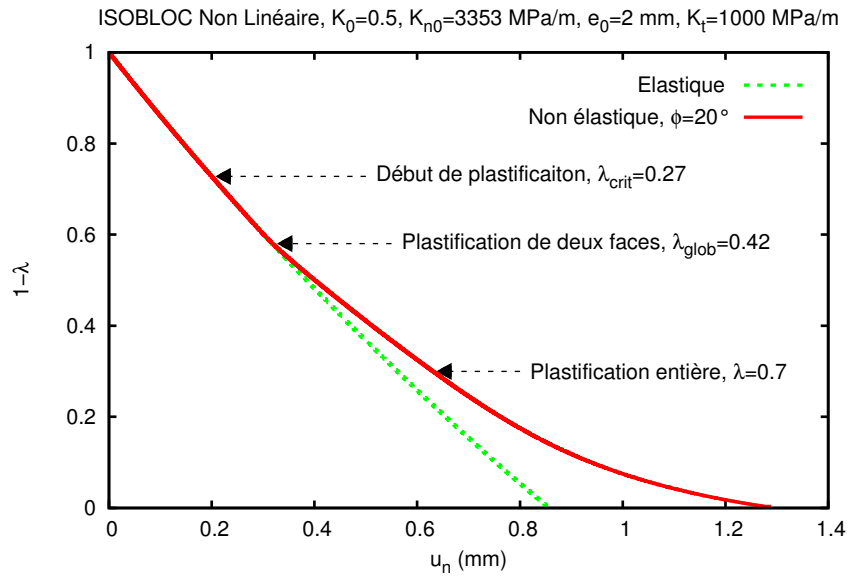


FIGURE III.17 – Positions des différents taux de confinement critiques sur la courbe convergence-confinement

ISOBLOC Non Linéaire, nous remarquons que la plastification commence sur la face 1 et l'amplitude du déplacement augmente après la plastification des faces 1 et 2, ce qui est équivalent à dire que le glissement a plutôt lieu sur ces deux faces. A la fin du déchargement, il y a détachement complet au niveau de toutes les faces.

III.6.2.3 Effet de la dilatance

La figure III.18 représente la courbe de convergence pour un joint dilatant en la comparant au cas sans dilatance et au cas élastique. Avec prise en compte de la dilatance, comme pour le cas où la dilatance est nulle, la séparation par rapport à la courbe du comportement élastique ne se fait pas au début de la plastification du bloc mais seulement à partir de $\lambda = 0.42$. L'amplitude du déplacement avec dilatance est plus élevée que pour un cas sans dilatance. Concernant la répartition du critère sur les faces, on observe que la zone plastifiée est légèrement moins étendue lorsque la dilatance est non nulle.

III.6.2.4 Courbes convergence-confinement pour plusieurs points de la face libre

Pour choisir la courbe convergence-confinement la plus critique, il faut idéalement comparer les courbes de convergence-confinement correspondant à tous les points de la face libre du bloc. Le point le plus critique est en effet celui qui a le déplacement le plus élevé dans la direction de l'action du soutènement. Dans notre cas, il s'agit de la direction normale à la face libre du bloc car nous supposons que le soutènement (constitué de boulons) va être mis en place orthogonalement à cette face.

Pour avoir une première estimation des points les plus critiques, nous avons représenté sur la figure III.19 pour le bloc 2 avec le calcul non élastique, le déplacement normal de la face libre correspondant au taux de déconfinement $\lambda = 0.8$. Le déplacement maximal est indiqué par la couleur rouge.

Pour vérifier si cette zone rouge a le plus grand déplacement durant tout le processus de déchargement, nous avons étudié l'évolution du déplacement normal des points P1, P2, P3 et P4 en fonction du taux de déconfinement. La figure III.20 représente les courbes convergence-confinement pour ces

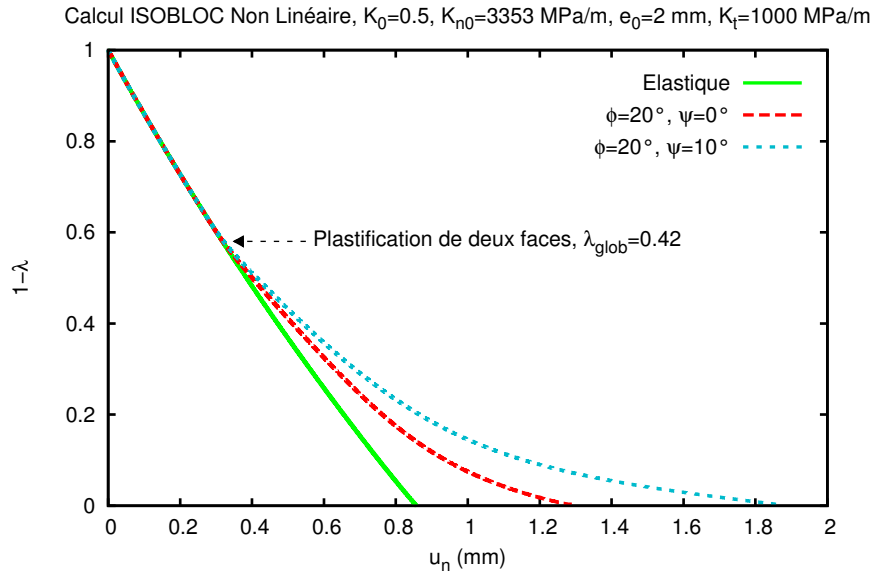


FIGURE III.18 – Courbe de convergence-confinement pour $\phi = 20^\circ$ avec prise en compte de la dilataance $\psi = 10^\circ$

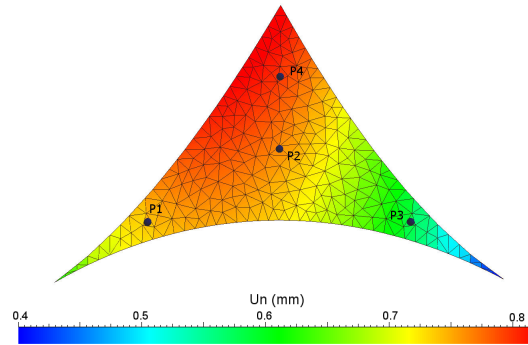


FIGURE III.19 – Déplacement normal sur la face libre du bloc pour $\lambda = 0.8$ pour le cas non élastique

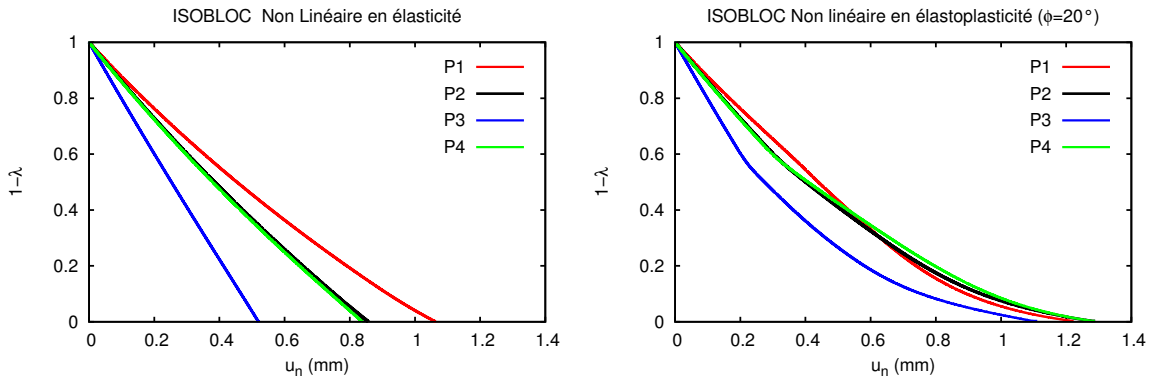


FIGURE III.20 – Courbes convergence-confinement pour différents points de la face libre pour un calcul élastique et un calcul non élastique

quatre points, d'une part, lorsque le calcul est élastique et, d'autre part, lorsque les joints plastifient avec $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa. Nous remarquons que les points qui ont le déplacement normal le plus élevé ne sont pas les mêmes suivant les propriétés mécaniques des joints. Dans le cas élastique, le point P1 est le plus critique. Dans le cas où $\phi = 20^\circ$, il s'agit des points P2 ou P3 à partir d'un certain taux de déconfinement (0.6). Cela justifie le fait d'utiliser le centre de gravité de Σ_L (point P2) pour le dimensionnement du soutènement dans le cas non élastique.

III.7 Application au dimensionnement du soutènement

Ce paragraphe présente un exemple de dimensionnement du soutènement pour un bloc isolé. Nous commençons par donner des notions pratiques sur la mise en place de soutènement dans les milieux rocheux fracturés. L'approche de convergence-confinement sera ensuite utilisée pour le dimensionnement d'un système de boulonnage pour le bloc étudié. Le code ISOBLOC avec prise en compte du soutènement sera ensuite appliqué pour vérifier si on retrouve un résultat équivalent.

III.7.1 Notions pratiques sur le soutènement des blocs

Dans un milieu rocheux rigide discontinu, la déformée au niveau des parois d'une excavation n'est pas continue. Tout mouvement qui peut avoir lieu est régi par les discontinuités. Par conséquent, l'instabilité d'un bloc donné risque d'avoir lieu directement après le passage du front d'excavation, donc suite à la libération de la surface Σ_L en entier. Comme la roche est rigide (ou quasi rigide), sa déformabilité ne peut pas intervenir au niveau des faces du bloc pour retarder son mouvement une fois que la surface libre est excavée. Un mouvement de quelques millimètres seulement a généralement lieu avant que le bloc ne soit complètement déstabilisé. C'est le cas par exemple du bloc 1 avec $\phi = 20^\circ$ et $K_0 = 1$ ou du bloc 2 avec $\phi = 20^\circ$ et $K_0 = 0.5$ déjà étudiés dans le paragraphe III.6. Ainsi, le soutènement doit être idéalement mis en place assez tôt, avant que la face libre du bloc ne soit entièrement excavée. Ceci peut poser des difficultés techniques mais reste possible à réaliser

Les difficultés techniques peuvent être réduites en minimisant la longueur de la volée. En d'autres termes, on avance à petits pas d'excavation, longitudinalement à la galerie. De cette façon, on procède à la mise en place du soutènement avant d'exposer le bloc entièrement au vide. Par ailleurs, lorsqu'on a affaire à une large excavation, le creusement se fait en plusieurs séquences comme le décrit Hoek [31]. On commence par une partie du toit, ensuite la totalité du toit est exposée au vide, puis on évolue progressivement du haut vers le bas de la section en excavant des bandes horizontales. Avec cette procédure, il est possible d'installer les boulons au niveau d'un bloc donné avant que sa surface Σ_L ne soit entièrement excavée. La figure III.21 montre un exemple de mise en place progressive des boulons avec l'excavation séquentielle d'une large ouverture souterraine.

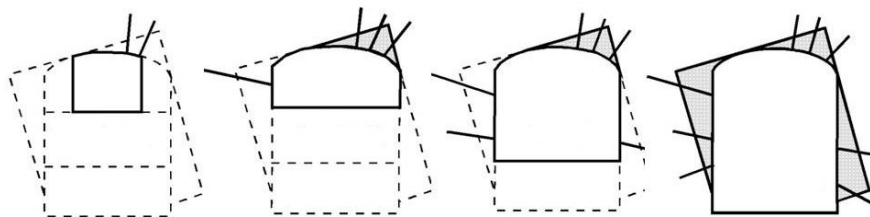


FIGURE III.21 – Mise en place progressive de boulons durant le creusement d'une large excavation souterraine dans un milieu discontinu (d'après Hoek [31])

Plusieurs types de soutènement sont utilisés dans les milieux discontinus : les boulons (à ancrage ponctuel ou réparti), le gunitage (béton projeté) et le grillage.

On attribue au soutènement, soit un rôle de support, soit un rôle confinant, soit les deux à la fois. Dans les milieux discontinus, on considère en général que les boulons vont agir en tant que soutènement porteur. Après la désolidarisation du bloc du massif rocheux, ils interviennent pour garder le bloc « accroché » au massif rocheux. Cette logique vient du fait, qu'en général, dans les méthodes conventionnelles d'étude de stabilité des blocs (méthode à l'équilibre limite), on ignore les contraintes *in situ* et on considère que c'est uniquement le poids du bloc qui va induire son instabilité. Dans le paragraphe suivant, nous allons montrer que le soutènement peut jouer un rôle confinant pour le bloc surtout lorsque sa rigidité est élevée.

III.7.2 Étude d'un schéma de boulonnage

Le bloc étudié est le bloc 2 avec $K_0 = 0.5$ et des joints non linéaires dont les caractéristiques sont : $e_0 = 2$ mm, $K_n(\sigma_{0n}) = 10000$ MPa/m, $K_t = 1000$ MPa/m, $\phi = 20^\circ$ et $c = 0$ MPa. Ce bloc a été trouvé instable sans soutènement à la fin du déchargement de la face libre ($\lambda_{inst} < 1$) d'après l'étude faite au paragraphe III.6.2.

III.7.2.1 Application de la méthode convergence-confinement

Nous considérons un soutènement par des boulons à ancrage ponctuel pour ce bloc. Ce type de boulon est soit ancré avec un ancrage mécanique (coquille), soit avec de la résine sur une très faible longueur, puis serré après son installation. Nous négligeons cependant le rôle de soutènement actif qu'il peut avoir et considérons uniquement qu'il travaille comme un soutènement passif en traction. Avant d'atteindre sa capacité maximale, le boulon a le comportement d'une tige élastique (ressort) dont la rigidité axiale se calcule par :

$$K_b = \frac{E\pi D^2}{4L} \quad (\text{III.41})$$

avec E le module d'Young de l'acier, D le diamètre de la tige et L sa longueur.

Pour notre étude nous adoptons $E = 210000$ MPa, $D = 25$ mm, $L = 3$ m. La rigidité axiale du boulon est alors $K_b = 34.34$ KN/mm.

Les boulons doivent avoir une longueur qui assure l'ancrage du bloc dans le massif rocheux. La hauteur maximale du bloc étudié étant de 2 m, cela justifie le choix d'une longueur de 3 m. La capacité maximale est le chargement maximal que peut supporter un boulon avant de se rompre. On l'estime pour des boulons de 25 mm de diamètre à $C_b = 230$ KN.

Par ailleurs, nous allons raisonner en nombre de boulons par m^2 . Lorsqu'un nombre N_b de boulons est installé, la rigidité de l'ensemble K_s est la somme des rigidités de chaque boulon et la capacité maximale de l'ensemble CAP est la somme des capacités de chaque boulon. D'où les relations : $K_s = K_b N_b$ et $CAP = N_b C_b$.

Nous considérons que les boulons sont placés orthogonalement à la surface libre. Sur la figure III.22 sont tracées les courbes caractéristiques du soutènement pour différentes densités de boulons installés après 0.1 mm de déplacement du bloc. On représente en effet l'évolution du taux de confinement exercé par le soutènement, rapport entre sa charge et la contrainte normale initiale, en fonction de son déplacement.

Ces courbes intersectent la courbe de convergence-confinement pour donner l'état du déplacement et du confinement au moment de l'équilibre avec le soutènement. Pour tous les cas étudiés, la pression

à l'équilibre est inférieure à la capacité maximale des boulons. Le facteur de sécurité du soutènement (rapport entre sa capacité maximale et la pression à l'équilibre) est indiqué sur la figure. On en déduit que les boulons restent en élasticité.

Le cas 50 boulons/m² est évidemment complètement irréaliste. Il est donné à titre indicatif pour montrer que, pour avoir un équilibre lors de la phase élastique du bloc, il faut avoir une rigidité du soutènement très élevée, qu'on ne peut généralement pas assurer. En effet, même avec ce nombre de boulons, la courbe de soutènement intersecte la courbe de convergence-confinement après sa séparation de la courbe correspondante au cas élastique.

Pour un soutènement de 1 boulon/m², l'intersection a lieu à un très faible taux de confinement. Comme on a la traction sur toutes les faces du bloc pour ce taux, le bloc est supposé être complètement en état de décollement et ainsi les boulons jouent un rôle porteur dans ce cas.

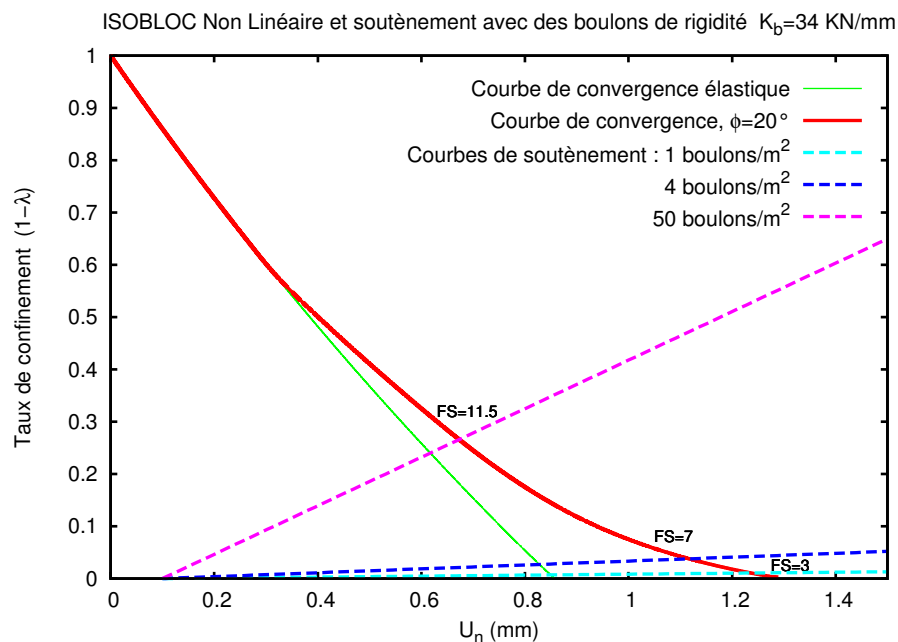


FIGURE III.22 – Courbe convergence-cofinement et intersection avec les courbes caractéristiques du soutènement

Notons que dans cette étude, nous avons supposé que l'installation des boulons est faite après 0.1 mm de déplacement du bloc ce qui correspond à un taux de déconfinement $\lambda = 0.15$. Ceci est équivalent à dire que l'on a installé les boulons tôt, avant le déchargement complet de la face libre.

III.7.2.2 Comparaison avec les méthodes à l'équilibre limite

Avec les méthodes conventionnelles de Bloc Isolés (méthodes des logiciels UNWEDGE et GAFIS), l'amplitude du déplacement n'est pas connue et le soutènement est dimensionné en considérant uniquement sa capacité maximale sans prendre en compte sa loi de comportement. Toutefois, sa capacité maximale n'est pas nécessairement mobilisée en réalité comme le montre la figure III.22 (la courbe caractéristique du soutènement est encore dans la phase élastique au moment de l'équilibre entre bloc et soutènement). Avec ces méthodes, l'interaction bloc-structure est ignorée ainsi que le rôle confinant que peut exercer le soutènement sur le bloc.

Si le soutènement est dimensionné en considérant uniquement le poids du bloc (qui est de 147 kN)

et sans prendre en compte la possibilité de rupture du boulon par cisaillement, un seul boulon serait suffisant pour stabiliser tout le bloc d'après ces méthodes. On lui attribue alors un rôle porteur.

III.7.2.3 La prise en compte du soutènement dans ISOBLOC

Le code ISOBLOC Non Linéaire avec prise en compte des boulons est utilisé afin de comparer son résultat à celui de la méthode convergence-confinement. Pour le calcul de la matrice de rigidité du soutènement, nous définissons les boulons un à un avec pour chacun sa position et sa direction. Toutefois, étant donné qu'ils sont d'habitude disposés de façon régulière au niveau de la surface de l'excavation, la symétrie de cette configuration nous a permis de les remplacer par un seul boulon ayant une rigidité équivalente et orthogonal à la surface libre en son centre. La figure III.23 représente les courbe-convergence-confinement correspondant à différents schémas de boulonnage sachant que le soutènement a été activé à $\lambda = 0.15$.

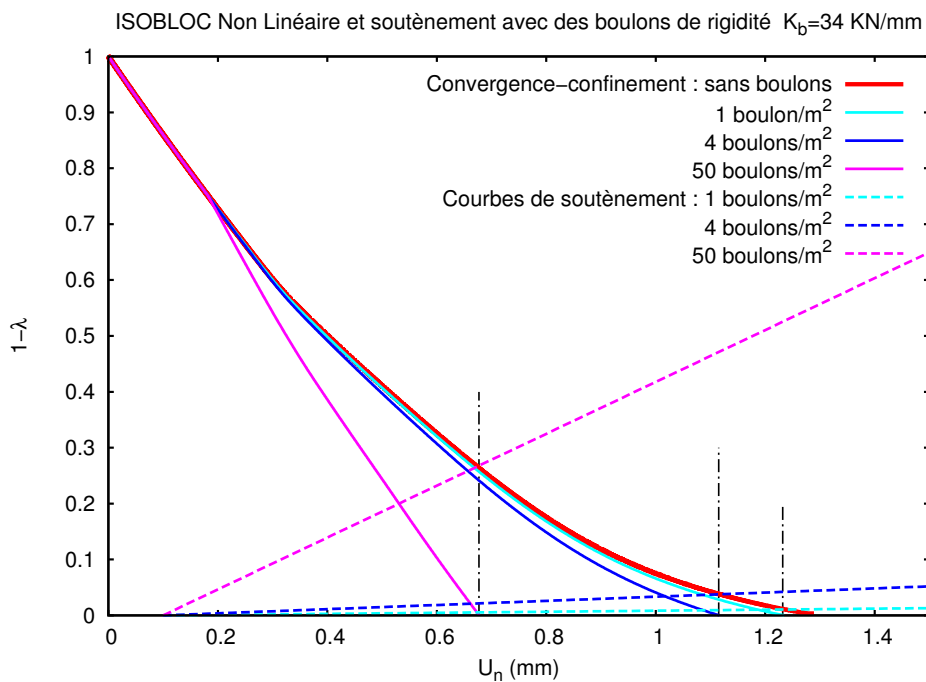


FIGURE III.23 – Convergence-confinement du bloc après installation d'un schéma de boulonnage

Pour le cas correspondant à l'installation d'un boulon/m², la rigidité du soutènement n'est pas assez élevée pour observer une modification notable de la tendance de la courbe de convergence. Lorsque la rigidité du soutènement augmente, le déplacement correspondant à un taux de déconfinement donné (supérieur à $\lambda = 0.15$) diminue. Avec 50 boulons/m², on observe un important changement de pente par rapport à la courbe sans boulonnage.

Nous superposons à ces courbes les courbes de charge du soutènement. Nous remarquons que, pour tous les cas étudiés, le déplacement du bloc avec soutènement, à la fin du déchargement de la face libre ($\lambda = 1$), coïncide exactement avec le déplacement au point d'équilibre trouvé avec la méthode convergence-confinement. Ceci permet de valider la méthode utilisée pour implémenter le soutènement dans ISOBLOC.

L'avantage de la méthode de modélisation du soutènement en l'intégrant au code de calcul par rapport à la méthode d'intersection est qu'on arrive à rendre compte de l'interaction entre le sou-

tènement et le bloc durant le déchargement de la face libre et non pas uniquement au moment de l'équilibre. Nous avons ainsi plus d'informations.

III.8 Synthèse

Dans ce chapitre des améliorations du modèle ISOBLOC Linéaire (présenté dans le chapitre II) ont été apportées vis-à-vis de la loi rhéologique des joints implémentée. Le nouveau modèle ISOBLOC Non Linéaire permet une analyse plus réaliste du comportement du bloc en prenant en compte les points suivants :

- un comportement hyperbolique du joint dans la direction normale ;
- la condition de contact unilatéral qui signifie que les contraintes normales ne peuvent qu'être négatives ou nulles ;
- un comportement élastoplastique parfait du joint dans la direction tangentielle avec un critère de Mohr-Coulomb (ϕ et c) ;
- la dilatance du joint dans la phase plastique avec un potentiel de Coulomb associé à l'angle de dilatance ψ .

