

Titre: Dimensionnement des piliers de mines : comparaison de deux
Title: approches différentes

Auteur: Ghislain Prévost
Author:

Date: 1999

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Prévost, G. (1999). Dimensionnement des piliers de mines : comparaison de deux
Citation: approches différentes [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal].
PolyPublie. <https://publications.polymtl.ca/8665/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/8665/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Robert Corthésy, & Denis Gill
Advisors:

Programme: Non spécifié
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

DIMENSIONNEMENT DES PILIERS DE MINES :
COMPARAISON DE DEUX APPROCHES DIFFÉRENTES

GHISLAIN PRÉVOST
DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUE ET DES MINES
ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE MINÉRAL)
JUILLET 1999

©Ghislain Prévost, 1999.



National Library
of Canada

Acquisitions and
Bibliographic Services

395 Wellington Street
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Bibliothèque nationale
du Canada

Acquisitions et
services bibliographiques

395, rue Wellington
Ottawa ON K1A 0N4
Canada

Your file *Votre référence*

Our file *Notre référence*

The author has granted a non-exclusive licence allowing the National Library of Canada to reproduce, loan, distribute or sell copies of this thesis in microform, paper or electronic formats.

The author retains ownership of the copyright in this thesis. Neither the thesis nor substantial extracts from it may be printed or otherwise reproduced without the author's permission.

L'auteur a accordé une licence non exclusive permettant à la Bibliothèque nationale du Canada de reproduire, prêter, distribuer ou vendre des copies de cette thèse sous la forme de microfiche/film, de reproduction sur papier ou sur format électronique.

L'auteur conserve la propriété du droit d'auteur qui protège cette thèse. Ni la thèse ni des extraits substantiels de celle-ci ne doivent être imprimés ou autrement reproduits sans son autorisation.

0-612-53597-5

Canada

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé :

**DIMENSIONNEMENT DES PILIERS DE MINES :
COMPARAISON DE DEUX APPROCHES DIFFÉRENTES**

présenté par : PRÉVOST Ghislain

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. SIMON Richard, Ph.D., président

M. CORTHÉSY Robert, Ph.D., membre et directeur de recherche

M. GILL Denis, Ph.D., membre et codirecteur de recherche

M. LADANYI Branko, D.Sc.A., membre

DÉDICACE

À mes parents.

REMERCIEMENTS

Ma reconnaissance va d'abord et avant tout à M. Denis E. Gill et M. Robert Corthésy qui m'ont fait confiance en me proposant ce sujet et par la suite de diriger cette recherche. J'aimerais les remercier pour leur grande disponibilité, leurs conseils et suggestions dépassant généralement le cadre de cette recherche. De mon côté, j'espère avoir été à la hauteur de leurs attentes.

J'aimerais remercier tout particulièrement M. Denis Gill. C'est un plaisir de travailler avec lui et de discuter des différentes méthodes de design des piliers de mine avec quelqu'un qui connaît à fond son domaine et ayant un intérêt marqué pour l'avancement de ce champ scientifique. J'aimerais également le remercier pour m'avoir fait découvrir et aimer sa passion pour la mécanique des roches.

Je remercie mes collègues et tout le personnel, dont chacun à leur façon, ont su agrémente ces longues heures de travail. J'aimerais remercier plus particulièrement Geneviève Auger, Catherine Bédard, Christian Bélanger, Annie Beaudoin, Mélanie Denoncourt, Lucette Degagnés, Christiane Forget, David Gaudreau, Anne-Marie Joanes, Salah Khalfi, Claude St-Cyr et Maria Hélène Leite.

Je désire sincèrement remercier ma famille (mon père Gaëtan Prévost, ma mère Nicole St-Laurent et ma sœur Josée) pour leur soutien à plusieurs égards tout au long de mes études. Il est difficile de progresser et d'atteindre ses propres objectifs sans le support de nos proches.

Je veux également exprimer ma reconnaissance à Caroline Blais pour son aide et sa patience pour la correction de ce document (syntaxe et orthographe). Je tiens également à la remercier pour son support, sa compréhension et son encouragement tout au long de mes études.

RÉSUMÉ

Le présent mémoire effectue une comparaison de différentes méthodes de design pour effectuer le dimensionnement des piliers mines. On peut regrouper ces méthodes en deux différentes catégories. La première catégorie comprend les méthodes dites des charges totales, qui postulent un état de charge uniaxiale à travers les piliers. La seconde catégorie regroupe les méthodes dites des champs de contraintes (éléments finis, éléments frontières). Ces dernières tiennent compte de toutes les conditions de chargements et sont de nos jours les méthodes les plus représentatives du comportement que l'on désire modéliser. Bien que les méthodes dites des champs de contraintes soient efficaces pour représenter la réalité, elles demandent cependant l'insertion d'une quantité importante de paramètres nécessaires à la modélisation numérique du modèle étudié.

L'objectif du présent travail est de positionner la méthode convergence-confinement de la catégorie des charges totales, vis-à-vis les autres méthodes de design. Cette méthode présente un avantage certain de par sa simplicité et du peu d'informations nécessaires à son utilisation. L'hypothèse émise au tout début de ce travail est que la méthode convergence-confinement est probablement la méthode de design parmi celles des charges totales qui est la plus représentative de la réalité tout en étant sécuritaire.

On effectue donc à partir d'un logiciel de différence finies (FLAC 2D, version 3.4) une analyse en mode élasto-plastique et on compare les résultats obtenus pour le même modèle aux résultats obtenus à partir des autres méthodes de la catégorie des charges totales (aire tributaire, Coates, convergence-confinement). De plus, une analyse de sensibilité est effectuée afin de vérifier l'influence de chacun des paramètres post-pic introduit dans FLAC sur la réponse obtenue.

Suite aux analyses effectuées dans le présent mémoire, nous pouvons confirmer pour la quasi-totalité des analyses effectuées, l'hypothèse énoncée plutôt pour la méthode

convergence-confinement appliquée au cas des roches dures. En effet, l'étude de sensibilité démontre que pour quelques cas précis la méthode convergence-confinement peut être non sécuritaire. Cependant en connaissant le champ d'application des paramètres introduit dans FLAC il est possible de rendre la méthode convergence-confinement sécuritaire dans tous les cas par l'utilisation d'un facteur de sécurité adéquat.

Un des problèmes rencontrés au cours du présent travail et qui rend l'utilisation de la méthode convergence-confinement encore plus attrayante, est le peu d'informations disponibles dans la littérature scientifique sur les propriétés mécaniques des roches dures en phase de comportement post-pic. L'utilisation des méthodes par champs de contraintes utilisant ces propriétés mécaniques post-pic rend l'utilisation de ces méthodes très périlleuses. Ces méthodes demeurent cependant très utiles pour représenter l'allure du comportement étudié.

Ce mémoire confirme donc la supériorité de la méthode convergence-confinement vis-à-vis les autres méthodes dite des charges totales. Cette supériorité peut également être appliquée à l'autre catégorie dites des champs de contrainte étant donné la situation énoncée au paragraphe précédent. La méthode convergence-confinement représente un pas en avant pour le design des piliers de mines. Cette méthode est plus précise que la méthode de l'aire tributaire couramment utilisée pour le design des piliers et nécessite peu d'informations sur les propriétés mécaniques des roches, comparativement à la méthode numérique.

ABSTRACT

The present thesis makes a comparison between different methods for dimensioning natural mine pillars. We can group those methods in two different approaches. The first is called the total load approach and it assumes that the load is uniaxial and homogeneous across the pillars. The second is called the stress field approach (finite elements, boundary elements) which simulates all the boundary conditions and is the most representative method for describing the behaviour of any model. The stress field approach is much closer to reality than the total load approach but it requires a great quantity of data input for the numerical modelling of the model.

The objective of the present work is to position the convergence-confinement method which is part of the total load approach and to compare it to the other pillar design methods. This method is advantageous because it is simple and requires little information to use. It is thought that the convergence-confinement method is probably the most representative method among the total load approach methods although it also remain a safe design method.