La loi de comportement du joint permet d'exprimer la relation entre l'évolution des contraintes et celle des déplacements au niveau d'un point donné. Dans la phase élastique, l'expression est similaire à celle donnée dans le cas de comportement linéaire élastique (utilisée dans ISOBLOC Linéaire) sauf que la rigidité normale du joint n'est pas constante mais dépend de la contrainte normale. Dans la phase plastique, l'expression de la loi est obtenue en décomposant le déplacement en une partie réversible et une partie élastique dont l'expression dépend du potentiel plastique associé à la dilatance et du critère de Mohr-Coulomb. En cas de décollement, nous considérons que le joint n'intervient plus et sa matrice de rigidité est nulle.

La combinaison des équations d'équilibre en termes de variations, de la loi de comportement des joints et de l'équation de mouvement de corps solide permet d'aboutir à un système linéaire dont les inconnues sont les vitesses de déplacement et de rotation du bloc par rapport au facteur de déchargement λ (temps cinématique). La matrice de rigidité de ce système dépend à tout moment des contraintes actuelles et donc du déplacement. La méthode numérique choisie pour la détermination des inconnues principales est une intégration explicite dans le temps avec des pas constants $d\lambda = 1/N$, N étant le nombre de pas. Concernant l'intégration dans l'espace, la méthode des points de Gauss est utilisée comme dans le chapitre II.

Avec ce nouveau modèle, il est possible de suivre le comportement du bloc dans la phase plastique. A tout moment du calcul, les contraintes sont statiquement admissibles (à cause de l'application des équations d'équilibre) et plastiquement admissibles. Le calcul est arrêté dès lors que cette compatibilité n'est plus respectée. Tel qu'il est composé, le modèle ISOBLOC Non Linéaire peut prendre en compte n'importe quelle autre loi rhéologique du joint que l'élastoplasticité non linéaire parfaite utilisée dans ce chapitre.

Une étude de sensibilité concernant la méthode numérique adoptée a montré que, pour avoir un résultat rigoureux, il faut un nombre élevé de pas de calcul. En revanche, un maillage très fin du bloc n'est pas nécessaire, malgré la non linéarité du problème. Ceci est dû au fait que le nombre de points de Gauss défini pour chaque élément est bien élevé (7 pour un triangle et 9 pour un rectangle).

Une partie de ce chapitre a été dédiée à des études paramétriques concernant le modèle non linéaire et à des comparaisons avec le modèle linéaire. Pour cette fin, la courbe convergence-confinement a été tracée pour plusieurs cas de blocs en faisant varier les lois de comportement et les propriétés des joints.

Cette courbe permet d'étudier l'évolution de la contrainte de confinement (ou du taux de confinement) en fonction du déplacement d'un point de la surface libre du bloc dans la direction du soutènement. L'intersection avec la courbe caractéristique du soutènement permet de repérer la pression à l'équilibre. Les études paramétriques ont permis d'arriver aux conclusions suivantes :

- Une loi de comportement normale hyperbolique est sécuritaire vis-à-vis du dimensionnement du soutènement par rapport à une loi linéaire, que l'on soit en élasticité ou en plasticité. En effet, la pression à l'équilibre avec la courbe de charge du soutènement est plus élevée dans le premier cas. La différence est d'autant plus grande que l'épaisseur du joint est petite ou que sa rigidité normale initiale est élevée.
- Pour un taux de déconfinement donné, le déplacement du bloc est plus élevé avec un modèle plastique qu'avec un modèle élastique ainsi que la pression de soutènement. La différence augmente lorsque l'angle de frottement (ou la cohésion) diminue.
- La pression du soutènement à l'équilibre est plus élevée lorsque la dilatance est prise en compte.
- L'évaluation de la stabilité avec ISOBLOC Linéaire peut être parfois extrêmement pessimiste. Avec ce modèle, le bloc est jugé instable si le critère de plasticité est atteint en un point donné avant le déchargement complet de la face libre. La pression de soutènement est alors évaluée par rapport à ce point. Le calcul avec ISOBLOC Non linéaire a montré que la plasticité peut commencer à évoluer sur une petite partie du bloc sans modifier le comportement global du bloc ou le rendre instable. Ainsi, une pression de soutènement inférieure à celle demandée par ISOBLOC Linéaire peut être suffisante pour stabiliser le bloc. Le modèle ISOBLOC Linéaire ne permet pas l'évaluation d'une pression dans la phase plastique car le résultat des contraintes et déplacements est uniquement vrai pour ce modèle tant qu'on est en élasticité.

D'autre part, le soutènement a été intégré dans le code ISOBLOC Non Linéaire. Il suffit d'ajouter sa matrice de rigidité à la matrice de rigidité du système à un taux de déconfinement précisé par l'utilisateur. Nous avons présenté l'expression de cette matrice pour des boulons à ancrage ponctuel travaillant en traction et qui restent en élasticité, mais rien n'empêche de développer cette expression pour un autre type de soutènement.

Le dernier exemple d'application est une étude de l'effet de soutènement sur le comportement du bloc. Que ce soit avec la méthode convergence-confinement ou avec l'intégration du soutènement au code, on rend compte de l'interaction entre le bloc et le soutènement. Avec la méthode de convergence-confinement, on obtient une information uniquement sur le déplacement et la pression à l'équilibre avec le soutènement. Avec l'intégration du soutènement au code ISOBLOC, on retrouve ces informations mais on est aussi capable de suivre l'effet du soutènement sur le bloc durant toute la phase de déchargement.

Avec ces méthodes, on rend compte du rôle de confinement que peut avoir le soutènement. En effet, il permet d'exercer une pression sur le bloc même si elle ne va pas assurer que tous les points du bloc soient dans la phase élastique. Avec les méthodes basées sur un calcul à l'équilibre limite, l'interaction entre le bloc et le soutènement n'est pas considérée. On dimensionne le soutènement en ne considérant que sa capacité maximale.

Signalons que nous sommes parfaitement conscients que notre problème de stabilité du bloc isolé est un petit problème d'élastoplasticité qui peut être traité avec de nombreux codes de calcul connus (ABAQUS, CASTEM2000, VIPLEF...). Toutefois, il est infiniment plus simple d'intégrer notre logiciel comme une « petite brique » à l'intérieur d'un code de Blocs Isolés (UNWEDGE, GAFIS...) car il est à l'avance dédié à ce problème. L'existence de gros codes de calcul a cependant été utile pour procéder à la vérification du codage informatique de notre modèle. Une comparaison avec la méthode

des Éléments Finis a été présentée dans le chapitre II pour le modèle linéaire. Une autre comparaison entre la méthode des Éléments Distincts appliquée à un bloc ou à un ensemble de blocs et le modèle ISOBLOC Non Linéaire sera présentée au chapitre suivant.

CHAPITRE

IV

APPLICATIONS

IV.1 Introduction

Dans les chapitres II et III, une nouvelle méthode ISOBLOC, adoptant l'approche des Blocs Isolés, a été présentée. Ses avantages par rapport aux méthodes conventionnelles, détaillées au chapitre I, ont été mises en valeur : prise en compte de l'historique de chargement du bloc entre l'état initial avant excavation et l'état final après excavation, équilibre des forces et des moments, mouvement du bloc en translation et en rotation, prise en compte des contraintes initiales et du comportement des joints, distribution non uniforme des efforts sur les faces du bloc et possibilité d'étudier tout type de géométrie. Des études paramétriques ont montré l'influence des contraintes initiales, des rigidités des joints et de la position du bloc autour de l'excavation sur la stabilité. Un premier modèle prenant en compte un comportement linéaire des joints et un second modèle adoptant un comportement non linéaire (hyperbolique dans la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle) ont été présentés. Outre le fait que le modèle non linéaire est plus réaliste que le modèle linéaire, il a été démontré qu'il est plus sécuritaire pour le dimensionnement du soutènement, et permet, contrairement au modèle linéaire, de suivre rigoureusement le comportement du bloc dans la phase plastique.

Dans le cadre principal de l'approche des Blocs Isolés et en considérant que les lois de comportement des joints implémentées représentent la réalité et que les données initiales concernant les propriétés mécaniques et géométriques des discontinuités sont vraies, la méthode ISOBLOC constitue une résolution « exacte » du problème de stabilité du bloc. La modélisation du bloc à l'aide d'un logiciel utilisant la méthode des Éléments Finis par exemple, donnerait exactement la même solution et a d'ailleurs servi à valider notre approche. La principale innovation apportée dans cette thèse n'est pas la méthode numérique développée en elle-même, mais le fait de l'appliquer pour la première fois (par rapport à la littérature) à la résolution de notre problème spécifique.

Toutes les études déjà présentées dans cette thèse ont été faites à l'échelle d'un seul bloc isolé. Le problème de stabilité dans un massif rocheux discontinu est toutefois bien plus complexe que

celui de la stabilité d'un seul bloc : présence d'un ensemble de blocs interagissant entre eux, ayant des mouvements relatifs et dont l'instabilité des uns influence celle des autres. Dans ce chapitre, il s'agit d'étendre notre étude à l'échelle d'un cas général de plusieurs blocs autour d'une excavation souterraine. En effet, nous allons comparer les résultats de la méthode ISOBLOC aux résultats d'un calcul prenant en compte tous les blocs et leurs interactions. La méthode des Éléments Distincts, via le logiciel 3DEC, est utilisée pour modéliser un cas réaliste d'une excavation dans un milieu rocheux discontinu. Elle sert comme outil de validation de notre méthode dans un cas général. Les blocs situés à la paroi de l'excavation sont ensuite étudiés un à un avec la méthode ISOBLOC. Le but est de vérifier si la nouvelle méthode développée permet de repérer les blocs les plus critiques du point de vue de la stabilité mécanique. Par ailleurs, un calcul itératif par éliminations successives des blocs instables, en utilisant à chaque itération la méthode ISOBLOC, est entrepris. Un autre calcul par regroupement de blocs stables et instables pour former un seul bloc est aussi réalisé. Ainsi, nous testerons si la méthode ISOBLOC permet effectivement de remplacer une modélisation plus complète des blocs, tel que le fait le logiciel 3DEC.

Avant d'appliquer la méthode des Éléments Distincts à un calcul de stabilité globale, nous commençons par vérifier si, déjà pour le problème d'un seul bloc, la méthode ISOBLOC permet de donner un résultat équivalent à la méthode des Éléments Distincts. En plus, deux calculs sont réalisés, l'un avec roche rigide et l'autre avec roche déformable. L'objectif est de montrer que l'hypothèse de roche rigide est bien justifiée dans ce cas simple et par conséquent le calcul avec un ensemble de blocs peut aussi être effectué en adoptant cette hypothèse. Par ailleurs, la méthode d'intégration dans ISOBLOC d'un soutènement constitué de boulons de traction sera validé par comparaison avec la méthode des Éléments Distincts.

A la fin du chapitre, nous appliquons la méthode ISOBLOC pour reproduire une chute de blocs dans un cas réel. Le but est de mettre en évidence le fait que cette méthode permet effectivement de remplacer une méthode complexe qui modélise toute la structure rocheuse autour de l'excavation. Plusieurs données de départ sont testées assez facilement pour répondre à toutes les incertitudes concernant le chargement initial. En outre, le dimensionnement du soutènement pour ce bloc est donné.

Dans toutes ces applications, nous utiliserons le programme ISOBLOC Non Linéaire que nous désignerons par défaut tout simplement par ISOBLOC. Lorsque nous aurons recours au programme linéaire, nous le désignerons par ISOBLOC Linéaire.

IV.2 Comparaison entre ISOBLOC et 3DEC pour un bloc isolé

Le but de ce paragraphe est de vérifier que la méthode ISOBLOC donne le même résultat que le logiciel 3DEC (*3 Dimensional Distinct Element Code*) développée par Itasca [33] appliqué pour un bloc isolé avec prise en compte d'une roche rigide. Nous examinerons aussi l'influence de la prise en compte d'une roche déformable sur le résultat.

Considérons un bloc situé au toit d'une excavation souterraine représenté dans la figure IV.1 et étudions son comportement en utilisant, d'une part le logiciel 3DEC avec l'hypothèse de roche rigide ou de roche déformable et, d'autre part, le logiciel ISOBLOC. Les comparaisons sont réalisées pour un cas élastique des joints et pour un cas où le critère de plasticité est atteint au niveau d'une partie des faces durant le déchargement de la face libre.

L'excavation a une forme circulaire au toit de rayon 4 m et est située à une profondeur de 200 m. Les discontinuités définissant le bloc étudié ont des directions de pendage respectives de 270° , 40° , et

130°, et des pentages respectifs de 60°, 65° et 70°. Le sommet du bloc est situé à 2.7 m par rapport au toit de la galerie. La rigidité normale des joints est $K_n = 10000 \text{ MPa/m}$ et la rigidité tangentielle $K_t = 2000 \text{ MPa/m}$. La roche a pour masse volumique $\rho = 2700 \text{ Kg/m}^3$. Les contraintes verticales initiales sont des contraintes gravitationnelles et le rapport des contraintes horizontales initiales par rapport aux contraintes verticales initiales est $K_0 = 0.5$.

Le calcul avec roche déformable est effectué en considérant plusieurs modules d'Young : $E=50 \text{ GPa}$, $E=100 \text{ GPa}$ et $E=1000 \text{ GPa}$ et un coefficient de poisson $\nu = 0.2$. Un maillage du modèle avec des éléments tétraédriques de longueur moyenne 1 m est réalisé. Nous montrerons que l'hypothèse de roche rigide donne un résultat conservateur par rapport au calcul avec roche déformable.

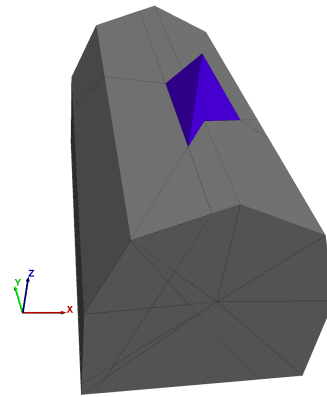


FIGURE IV.1 – Bloc étudié au toit d'une excavation souterraine

IV.2.1 Étude du déplacement

La figure IV.2 montre le déplacement vertical final (après le déconfinement de la face libre) au niveau du bloc dans le cas de joints à comportement linéaire élastique en utilisant 3DEC et ISOBLOC. Il convient de ne pas perdre de vue que les deux calculs ont nécessité une discrétisation spatiale et donc que les résultats sont approximatifs. Ainsi la figure IV.2 doit être analysée en observant que les deux codes ont abouti au même résultat à savoir que le déplacement vertical est pratiquement uniforme de l'ordre de 0.65 mm ($\pm 0.01 \text{ mm}$).

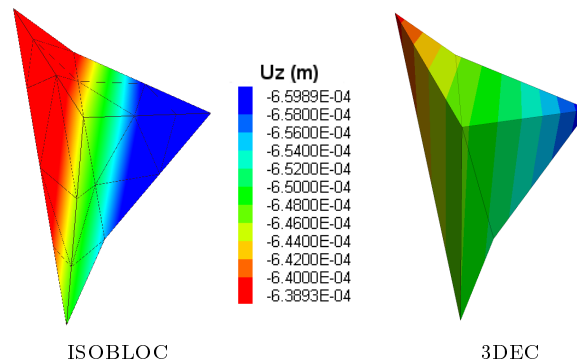


FIGURE IV.2 – Amplitudes du déplacement vertical avec roche rigide dans le cas de joints élastiques (3DEC et ISOBLOC)

La figure IV.3 représente le déplacement avec le modèle 3DEC déformable pour les modules d'Young $E=50 \text{ GPa}$ et $E=100 \text{ GPa}$. L'amplitude du déplacement augmente lorsque l'on considère une

roche déformable et elle est croissante avec la diminution du module d'Young de la roche. Par ailleurs, on remarque aussi que la déformabilité de la roche ne modifie pas la quasi-uniformité du champ de déplacement.

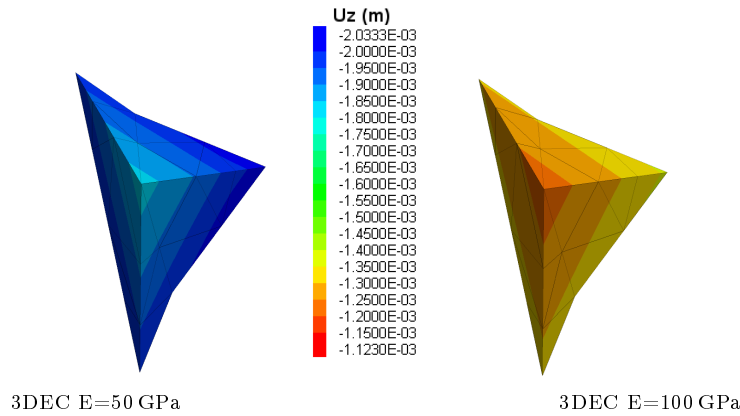


FIGURE IV.3 – Amplitudes du déplacement vertical avec roche déformable dans le cas de joints élastiques (3DEC)

Comme il s'agit d'un calcul élastique linéaire, l'évolution du déplacement en fonction du déchargement de la face libre est aussi linéaire. Ceci n'est pas le cas si le joint plastifie et nous allons vérifier dans ce qui suit que 3DEC rigide et ISOBLOC donnent le même résultat même dans le cas non linéaire.

En effet, sur la figure IV.4, est représentée la courbe convergence-confinement (évolution du taux de confinement en fonction du déplacement vertical en un point de la face libre du bloc) pour le cas non élastique où les propriétés des joints sont $\phi = 27^\circ$ et $c=0$ MPa.

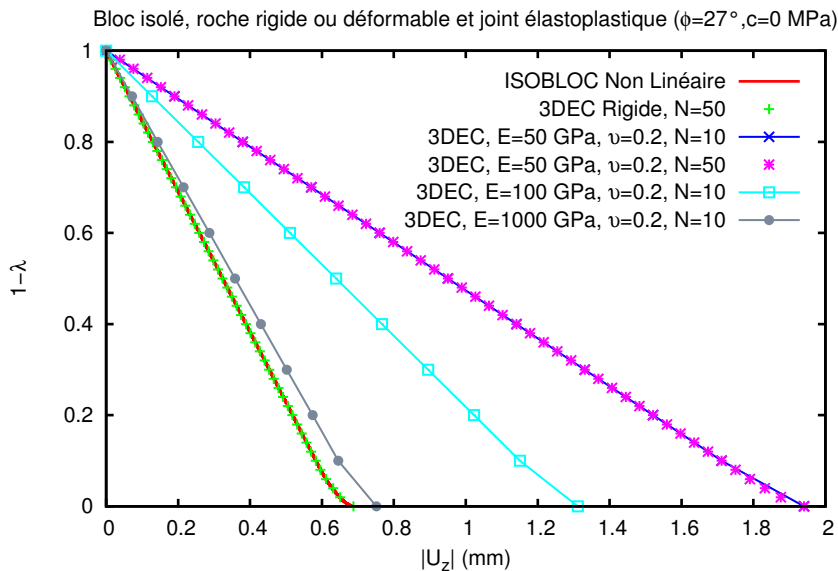


FIGURE IV.4 – Courbes convergence-confinement dans le cas non élastique (3DEC et ISOBLOC)

Les deux méthodes 3DEC rigide et ISOBLOC donnent le même résultat de déplacement tout au long du déconfinement. Sur cette figure sont aussi représentées les courbes de convergence-confinement correspondant aux trois cas de roche déformable E=50 GPa, E=100 GPa et E=1000 GPa. Plus le module d'Young augmente, plus le déplacement diminue et se rapproche du cas rigide. Notons que,

dans ce graphe, N désigne le nombre de pas de déchargement. Pour $E=50$ GPa, nous avons testé deux valeurs de ce nombre, $N=50$ et $N=10$. Les résultats sont quasi identiques. Un nombre de pas de 10 est alors suffisant pour avoir un bon résultat avec 3DEC.

Nous verrons dans le paragraphe suivant que même si le déplacement du bloc est plus élevé dans le cas de roche déformable, la plastification des faces est légèrement moins étendue et le résultat en terme de stabilité est quasi identique au résultat lorsqu'on considère la roche comme étant rigide.

IV.2.2 Comparaison des contraintes

Le calcul avec ISOBLOC Linéaire montre qu'il faut que l'angle de frottement soit supérieur à 75° (si la cohésion est nulle) pour avoir l'élasticité sur les faces du bloc après excavation. Ceci ne signifie pas que le bloc va être instable pour des angles de frottement inférieurs à cette valeur.

En utilisant 3DEC rigide, l'instabilité (détachement du bloc de la masse rocheuse) a lieu pour un angle de frottement $\phi = 26^\circ$. Il en est de même pour ISOBLOC rigide (le calcul est arrêté avant la fin du déchargement du critère pour cet angle de frottement).

Dans le cas de roche déformable et pour tous les modules d'Young étudiés, l'instabilité a lieu pour un angle de frottement légèrement inférieur au cas de roche rigide, $\phi = 25^\circ$. Ceci justifie l'utilisation du modèle rigide pour le calcul de stabilité de blocs lorsque la matrice rocheuse est assez résistante et reste dans le domaine élastique.

Pour mieux comprendre les différences entre le modèle rigide et le modèle déformable, nous allons comparer la répartition des contraintes et l'évolution de la plasticité sur les faces du bloc lorsque $\phi = 27^\circ$ et $c=0$ MPa.

La figure IV.5.a montre la répartition du critère de plasticité ($F(\vec{\sigma}) = \|\vec{\sigma}_t\| + \tan(\phi)\sigma_n - c$) sur les faces du bloc à la fin du déchargement de la face libre ($\lambda = 1$) avec ISOBLOC. La couleur rouge indique la zone ayant plastifié (critère proche de la valeur nulle). Le logiciel 3DEC rigide permet de montrer les nœuds au niveau desquels le joint glisse (figure IV.5.b). Ces nœuds définissent les mêmes faces où le critère est atteint suivant la méthode ISOBLOC. Dans le cas de roche déformable, pour cet angle de frottement, on n'obtient de glissement plastique sur les faces que pour $E > 1000$ GPa.

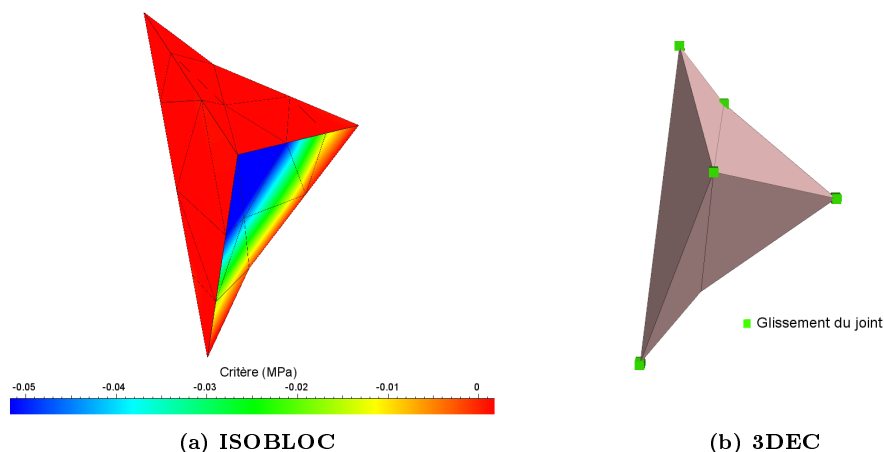


FIGURE IV.5 – Plasticité des faces pour $\lambda = 1$ suivant ISOBLOC et 3DEC rigide

Cette différence entre modèle rigide et déformable peut être due à une contrainte de confinement supplémentaire exercée sur le bloc induite par la déformabilité de la masse rocheuse qui l'entoure. Effectivement, on remarque d'après la figure IV.6 que la contrainte normale est plus élevée dans le

cas déformable que dans le cas rigide, ce qui permet d'augmenter la résistance au glissement du joint et par conséquent de le stabiliser. Par ailleurs, la contrainte normale augmente lorsque le module d'Young diminue.

Remarquons que dans le cas de bloc rigide, la répartition des contraintes normales sur les faces du bloc est plus uniforme suivant le modèle 3DEC que suivant le modèle ISOBLOC. Ceci est dû au fait que l'étude d'un modèle rigide avec 3DEC ne nécessite pas d'effectuer un maillage des blocs. Mais en moyenne les contraintes normales sont les mêmes dans les deux cas.