Using a finite element software (FLAC 2D, version 3.4), analyses are carried out with an elasto-plastic model and comparisons are made with methods based on the total load approach (tributary area, Coates, convergence-confinement). A sensitivity analysis is also carried out to verify the influence of the input data in FLAC on the results obtained.

Following the analyses done in the present thesis, we can confirm that for nearly all the cases studied, the convergence-confinement method applied to hard rock is safe and represents reality with a good accuracy. The work undertaken demonstrates that only in a few cases, the convergence-confinement method is not safe. However knowing the effect of each parameter introduced into FLAC, it is possible to make the convergence-confinement method safe through the use of an adequate safety factor.

The results of this research makes the convergence-confinement very attractive in comparison to the stress field approach since there is very little data available for hard rock to describe its post-peak behaviour. The use of the stress field approach using the post yield property is very risky. However these methods are very useful in representing the behaviour of the model beyond failure.

The present thesis confirms the superiority of the convergence-confinement method compared to the other the total load approach methods. This superiority can also be applied to the stress fields approach if we consider the situation in the preceding paragraph. The convergence-confinement is a good improvement for the design of mine pillars because it is more accurate than the tributary area method which is widely use for the design of mine pillars. It also needs little information on the mechanical properties of the rock in comparison whit the numeric method.

TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE.....	iv
REMERCIEMENTS.....	v
RÉSUMÉ.....	vi
ABSTRACT.....	viii
TABLE DES MATIÈRES.....	x
LISTE DES TABLEAUX.....	xiv
LISTE DES FIGURES.....	xvii
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS.....	xxvi
LISTE DES SYMBOLES.....	xxvii
LISTE DES ANNEXES.....	xxxii
INTRODUCTION.....	1
Préambule.....	1
Problème posé.....	2
Contenu du mémoire.....	4
CHAPITRE 1 : THÉORIES DE CHARGEMENTS DES PILIERS.....	5
1.1 Le chargement des piliers de mines.....	5
1.2 Approches par les charges totales.....	8
1.2.1 La méthode de l'aire tributaire.....	8
1.2.2 Théorie du fléchissement élastique.....	13
1.2.3 La méthode convergence-confinement.....	16
1.2.3.1 Obtention des lignes de convergence-confinement.....	23
1.2.3.1.1 La convergence du toit.....	23
1.2.3.1.2 La réaction du pilier.....	24

1.3 La méthode par analyse numérique.....	26
1.3.1 Justification du choix du modèle numérique.....	27
1.3.1.1 La méthode des éléments frontières.....	28
1.3.1.2 La méthode des éléments finis.....	28
1.3.2 Procédure explicite par "pas de temps" ou «Explicite, Time-Marching».....	30
CHAPITRE 2 : PRINCIPAUX CAS DE MODÉLISATION.....	33
2.1 Introduction.....	33
2.2 Propriétés de base.....	36
2.3 Modèles constitutifs.....	37
2.3.1 L'élasticité.....	38
2.3.2 La plasticité.....	39
2.3.3 Le fluage.....	39
2.3.4 L'élasto-plasticité.....	39
2.4 Modèles "Strain-Softening/Hardening".....	40
2.4.1 Généralité.....	40
2.4.2 Présentation du modèle.....	41
2.4.3 L'évolution des propriétés mécaniques dans la phase plastique.....	49
2.4.4 Choix et adaptation des paramètres du modèle de Hoek et Brown au modèle de Mohr-Coulomb.....	50
2.4.5 La résistance en compression uniaxiale du massif.....	56
2.4.6 La résistance en tension du massif.....	56
2.4.7 La dilatance (ψ).....	56
2.4.7.1 Détermination de l'évolution de la déformation plastique et de l'angle de dilatance (ψ) des roches dures	58

2.4.8 Propriétés mécaniques initiales des piliers et des épontes.....	60
2.5 Les principaux cas de modélisation.....	62
2.5.1 Cas I : Structure minière uniforme incluant un seul pilier	63
2.5.2 Cas IV : Structure minière uniforme incluant trois piliers.....	66
CHAPITRE 3 : PRÉSENTATIONS DES RÉSULTATS.....	70
3.1 Vérification du logiciel.....	70
3.2 Procédure pour comparer la méthode dites des charges totales à la méthode par champs de contraintes	76
3.2.1 Définition du facteur de sécurité global.....	76
3.2.2 La recherche de la résistance en compression uniaxiale minimale.....	78
3.3 Analyse des résultats.....	80
3.3.1 Cas I, structure minière à pilier unique.....	81
3.3.2 Cas IV, structure minière à trois piliers uniformes similaires.....	90
3.3.3 Différences extrêmes de la valeur du $C_o^M_L$	97
CHAPITRE 4 : DISCUSSION.....	98
4.1 Les méthodes des charges totales considérées.....	98
4.2 L'utilisation de FLAC.....	99
4.3 Les données du tableau 2.5.....	100
4.4 Le dimensionnement des piliers de mines.....	103
4.5 La précision du $C_o^M_L$	104
4.6 Critère d'instabilité.....	104
4.7 Étude de sensibilité.....	105
4.7.1 Choix des plages des valeurs des paramètres.....	107

4.7.2 Effets combinés.....	108
4.8 Facteurs de sécurité à appliquer aux résultats de la méthode convergence- confinement pour assurer la stabilité.....	109
CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....	111
Conclusion.....	111
Recommandations.....	114
RÉFÉRENCES.....	115
ANNEXES.....	120

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 2.1: Sélection de constantes élastique (à l'échelle du laboratoire) pour des roches. [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	37
Tableau 2.2: Sélection de propriétés de résistance (à l'échelle du laboratoire) pour des roches. [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	54
Tableau 2.3: Angle de dilatance pour différents matériaux. [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	57
Tableau 2.4: Paramètres de dilatance et de l'évolution de la déformation plastique pour un granite et un grès obtenus à partir des diagrammes de Stavrogin et Tarasov (1995)	58
Tableau 2.5: Propriétés mécaniques initiales des piliers et des épontes.....	61
Tableau 3.1: Comparaison des points d'équilibres des diagrammes d'interaction pour le Cas I, [Gill et al. (1994) et FLAC].....	72
Tableau 3.2: Comparaison des points d'équilibres des diagrammes d'interaction pour le Cas IV, Gill et al. (1994) et FLAC.....	74
Tableau 3.3: Contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier selon différentes méthodes des charges totales appliquées au Cas I	83
Tableau 3.4: Facteurs de sécurité globaux obtenus avec les différentes méthodes de dimensionnement de piliers pour le Cas I.....	83
Tableau 3.5: Influence de la variation du facteur c_r de Mohr-Coulomb sur le C_o^M du pilier du Cas I.....	84
Tableau 3.6: Influence de la variation du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_o^M du pilier du Cas I.....	85

Tableau 3.7: Influence de la variation de l'évolution de la déformation plastique sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.....	86
Tableau 3.8: Influence de la variation de l'angle de dilatance résiduel (ψ_r) sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.....	87
Tableau 3.9: Influence combinée de l'évolution de la variation de la déformation plastique et du facteur c résiduel de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.....	88
Tableau 3.10: Influence combinée de la variation de l'évolution de la déformation plastique et du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I	89
Tableau 3.11: Influence combinée de la variation de l'évolution de la déformation plastique et du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.....	89
Tableau 3.12: Contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier utilisant différentes méthodes des charges totales pour le Cas IV.....	93
Tableau 3.13: Facteurs de sécurité globaux selon les différentes méthodes de dimensionnement de piliers pour le Cas IV.....	93
Tableau 3.14: Influence de la variation du facteur c_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV.....	94
Tableau 3.15: Influence de la variation du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV.....	95
Tableau 3.16: Influence de la variation de l'évolution de la déformation plastique sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV	96
Tableau 3.17: Différences extrêmes du C_{oL}^M	97