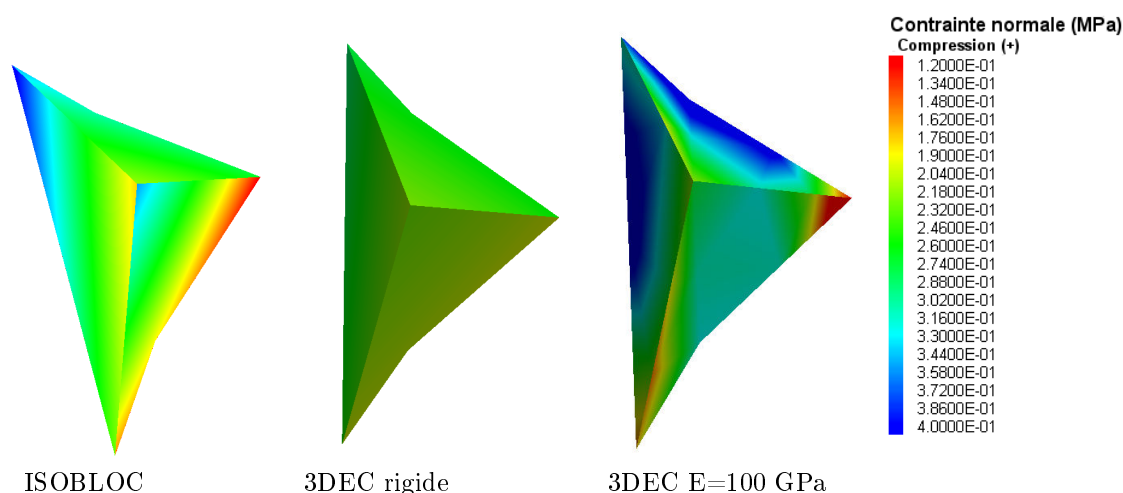


FIGURE IV.6 – Répartition des contraintes normales sur les faces du bloc avec ISOBLOC, 3DEC rigide et 3DEC déformable

IV.2.3 Validation de la prise en compte du soutènement dans ISOBLOC

Considérons un soutènement axial formé de deux boulons de direction verticale traversant le bloc symétriquement par rapport à son sommet et vérifions si on obtient le même résultat avec 3DEC rigide et avec ISOBLOC. Nous attribuons aux joints les mêmes rigidités normale et tangentielle que celles utilisées dans les études précédentes avec $\phi = 20^\circ$ et $c=0$ MPa. Avec ces propriétés, le bloc est instable sans soutènement.

Rappelons que dans le chapitre II, nous avons intégré un soutènement élastique au code ISOBLOC. La matrice de rigidité correspondante est ajoutée à la matrice de résolution du système. Le développement de la matrice relative à des boulons travaillant en traction est détaillée dans le paragraphe III.4.2. Dans 3DEC, nous supposons aussi que les boulons vont rester dans la phase élastique en introduisant des capacités maximales élevées lors de la définition de leurs propriétés. Le but ici est uniquement de vérifier le codage du soutènement dans ISOBLOC.

La figure IV.7 montre l'évolution du déplacement vertical en un point de la surface libre du bloc en fonction du taux de confinement pour plusieurs rigidités axiales des boulons. Les résultats de 3DEC et ISOBLOC se superposent pour tous les cas étudiés.

IV.2.4 Conclusion

Cet exemple permet de déduire les conclusions suivantes :

- Le calcul avec 3DEC pour un seul bloc avec l'hypothèse de rigidité donne le même résultat que le calcul avec ISOBLOC dans les cas élastique et non élastique. Ceci nous permet de partir sur

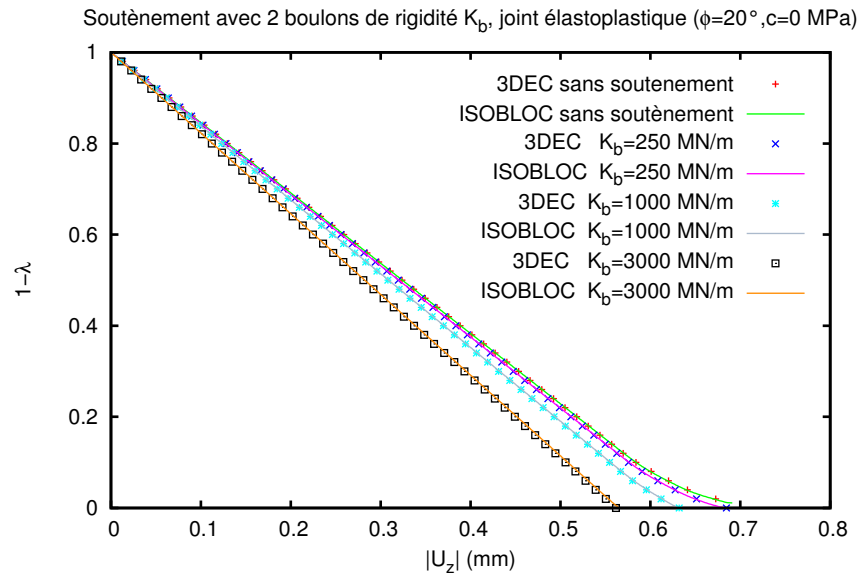


FIGURE IV.7 – Courbes convergence-confinement avec prise en compte du soutènement avec ISOBLOC et 3DEC

de bonnes bases pour l'étude d'un assemblage de blocs avec ISOBLOC.

- Le calcul avec l'hypothèse de roche rigide est conservatif pour le cas étudié. En d'autres termes, si le bloc est instable dans la réalité, cette hypothèse ne peut conduire qu'à l'instabilité. Ainsi, dans le paragraphe suivant, lorsqu'il s'agira d'étudier plusieurs blocs, l'hypothèse de rigidité est une hypothèse bien justifiée.
- Le calcul avec 3DEC ne nécessite pas de faire un nombre très élevé de pas de déchargement. L'utilisation de 10 pas de déchargement est suffisant.
- L'intégration d'un soutènement élastique dans ISOBLOC formé de boulons de traction a été validé par rapport à un calcul avec 3DEC.

IV.3 Étude d'une galerie souterraine avec ISOBLOC et 3DEC

Dans ce paragraphe, nous utilisons la méthode ISOBLOC pour l'étude d'un ensemble de blocs autour d'une excavation souterraine. Le résultat est comparé avec celui de la méthode des Éléments Distincts prenant en compte tous les blocs et leurs interactions, en utilisant le logiciel 3DEC. Le but est de vérifier si la méthode des Bloc Isolés ISOBLOC permet de rendre compte de toutes les instabilités.

IV.3.1 Présentation du cas d'étude

L'excavation souterraine étudiée est creusée dans un milieu rocheux discontinu à une profondeur de 200 m. Son toit est semi-circulaire de rayon $R = 5$ m. Les données concernant les discontinuités et utilisées pour la génération des blocs sont précisées dans le tableau IV.1, en termes de (moyenne/écart type).

Les contraintes initiales sont des contraintes géostatiques avec une roche de masse volumique $\rho = 2500$ Kg/m³ et un rapport entre contraintes horizontales et verticales $K_0 = 0.5$.

Nous supposons un comportement élastoplastique des discontinuités, linéaire dans la direction normale, avec une rigidité normale $K_n = 10000$ MPa/m, et une rigidité tangentielle $K_t = 1000$ MPa/m,

un angle de frottement $\phi = 25^\circ$, une cohésion et un angle de dilatance nuls. Un modèle 3DEC avec roche déformable a été construit pour une comparaison avec le cas d'une roche rigide.

Tableau IV.1 – Les familles de discontinuités utilisées pour la génération des blocs

	Direction de pendage (°)	Pendage (°)	Espacement (m)	Nombre/Probabilité d'intersection
J1	40/2	60/2	3/0.2	7
J2	160	70	2.5	7
J3	270	50	2	7
J4	100/2	25	3/0.2	6/0.5
J5	300/2	15	3/0.2	6/0.5

IV.3.2 Modélisation avec 3DEC

IV.3.2.1 Choix des limites du modèle

La modélisation avec 3DEC risque d'être assez lourde surtout lorsqu'il s'agit d'un modèle déformable et d'une densité de maillage élevée. On a alors intérêt à optimiser le volume du modèle pour avoir des temps de calcul raisonnables sans affecter la précision des résultats. Pour ce faire, un modèle élastique continu (sans l'introduction de discontinuités) a été réalisé avec plusieurs extensions de la zone autour du tunnel. La figure IV.8 montre le déplacement vertical pour les différents modèles étudiés. Il est clair que le modèle avec les dimensions 50 m \times 50 m dans la section de la galerie est suffisant pour notre cas d'étude, la zone d'influence de l'excavation n'atteignant pas les limites du modèle. Nous adopterons une longueur du modèle de 40 m le long de la galerie.

La figure IV.9 représente la géométrie et les limites du modèle généré avec 3DEC. Ce modèle contient 1873 blocs (représentés par différentes couleurs).

IV.3.2.2 Modèle rigide avec 3DEC

Conditions aux limites Il s'agit de fixer le déplacement horizontal au niveau des extrémités verticales du modèle (dans la direction normale à la paroi considérée) ainsi que le déplacement vertical au niveau de l'extrémité inférieure du modèle. Au niveau de la frontière supérieure du modèle, une distribution des contraintes verticales égales aux contraintes gravitaires à cette profondeur est appliquée pour équilibrer les contraintes initiales.

Pour un modèle rigide, annuler le déplacement suivant une direction donnée au niveau de la frontière du modèle a pour conséquence d'annuler le déplacement de blocs entiers. Ceci peut fausser les résultats surtout si ces blocs ont une taille relativement grande. Par conséquent, au lieu d'imposer des conditions de déplacement directement sur les frontières du modèle, on ajoute des blocs supplémentaires fixes tout autour du modèle sauf au niveau de la limite horizontale supérieure comme le montre la figure IV.10.

Les conditions de liaisons entre les blocs supplémentaires et les frontières du modèle sont assurées par des joints dont les caractéristiques sont (comme on le précise dans la notice de 3DEC [34]) :

- au niveau des liaisons verticales, $c = 0$ MPa et $\phi = 0^\circ$ (pour simuler un appui glissant) ;
- au niveau de la liaison horizontale, c et ϕ ont des valeurs très élevées (pour simuler un appui fixe).

Étapes de calcul La modélisation avec 3DEC nécessite d'effectuer un premier calcul pour trouver l'équilibre initial. La région intérieure du tunnel est remplacée par des contraintes initiales exercées

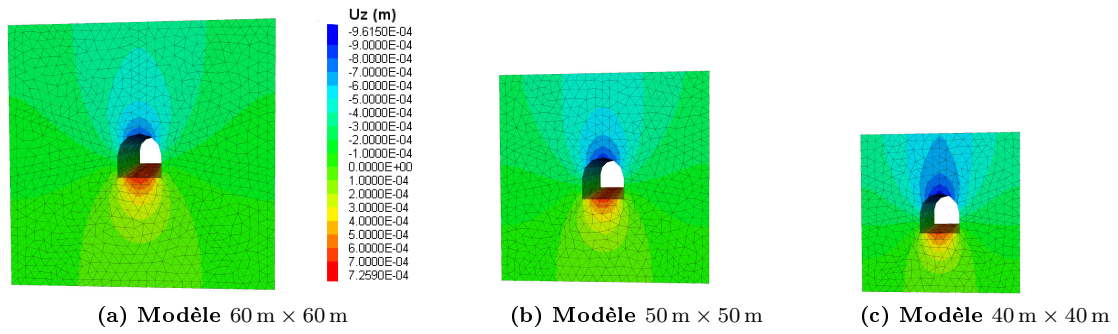
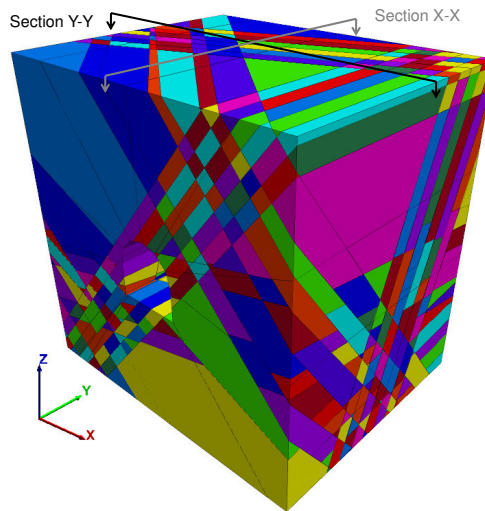


FIGURE IV.8 – Répartition du déplacement vertical pour plusieurs dimensions du modèle sans prise en compte des discontinuités



(a) Modèle en 3D

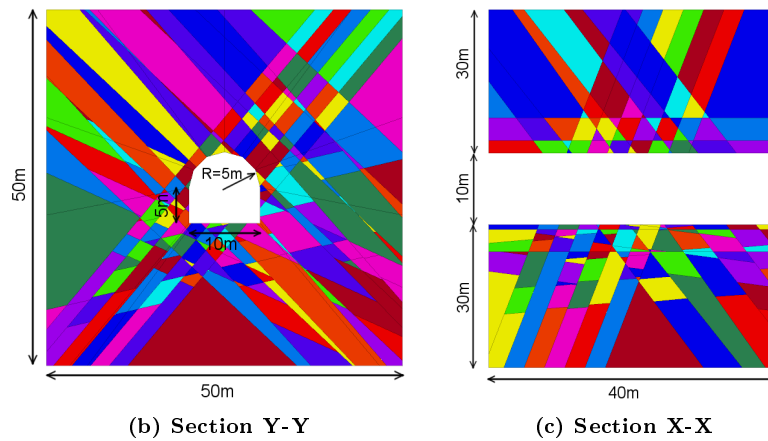


FIGURE IV.9 – Forme géométrique de la galerie, distribution des discontinuités et limites du modèle (les différentes couleurs correspondent aux différents blocs pour une meilleure visualisation)

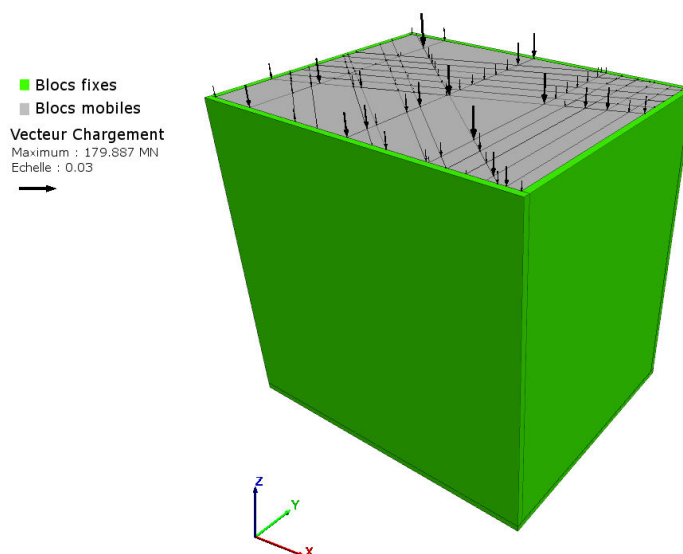


FIGURE IV.10 – Conditions aux limites pour le modèle 3DEC rigide

sur la surface du tunnel et on lance des cycles de calcul jusqu'à atteindre l'équilibre mécanique. Cette procédure permet de garantir que l'on part d'un état initial en équilibre avec le chargement extérieur initial, avant de procéder à la modification de ce chargement (excavation du tunnel) et à l'étude de stabilité.

Ensuite, le déconfinement de la face intérieure de la galerie est fait en plusieurs pas. Dans notre étude, nous avons choisi 10 pas de déconfinement. A chaque pas, nous effectuons des cycles itératifs de calcul durant lesquels l'algorithme explicité dans le chapitre I (figure I.3) est appliqué pour aboutir à l'équilibre du modèle (annuler les forces excédentaires engendrées par les incréments de déchargement de la frontière du tunnel). Pour le modèle rigide, 1000 cycles de calcul sont suffisants pour chaque pas. Notons que si les pas de déconfinement sont moins nombreux, il faut augmenter le nombre de cycles de calcul pour atteindre l'équilibre. Le graphe de la figure IV.11 montre l'évolution de la force maximale non équilibrée (*maximum unbalanced force*) en fonction des cycles de calcul.

A la dernière étape (déconfinement totale de la face libre), le système n'atteint pas l'équilibre. En effet, la force maximale non équilibrée converge vers une valeur constante non nulle ($7.2E-02MN$). Nous pouvons en déduire qu'il existe un ou plusieurs blocs qui sont instables dans le modèle.

Signalons que le modèle rigide ne nécessite pas de faire un maillage des blocs. La mémoire RAM utilisée pour ce modèle contenant 1878 blocs est 31MB.

Évaluation de la stabilité La détermination des blocs instables peut se faire en observant dans le modèle les blocs qui se détachent complètement de la masse rocheuse et qui continuent à se déplacer indéfiniment si on augmente les cycles de calcul. Dans le cas du modèle rigide, une méthode plus automatique pour déterminer ces blocs consiste à repérer la vitesse en leur centre de gravité. Les blocs instables sont ceux qui ont des vitesses élevées à la fin du calcul et surtout ceux dont la vitesse augmente.

Comme nous l'avons déjà expliqué au Chapitre I I.3, la méthode des Éléments Distincts consiste à faire des cycles de calcul pour trouver l'équilibre du système. L'accélération d'un bloc est déduite à partir de la somme des forces qui lui sont appliquées. Ainsi, les blocs pour lesquels l'équilibre n'est pas possible ont des accélérations élevées à la fin du déchargement de la face libre. Un bloc en chute

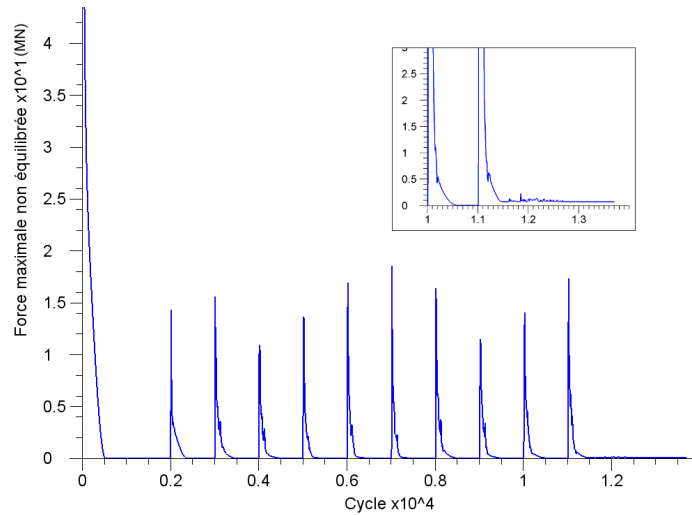


FIGURE IV.11 – Évolution de la force maximale non équilibrée en fonction des cycles de calcul

libre possède une accélération égale à l'accélération de la gravité. Comme certains blocs ont de très faibles vitesses alors qu'ils sont en chute libre (accélération égale à celle de la gravité), nous avons choisi d'utiliser ces deux critères en même temps pour évaluer la stabilité des blocs rigides dans 3DEC.

Les graphes de la figure IV.12 montrent les valeurs des vitesses et des accélérations à 3000 cycles de calcul comptés après le déchargement total de la face libre. Nous considérons que les blocs instables sont ceux qui ont une vitesse supérieure à la vitesse limite $V_l = 0.01$ m/s et une accélération supérieure ou égale à l'accélération limite $a_l = 10$ m/s². Nous représentons uniquement les résultats concernant les blocs qui ont au moins une face libre (situés à la surface de l'excavation). Ces blocs sont numérotés par ordre croissant de leur volume. Avec les critères considérés nous obtenons au total 60 blocs instables représentés dans la figure IV.13 avec le contour de leurs vitesses.

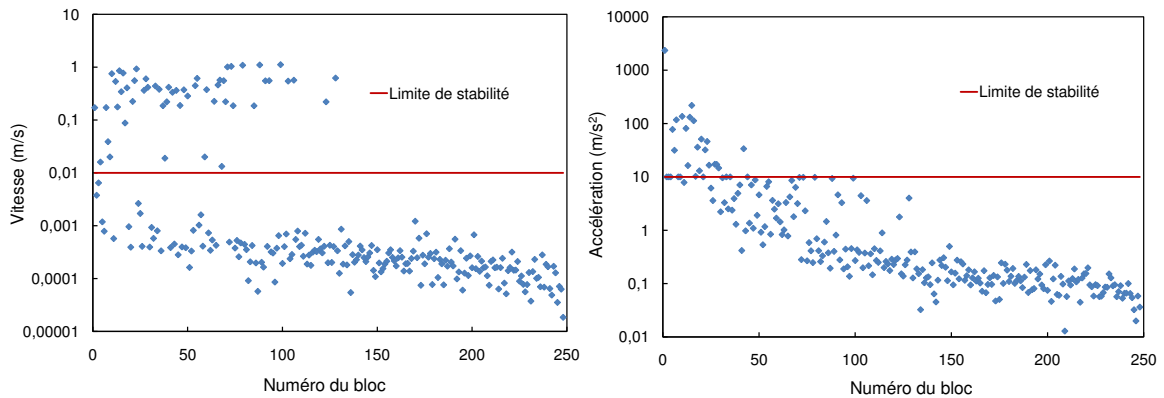


FIGURE IV.12 – Vitesses et accélérations des blocs situés à la surface du tunnel dans le modèle rigide (échelle semi-logarithmique)

IV.3.2.3 Modèle déformable avec 3DEC

Nous avons montré dans le paragraphe IV.2 qu'un modèle rigide est suffisant pour déterminer si un bloc est stable ou non. Ainsi, pour l'étude en cours, nous n'allons pas étudier le modèle déformable en détail. Nous vérifierons uniquement que le modèle rigide est bien sécuritaire par rapport au modèle déformable.

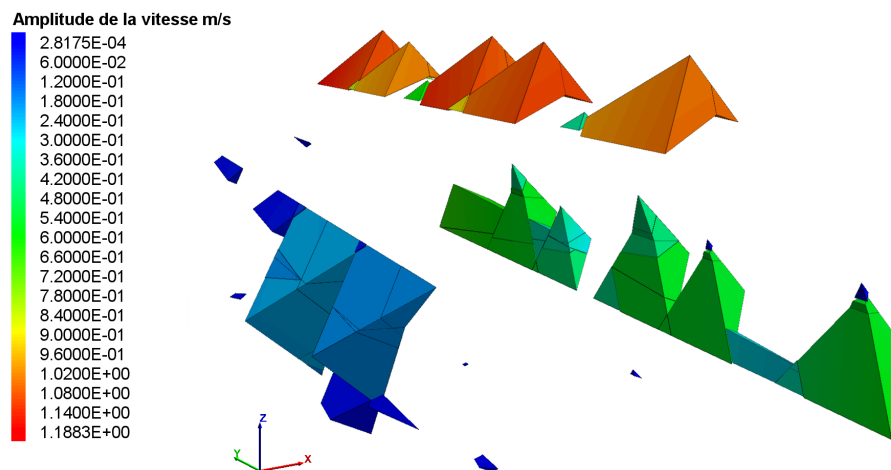


FIGURE IV.13 – Blocs trouvés instables suivant 3DEC rigide

Pour le modèle déformable, le maillage est fait avec des éléments tétraédriques de longueur moyenne 1 m. Les conditions aux limites sont celles exposées dans le paragraphe IV.3.2.2. Elles sont applicables pour le modèle déformable directement sur les frontières du modèle (sans avoir besoin d'ajouter des blocs supplémentaires). Le déchargement de la face libre est fait en 4 étapes car le temps de calcul est extrêmement élevé. Comme pour le modèle rigide, le calcul ne converge pas vers un équilibre pour tous les blocs. La force maximale non équilibrée est $F_{unb} = 1.062 \cdot 10^{-2} \text{MN}$ (inférieure à celle du modèle rigide).

Le modèle 3DEC avec roche déformable comprend 1873 blocs et 646448 éléments tétraédriques et nécessite une mémoire RAM de 239MB.

IV.3.3 Modélisation avec ISOBLOC

IV.3.3.1 Récupération des blocs à la surface du tunnel

L'étude des blocs avec ISOBLOC concerne uniquement ceux qui se trouvent à la surface du tunnel, voire qui possèdent au moins une face libre. Après la génération de la géométrie avec 3DEC, les blocs sont maillés avec des mailles de dimension moyenne 1 m. Il s'agit du même maillage utilisé pour l'étude avec le modèle 3DEC déformable. Ensuite, on vient repérer les blocs qui ont au moins une face libre, sans être en contact avec les bords extérieurs du modèle, en utilisant une procédure développée avec le langage Fish. Il s'agit en fait d'un langage de programmation interne aux logiciels Itasca qui permet d'avoir accès aux différentes variables d'état et de créer de nouvelles variables et fonctions. Pour l'exemple étudié, ces blocs sont représentés dans la figure IV.14. On a au total 248 blocs.

Pour chaque bloc, l'algorithme développé permet de repérer les informations relatives au maillage surfacique du bloc : les numéros des faces, ceux des éléments triangulaires constituant les faces et ceux des nœuds constituant les différents éléments ainsi que leurs coordonnées. Les faces libres sont marquées pour pouvoir les distinguer des autres faces correspondant aux joints. Après l'écriture de ces informations sur un fichier texte, les blocs sont étudiés un à un en utilisant le logiciel ISOBLOC.

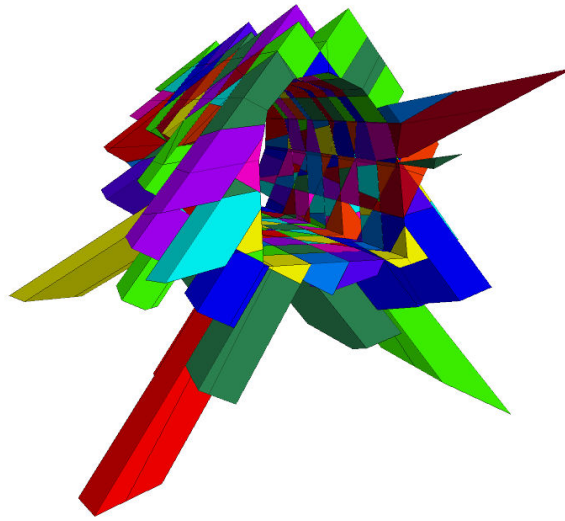
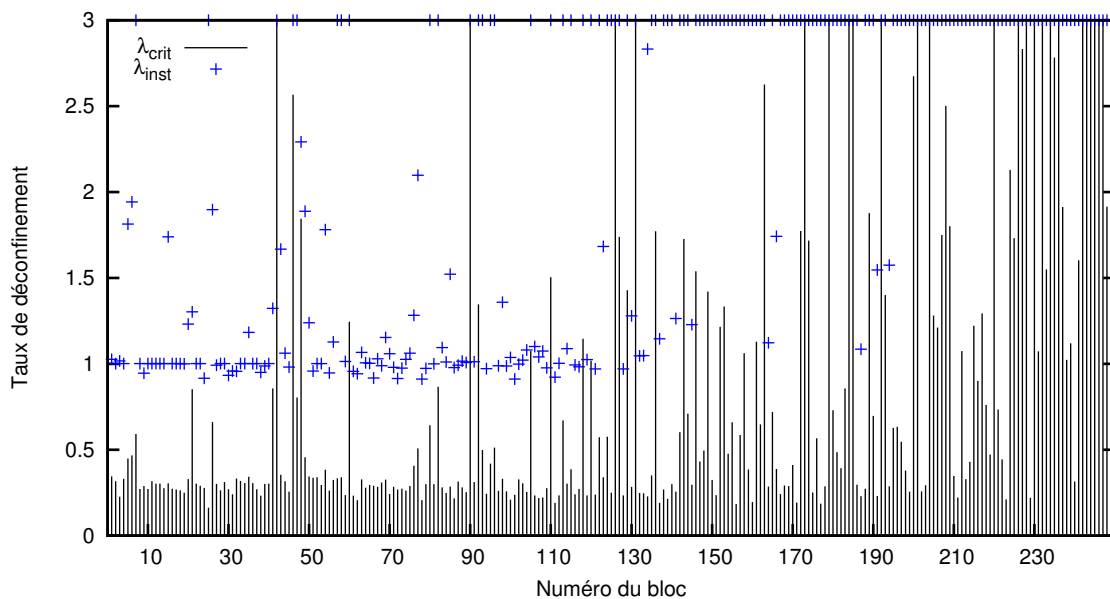


FIGURE IV.14 – Blocs situés à la surface du tunnel

IV.3.3.2 Évaluation de la stabilité

La définition des blocs instables avec ISOBLOC dépend du critère que l'on choisit. Sur la figure IV.15, nous représentons le taux de déconfinement pour lequel la plasticité commence, λ_{crit} , et le taux de déconfinement correspondant au moment où l'équilibre du bloc ne peut plus être assuré, λ_{inst} .

FIGURE IV.15 – Comparaison de λ_{crit} et de λ_{inst} calculés avec ISOBLOC

Pour le calcul de λ_{crit} , le code ISOBLOC Linéaire est utilisé. Signalons que dans ISOBLOC Non Linéaire, les taux de déconfinement sont incrémentés jusqu'à une valeur maximale de 3. Par ailleurs, comme λ_{crit} est calculé *a posteriori* avec ISOBLOC Linéaire, on peut avoir des valeurs de λ_{crit} qui dépassent 3. Dans ce cas, elles sont représentées à l'ordonnée 3 sur la figure IV.15. Nous remarquons que pour tous les blocs étudiés $\lambda_{crit} < \lambda_{inst}$. Les blocs sont encore en équilibre lorsque la plastification des faces commence. Ainsi, le critère λ_{crit} est trop pessimiste et nous lui préférons λ_{inst} .

Nous considérons que les blocs instables sont ceux pour lesquels le calcul est arrêté au taux de déconfinement $\lambda_{inst} < 1$. Pour être sécuritaires, nous avons choisi la condition $\lambda_{inst} < 1.01$. En utilisant ce critère, les blocs trouvés instables sont représentés sur la figure IV.16.

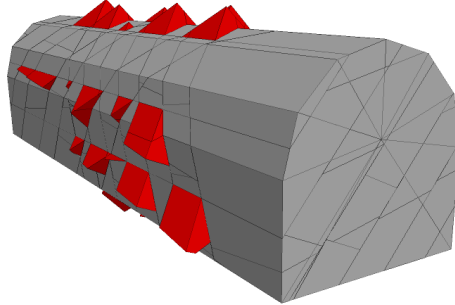


FIGURE IV.16 – Blocs instables avec ISOBLOC à la surface du tunnel excavé

IV.3.3.3 Comparaison avec les résultats de 3DEC rigide

La distribution de λ_{inst} est de nouveau donnée sur la figure IV.17, en marquant avec différentes formes les blocs trouvés stables ou instables avec 3DEC. Nous remarquons qu'il existe de nombreux blocs instables selon 3DEC mais qui ont été déterminés comme étant stables avec ISOBLOC (32 blocs). La raison de cette différence est probablement due au fait que chaque bloc ne se comporte pas en réalité de façon indépendante des autres blocs adjacents. En effet, nous remarquons d'après la figure IV.18, que les blocs trouvés instables avec 3DEC mais stables avec ISOBLOC se trouvent pour la plupart en contact avec des blocs instables (suivant ISOBLOC). D'où l'idée que l'instabilité de ces blocs est causée par celle des blocs adjacents. Le paragraphe suivant développe deux techniques pour rendre compte de cet effet en utilisant la méthode des Blocs Isolés ISOBLOC, soit via un calcul itératif par élimination des blocs instables, soit via un calcul par regroupement de blocs.

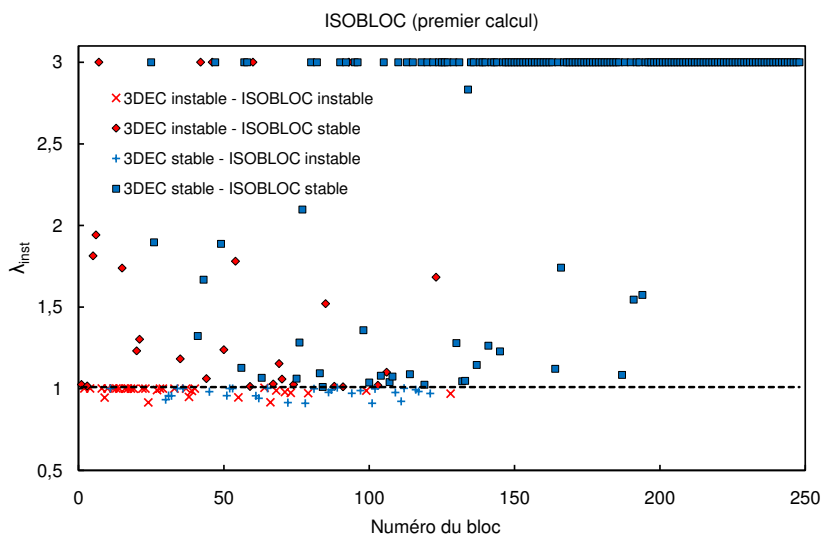


FIGURE IV.17 – Répartition du taux λ_{inst} d'après ISOBLOC (sans itérations) et comparaison de l'évaluation de stabilité avec 3DEC

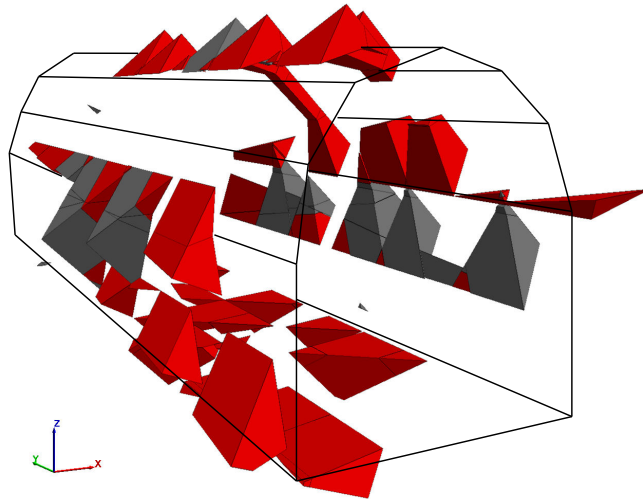


FIGURE IV.18 – Représentation en rouge des blocs instables avec ISOBLOC et en gris des blocs stables avec ISOBLOC mais instables avec 3DEC

IV.3.4 Modélisation avec ISOBLOC de « blocs multiples »

IV.3.4.1 Calcul itératif par éliminations successives de blocs instables et comparaison avec 3DEC rigide

Dans ce paragraphe, nous présentons une procédure qui permet de rendre compte de l'effet de la chute de blocs sur ceux qui leur sont adjacents en utilisant la méthode ISOBLOC.

Les blocs trouvés instables avec la méthode ISOBLOC après le premier calcul sont éliminés. Pour les blocs qui restent, on considère que les faces qui étaient en contact avec les blocs instables sont des faces libres et on recalcule la stabilité de ces blocs. L'opération est répétée jusqu'à ne plus avoir de blocs instables. A chaque itération, pour repérer les faces en contact avec les blocs instables, une procédure développée avec le langage Fish est utilisée.

Cette technique permet de rendre compte indirectement de l'interaction entre les blocs. La figure IV.19 montre les blocs trouvés instables aux différentes itérations. A partir de la sixième itération, on ne trouve plus de blocs instables supplémentaires. On superpose à ces blocs les vecteurs vitesse trouvés avec 3DEC.

La figure IV.20 montre le nombre de blocs instables avec 3DEC et l'évolution du nombre de blocs instables avec ISOBLOC en fonction du nombre d'itérations effectuées. Notons qu'après le calcul initial (itération 0), on a un nombre de blocs instables avec ISOBLOC comparable à celui de 3DEC, toutefois, comme on l'a vu dans la figure IV.17, il ne s'agit pas exactement des mêmes blocs : certains blocs instables suivant 3DEC ont été trouvés stables avec ISOBLOC et *vice versa*. A partir de la première itération, nous obtenons beaucoup plus de blocs instables avec ISOBLOC qu'avec 3DEC.

Pour mieux repérer les différences entre les résultats des deux méthodes, la figure IV.21 représente la répartition de λ_{inst} calculé avec ISOBLOC à la dernière itération, en marquant différemment les blocs trouvés stables ou instables avec 3DEC. A la dernière itération, il n'existe plus que 5 blocs instables selon 3DEC non repérés par ISOBLOC. Nous détaillerons les informations concernant ces blocs ci-après.

La figure IV.22 représente les blocs instables selon 3DEC. Les différentes couleurs correspondent aux blocs trouvés instables avec ISOBLOC aux différentes itérations. Les 5 blocs non repérés par

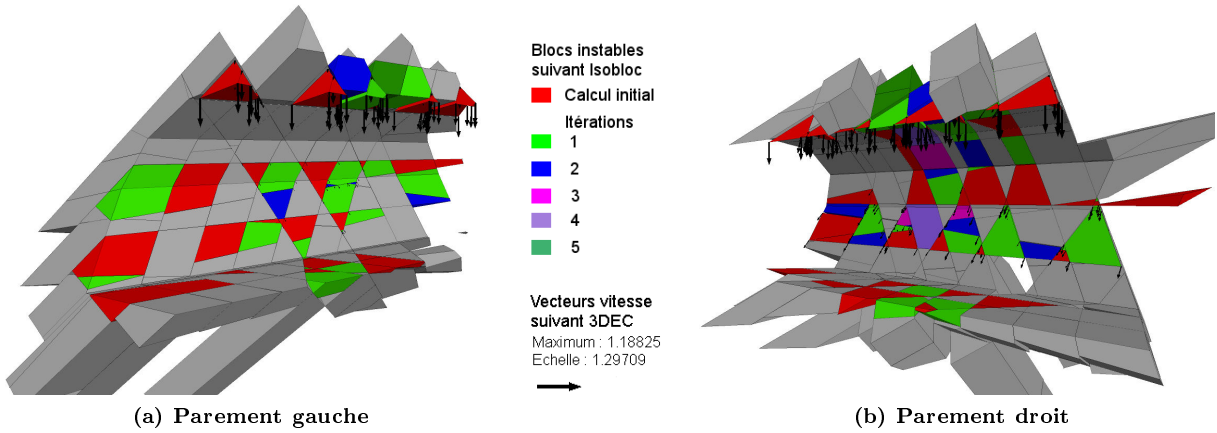


FIGURE IV.19 – Blocs instables suivant ISOBLOC après plusieurs itérations et vecteurs vitesse suivant 3DEC (vue de l’intérieur du tunnel)

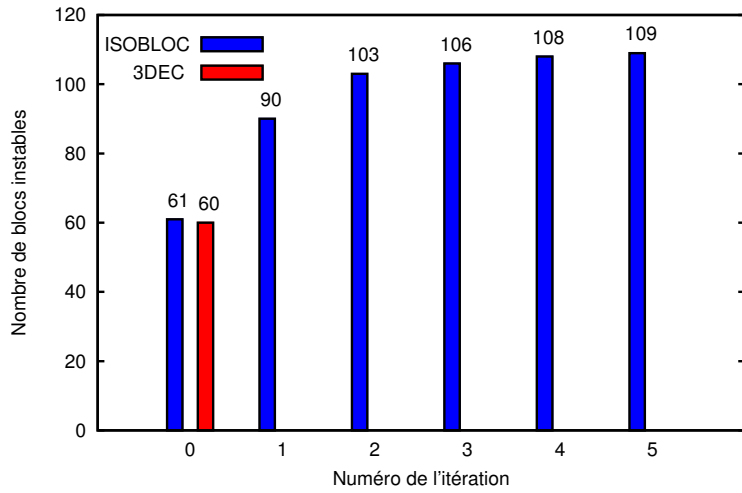


FIGURE IV.20 – Nombres de blocs instables suivant les différentes méthodes

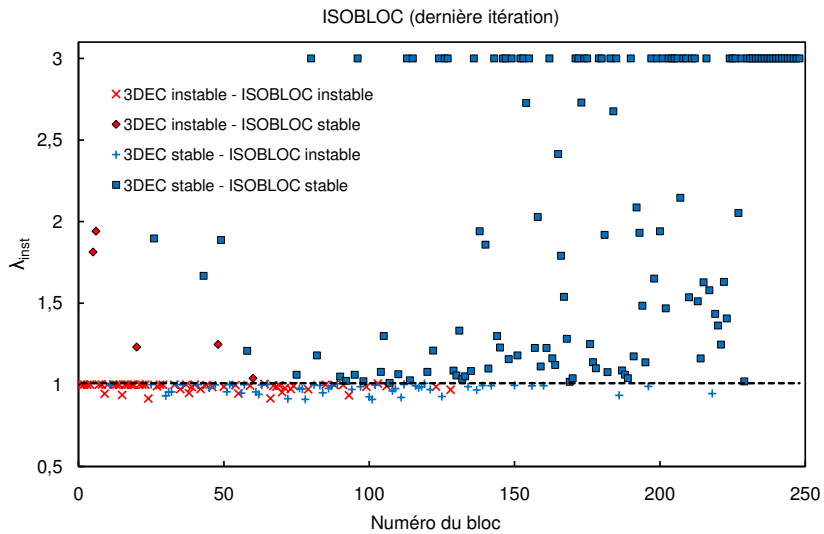


FIGURE IV.21 – Répartition du taux λ_{inst} d’après ISOBLOC (à la dernière itération) et comparaison de l’évaluation de stabilité avec 3DEC

ISOBLOC comme étant instables sont colorés en gris. Concernant les blocs A, B et C, ils ont des volumes très petits (0.003 m^3 , 0.004 m^3 et 0.03 m^3 respectivement). De plus les blocs A et C sont des blocs au mur donc ne constituent pas de risque majeur. Notons que, pour ces trois blocs, on a des vitesses très faibles et c'est à cause de leurs accélérations qu'on a déduit qu'ils sont instables.

Pour les deux blocs D et E, il s'agit de blocs non amovibles. Suivant la terminologie utilisée dans la théorie des Blocs Clés, leur pyramide de joints est vide, $JP = \emptyset$ (voir paragraphe I.3.1.1). Aussi, durant le premier calcul avec ISOBLOC, c'est leur forme géométrique (encastrée dans le massif rocheux) qui les empêche d'avoir un mouvement vers l'extérieur de la cavité. Néanmoins, ces blocs sont adjacents à des blocs trouvés instables suivant ISOBLOC. Le calcul itératif (en supposant que les faces adjacentes aux blocs instables sont des faces libres) ne donne pas de résultat d'instabilité pour ces blocs. Toutefois, en regardant en détail le résultat, nous notons une valeur de $\lambda_{inst} = 1.04$ pour le bloc E. En prenant plus de marge de sécurité pour la valeur λ_{inst} correspondante à la limite de stabilité, on aurait détecté l'instabilité pour ce bloc et par la suite pour le bloc D à une itération suivante. Par ailleurs, en regroupant ces blocs à des blocs instables adjacents (par la technique expliquée dans le paragraphe suivant), nous pouvons aussi retrouver un résultat d'instabilité pour ces blocs.

Par conséquent, nous pouvons dire que les blocs D et E ont été plutôt entraînés par les blocs instables qui leur sont adjacents. Ainsi, il n'y aura aucun risque si le soutènement mis en place permet de stabiliser les blocs qui leur sont adjacents.

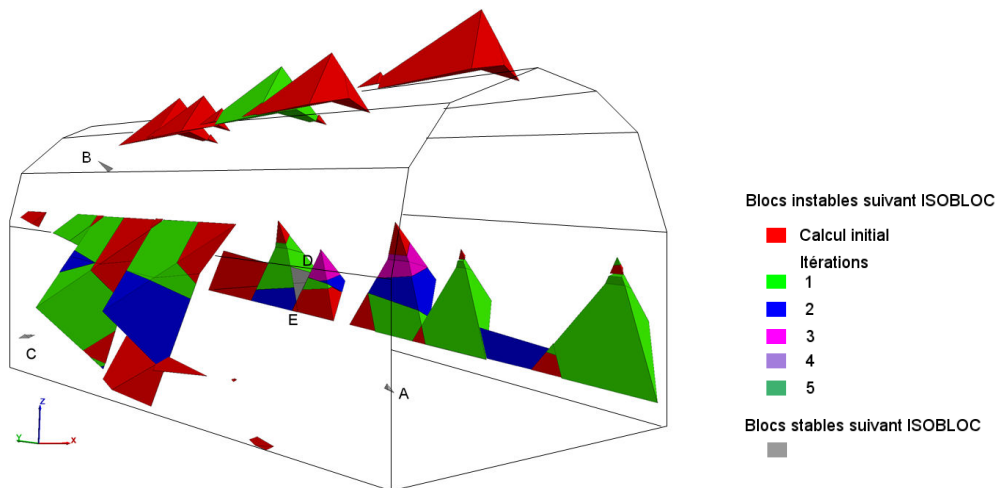


FIGURE IV.22 – Représentation des blocs instables avec 3DEC, colorés différemment suivant les résultats de ISOBLOC

La figure IV.23 représente les blocs trouvés instables avec ISOBLOC mais stables avec 3DEC. Durant le calcul initial, il existe 29 blocs instables suivant ISOBLOC mais stables suivant 3DEC. A la dernière itération avec ISOBLOC ce nombre s'élève à 54.

Les différents résultats sont résumés dans l'histogramme de la figure IV.24. Le résultat de ISOBLOC est sécuritaire par rapport au résultat de 3DEC. A la dernière itération, nous retrouvons avec ISOBLOC, la quasi-totalité des blocs trouvés instables avec 3DEC. Par ailleurs, la majorité des blocs stables d'après 3DEC sont aussi stables d'après ISOBLOC. Pour expliquer les différences concernant les blocs trouvés instables avec ISOBLOC alors qu'ils sont stables avec 3DEC, il faudra observer leur comportement de plus près. Une hypothèse possible est que les blocs qui les entourent créent par leurs mouvements une sorte de confinement. Le critère de stabilité utilisé dans ISOBLOC devra aussi être

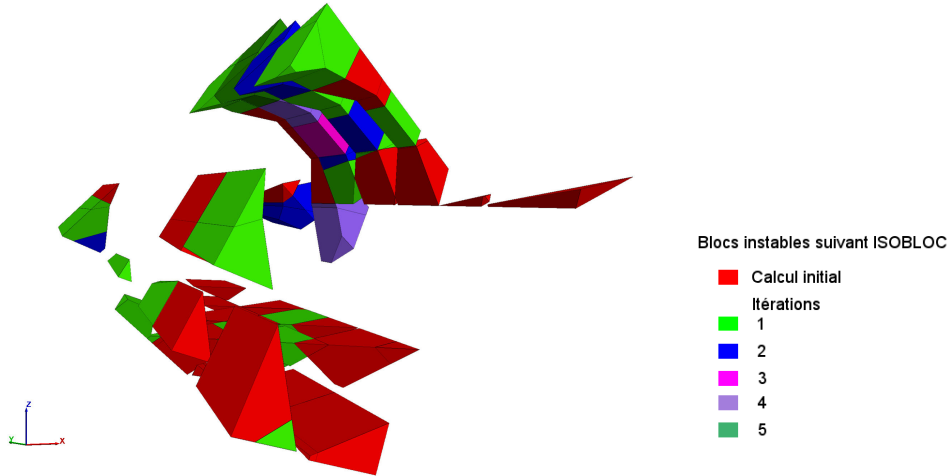


FIGURE IV.23 – Représentation des blocs instables avec ISOBLOC mais stables avec 3DEC

examiné plus en détail en vue d’une éventuelle amélioration.