Tableau 4.1: Valeurs de c et ϕ utilisées afin d'obtenir les courbes de ruptures au pic et résiduelle de Mohr-Coulomb à partir des valeurs de Hoek et Brown présentées au tableau 2.5 du chapitre 2.....	101
Tableau 4.2: Effet de la variation de σ_3 sur le C_o^M des piliers	103
Tableau I.1: Transformation des paramètres de Hoek et Brown en ceux de Mohr-Coulomb.....	121
Tableau II.1: Données tirées des diagrammes de Stavrogin et Tarasov (1995).....	126
Tableau III.1: Résultats de l'analyse numérique par FLAC conduisant aux courbes de convergence-confinement pour le Cas I.....	128
Tableau III.2: Résultats de l'analyse numérique par FLAC conduisant aux courbes de convergence-confinement pour le Cas IV.....	129

LISTE DES FIGURES

Figure 1.1: Transmission de charge par déformation du système poutre-ressort [Budavari, Rock Mechanics in Mining Practice, The South African Inst. of Mining & Metall.1983].....	6
Figure 1.2: Cheminement des contraintes, [Hoek & Brown, Underground Excavation in Rock,1980].....	8
Figure 1.3: Piliers irréguliers à section droite plus ou moins circulaire montrés en plan, [Hoek & Brown, Underground Excavation in Rock,1980].....	11
Figure 1.4: Théorie du bloc tributaire cas de piliers mur montrés en section longitudinale, [B.H.G. Brady et E.T. Brown, Rock Mechanics For Underground Mining, 1985].....	12
Figure 1.5: Théorie du bloc tributaire cas de piliers colonne montrés en plan, [B.H.G. Brady et E.T. Brown, Rock Mechanics For Underground Mining, 1985].....	12
Figure 1.6: Méthode convergence-confinement, diagramme de la pression exercée par le soutènement en fonction de la convergence de la paroi du souterrain à l'extrados du soutènement.....	17
Figure 1.7: Méthode convergence-confinement, pilier unique pour $R=15$ m, $R=20$ m et $R=30$ m tel que proposé par Brady (1979) d'après Hoek et Brown (1980).....	22
Figure 1.8: Pression uniforme imposée à l'interface éponte-pilier, [Labrie, Prévion des convergences pour le dimensionnement des piliers de mines, 1985].....	23
Figure 1.9: Processus itératif effectué par FLAC, [FLAC Online Manual, version 3.4,1998].....	32
Figure 2.1: Contraintes (σ) en fonction des déformations (ϵ). [FLAC Online Manual, version 3.4,1998].....	40

Figure 2.2: Approximation par FLAC de la fonction de cohésion (c) et de friction (ϕ) en fonction de la déformation plastique (ϵ^p). [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	41
Figure 2.3: Enveloppe de rupture du critère de Mohr-Coulomb [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	44
Figure 2.4: Friction (a), cohésion (b), dilatation (c) et résistance en tension (d) définie par deux segments linéaire[FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	50
Figure 2.5: Approximation linéaire du critère de rupture de Hoek et Brown [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	53
Figure 2.6: Valeur typiques de résistance du massif rocheux pour les différents paramètres du critère de Hoek et Brown [d'après Hoek et Brown, 1980].....	55
Figure 2.7: Idéalisations de la relation de l'angle de dilatance à partir d'essais triaxiaux, [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].....	57
Figure 2.8: Angle de dilatance et déformation plastique axiale pour le granite.....	59
Figure 2.9: Angle de dilatance et déformation plastique axiale pour le grès.....	60
Figure 2.10: Cas I, structure minière comprenant deux chambre de même dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, [Gill et al., Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method., 1994].....	64
Figure 2.11: Cas I, structure minière comprenant deux chambre de même dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, maillage utilisé dans FLAC pour effectuer les analyses numériques.....	65
Figure 2.12: Cas I, structure minière comprenant deux chambres de même dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, construction du modèle numérique.....	66
Figure 2.13: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy Gill et al., Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method., 1994].....	67