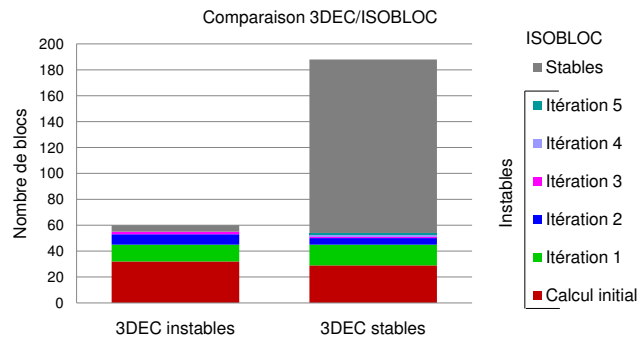


FIGURE IV.24 – Résumé des résultats : comparaison du nombre de blocs stables et instables avec 3DEC et ISOBLOC itératif

IV.3.4.2 Comparaison avec le résultat de 3DEC déformable

Avec le modèle 3DEC déformable ($E=100$ GPa, $\mu = 0.2$), les instabilités sont moins marquées qu’avec le modèle 3DEC rigide. La figure IV.25 représente les amplitudes de vitesse des blocs situés à la surface de la galerie suivant le calcul effectué avec 3DEC déformable (à environ 3500 cycles après le déconfinement total de la galerie). Ces amplitudes sont moins élevées que pour le modèle rigide. La vitesse est représentée, d’une part, au niveau des blocs trouvés instables suivant ISOBLOC avec le calcul itératif et, d’autre part, au niveau des blocs trouvés stables suivant ISOBLOC itératif. Il est clair alors que le modèle ISOBLOC permet de détecter tous les blocs trouvés instables suivant 3DEC déformable et même plus. Une exception concerne les deux blocs C et D (comme pour le calcul avec 3DEC rigide) qui sont stables suivant ISOBLOC mais qui ont des vitesses relativement élevées suivant 3DEC déformable.

Aussi, nous remarquons que certains blocs au mur ont des vitesses élevées alors que suivant 3DEC rigide ces blocs ont été trouvés stables. Le programme ISOBLOC a permis de repérer ces instabilités au mur.

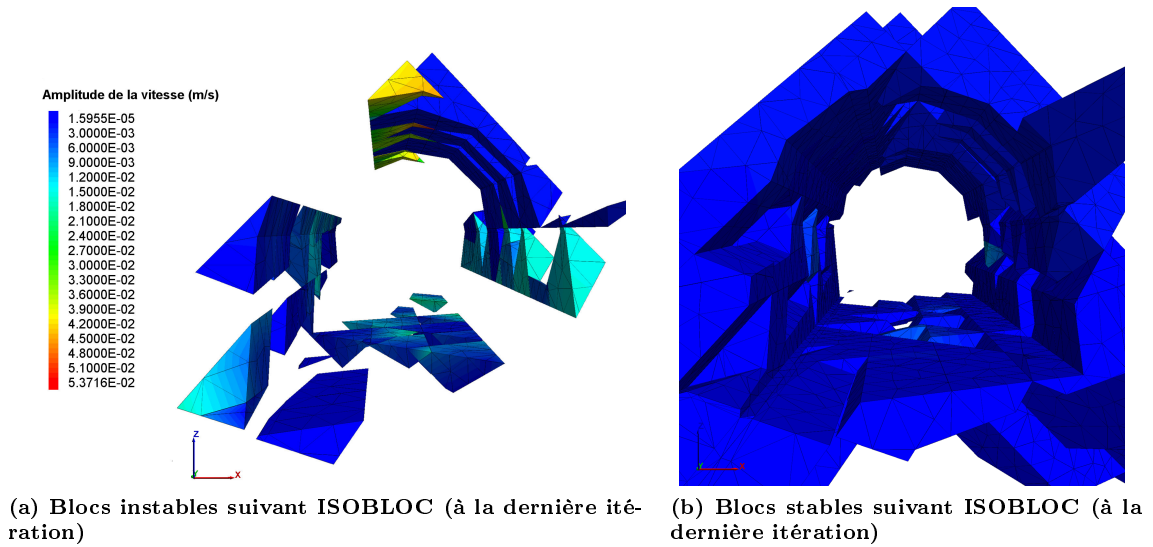


FIGURE IV.25 – Contour de l'amplitude de vitesse des blocs avec 3DEC déformable

IV.3.4.3 Regroupement de blocs

L'étude de l'instabilité peut se faire aussi par la technique de regroupement en considérant que plusieurs blocs adjacents forment un seul bloc, donc en éliminant les faces qui les séparent. Cette technique a été utilisée en 2D par Yarahmadi-Bafghi et Verdel [75] avec la méthode des Groupes Clés. Ceci rappelle aussi la notion de bloc maximal présentée dans la méthode de Goodman et Shi [24].

Les six blocs représentés sur la figure IV.26, situés au parement droit de la galerie (pour un observateur regardant vers l'axe Y) ont été trouvés instables avec 3DEC. En effet, avec les modèles rigide et déformable, l'équilibre n'est pas satisfait pour ces blocs comme le montrent les figures IV.26.b et IV.26.c. Ils ont des vitesses plus élevées par rapport aux régions stables du modèle, surtout pour le cas rigide où ils se séparent complètement de la masse rocheuse.

Avec la méthode ISOBLOC, trois de ces blocs ont été trouvés instables au premier calcul, comme le montre la figure IV.26.a. Il a fallu trois calculs itératifs (par éliminations successives des blocs instables) pour avoir un résultat d'instabilité pour tous les six blocs. D'où l'idée de vérifier si un regroupement de ces blocs, qui économise les opérations de calcul itératif, peut donner directement un résultat d'instabilité.

Avant de faire cette vérification, il est intéressant de noter l'existence d'une corrélation entre l'ordre d'apparition de l'instabilité des blocs suivant ISOBLOC, représenté dans la figure IV.26.a, et leurs amplitudes de déplacement avec 3DEC déformable, données dans la figure IV.27. Nous remarquons que les amplitudes de déplacement sont classées dans l'ordre inverse de celui de l'instabilité des blocs suivant le calcul itératif avec ISOBLOC. Les blocs qui sont repérés comme étant instables au premier calcul avec ISOBLOC ont les amplitudes de déplacement les plus élevées suivant 3DEC et les blocs trouvés instables à la dernière itération ont les plus faibles amplitudes. Ceci confirme, d'une certaine manière, que les blocs trouvés instables avec ISOBLOC au premier calcul sont effectivement les plus critiques. Avec le modèle 3DEC rigide, nous ne trouvons pas cette corrélation, probablement car les blocs sont complètement détachés de la masse rocheuse durant ce calcul. Par conséquent, le raisonnement en terme de déplacement à partir de ce moment n'est plus significatif.

En étudiant ces blocs avec ISOBLOC comme étant un seul bloc (où les joints entre les blocs adjacents sont éliminés), le calcul s'arrête à $\lambda_{inst} = 0.999$. Ce bloc est par conséquent instable après

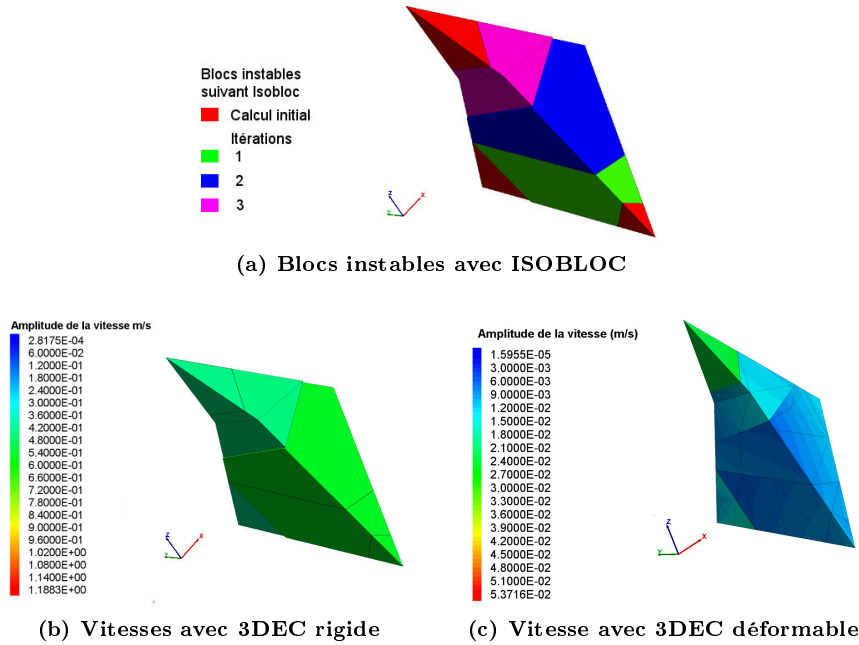


FIGURE IV.26 – Résultats d’un ensemble de six blocs adjacents suivant ISOBLOC itératif et suivant 3DEC

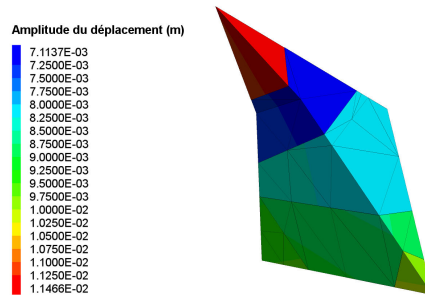


FIGURE IV.27 – Amplitude du déplacement des blocs suivant 3DEC déformable

déchargement de la face libre. La figure IV.28 montre que la plastification des faces est plus étendue lorsque les blocs sont étudiés comme un groupement de blocs que lorsqu’ils sont étudiés séparément au premier calcul avec ISOBLOC.

Par ailleurs, dans la figure IV.29, nous comparons la répartition des contraintes normales entre le modèle 3DEC déformable, et les deux modèles ISOBLOC à $\lambda = 0.998$. Les blocs sont représentés en les regardant de l’intérieur du tunnel. Nous remarquons l’apparition de traction avec ISOBLOC lorsque les blocs sont étudiés comme un seul bloc. C’est le cas aussi pour le modèle 3DEC déformable. Notons que pour le modèle 3DEC rigide, comme les blocs se séparent complètement de la masse rocheuse, les contraintes normales qui y sont appliquées sont aussi évidemment nulles. Le groupement de blocs permet alors d’avoir un résultat plus rigoureux que le résultat obtenu en les étudiant séparément.

Cette étude suggère qu’il est possible, dans une méthode adoptant l’approche des Blocs Isolés, de procéder par regroupement de blocs. Le regroupement peut concerner plusieurs combinaisons possibles de blocs trouvés stables avec des blocs trouvés instables. Les groupes trouvés comme étant les plus instables peuvent être alors choisis pour le dimensionnement du soutènement.

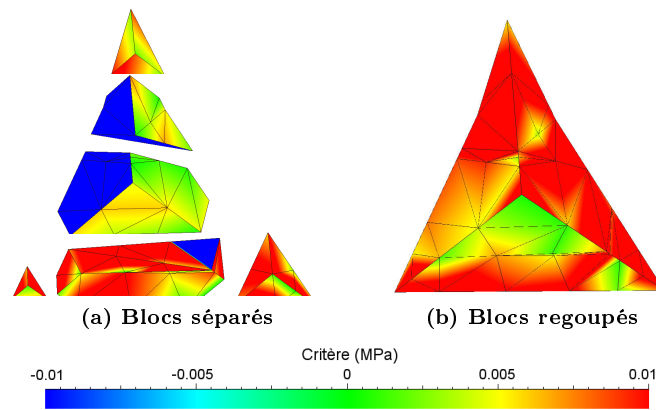


FIGURE IV.28 – Répartition du critère de plasticité suivant ISOBLOC si les blocs sont étudiés séparément ou comme un seul bloc

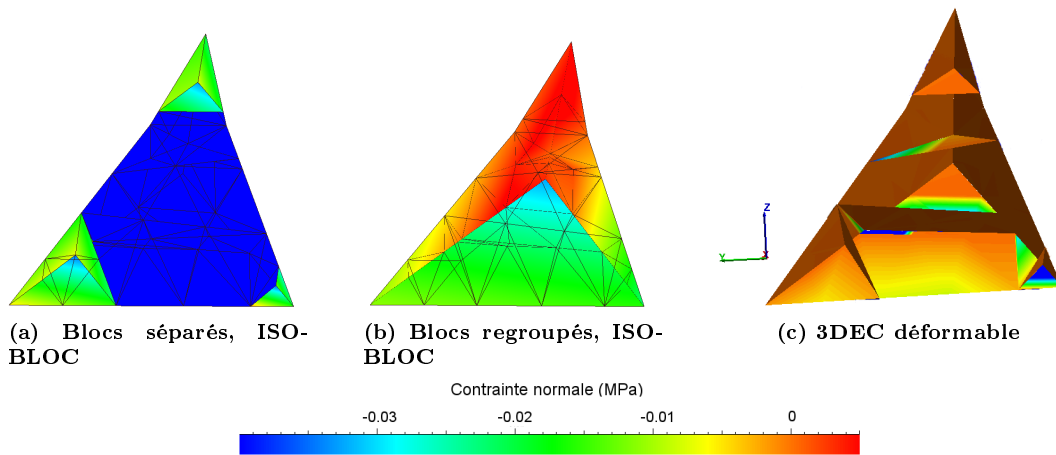


FIGURE IV.29 – Contraintes normales sur les faces des blocs pour différents cas étudiés

IV.3.5 Conclusion

Le modèle ISOBLOC a été appliqué pour l'étude de stabilité d'un ensemble de blocs situés à la surface d'une excavation souterraine. Le résultat a été comparé avec celui d'un calcul exact prenant en compte tous les blocs autour de l'excavation et leurs interactions, effectué avec la méthode des Éléments Distincts (logiciel 3DEC). Nous avons montré que l'étude des blocs individuellement avec ISOBLOC ne permet pas de trouver toutes les instabilités repérées par 3DEC. Toutefois, la technique itérative par éliminations successives des blocs instables permet de repérer la quasi totalité des blocs instables avec 3DEC. On explique ceci par le fait que l'instabilité de certains blocs est induite par celles des blocs adjacents. Par ailleurs, on retrouve un nombre non négligeable de blocs instables avec ISOBLOC mais qui n'ont pas été repérés avec 3DEC. On peut alors conclure que la méthode ISOBLOC itérative est conservatrice par rapport à un calcul exact mais que le jugement d'instabilité risque d'être exagéré. Une autre technique a permis de rendre compte des interactions entre les blocs par le regroupement de quelques blocs adjacents pour les étudier comme un seul bloc. Le résultat est alors plus proche de celui de 3DEC que si blocs sont étudiés séparément.

Il s'agit là d'une première application du modèle ISOBLOC à une multitude de blocs. L'objectif était de montrer la possibilité d'utiliser ISOBLOC pour un calcul réaliste. Les résultats sont promet-

teurs mais plus de recherches doivent être effectuées afin de comparer plus en détail les résultats, en termes de déplacement et contraintes et non pas uniquement par un jugement relatif à la stabilité ou l'instabilité.

IV.4 Étude d'un cas réel de chute de blocs

Dans cette dernière partie de la thèse, le modèle ISOBLOC est appliqué pour étudier, par retour d'expérience, le cas réel de chute de blocs qui a eu lieu au toit d'une cavité de stockage d'hydrocarbure dans un milieu rocheux discontinu. Nous montrerons que notre nouvelle méthode permet de détecter cette instabilité.

IV.4.1 Présentation du cas d'étude

La galerie où a eu lieu l'instabilité est excavée dans une roche assez rigide (grès métasédimentaire avec $E=65$ MPa) mais interceptée par plusieurs familles de discontinuités. L'eau est fortement présente dans cette région. On a alors conduit des travaux de cimentation (*grouting*) avant et après l'excavation de la galerie.

La galerie a une direction de 42.5° et est située à une profondeur de 93 m. Sa section a pour dimensions environ $12.4 \text{ m} \times 11.9 \text{ m}$. Les blocs ont chuté sur une longueur d'environ 8 m, une largeur maximale d'environ 8.8 m et une hauteur variant entre 3 et 5 m, créant un grand vide au toit de l'excavation comme le montre la figure IV.30. Ils ont des formes géométriques avec des angles droits (blocs posés à gauche au niveau de la figure IV.30) qui s'expliquent par la distribution des discontinuités : des strates horizontales découpées par des discontinuités au pendage vertical.

Les contraintes verticales initiales sont des contraintes géostatiques avec une masse volumique $\rho = 2700 \text{ Kg/m}^3$. Les contraintes horizontales initiales dans le terrain sont élevées, $K_0 = 2$. Les joints ont les propriétés mécaniques suivantes déduites à partir d'essais au laboratoire sur des échantillons prélevés par carottage : $K_n = 10000 \text{ MPa/m}$, $K_t = 1000 \text{ MPa/m}$, $\phi = 27^\circ$ et $c = 0 \text{ MPa}$.



FIGURE IV.30 – Photo de la zone où a eu lieu la chute de blocs

IV.4.2 Génération de la géométrie

Nous allons étudier l'ensemble des blocs ayant chuté comme étant un seul bloc. Cette technique de regroupement a été justifiée au paragraphe précédent. La géométrie du bloc est reconstituée en se basant sur un relevé de fissuration effectué sur les parois de la galerie. Les détails concernant les familles de discontinuités dans la région où a eu lieu l'instabilité sont fournies par le tableau IV.2. Par ailleurs, les lignes de niveau correspondant à la zone instable permettent de trouver les limites du bloc, comme le montre la figure IV.31. La géométrie du bloc généré est représentée sur la figure IV.32.

Tableau IV.2 – Discontinuités dans le terrain

	Direction de pendage (°)	Pendage (°)
J1	170	10
J2	120	85
J3	65-90	85
J4	180-200	85

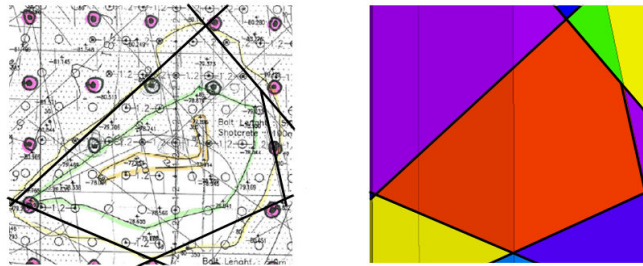


FIGURE IV.31 – Lignes de niveau correspondant à la zone instable sur le toit du tunnel et traces du bloc généré pour l'étude

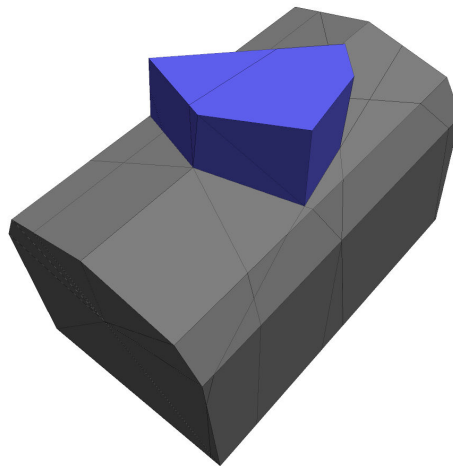


FIGURE IV.32 – Géométrie du bloc au toit de la galerie (volume 150 m³)

IV.4.3 Étude avec ISOBLOC

Les études préliminaires (effectuées par les responsables du projet avec le logiciel UDEC) n'avaient pas prévu l'apparition de l'instabilité. Comme la présence d'eau était importante, des travaux de

cimentation ont été aussi exécutés après excavation. Ces pressions supplémentaires n'ont pas été prises en compte dans les études d'avant projet et auraient pu être responsables de la chute de blocs.

Dans ce paragraphe nous allons étudier la stabilité du bloc en utilisant la méthode ISOBLOC avec plusieurs hypothèses possibles :

1. pas de prise en compte ni de la présence de l'eau ni de celle de la cimentation ;
2. prise en compte d'une pression d'eau appliquée au niveau de toutes les faces du bloc ($p_e = 0.8 \text{ MPa}$ correspondant à la présence de la nappe en surface) et dégradation des propriétés du joint due à la présence d'eau ($\phi = 10^\circ$) ;
3. application d'une pression d'une pression de cimentation sur la face supérieure horizontale du bloc ($p_c = 3 \text{ MPa}$ correspondant à la pression d'injection) ;
4. application d'une pression de cimentation sur la face supérieure horizontale du bloc ($p_c = 3 \text{ MPa}$) et dégradation des propriétés du joint due à la présence d'eau ($\phi = 10^\circ$).

La figure IV.33 représente l'évolution du taux de confinement en fonction du déplacement vertical du bloc. Nous remarquons que pour la quatrième hypothèse étudiée, le déplacement du bloc est asymptotique à une ligne horizontale avant la fin du déchargement de la face libre. La chute du bloc est donc probablement causée à la fois par la dégradation des propriétés des joints due à l'écoulement de l'eau dans les discontinuités et par la pression de cimentation qui a été appliquée sans précautions après excavation.

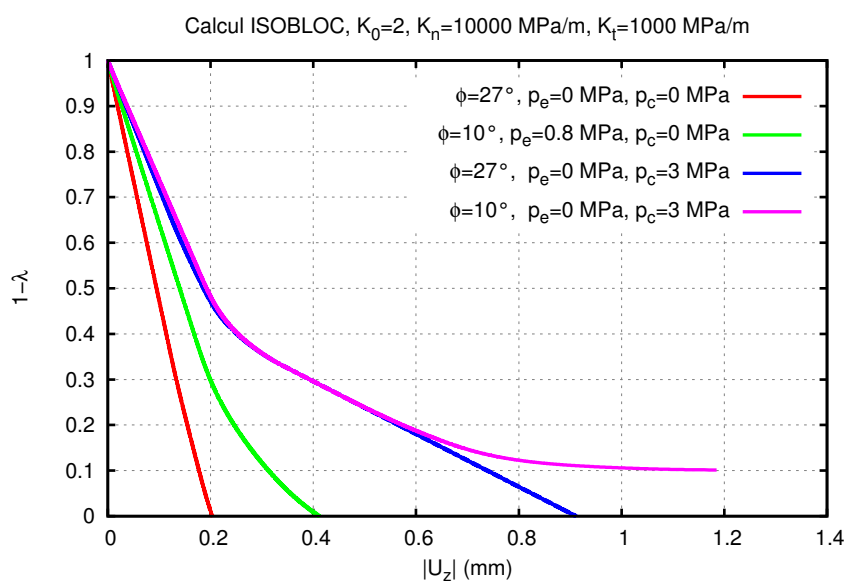


FIGURE IV.33 – Courbes convergence-confinement avec différentes hypothèses de chargement et d'angles de frottement

D'après cette petite étude, nous remarquons que la nouvelle méthode permet de détecter assez rapidement l'instabilité sans devoir utiliser des approches qui prennent beaucoup de temps de calcul. En cas d'incertitudes concernant les hypothèses à prendre, plusieurs cas possibles peuvent être étudiés et le plus critique choisi. La méthode ISOBLOC permet d'intégrer dans l'analyse les contraintes initiales ainsi que les pressions d'eau et tout chargement extérieur supplémentaire.

Dimensionnement du soutènement avec ISOBLOC Le dimensionnement du soutènement est effectué par rapport au quatrième cas étudié pour lequel le bloc a été trouvé instable. Supposons

que l'on veuille installer un boulon par m^2 (soit 35 pour le bloc étudié). Une étude de sensibilité est effectuée pour choisir le diamètre optimale du boulon (ou sa rigidité axiale optimale). On considère que le boulon agit comme une tige élastique dont la rigidité est calculée suivant la relation III.41, sachant que sa longueur est $L = 5.5$ m et le module d'Young de l'acier est $E = 210000$ MPa. La figure IV.34 représente la courbe convergence-confinement pour différentes rigidités axiales par boulon.

En supposant que les boulons sont uniformément répartis sur les faces du bloc, il est plus simple, lors du calcul de leur matrice de rigidité, de les introduire comme un seul boulon passant par le centre de la face libre avec une rigidité axiale égale à la somme des rigidités axiales des 35 boulons.

Les boulons de diamètres 25 mm ou 40 mm ne permettent pas d'assurer la stabilité du bloc. La première valeur de rigidité pour laquelle le bloc est stable est $K_b = 75$ MN/m qui correspond à un boulon de diamètre 50 mm (ou environ deux boulons de diamètre 30 mm). Dans ce cas, le déplacement vertical du bloc est d'environ 8.2 mm ainsi que celui des boulons. Il faudra alors que chaque boulon ait une capacité maximale supérieure à 0.62 MN. Pour une rigidité $K_b = 100$ MN/m, il faut prévoir une capacité maximale supérieure à 0.57 MN.