Figure 2.14: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy, maillage utilisé dans FLAC pour effectuer les analyses numériques.....	68
Figure 2.15: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy, construction du modèle numérique.....	69
Figure 3.1: Diagramme d'interaction pour le Cas I produit avec FLAC.....	72
Figure 3.2: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (piliers 1 et 3).....	74
Figure 3.3: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (pilier 2).....	75
Figure 3.4: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (Équilibre entre le pilier central (B_2) et les piliers extérieurs (B_1 et B_3)).....	75
Figure 3.5: Contrainte axiale moyenne dans le pilier, obtenue à partir des pointeurs d'historiques de FLAC.....	79
Figure 3.6: Déplacement axial moyen du pilier, obtenu à partir des pointeurs d'historiques de FLAC.....	79
Figure 3.7: Diagramme d'interaction montrant les courbes de réactions du pilier obtenues par analyse des contraintes en supposant pour A un $C_o^M = 5.4$ MPa (pilier stable), pour B un $C_o^M = 5.3$ MPa (pilier instable) et en utilisant les données du tableau 2.5 – Cas I.....	82
Figure 3.8: Diagramme d'interaction montrant les courbes de réactions du pilier B_1 et B_2 obtenues par analyse des contraintes en supposant pour A un $C_o^M = 7.2$ MPa (piliers stables), pour B un $C_o^M = 7.1$ MPa (piliers instables) et en utilisant les données du tableau 2.5, Cas IV.....	91

Figure 3.9: Courbes de chargement des piliers du Cas IV en fonction des cycles de calcul quand $C_o^M - 0.1 \text{ MPa} = 7.1 \text{ MPa}$, résultats obtenus à partir de FLAC	92
Figure 4.1: Effet de σ_3 sur l'allure de la courbe enveloppe au pic de rupture de Mohr-Coulomb déduite de celle de Hoek et Brown avec $m=1.7$ et $s=0.004$	102
Figure 4.2: Effet de σ_3 sur l'allure de la courbe enveloppe résiduelle de rupture de Mohr-Coulomb déduite de celle de Hoek et Brown avec $m_r=0.09$ et $s_r=0.00001$	102
Figure I.1: Droite de rupture du critère de Mohr-Coulomb, propriétés initiales pour les épontes	122
Figure I.2: Droite de rupture du critère de Mohr-Coulomb, propriétés initiales pour les piliers.....	122
Figure I.3: Recherche du C_o^M par la variation de la cohésion du critère de rupture de Mohr-Coulomb.....	123
Figure II.1: Diagrammes de $\Delta\sigma_1$, ε_2 , ε_1 pour (a) un granite et (b) un grès obtenus à partir de diverse pressions de confinements ($\sigma_2=\sigma_3$), Stavrogin et Tarasov (1995).	125
Figure III.1: Isocontrainte, contrainte principale majeure (Pa); modèle élastique (Cas I).....	131
Figure III.2: Isocontrainte, contrainte principale mineure (Pa); modèle élastique (Cas I).....	132
Figure III.3: Iso-contours des déplacements longitudinaux (m); modèle élastique (Cas I)....	133
Figure III.4: Iso-contours des déplacements transversaux (m); modèle élastique (Cas I).....	134
Figure III.5: Isocontrainte, contrainte principale majeure (Pa); modèle élastique (Cas IV)....	136
Figure III.6: Isocontraintes, contrainte principale mineure (Pa); modèle élastique (Cas IV)....	137
Figure III.7: Iso-contours des déplacements longitudinaux (m); modèle élastique (Cas IV)...	138
Figure III.8: Iso-contours des déplacements transversaux (m); modèle élastique (Cas IV)...	139

Figure IV.1: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa) (pilier en rupture).....	144
Figure IV.2: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa),(pilier en rupture).....	145
Figure IV.3: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, lieux d'égal déplacement vertical (m), (pilier en rupture).....	146
Figure IV.4: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (pilier en rupture).....	147
Figure IV.5: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier en rupture).....	148
Figure IV.6: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier en rupture).....	149
Figure IV.7: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier en rupture).....	150
Figure IV.8: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, indicateurs de plasticité, (pilier en rupture).....	151
Figure IV.9: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa), (pilier stable).....	152
Figure IV.10: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa),(pilier stable).....	153