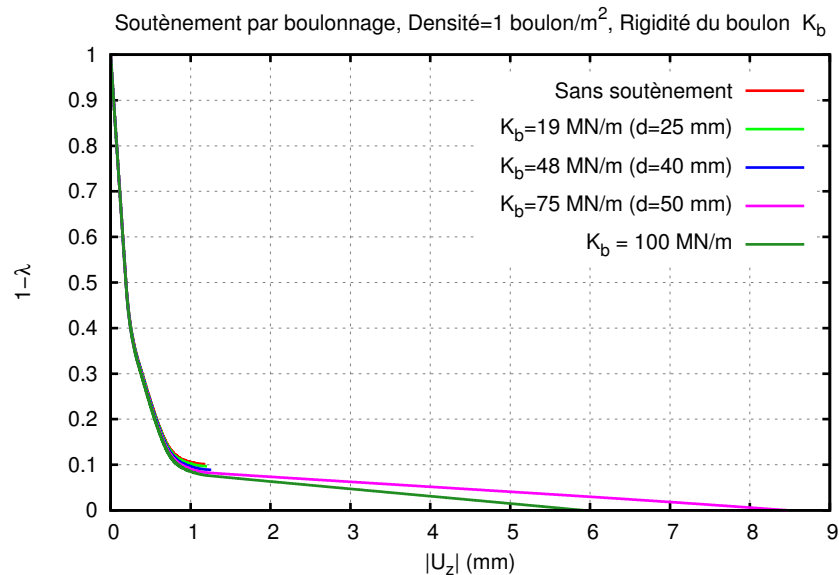


FIGURE IV.34 – Courbes convergence-confinement pour 1 boulon/ m^2 avec différentes rigidités axiales par boulon

En conclusion, pour avoir la stabilité, il faut installer des boulons de rigidité axiale supérieure à 75 MN/m ou une densité de boulonnage plus élevée qu'un boulon par m^2 . A notre connaissance, ces conditions sont difficiles à assurer en pratique. Nous déduisons qu'il faut associer au boulonnage un autre type de soutènement.

IV.5 Synthèse

Dans ce chapitre, nous avons pu, à travers des applications de la méthode ISOBLOC, examiner de nouveau deux hypothèses de base relatives à l'approche des Blocs Isolés : la prise en compte d'une roche rigide et le fait d'étudier la stabilité d'un bloc situé en contact avec l'excavation comme s'il existait seul (en ignorant la présence d'autres blocs).

Concernant l'hypothèse de rigidité, nous avons montré que lorsque la masse rocheuse est élastique,

c'est le comportement des discontinuités qui régit la stabilité du bloc plus que la déformabilité de la roche. Le calcul d'un bloc isolé avec l'hypothèse de roche déformable a été effectué avec le logiciel d'Éléments Distincts 3DEC. Le résultat est plus stable qu'avec l'hypothèse de roche rigide. La prise en compte d'une roche rigide est alors conservateur dans le cas où on a affaire à une roche résistante interceptée par des discontinuités. Par ailleurs, nous avons validé le calcul de ISOBLOC avec ou sans prise en compte du soutènement en le comparant au calcul de 3DEC rigide appliqué à un seul bloc.

La deuxième hypothèse a été vérifiée en comparant le résultat de la méthode ISOBLOC à celui d'un calcul prenant en compte tous les blocs autour d'une excavation souterraine. Le logiciel 3DEC est utilisé pour générer les blocs et pour étudier leur stabilité. Rappelons que la méthode des Éléments Distincts utilisée par 3DEC est basée sur une approche dynamique. Les blocs instables sont ceux qui ont des vitesses élevées à la fin du déconfinement de la surface libre du tunnel.

Les blocs situés à la surface de l'excavation sont ensuite récupérés pour être étudiés avec la méthode ISOBLOC Non Linéaire. Le maillage réalisé pour le modèle de 3DEC déformable est utilisé pour l'étude des blocs avec ISOBLOC (en extrayant uniquement les informations concernant le maillage surfacique via un programme développé avec le langage Fish). Les blocs instables sont ceux pour lesquels l'équilibre ne peut pas être satisfait à la fin du déconfinement de la face libre. Certains blocs trouvés instables avec 3DEC sont trouvés stables avec ISOBLOC. Néanmoins ces blocs sont adjacents à des blocs instables avec ISOBLOC. Cela nous amène à déduire que l'instabilité de certains blocs pourrait être induite par l'instabilité de blocs qui leur sont adjacents. Pour cette raison, nous avons effectué un calcul supplémentaire pour rendre compte de ce phénomène. Les blocs trouvés instables durant le premier calcul avec ISOBLOC sont éliminés. Nous obtenons une nouvelle surface libre de l'excavation intégrant les faces qui étaient adjacentes aux blocs éliminés. Les blocs sont de nouveau parcourus et calculés. Cette procédure est répétée autant de fois jusqu'à ne plus trouver de blocs instables. Avec ce calcul itératif, tous les blocs instables avec 3DEC sont aussi retrouvés comme étant instables avec ISOBLOC. Néanmoins cette technique tend à exagérer les instabilités et donc doit être utilisée avec attention.

En outre, une autre technique pour rendre compte de l'effet de l'interaction entre les blocs a été testée. Des blocs trouvés instables avec ISOBLOC sont regroupés avec des blocs qui leur sont adjacents trouvés stables et étudiés comme étant un seul bloc. Avec cette technique, on retrouve que cet ensemble de bloc est instable comme pour le résultat de 3DEC. La difficulté reste de choisir le bon regroupement à effectuer.

Une dernière application a concerné un exemple réel de chute de bloc. La méthode ISOBLOC a été suffisante pour déterminer par retour d'expérience les causes de cette chute.

Ces études confirment le fait que la méthode ISOBLOC peut être effectivement un substitut d'une méthode de « blocs multiples ». Le calcul itératif a permis de rendre compte de l'interaction entre les blocs et de l'effet d'instabilité que peut induire certains blocs sur d'autres. Comme nous avons remarqué que l'instabilité des blocs peut être transmise aux blocs adjacents, nous pouvons dire, réciproquement, que si les blocs les plus critiques sont stabilisés, cela est suffisant pour stabiliser l'ensemble de la masse rocheuse autour de l'excavation. Nous supposons alors que les blocs les plus critiques sont ceux trouvés instables avec ISOBLOC au premier calcul. Plus de recherches doivent être entreprises pour valider ces affirmations.

Les applications de ce chapitre nous ont permis d'avoir plus de confiance en l'utilisation de la méthode ISOBLOC pour l'étude de stabilité d'une excavation dans un milieu rocheux discontinu et par la suite pour le dimensionnement du soutènement. Un seul cas d'étude a été réalisé afin d'effectuer les comparaisons entre le calcul exact avec prise en compte de tous les blocs et le calcul avec la

méthode ISOBLOC. Il serait intéressant dans le futur de réaliser des comparaisons supplémentaires en faisant varier les contraintes initiales et la distribution des discontinuités pour confirmer que la méthode ISOBLOC est fiable dans tous les cas possibles.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

L'objectif de la thèse a été de développer un nouveau modèle de Blocs Isolés pour l'étude de la stabilité des blocs rocheux autour des excavations souterraines. L'approche des Blocs Isolés consiste à analyser chaque bloc situé à la surface de l'excavation en supposant qu'il est rigide et que le reste de la masse rocheuse qui l'entoure est rigide et fixe. Il s'agit d'une simplification par rapport aux modèles complexes qui prennent en compte tous les blocs autour de l'excavation et leurs interactions. Le fait d'assurer la stabilité des blocs isolés est supposé être suffisant pour garantir la stabilité de l'ouvrage souterrain. Néanmoins, malgré la simplicité apparente du problème, l'étude bibliographique a montré que les méthodes existantes adoptant l'approche des Blocs Isolés possèdent plusieurs insuffisances :

- Les contraintes initiales ne sont pas prises en compte ou sont empreintées d'un calcul en milieu continu (ignorant la présence des discontinuités).
- Les lois de comportement des joints ne sont pas intégrées à l'analyse en général. Seulement, dans la méthode de Relaxation, on prend en compte le comportement des joints mais l'approche reste limitée à des cas très particuliers (blocs aux toits avec mouvements de translation).
- La résolution du problème est découplée en une analyse cinématique, essentiellement basée sur la géométrie du bloc et limitée aux translations, suivie d'une analyse mécanique. Certaines études ont introduit une analyse en rotation qui est toutefois insuffisante (pas de considération de l'influence des efforts sur le mouvement de rotation, pas de prise en compte des possibilités de mouvements simultanés en translation et en rotation).
- Les efforts sont uniformisés sur les faces du bloc (une force par face).

Sachant que les inconnues du problème sont les efforts agissant sur les faces du bloc isolé, leur calcul est indéterminé si on considère uniquement les équations d'équilibre. Les insuffisances des méthodes conventionnelles sont le résultat de l'utilisation d'hypothèses simplificatrices pour pouvoir résoudre le problème. Si la non prise en compte des contraintes initiales est acceptable pour l'analyse des blocs situés au niveau des pentes rocheuses et des excavations peu profondes, cette hypothèse n'est plus rigoureuse en souterrain où les contraintes peuvent avoir un effet important sur le comportement du bloc.

La méthode ISOBLOC développée dans cette thèse permet de faire face à l'indétermination du problème en prenant en compte l'historique des sollicitations agissant sur le bloc de façon rigoureuse. En partant du fait que les contraintes initiales, avant excavation, sont connues et sont appliquées sur toutes les faces du bloc, le passage à l'état final, après excavation, se fait par le déchargement d'une frontière du bloc qui devient sa frontière libre. L'évolution des contraintes sur les faces du bloc obéit aux lois de comportement des joints. Le déplacement d'un point donné est déduit du déplacement d'un point de référence (choisi comme le centre de gravité du bloc) et de sa rotation (mouvement de corps solide). Les équations d'équilibre des forces et des moments permettent d'aboutir à un système linéaire où les seules inconnues sont le vecteur déplacement et rotation du point de référence. La détermination de ces inconnues permet d'avoir accès à toutes les autres variables (déplacements et contraintes en tout point du bloc). Le bloc étudié est maillé et les données (contraintes initiales, rigidités des joints) sont définies au niveau des nœuds. Le développement du système à résoudre nécessite le calcul d'intégrales de surfaces. La technique numérique utilisée est celle des points de Gauss. Il est alors possible d'étudier n'importe quelle géométrie de bloc, il suffit à l'utilisateur de définir la frontière du bloc par des mailles appropriées.

Ainsi, par rapport aux méthodes conventionnelles, la nouvelle méthode permet d'apporter les améliorations suivantes :

- prise en compte des contraintes initiales ;
- intégration de la loi de comportement des joints ;
- prise en compte des mouvements simultanés de translation et de rotation ;
- considération d'une répartition non uniforme des contraintes sur les faces du bloc à tout moment de l'historique du bloc.

Deux modèles adoptant cette méthode ont été développés et diffèrent par la loi de comportement associée aux joints. Dans le premier modèle (chapitre I), la loi de comportement des joints est élastique linéaire. Les critères de plasticité (Mohr-Coulomb) et de contact unilatéral (pas de traction) ne sont pas respectés durant le déchargement de la frontière libre du bloc. La stabilité n'est alors évaluée qu'*a posteriori* en vérifiant si ces critères ont été violés au niveau d'un point donné du bloc.

Le modèle linéaire a été validé par rapport à un calcul utilisant la méthode des Éléments Finis en 2D. Nous avons aussi montré que le résultat de ISOBLOC se rapproche d'un calcul prenant en compte une roche déformable pour des rigidités élevées de la roche. Par ailleurs, les différentes études paramétriques en 3D concernant les contraintes initiales et les rigidités des joints ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Le rapport des rigidités normale et tangentielle (K_n/K_t) a un rôle important sur le comportement du bloc. En général la stabilité diminue lorsque ce rapport augmente.
- L'augmentation des contraintes horizontales a un effet stabilisant sur un bloc symétrique situé au toit. Pour une autre configuration, l'augmentation de ce rapport peut avoir un effet déstabilisant.
- La tendance à la rotation du bloc est affectée par sa forme géométrique et par son chargement initial. L'amplitude de la rotation augmente lorsque le moment, par rapport au point de référence, exercé par les contraintes initiales appliquées sur la surface libre du bloc, est élevé.

Les comparaisons avec la méthode des Blocs Clés ont montré que celle-ci ne donne pas un résultat sécuritaire pour tous les cas de chargements et de positions autour de l'excavation. Tout dépend des contraintes initiales et des rigidités des joints.

Ce modèle linéaire élastique est surtout utile dans le sens de la stabilité, à savoir que si les contraintes à l'état final sont plastiquement admissibles on peut déduire avec certitude que le bloc est stable. Toutefois, si on remarque que le critère a été dépassé, on peut déduire que la plastification

a commencé sans pouvoir conclure avec assurance que le bloc est instable. Le modèle a été amélioré dans le chapitre III en y intégrant des lois de comportement non linéaires des joints :

- un comportement hyperbolique dans la direction normale en accord avec les essais de compression sur les joints rocheux ;
- un comportement élastoplastique en cisaillement avec comme critère de plasticité le critère de Mohr-Coulomb et comme potentiel plastique le critère de Coulomb associé à la dilatance ;
- la prise en compte des situations de décollement. La contrainte normale (négative en compression) atteint une valeur maximale nulle.

La méthode numérique adoptée pour résoudre ce problème non linéaire est une intégration explicite dans le temps cinématique correspondant au taux de déchargement. Le bloc passe alors par des états d'équilibre successifs et les contraintes sont plastiquement admissibles à tout moment. Le calcul est arrêté au taux de déchargement où le critère dépasse une valeur limite préfixée, proche de zéro. La courbe convergence-confinement permet de suivre la contrainte de confinement en fonction du déplacement du bloc en un point donné et dans une direction donnée. L'intersection avec la courbe de charge de soutènement permet d'estimer la pression d'équilibre entre le bloc et le soutènement. Par ailleurs, le soutènement a été intégré au code développé par une matrice de rigidité correspondante. Il est pris en compte uniquement à partir d'un taux de confinement que l'on précise. L'expression de la matrice relative à des boulons travaillant en traction a été développée, connaissant l'emplacement de chacun, sa direction et sa rigidité axiale. Nous avons montré sur un exemple d'application que cette méthode d'intégration du soutènement permet non seulement de retrouver le même résultat que la méthode convergence-confinement mais aussi de suivre l'effet du soutènement sur le bloc durant tout son historique de déchargement.

Le modèle non linéaire a été validé par comparaison à un calcul utilisant la méthode des Éléments Distincts appliquée à un bloc isolé. Il a été montré pour l'exemple étudié que l'hypothèse de rigidité est sécuritaire par rapport à la prise en compte d'une roche déformable. Par ailleurs, la méthode d'intégration du soutènement par boulonnage a été également validée.

Les études paramétriques sur le modèle non linéaire et la comparaison par rapport au modèle linéaire ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- La prise en compte d'une loi de comportement normal hyperbolique est plus sécuritaire qu'une loi de comportement normal linéaire.
- Le nouveau modèle permet de suivre l'évolution du comportement du bloc dans la phase plastique. Le bloc peut être stable même si une partie de sa frontière a plastifié.
- Pour un soutènement donné qui agit dans la phase plastique, la pression exercée à l'équilibre sur ce soutènement est plus élevée pour le modèle non linéaire que pour le modèle linéaire.

Ainsi, le modèle non linéaire permet une analyse plus réaliste de l'évolution des contraintes sur les faces du bloc. Pour un résultat rigoureux, il est nécessaire, à cause de la méthode numérique incrémentale adoptée, de réaliser un nombre élevé de pas de déchargement (supérieur à 500). Concernant le maillage, on n'a pas besoin d'effectuer un découpage très fin grâce à l'utilisation d'éléments avec un nombre élevé de points de Gauss (7 points pour l'élément triangle et 9 pour l'élément carré). Le temps de calcul est alors très raisonnable. Bien que nous ayons limité l'étude à la loi rhéologique déjà explicitée (élastoplasticité parfaite), le modèle non linéaire est construit de façon à pouvoir prendre en compte n'importe quelle autre loi rhéologique.

Le dernier chapitre a été consacré à l'analyse de la stabilité d'un ensemble de blocs autour d'une excavation souterraine avec le modèle ISOBLOC Non Linéaire et à une comparaison avec la méthode des Éléments Distincts. Le modèle géométrique de l'excavation, la génération des discontinuités et

des blocs puis le calcul avec la méthode des Éléments Distincts ont été réalisés via le logiciel 3DEC. Ensuite, les blocs situés en contact avec l'excavation ont été étudiés un à un avec ISOBLOC. Pour rendre compte de l'effet de l'instabilité de certains blocs sur les blocs adjacents avec la méthode ISOBLOC, un calcul itératif a été entrepris par éliminations successives des blocs instables. Un autre calcul utilisant la technique de regroupement de blocs stables et instables adjacents (en les considérant comme étant un bloc) a été effectué. Les comparaisons avec la méthode des Éléments Distincts ont permis d'aboutir aux conclusions suivantes :

- Le calcul avec ISOBLOC sans itérations ne permet pas de repérer tous les blocs trouvés instables avec 3DEC.
- Le calcul itératif permet de retrouver tous les blocs instables. Néanmoins, ce calcul risque d'exagérer l'état d'instabilité de l'excavation puisque certains blocs stables suivant 3DEC sont retrouvés instables suivant ISOBLOC.
- La technique de regroupement appliquée sur un exemple donné a été utile pour retrouver l'influence de l'instabilité de certains blocs sur les blocs adjacents.

Finalement, le nouveau modèle a été appliqué pour analyser une chute de blocs qui a eu lieu dans l'exemple réel d'une cavité de stockage et le soutènement nécessaire a été dimensionné.

En conclusion, ce travail de recherche a permis de mieux comprendre le comportement du bloc isolé et d'apporter une contribution par rapport aux méthodes existantes. Dans la suite de ce travail de recherche, nous proposons les perspectives suivantes :

- Poursuivre les travaux de validation par rapport à un calcul exact prenant en compte tous les blocs et leurs interactions (méthode des Éléments Distincts). Il sera intéressant de tester plusieurs cas de distributions et propriétés mécaniques des discontinuités ainsi que différents chargements initiaux, dans le but de déterminer dans quelles situations la méthode ISOBLOC permet de remplacer un calcul exact. Par ailleurs, on peut envisager de vérifier si les blocs trouvés instables suivant ISOBLOC (sans le calcul itératif) sont réellement les blocs les plus critiques. Pour ce faire, on pourra effectuer un calcul avec 3DEC en installant un soutènement spécifiquement au niveau de ces blocs. Si aucune instabilité n'a lieu, nous pourrions déduire que les blocs trouvés instables suivant ISOBLOC au premier calcul sont réellement des « blocs clés ». Nous prouverons alors qu'il suffit de dimensionner le soutènement relativement à ces blocs pour garantir la stabilité de toute l'excavation.
- Améliorer le critère d'évaluation de l'instabilité avec ISOBLOC.
- Appliquer le code ISOBLOC sur des cas réels de blocs instrumentés pour comparer les valeurs des déplacements. Ceci peut se faire *in situ* ou en laboratoire avec des maquettes appropriées.
- Faire des tests supplémentaires de comparaison avec des modèles déformables pour vérifier que l'hypothèse de roche rigide est conservatrice dans tous les cas. Le cas échéant, envisager la prise en compte de la déformabilité de la roche dans le modèle.
- Introduire d'autres lois rhéologiques de joints et laisser à l'utilisateur de choisir la loi rhéologique parmi une liste préprogrammée.
- Développer un générateur de blocs à intégrer en amont du code ISOBLOC et finaliser le logiciel pour qu'il soit utilisable par les ingénieurs.

ANNEXES

A Méthodes de génération des blocs

La génération des blocs autour d'une excavation est l'étape qui précède l'étude de stabilité des blocs autour des excavation souterraines. Cette annexe présente un bref aperçu des différentes méthodes disponibles dans la littérature. Nous commençons d'abord par présenter les techniques de génération des discontinuités.

A.1 Génération des discontinuités

La génération des discontinuités peut être faite de différentes manières :

- Les discontinuités sont introduites individuellement. On connaît exactement la position et l'orientation de chacune.
- Les discontinuités sont introduites par des familles caractérisées par des lois de probabilité concernant leurs orientations, leurs espacements et leurs extensions si elles sont finies.
- Lorsque la position exacte des discontinuités n'est pas prise en compte, on utilise les données concernant leur orientation pour générer les blocs de volume maximal à la surface d'une excavation.

Concernant leurs formes géométriques, les discontinuités peuvent être :

- des plans infinis ;
- des ellipses ;
- des disques ;
- des polygones quelconques.

Les discontinuités peuvent être introduites toutes à la fois ou en respectant l'historique de leur apparition comme dans la méthode de Heliot (1988,[29]).

A.2 Génération des blocs

A.2.1 Méthode de représentation frontière

C'est une méthode qui utilise la topologie combinatoire pour représenter les surfaces des blocs. Elle a été développée par plusieurs auteurs (Lin et al., 1987 [42], Jing et Stephansson, 1994 [37], Jing, 2000 [35]). Toutes les discontinuités sont introduites à la fois. Elles peuvent avoir des formes et des tailles quelconques. L'algorithme permet l'étude de géométries variées : blocs convexes ou concaves avec un nombre quelconque de faces.

La procédure générale d'après Jing [35] se résume comme suit :

- Calcul des intersections entre les discontinuités pour définir les segments d'intersection.
- L'intersection de ces segments permet de déterminer les nœuds et leurs coordonnées. Les côtés sont alors définis par paires de nœuds.
- Élimination des segments qui ne participent pas à la formation de faces fermées. Ce sont les segments qui ont moins que deux intersections avec d'autres segments.
- Identification des faces : le réseau de sommets-côtés constitue un graphe planaire. Au niveau de chaque discontinuité les faces polygonales sont identifiées par des boucles en parcourant les côtés. C'est un problème bidimensionnel et l'algorithme est décrit en détail par Jing et Stephansson [37].
- Élimination des faces qui ont moins que trois sommets non colinéaires et des faces pendantes.
- Identification des blocs : le traçage d'un bloc commence par une face donnée, la face suivante doit faire un angle minimal avec la face actuelle. Des séries de données sur les connectivités (face-face, côté-face, sommet-sommet, sommet-côté) sont utiles pour cette opération. La formule d'Euler Poincaré d'un polyèdre est appliquée pour vérifier la validité du résultat.

Les avantages de cette approche sont les suivants :

- Les blocs générés peuvent être convexes ou concaves. L'algorithme permet l'identification des blocs avec des cavités.
- Le système de blocs est réaliste grâce à l'utilisation de fractures de taille finie et l'utilisation minimale de fractures artificielles pour définir les limites du modèle et les surfaces libres.
- La connectivité entre les fractures est bien représentée.

Les limites de cette approche sont :

- Les vérifications de l'algorithme ont été faites uniquement sur des exemples très simples.
- Des fractures artificielles sont utilisées pour simuler l'excavation.
- Les concepts de simplexe et de complexe sont utilisés mais ne sont pas nécessaires pour le traitement numérique

Lu et al. (2002, [45]) ont utilisé une approche topologique avec un algorithme plus simple que celui de Lin et al. [42], de Jing et Stephansson [37] et de Jing [35]. La figure A.1 montre un exemple simple de génération de blocs d'après Lu et al. [45]. Les avantages de sa méthode sont les suivants :

- Moins de concepts topologiques sont utilisés.
- Les boucles dégénérées sont prises en compte et un post-traitement des faces des fractures est effectué.
- La possibilité de représentation des surfaces courbes est prise en compte.

Toutefois, l'algorithme est limité à quelques discontinuités et à des représentations simples. Aucune vérification de l'algorithme n'a été faite sur des modèles complexes.

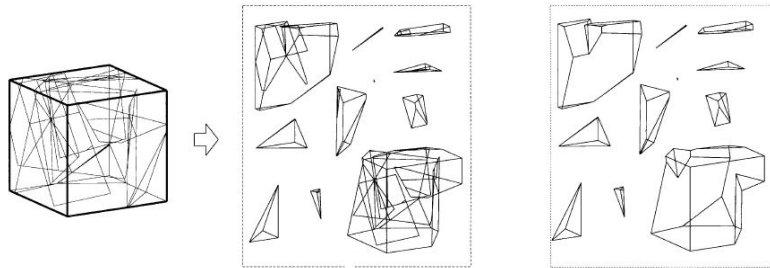


FIGURE A.1 – Exemple de la génération des blocs et du post-traitement des fractures (d’après Lu et al. [45])

A.2.2 Approches topologiques récentes

Approche du logiciel GeneralBlock L’algorithme de Yu et al. (2010, [79]) qui est à la base du logiciel GeneralBlock suit les étapes suivantes :

- Le domaine de modélisation avec une éventuelle surface libre est divisé en des sous-domaines convexes avant l’introduction des discontinuités. Si la surface libre est courbe, elle est approximée par une série de surfaces planes. Le nombre de domaines augmente avec la précision géométrique qu’on veut avoir.
- Les discontinuités sont introduites en considérant qu’elles sont infinies et celles qui ne vont pas contribuer à la formation de blocs sont éliminées.
- Les intersections des discontinuités sont calculées et les blocs repérés au niveau de chaque sous-domaine convexe
- Les discontinuités sont restituées à leur tailles réelles en considérant qu’elles ont la forme de disques.
- Les sous-domaines sont assemblés. Les blocs qui étaient séparés par des fractures virtuelles (à cause de la division initiale en domaines convexes) sont assemblés. Des blocs de forme concave peuvent se former.

Les avantages de cette approche se résument comme suit :

- Il s’agit d’une procédure simple. La division en sous-domaines convexes permet de transformer le problème lourd d’identification de blocs autour d’excavations complexes en un problème simple de géométrie convexe.
- La division en sous-domaine permet de modéliser des massifs rocheux hétérogènes

Les limites de cette approche sont :

- Les discontinuités peuvent uniquement avoir une forme de disque.
- Le temps de calcul augmente lorsque le nombre de sous-domaines augmente.
- Il reste encore à tester la capacité du logiciel GeneralBlock pour traiter des exemples avec un nombre élevé de discontinuités.

Méthode SMA Le modèle de Elmoutie et al. (2010, [17]) désigné par SMA (*Structural Modeling Algorithm*) est un modèle topologique amélioré. Il possède les avantages suivants :

- Les discontinuités générées peuvent être d’un nombre très élevé (jusqu’à 10000 fractures) permettant de générer des milliers de blocs.
- Les discontinuités peuvent être non planes en introduisant des surfaces triangulées comme le montre la figure A.2.

- La performance de l'algorithme et la rigueur des résultats ont été vérifiés sur des cas réels complexes.

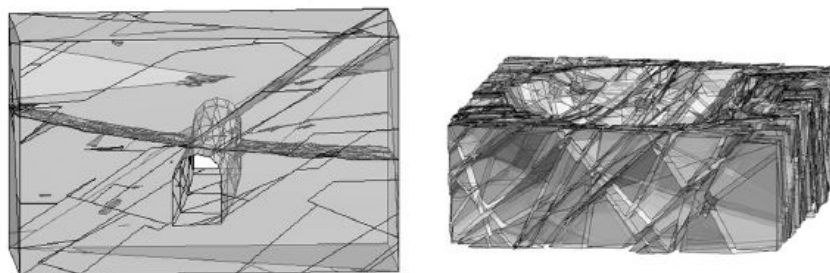


FIGURE A.2 – Exemples de géométries discontinues générées avec la méthode SMA (tunnel intégrant une discontinuité non plane et modèle avec une cavité semi sphérique, d'après Elmoutie et al. [17])

A.2.3 Méthode de divisions successives de l'espace

C'est la méthode introduite premièrement par Warburton (1983, [70]) puis développée par Heliot (1988, [29]). Les discontinuités sont introduites successivement. On commence par couper le bloc définissant le modèle initial en deux ou plusieurs blocs par une discontinuité ou une famille de discontinuités. A chaque introduction d'une autre famille de discontinuités, celle-ci coupe les blocs existants et génère de nouveaux blocs (voir figure A.3). Les fractures sont d'extensions infinies ou hiérarchisées. Dans ce dernier cas, elles s'arrêtent lorsqu'elles rencontrent d'autres fractures déjà introduites. Certains blocs déjà existant peuvent être cachés pour empêcher leur division par de nouvelles fractures. Ceci permet d'avoir des blocs de différentes formes et tailles.

Cette approche permet de simuler, étape par étape, l'historique de l'apparition des fractures dans une masse rocheuse comme le montre la figure A.4. Elle est simple et facile à programmer. Elle est utilisée dans le logiciel 3DEC [33].

Heliot [29] a appliqué cette méthode pour développer le langage BGL (*Block Generation Language*). Cette approche et le langage BGL sont utilisés dans le logiciel RESOBLOK [40].

Les désavantages de cette approche sont :

- Des fractures artificielles doivent être introduites pour simuler les surfaces des excavations intérieures au modèle. Chaque excavation décrit un polyèdre à soustraire de la masse rocheuse. L'excavation est introduite après l'introduction de la totalité des discontinuités.
- Cette approche risque d'exagérer la connectivité des discontinuités et le nombre de blocs. En fait, toutes les discontinuités sont contributives et forment un réseau connecté.

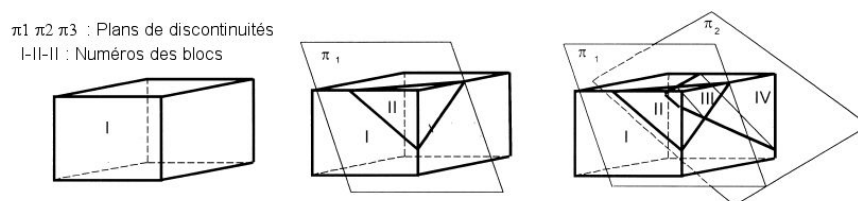


FIGURE A.3 – Divisions successives de l'espace (d'après Jing [35])

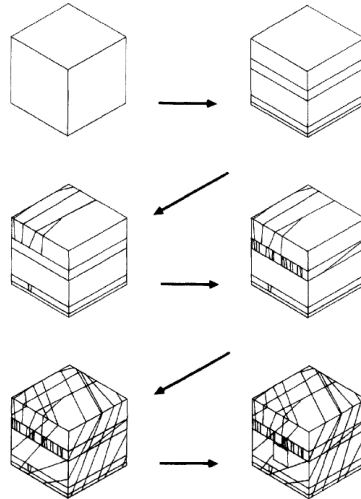


FIGURE A.4 – Exemple de la reconstruction progressive d'un modèle discontinu avec respect de l'historique d'apparition des discontinuités (d'après Heliot [29])

A.2.4 Méthode de discrétisation de l'espace

C'est la méthode utilisée par Zhang et al. (2010, [80]). On fabrique un maillage (discrétisation) du massif rocheux concerné par l'étude en prenant en compte les ouvrages souterrains mais sans tenir compte des surfaces de discontinuité. Le maillage est fait en utilisant des éléments hexaédriques (8 nœuds) comme le montre l'exemple de la figure A.5. Ensuite, on introduit les plans des discontinuités l'un après l'autre en considérant des extensions infinies. Pour chaque nouveau plan, on découpe les mailles qu'il rencontre de sorte à obtenir un nouveau maillage. Les blocs convexes sont identifiés. En ramenant les discontinuités à leur taille initiale, les blocs concaves sont identifiés.

Les désavantages de cette approche sont les suivants :

- Le nombre des discontinuités est peu élevé.
- Les discontinuités peuvent être uniquement de forme plane.
- Le résultat est sensible à la qualité et à la densité du maillage.
- La méthode n'est pas aussi flexible que les méthodes topologiques.

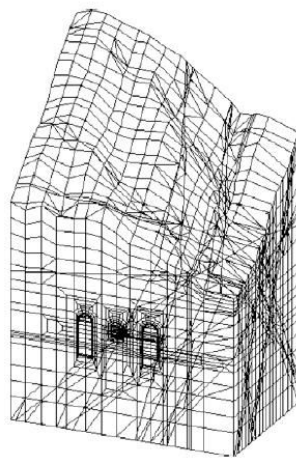


FIGURE A.5 – Génération de blocs après la discrétisation de l'espace (d'après Zhang et al. [80])

A.2.5 Génération de blocs avec un nombre prédéterminé de faces

La détermination préalable du nombre de faces des blocs permet de simplifier la procédure d'identification des blocs. Cette procédure est applicable uniquement pour étudier les blocs situés à la surface de l'excavation. On étudie les combinaisons d'un certain nombre de discontinuités et d'une face libre sans nécessité de connaître l'emplacement spécifique des discontinuités.

Blocs pyramidaux Lorsqu'on suppose que les discontinuités vont passer par un même sommet, on obtient des formes pyramidales. Goodman et Shi (1985, [24]) ont introduit la notion du bloc de volume maximal. C'est un bloc qui a deux côtés tangents au tunnel et dont le sommet est le plus distant possible. On considère souvent des blocs de forme tétraédrique pour la génération des blocs de volume maximal. Cette approche est utilisée dans le logiciel UNWEDGE [59] comme le montre la figure A.6. Par ailleurs, González-Palacio et al. (2005, [22]) ont étudié des blocs de volume maximal de forme pentaédrique.

Dans le logiciel GAFIS [20], les distances entre les fractures sont connues. On calcule toutes les combinaisons possibles de trois discontinuités formant des blocs tétraédriques sur le toit de la galerie considérée, comme le montre la figure A.7.

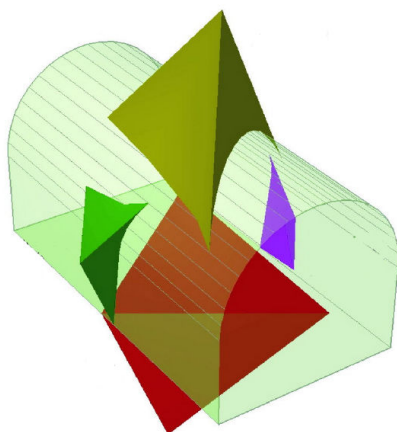


FIGURE A.6 – Exemples de blocs tétraédriques de volume maximal générés par le logiciel UNWEDGE [59]

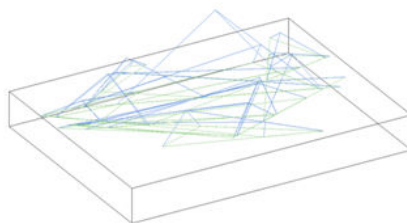


FIGURE A.7 – Exemple du logiciel GAFIS

Blocs non pyramidaux Pour une combinaison donnée de quatre discontinuités, il s'agit de calculer au début le bloc pyramidal de forme pentaédrique qui forme un volume maximal au niveau de la surface libre de la galerie. Puis par « dislocation » le bloc non pyramidal est déterminé comme le montre la

figure A.8. L'intérêt de ce calcul est que les blocs pentaédriques sont plus volumineux que les blocs tétraédriques. Cette approche a été introduite par González-Palacio et al. (2005, [22]) et Menéndez-Díaz et al. (2009, [50]) et elle est utilisée dans le logiciel ASTUR.

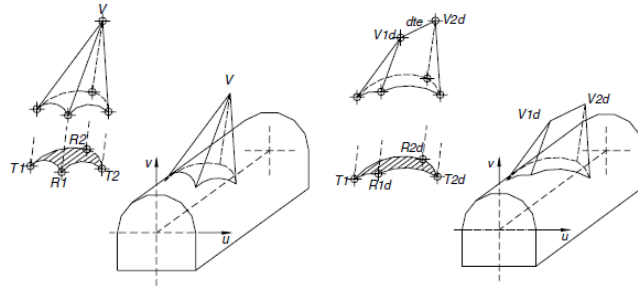


FIGURE A.8 – Exemples de blocs pentaédriques de volume maximal : pyramidal à gauche et non pyramidal à droite (d'après González-Palacio et al. [22])

Les limites de ces approches où le nombre de faces est fixé au préalable sont les suivantes :

- La détermination au préalable du nombre de faces par bloc ne permet pas une représentation réaliste des blocs. A titre d'exemple, Marc Elmoutie (2010, [17]) a montré par application de sa méthode sur un exemple traité par Menéndez-Díaz et al. [50] que les blocs dont le nombre de faces est supérieur à cinq sont plus nombreux que les blocs pentaédriques.
- Ces approches ne permettent pas l'étude de la stabilité des blocs à l'intérieur de la masse rocheuse qui risquent de s'exposer au vide, si des blocs situés au niveau de l'excavation deviennent instables. Les méthodes qui permettent de générer tous les blocs dans la masse rocheuse permettent de faire ce type d'étude par élimination des blocs instables.
- La supposition suivant laquelle les blocs de volume maximal présentent plus de risque d'être instables n'est pas justifiée.

A.3 Conclusion

Nous avons fait un bref aperçu des méthodes de génération de blocs en montrant que les techniques varient et évoluent rapidement. Il est maintenant possible de générer les blocs de géométries de plus en plus complexes : faces courbes, forme polyédriques quelconques. La méthode ISOBLOC développée dans cette thèse est adaptée à l'étude de n'importe quelle géométrie de bloc.

B Ordres de grandeur pour les rigidités des joints

Les essais au laboratoire et *in situ* sur des joints rocheux ont montré que les valeurs des rigidités des joints varient beaucoup avec leur nature, l'épaisseur du matériau de remplissage, les dimensions de la surface de contact, la rugosité, les contraintes dans la roche... Nous présentons ici brièvement les principaux résultats à partir de la littérature pour donner des ordres de grandeur de rigidités à adopter lors de la modélisation avec ISOBLOC.

B.1 Rigidité normale et fermeture maximale

Bandis et al. (1983, [2]) ont effectué une large campagne d'essai sur la déformabilité normale des joints sans matériau de remplissage. Des échantillons ont été collectés des affleurements de différents types de roches : silt, dolorite, calcaire, grès. Des blocs rectangulaires joints de dimensions en longueur (80-100 mm), en largeur (40-60mm) et en hauteur (50-70mm) ont été soumis à des tests de compression cycliques. Les contraintes normales maximales appliquées sur ces échantillons varient entre 5 et 55MPa. La rigidité normale initiale et la fermeture maximale du joint ont été mesurées.

Pour tous les types de joints imbriqués (*interlocked*), les résultats peuvent être résumés comme suit :

- La fermeture maximale du joint est inférieure à 0.5 mm ;
- La rigidité normale initiale varie entre 3100 et 35000 MPa/m ;

Les valeurs les plus élevées des épaisseurs et les plus faibles des rigidités normales initiales correspondent aux joints endommagés. Par ailleurs, les rigidités normales ont des valeurs croissantes en fonction du classement suivant des types de roche : grès fin, grès, calcaire, dolorite et silt. Les fermetures maximales diminuent en fonction de ce classement.

Pour les joints non imbriqués, une plus faible rigidité normale initiale est observée ainsi qu'une plus grande épaisseur maximale. Ce résultat a été aussi trouvé par (Bandis, 1990 [1]). Le rapport des rigidités normales entre les joints imbriqués et non imbriqués varie entre 2 et 12.5. Les plus faibles rigidités normales des joints non imbriqués peuvent être expliquées par la concentration des contraintes sur une plus petite surface de contact et par le manque de confinement produit par les aspérités.

Giwelli et al. (2009, [21]) ont effectué des tests de compression sur des fractures artificielles (créées par traction au laboratoire). Ils ont observé une augmentation de la fermeture maximale du joint avec la dimension de la fracture. A titre d'exemple, lorsque la longueur du bloc augmente de 150 mm à 260 mm, la fermeture maximale augmente de 0.1 mm à 0.17 mm. Une autre étude par Yoshinaka et Yamabe (1986, [77]) a montré que cette augmentation de la fermeture maximale est approximativement proportionnelle à la longueur du joint.

Ainsi, dans les exemples étudiés dans le chapitre III, où les blocs sont de l'ordre de grandeur du mètre, la fermeture maximale des fractures est prise de l'ordre de grandeur du millimètre.

Rechistkii (1998, [58]) présente les résultats de plusieurs essais *in situ* effectués sur des joints de morphologies différentes avec ou sans matériau de remplissage. Les surfaces des joints testés varient entre 0.25 et 5.4 m² (piliers rectangulaires ou carottes cylindriques). Rechistkii calcule la rigidité normale moyenne comme étant le rapport entre la contrainte normale maximale à la fermeture maximale du joint. Suivant 56 essais effectués, elle varie entre 37 et 10000 MPa/m.

B.2 Rigidité tangentielle

Barton et Bandis (1982, [6]) ont présenté une multitude d'essais de cisaillement sur des joints rocheux collectés de la littérature. Il a été déduit que la rigidité tangentielle dépend de la dimension de l'échantillon testé. Pour des contraintes normales variant entre 1 et 10 MPa et des dimensions du bloc entre 1 et 10 m, la rigidité tangentielle varie entre 10 MPa/m et 1000 MPa/m.

D'après les essais de cisaillement effectués par Bandis et al. [2], les rigidités tangentielles se situent entre 5000 et 30000 MPa/m. On a remarqué aussi un effet d'échelle et que la rigidité tangentielle des joints frais (non endommagés) est plus élevée que celle des joints endommagés.

Suivant Reshitskii (1998, [58]) les rigidités tangentielles varient entre 8 MPa/m et 660 MPa/m. Les essais de cisaillement ont été réalisés avec une contrainte normale constante ne dépassant pas 2 MPa. Pour des surfaces de joints fixés à 1 m² et en faisant varier la contrainte normale entre 0.2 et 2 MPa, cette rigidité varie entre 77 et 480 MPa/m. Ainsi les rigidités tangentielles augmentent avec l'augmentation de la contrainte normale. D'autres essais ont montré une augmentation de la rigidité avec la diminution de l'épaisseur du matériau de remplissage. Les valeurs maximales correspondant donc au joint sans matériau de remplissage. Ces valeurs sont en accord avec ceux trouvés par Barton et Bandis [6].

Le calcul des rapports de rigidités normale et tangentielle pour les essais effectués par Reshitskii donne des valeurs qui varient entre 2 et 123. Le rapport le plus élevé correspond à des joints sans matériau de remplissage. Par conséquent, dans les applications concernant le modèle ISOBLOC Linéaire le rapport des rigidités utilisé varie entre 1 et 100.

B.3 Conclusion

Nous remarquons d'après cette revue bibliographique fort succincte que les propriétés des joints, rigidité normale moyenne (ou rigidité normale et épaisseur maximale) et rigidité tangentielle peuvent avoir des valeurs s'étendant sur de larges intervalles. Tout dépend de la nature des joints, de leur état d'endommagement, du type de la roche, de l'épaisseur du matériau de remplissage, des contraintes dans la roche et de la taille de l'échantillon. Par conséquent, pour une bonne estimation de ces valeurs lors d'un calcul de stabilité, il faudra faire au préalable des essais de compression et de cisaillement sur des échantillons appropriés au laboratoire ou *in situ*.

C Intégration numérique

Cette annexe présente la méthode numérique des points de Gauss utilisée pour le calcul des intégrales de surface dans le code de calcul ISOBLOC.

C.1 Généralités sur les intégrales de surface

Considérons une surface S , située dans l'espace tridimensionnel, qu'on divise en un nombre N d'éléments de surface S_i , tel que $S = \sum S_i$ (avec $i = 1, N$).

Chaque élément de surface possède un nombre n_E de nœuds et un nombre n_G de points de Gauss et est associé à un élément réduit qui possède les mêmes nombres de nœuds et de points de Gauss. On désigne par w_j le poids réduit d'un point de Gauss j et par (ξ, η) ses coordonnées réduites. En plus, on définit les fonctions d'interpolation, exprimées en coordonnées réduites $N_i(\xi, \eta)$ (avec $i = 1, n_E$), permettant de passer des valeurs des grandeurs aux nœuds aux valeurs des grandeurs en tout point appartenant à l'élément. En particulier, on cherche à exprimer les grandeurs au niveau des points de Gauss. Pour chaque élément réduit, les coordonnées et poids des points de Gauss au niveau des différents types d'éléments réduits ainsi que les expressions des fonctions d'interpolation sont définis à la fin de cette annexe.

Dans le code de calcul, les fonctions d'interpolation sont calculées aux points de Gauss. On a alors $n_E \times n_G$ valeurs définies sur chaque élément et on désignera par N_{ij} la valeur de la fonction d'interpolation du nœud i au point de Gauss j . On exprime aussi les dérivées partielles de ces fonctions par rapport aux coordonnées réduites : $Q\xi_i = \partial_\xi N_i(\xi, \eta)$ et $Q\eta_i = \partial_\eta N_i(\xi, \eta)$. On désigne par $Q\xi_{ij}$ et $Q\eta_{ij}$ les dérivées partielles des fonctions d'interpolations du point i au point de Gauss j .

L'intégration d'une fonction $\varphi(x)$ donnée sur la surface S peut être remplacée par la sommation des intégrales sur les différents éléments S_i qui divisent cette surface comme suit :

$$\int_S \varphi(x) dS = \sum_{i=1}^N \int_{S_i} \varphi(x) dS$$

L'intégrale d'une fonction sur un élément nécessite de connaître les valeurs de cette fonction aux points de Gauss de l'élément. Ces valeurs peuvent être calculées par interpolation linéaire à partir des valeurs aux nœuds de l'élément, supposées être connues par hypothèse, comme l'exprime la relation suivante :

$$\varphi(\vec{x}_j) = \sum_{i=1}^{n_E} N_{ij} \varphi(\vec{x}_i)$$

Présentons deux exemples de fonction φ . Le vecteur des coordonnées d'un point de Gauss j dans le repère réel est calculé suivant l'expression :

$$\vec{x}_j = \sum_{i=1}^{n_E} N_{ij} \vec{x}_i$$

De même, le tenseur des contraintes en un point de Gauss j dans le repère réel peut être exprimé par :

$$\underline{\underline{\sigma}}_j = \sum_{i=1}^{n_E} N_{ij} \underline{\underline{\sigma}}_i$$

En utilisant les dérivées des fonctions d'interpolation, on calcule les dérivées partielles de \vec{x}_j par

rapport aux coordonnées réduites (ξ, η) :

$$\partial_{\xi} \vec{x}_j = \sum_{i=1}^{n_E} Q_{\xi_{ij}} \vec{x}_i$$

$$\partial_{\eta} \vec{x}_j = \sum_{i=1}^{n_E} Q_{\eta_{ij}} \vec{x}_i$$

Un vecteur normal à la surface en un point de Gauss j se calcule par :

$$\vec{a} = \partial_{\xi} \vec{x}_j \wedge \partial_{\eta} \vec{x}_j$$

$J = \|\vec{a}\|$ est le jacobien de la transformation entre les coordonnées réduites (ξ, η) et les coordonnées vraies (\vec{x}) , sachant que $dS = J d\xi d\eta$.

Le vecteur normal unitaire à l'élément surfacique s'exprime par :

$$\vec{n} = \frac{\vec{a}}{J}$$

L'intégration d'une fonction sur un élément de surface donné est calculée par la sommation suivante, en utilisant les valeurs de cette fonction sur les points de Gauss de l'élément, le jacobien J et les poids de Gauss :

$$\int_{S_i} \varphi(x) dS = \sum_{j=1}^{n_G} \varphi(x_j) J w_j$$

Par conséquent, le calcul de l'intégrale sur une partition donnée de l'espace se fait par la sommation sur tous les points de Gauss de tous les éléments de cette partition :

$$\int_S \varphi(x) dS = \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^{n_G} \varphi(x_j) J w_j$$

C.2 Propriétés des points de Gauss et fonctions d'interpolation pour différents éléments réduits

C.2.1 Points de Gauss et fonctions d'interpolation pour un triangle

Tableau 3 – Coordonnées réduites et poids réduits des points de Gauss pour un triangle à $n_G = 7$.

On pose $s = \sqrt{15}$

Point de Gauss j	ξ_j	η_j	w_j
1	$(9-2s)/21$	$(6+s)/21$	$(155+s)/2400$
2	$(6+s)/21$	$(9-2s)/21$	$(155+s)/2400$
3	$(6+s)/21$	$(6+s)/21$	$(155+s)/2400$
4	$(9+2s)/21$	$(6-s)/21$	$(155-s)/2400$
5	$(6-s)/21$	$(9+2s)/21$	$(155-s)/2400$
6	$(6-s)/21$	$(6-s)/21$	$(155-s)/2400$
7	$1/3$	$1/3$	$9/80$

Tableau 4 – Fonctions d'interpolation et leurs dérivées pour un triangle à $n_E = 3$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	ξ	1	0
2	η	0	-1
3	$1 - \xi - \eta$	-1	1

Tableau 5 – Fonctions d'interpolation et leurs dérivées pour un triangle à $n_E = 6$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	$\xi(2\xi - 1)$	$4\xi - 1$	0
2	$4\xi\eta$	4η	4ξ
3	$\eta(2\eta - 1)$	0	$4\eta - 1$
4	$4\eta(1 - \xi - \eta)$	-4η	$4(1 - \xi - 2\eta)$
5	$(\eta + \xi - 1)(2\xi + 2\eta - 1)$	$4(\xi + \eta) - 3$	$4(\xi + \eta) - 3$
6	$4\xi(1 - \xi - \eta)$	$4\xi(1 - \xi - \eta)$	$4\xi(1 - 2\xi - \eta)$

C.2.2 Points de Gauss et fonctions d'interpolations pour un carré

Tableau 6 – Coordonnées réduites et poids réduits des points de Gauss pour un carré à $n_G = 9$

On pose $A = \sqrt{6}$

Point de Gauss j	ξ_j	η_j	w_j
1	-A	-A	$25/81$
2	0	-A	$40/81$
3	A	-A	$25/81$
4	A	0	$40/81$
5	A	A	$25/81$
6	0	A	$40/81$
7	-A	A	$25/81$
8	-A	0	$40/81$
9	0	0	$64/81$

Tableau 7 – Fonctions d'interpolation et leurs dérivées pour un carré à $n_E = 4$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	$0.25(1 - \xi)(1 - \eta)$	$-0.25(1 - \eta)$	$-0.25(1 - \xi)$
2	$0.25(1 + \xi)(1 - \eta)$	$0.25(1 - \eta)$	$-0.25(1 + \xi)$
3	$0.25(1 + \xi)(1 + \eta)$	$0.25(1 + \eta)$	$0.25(1 + \xi)$
4	$0.25(1 - \xi)(1 + \eta)$	$-0.25(1 + \eta)$	$-0.25(1 - \xi)$

Tableau 8 – Fonctions d'interpolation et leurs dérivées pour un carré $n_E = 6$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	$0.25\xi(-1 + \xi)(1 - \eta)$	$0.25(-1 + 2\xi)(1 - \eta)$	$0.25\xi(1 - \xi)$
2	$0.5(1 - \xi^2)(1 - \eta)$	$-\xi(1 - \eta)$	$0.5(-1 + \xi^2)$
3	$0.25\xi(1 + \xi)(1 - \eta)$	$0.25(1 + 2\xi)(1 - \eta)$	$-0.25\xi(1 + \xi)$
4	$0.25\xi(1 + \xi)(1 + \eta)$	$0.25(1 + 2\xi)(1 + \eta)$	$0.25\xi(1 + \xi)$
5	$0.5\xi(1 - \xi^2)(1 + \eta)$	$-\xi(1 + \eta)$	$0.5(1 - \xi^2)$
6	$0.25\xi(-1 + \xi)(1 + \eta)$	$0.25(-1 + 2\xi)(1 + \eta)$	$0.25\xi(-1 + \xi)$

Tableau 9 – Fonctions d’interpolation et leurs dérivées pour un carré $n_E = 8$

On pose $A = 1 - \xi^2$ et $B = 1 - \eta^2$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	$-0.25(1 - \xi)(1 - \eta)(1 + \xi + \eta)$	$0.25(1 - \eta)(2\xi + \eta)$	$0.25(1 - \xi)(\xi + 2\eta)$
2	$-0.5A(1 - \eta)$	$-(1 - \eta)\xi$	$0.5A$
3	$-0.25(1 + \xi)(1 - \eta)(1 - \xi + \eta)$	$0.25(1 - \eta)(2\xi - \eta)$	$-0.25(1 + \xi)(\xi - 2\eta)$
4	$0.5B(1 + \xi)$	$0.5B$	$-(1 + \xi)\eta$
5	$-0.25(1 + \xi)(1 + \eta)(1 - \xi - \eta)$	$0.25(1 + \eta)(2\xi + \eta)$	$0.25(1 + \xi)(\xi + 2\eta)$
6	$-0.5A(1 + \eta)$	$-(1 + \eta)\xi$	$0.25A$
7	$-0.25(1 - \xi)(1 + \eta)(1 + \xi - \eta)$	$0.25(1 + \eta)(2\xi - \eta)$	$-0.25(1 - \xi)(\xi - 2\eta)$
8	$-0.5B(1 - \xi)$	$-0.5B$	$-(1 - \xi)\eta$

Tableau 10 – Fonctions d’interpolation et leurs dérivées pour un carré $n_E = 9$

Nœud i	N_i	$Q\xi$	$Q\eta$
1	$-0.25(1 - \xi)(1 - \eta)\xi\eta$	$0.25(1 - 2\xi)(1 - \eta)\eta$	$0.25(1 - \xi)(1 - 2\eta)\xi$
2	$0.5(\xi^2 - 1)(1 - \eta)\eta$	$(1 - \eta)\xi\eta$	$(\xi^2 - 1)(0.5 - \eta)$
3	$0.25(1 + \xi)(\eta - 1)\xi\eta$	$0.25(1 + 2\xi)(\eta - 1)\eta$	$0.25(1 + \xi)(2\eta - 1)\xi$
4	$0.5(1 + \xi)(1 - \eta^2)\xi$	$(0.5 + \xi)(1 - \eta^2)$	$-(1 + \xi)\xi\eta$
5	$0.25(1 + \xi)(1 + \eta)\xi\eta$	$0.25(1 + 2\xi)(1 + \eta)\xi$	$0.25(1 + \xi)(1 + 2\eta)\xi$
6	$0.5(1 - \xi^2)(1 + \eta)\eta$	$-(1 + \eta)\xi\eta$	$(1 - \xi^2)(0.5 + \eta)$
7	$0.25(\xi - 1)(1 + \eta)\xi\eta$	$0.25(2\xi - 1)(1 + \eta)\eta$	$0.25(\xi - 1)(1 + 2\eta)\xi$
8	$0.5(\xi - 1)(1 - \eta^2)\xi$	$(\xi - 0.5)(1 - \eta^2)$	$(1 - \xi)\xi\eta$
9	$(1 - \xi^2)(1 - \eta^2)$	$2(\eta^2 - 1)\xi$	$2(\xi^2 - 1)\eta$

RÉFÉRENCES

- [1] S.C. Bandis. Mechanical properties of rock joints. In Barton and Stephansson, editors, *Rock joints, Proceedings of the International Symposium on rock joints*. Rotterdam : Balkema, 1990.
- [2] S.C. Bandis, A.C. Lumsden, and N.R. Barton. Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(6) :249 – 268, 1983.
- [3] H. Bargui. *Modélisation des comportements mécaniques et hydrauliques de massifs rocheux simulés par des assemblages de blocs rigides. Introduction d'un couplage hydro-mécanique*. Thèse de Doctorat en Géologie de l'Ingénieur, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Juin 1997.
- [4] N. Barton. Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Engineering Geology*, 7(4) :287 – 332, 1973.
- [5] N. Barton. Keynote lecture : Quantitative description of rock masses for the design of nmt reinforcement. In *International Conference on Hydro Power Development in Himalayas, Shimla, India, Balkema, Rotterdam*, 1998.
- [6] N. Barton and S. Bandis. Effects of block size on the shear behavior of jointed rock. In *Proceedings of the 23rd U.S Symposium on Rock Mechanics (USRMS), Berkeley, California*. American Rock Mechanics Association, August 25 - 27 1982.
- [7] N. Barton and V. Choubey. The shear strength of rock joints in theory and practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10 :1–54, 1977. 10.1007/BF01261801.
- [8] S. A. R. Beyabanaki, A. Jafari, and M.R. Yeung. High-order three-dimensional discontinuous deformation analysis (3-d dda). *International Journal for Numerical Methods in Biomedical Engineering*, 26(12) :1522–1547, 2010.
- [9] B.H.G. Brady and E.T. Brown. *Rock Mechanics for Underground Mining*, chapter Excavation design in jointed rock, pages 255–263. Springer, 3rd edition, 2004.
- [10] J.W. Bray. Unpublished note - imperial college of london. 1977.
- [11] M. Chalhoub. *Massifs rocheux - Homogénéisation et classification numériques*. Presses de l'Ecole des mines, 2010.
- [12] Z. Chen. A generalized solution for tetrahedral rock wedge stability analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 41(4) :613 – 628, 2004.

- [13] Z.Y. Chen, Y.J. Wang, X.G. Wang, and J. Wang. An upper bound wedge failure analysis method. In Mastuyama : Balkema, editor, *Proceedings of the International Symposium on Slope Stability Analysis*, volume I, pages 325–8, 1999.
- [14] A. M. Crawford and J. W. Bray. Influence of the in-situ stress field and joint stiffness on rock wedge stability in underground openings. *Canadian Geotechnical Journal*, 20(2) :276–287, 1983.
- [15] P.A. Cundall. Distinct element models of rock and soil structure. In E.T. Brown, editor, *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Allen & Unwin, 1987.
- [16] P.A. Cundall. Formulation of a three-dimensional distinct element model - part i. a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25(3) :107 – 116, 1988.
- [17] M. Elmouttie, G. Poropat, and G. Krahenbuhl. Polyhedral modelling of underground excavations. *Computers and Geotechnics*, 37(4) :529 – 535, 2010.
- [18] D. Elsworth. Wedge stability in the roof of a circular tunnel : Plane strain condition. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 23(2) :177 – 181, 1986.
- [19] J. Fine. *Le soutènement des galeries minières*. Les presses de l'École des Mines, 1998.
- [20] J. Fine and M. Tijani. *Logiciel GAFIS - Guide de l'utilisateur*. Centre de Géosciences, Mines ParisTech, 1990.
- [21] A.A. Giwelli, K. Sakaguchi, and K. Matsuki. Experimental study of the effect of fracture size on closure behavior of a tensile fracture under normal stress. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46(3) :462 – 470, 2009.
- [22] C. González-Palacio, A. Menéndez-Díaz, A.E. Álvarez-Vigil, and C. González-Nicieza. Identification of non-pyramidal key blocks in jointed rock masses for tunnel excavation. *Computers and Geotechnics*, 32(3) :179 – 200, 2005.
- [23] R. E. Goodman, G. Shi, and W. Boyle. Calculation of support for hard, jointed rock using the keyblock principle : Proc 23rd symposium on rock mechanics, berkeley, 25-27 august 1982, p883-898. publ new york : Aime, 1982. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 20(3) :A86 –, 1983.
- [24] R. E. Goodman and G.H. Shi. *Block theory and its application to rock engineering*. Englewood Cliffs, 1985.
- [25] R.E. Goodman. Block theory and its application. *Géotechnique*, 45(3) :383–423, 1995.
- [26] F. Hadj-Hassen. *Modélisation par un milieu continu du comportement mécanique d'un massif rocheux à fissuration orientée*. PhD thesis, Ecole des Mines de Paris, 1988.
- [27] R.D. Hart. An introduction to distinct element modelling for rock engineering. In J.A. Hudson, editor, *Comprehensive rock engineering*, volume 2, pages 245–261. Oxford : Pergamon Press, 1993.
- [28] Y. Hatzor and R. E. Goodman. Application of block theory and the critical key block concept to tunneling : two case histories. Proc. conference on fractured and jointed rock masses, lake tahoe, 3-5 june 1992. p :632-639. publ california : Lawrence berkeley laboratory, 1992. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30(6) :367 –, 1993.
- [29] D. Heliot. Generating a blocky rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25(3) :127 – 138, 1988.
- [30] R. Hill. *The Mathematical Theory of Plasticity*. Oxford Classic Texts in the Physical Sciences, 1998.
- [31] E. Hoek. *Practical rock engineering - Chapter : Structurally controlled instability in tunnels*. 2007.
- [32] E. Hoek and J.W. Bray. *Rock slope engineering*. The institute of Mining and Metallurgy, 1977.

- [33] Itasca Consulting Group, Inc. *3DEC (3 Dimensional Distinct Element Code) Online Manual - Theory and background*, 2007.
- [34] Itasca Consulting Group, Inc. *3DEC (3 Dimensional Distinct Element Code) Online Manual - Verification Problems and Example Applications*, 2007.
- [35] L. Jing. Block system construction for three-dimensional discrete element models of fractured rocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37(4) :645 – 659, 2000.
- [36] L. Jing. A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(3) :283 – 353, 2003.
- [37] L. Jing and O. Stephansson. Topological identification of block assemblages for jointed rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.*, 31(2) :163–172, 1994.
- [38] T. Korini. *Modélisation tridimensionnelle par un assemblage de blocs rigides du comportement mécanique d'un massif rocheux à fissuration individualisée en vue de l'analyse de la stabilité d'ouvrages miniers*. Thèse de Doctorat en Techniques et Economie de l'Entreprise Minière, Ecole nationale supérieure des Mines de Paris, 1988.
- [39] Laego - Ecole des Mines de Nancy. *B.S.A (Block Stability Analysis) V5.02- Notice d'utilisation*, Août 2004.
- [40] Laego - Ecole des Mines de Nancy. *RESOBLOK V5.02- Notice d'utilisation*, Août 2004.
- [41] D. Lin and C. Fairhurst. Static analysis of the stability of three-dimensional blocky systems around excavations in rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25(3) :139 – 147, 1988.
- [42] D. Lin, C. Fairhurst, and A.M. Starfield. Geometrical identification of three-dimensional rock block systems using topological techniques. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(6) :331 – 338, 1987.
- [43] J. Liu, X. Kong, and G. Lin. Formulations of the three-dimensional discontinuous deformation analysis method. *Acta Mechanica Sinica*, 20 :270–282, 2004. 10.1007/BF02486719.
- [44] J. Liu, Z. Li, and Z. Zhang. Stability analysis of block in the surrounding rock mass of a large underground excavation. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 19(1) :35 – 44, 2004.
- [45] J. Lu. Systematic identification of polyhedral rock blocks with arbitrary joints and faults. *Computers and Geotechnics*, 29(1) :49 – 72, 2002.
- [46] M. M. MacLaughlin and D. M. Doolin. Review of validation of the discontinuous deformation analysis (dda) method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 30(4) :271–305, 2006.
- [47] M. Mauldon. Relative probabilities of joint intersections. proc 33rd us symposium on rock mechanics, santa fe, 3-5 june 1992. p767-774. publ rotterdam : A a balkema, 1992. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 30(5) :300 –, 1993.
- [48] M. Mauldon and R.E. Goodman. Rotational kinematics and equilibrium of blocks in a rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27(4) :291 – 301, 1990.
- [49] M. Mauldon and R.E. Goodman. Vector analysis of keyblock rotations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12) :976–987, 1996.
- [50] A. Menéndez-Díaz, C. González-Palacio, A.E. Ivarez Vigil, C. González-Nicieza, and P. Ramírez-Oyanguren. Analysis of tetrahedral and pentahedral key blocks in underground excavations. *Computers and Geotechnics*, 36(6) :1009 – 1023, 2009.

- [51] V. Merrien-Soukatchoff, T. Korini, and A. Thoraval. Use of an integrated discrete fracture network code for stochastic stability analyses of fractured rock masses. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45(2) :159–181, 2012.
- [52] P. P. Nomikos, P. V. Yiouta-Mitra, and A. I. Sofianos. Stability of asymmetric roof wedge under non-symmetric loading. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 39 :121–129, 2006. 10.1007/s00603-005-0058-3.
- [53] P.P. Nomikos, A.I. Sofianos, and C.E. Tsoutrelis. Symmetric wedge in the roof of a tunnel excavated in an inclined stress field. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(1) :59 – 67, 2002.
- [54] M. Noroozi, S. E. Jalali, and A. R. Yarahmadi-Bafghi. 3d key-group method for slope stability analysis. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 36 :1780–1792, 2012.
- [55] M. Panet. *Le calcul des tunnels par la méthode Convergence-Confinement*. Presses de l’ENPC, 1995.
- [56] M. Potsch and W. Schubert. Rotational kinematics of rock blocks with arbitrary geometries. *Felsbau*, 24(3), 2006.
- [57] S.D. Priest. *Discontinuity analysis for rock engineering*, chapter Analysis of rigid blocks, pages 250–254. Chapman & Hall, 1993.
- [58] V.I. Rechitskii. Evaluation of the stiffness characteristics of rock joints from data of field observations at water-development projects. *Power Technology and Engineering (formerly Hydrotechnical Construction)*, 32(8), 1998.
- [59] Rockscience, Inc. *UNWEDGE v3.0 Theory Manual*, 2003.
- [60] G. H. Shi. Three dimensional discontinuous deformation analyses. In Elseworth, Tinucci, and Heasley, editors, *Rock Mechanics in the National Interest, proceedings of the 38th U.S. Rock Mechanics Symposium*, pages 1421–1428. American Rock Mechanics Association, 2001.
- [61] G. H. Shi and R. E. Goodman. Stability analysis of infinite block systems using block theory. In E.T. Brown, editor, *Analytical and Computational Methods in Engineering Rock Mechanics*, chapter 6, pages 205–245. George Allen and Unwin, 1987.
- [62] A.I Sofianos, P Nomikos, and C.E Tsoutrelis. Stability of symmetric wedge formed in the roof of a circular tunnel : nonhydrostatic natural stress field. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36(5) :687 – 691, 1999.
- [63] O. Stab. *Délos 2.0.3 - Manuel de l'utilisateur*. Centre de Géosciences - Ecole des Mines ParisTech, Janvier 2005.
- [64] P. Starzec and J. Andersson. Application of two-level factorial design to sensitivity analysis of keyblock statistics from fracture geometry. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39(2) :243 – 255, 2002.
- [65] A. Tahiri. *Modélisation des massifs rocheux fissurés par la méthode des éléments distincts*. Thèse de Doctorat en Géologie de l’Ingénieur, Ecole nationale des Ponts et Chaussées, 1992.
- [66] M. Tijani. *VIPLEF3D - Notice d’utilisation*. Centre de Géosciences, Mines ParisTech, 2005.
- [67] M. Tijani. *VIPLEF- Notice d’utilisation*. Centre de Géosciences, Mines ParisTech, 2007.
- [68] F. Tonon. Generalization of mauldou’s and goodman’s vector analysis of keyblock rotations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 124(10) :913–922, 1998.
- [69] P.M. Warburton. Vector stability analysis of an arbitrary polyhedral rock block with any number of free faces. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 18(5) :415 – 427, 1981.

- [70] P.M. Warburton. A computer program for reconstructing blocky rock geometry and analyzing single block stability. *Computers & Geosciences*, 11(6) :707 – 712, 1985.
- [71] P.M. Warburton. Implications of keystone action for rock bolt support and block theory. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 24(5) :283 – 290, 1987.
- [72] P.M. Warburton. Laboratory test of a computer model for blocky rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 27(5) :445 – 452, 1990.
- [73] J. L. Wibowo. Consideration of secondary blocks in key-block analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(3-4) :333 .e11–333.e12, 1997. ISRM International Symposium 36th U.S. Rock Mechanics Symposium.
- [74] C.R. Windsor and A.G. Thompson. Safex-a design and analysis package for rock reinforcement. In *Proceedings of the International Symposium on Rock Support*, pages 523–529. Balkema : Rotterdam, 1992.
- [75] A. R. Yarahmadi-Bafghi and T. Verdel. The key-group method. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 27(6) :495–511, 2003.
- [76] M.R. Yeung, Q.H. Jiang, and N. Sun. Validation of block theory and three-dimensional discontinuous deformation analysis as wedge stability analysis methods. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(2) :265 – 275, 2003.
- [77] R. Yoshinaka and T. Yamabe. 3. joint stiffness and the deformation behaviour of discontinuous rock. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 23(1) :19–28, February 1986.
- [78] J. L. Yow and R. E. Goodman. Ground reaction curve based on upon block theory :. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 25(1) :A26 –, 1988.
- [79] Q. Yu, Y. Ohnishi, G. Xue, and D. Chen. A generalized procedure to identify three-dimensional rock blocks around complex excavations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 33(3) :355–375, 2009.
- [80] Y. Zhang, M. Xiao, and J. Chen. A new methodology for block identification and its application in a large scale underground cavern complex. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25(2) :168 – 180, 2010.

Modélisation de la stabilité des blocs rocheux isolés sur la paroi des excavations souterraines avec prise en compte des contraintes initiales et du comportement non linéaire des joints

Résumé : L'instabilité des blocs situés à la surface des excavations souterraines est un problème courant dans les milieux rocheux fracturés. Comme les méthodes exactes prenant en compte tous les blocs et leurs interactions sont très lourdes, l'approche des Blocs Isolés est souvent adoptée. Elle consiste à étudier chaque bloc en considérant qu'il est rigide et que le reste de la masse rocheuse est rigide et fixe. Néanmoins, aucune des méthodes existantes adoptant cette approche ne prend en compte de façon rigoureuse les contraintes initiales et le comportement des joints. Dans cette thèse, on développe une nouvelle méthode qui apporte des améliorations importantes aux méthodes conventionnelles de Blocs Isolés. Connaissant les contraintes initiales, on rend compte du processus d'excavation par le déchargement de la face libre du bloc. Les efforts sur les faces du bloc en contact avec la roche sont alors modifiés en respectant l'équilibre des forces et des moments, la loi de comportement des joints et le mouvement de corps solide du bloc. On aboutit ainsi à un système linéaire où les seules inconnues sont les vecteurs translation et rotation du bloc. Deux modèles sont proposés : le premier considère un comportement linéaire élastique des joints et, par conséquent, la stabilité est évaluée *a posteriori*. Le deuxième modèle, plus pertinent, considère un comportement hyperbolique des joints dans la direction normale et élastoplastique dans la direction tangentielle avec prise en compte de la dilatance. La méthode numérique adoptée pour la résolution du problème non linéaire est une intégration explicite dans le temps cinématique avec des pas de déchargement constants. La technique d'intégration surfacique utilisée permet d'étudier toute forme géométrique de bloc. La méthode proposée a été validée puis comparée aux méthodes conventionnelles. Des études paramétriques ont montré l'influence des contraintes initiales et des propriétés mécaniques des joints sur la stabilité. Le soutènement a été aussi intégré dans le code développé. Finalement, la nouvelle méthode a été appliquée pour l'étude d'un assemblage de blocs autour d'une excavation souterraine et comparée à un modèle prenant en compte tous les blocs via la méthode des Eléments Distincts. Elle a été aussi utilisée pour restituer un cas réel de chute de blocs.

Mots clés : blocs isolés, excavation souterraine, roche rigide, contraintes initiales, joints, comportement non linéaire, taux de déconfinement, méthode numérique, soutènement

Stability modeling of isolated rock blocks at the surface of underground excavations taking into account initial stresses and non-linear joint behavior

Abstract: Failure of rock blocks located at the surface of underground excavations is a common problem in discontinuous rock masses. Since exact methods that take into account all blocks and their interactions are computationally hard, the Isolated Blocks method is usually adopted. It consists in studying each block considering it to be rigid and the surrounding rock mass to be rigid and fixed. Nevertheless, none of the existing methods based on this approach takes into account initial stresses and joints behavior rigorously. In this thesis, a new method providing significant improvements to conventional Isolated Blocks methods is developed. Considering that initial stresses are known, the excavation process is modeled by unloading the block's free face. Stresses acting on the faces in contact with the rock mass are then resolved by taking into account force and moment balance equations, joints behavior and rigid body movement. This leads to a linear system where the block's translation and rotation vectors are the only unknowns. Two models are proposed: the first one assumes linear elastic joint behavior, thus the stability is evaluated *a posteriori*. The second, more realistic model, assumes joint behavior to be hyperbolic in the normal direction and elastoplastic in the tangential direction, while also accounting for dilatancy. This non-linear problem is solved numerically by explicit integration in the kinematic time with constant deconfining steps. Also, thanks to the surface integration technique used, any block geometry can be studied. The method proposed is validated and compared to other conventional methods. Parametric studies show the influence of initial stresses and the joints' mechanical properties on the stability. Rock support modeling is also integrated into the code. Finally, the new method is applied to study an assemblage of blocks around an underground excavation and is compared to a model that takes into account all the blocks with the Distinct Element Method. It is also used to reproduce an actual block failure case.

Keywords: isolated blocks, underground excavation, rigid rock, initial stresses, joints, non-linear behavior, deconfining rate, numerical method, support