Figure IV.11: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égal déplacements vertical (m),(pilier stable).....	154
Figure IV.12: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (pilier stable).....	155
Figure IV.13: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m),(pilier stable).....	156
Figure IV.14: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (pilier stable).....	157
Figure IV.15: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, déplacement axial moyen à l'interfaoce éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (pilier stable).....	158
Figure IV.16: Propriétés initiales, Cas I, $C_{oL}^M = 5.4$ MPa, indicateurs de plasticité, (pilier stable).....	159
Figure IV.17: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1$ MPa, lieux d'égle contrainte principale majeure (Pa) (piliers en ruptures).....	163
Figure IV.18: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1$ MPa, lieux d'égle contrainte principale mineure (Pa),(piliers en ruptures).....	164
Figure IV.19: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1$ MPa, lieux d'égal déplacement vertical (m), (piliers en ruptures).....	165
Figure IV.20: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1$ MPa, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (piliers en ruptures).....	166

Figure IV.21: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B ₂ en rupture).....	167
Figure IV.22: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B ₁ en rupture).....	168
Figure IV.23: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur des piliers en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier B ₁ et B ₂ en ruptures).....	169
Figure IV.24: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, déplacements axial moyen à l'interface éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier B ₁ et B ₂ en ruptures).....	170
Figure IV.25: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, indicateurs de plasticité, (Pilier B ₁ et B ₂ en ruptures).....	171
Figure IV.26: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M = 7.2 MPa$, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa), (piliers stables).....	172
Figure IV.27: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M = 7.2 MPa$, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa), (piliers stables).....	173

Figure IV.28: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, lieux d'égal déplacement vertical (m), (piliers stables).....	174
Figure IV.29: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (piliers stables).....	175
Figure IV.30: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B ₂ stable).....	176
Figure IV.31: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B ₁ stable).....	177
Figure IV.32: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier B ₁ et B ₂ stable).....	178
Figure IV.33: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier B ₁ et B ₂ stable).....	179
Figure IV.34: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1MPa = 7.1 \text{ MPa}$, indicateurs de plasticité, (Pilier B ₁ et B ₂ stable).....	180
Figure V.1: Effet de la variation de c_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	182

Figure V.2: Effet de la variation de c_r pour le pilier B ₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	182
Figure V.3: Effet de la variation de ϕ_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	183
Figure V.4: Effet de la variation de ϕ_r pour le pilier B ₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	183
Figure V.5: Effet de la variation de la déformation plastique pour Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	184
Figure V.6: Effet de la variation de la déformation plastique pour le pilier B ₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	184
Figure V.7: Effet de la variation de Ψ_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1MPa$).....	185

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

FLAC	Fast Lagrangian Analysis of Continua
F.S.	Facteur de sécurité
SSH	Strain Softening/Hardening

LISTE DES SYMBOLES

a	: largeur de la section droite des piliers
A_1	: aire tributaire
A_p	: aire du pilier
B	: espacement entre les piliers
b	: rapport B/L
b	: longueur de la section droite des piliers
R	: taux de défrètement global
R	: largeur des chambres
c	: cohésion
c	: distance entre les piliers
C_o	: résistance en compression uniaxiale
C_o^M	: résistance en compression uniaxiale au pic du massif
C_{oL}^M	: valeur limite minimale du C_o^M qui assure la stabilité du pilier
C_{or}^M	: résistance en compression uniaxiale résiduelle
C_{oR}^M	: valeur réelle de C_o^M
e	: déformation totale
e^e	: déformation élastique
e^p	: déformation plastique
e^{ps}	: déformation plastique en cisaillement

E	: module de Young
F_s	: fonction d'écoulement en cisaillement
F_t	: fonction d'écoulement en tension
G	: module de cisaillement
G_s	: potentiel plastique en cisaillement
G_t	: potentiel plastique en tension
h_i	: épaisseur de la couche i .
H	: hauteur du pilier
h	: rapport H/L
K	: module de compressibilité
k	: rapport S_t/S_o
L	: longueur du gisement exploité
m	: constante qui dépend des propriétés mécaniques de la roche (critère de rupture de Hoek et Brown)
m_r	: constante qui dépend des propriétés mécaniques résiduelles de la roche (critère de rupture de Hoek et Brown)
N	: rapport $[E/(1-\nu^2)]$ de la roche des épontes sur $[E/(1-\nu_p^2)]$ de la roche du pilier
N_ϕ	: rapport $[(1+\sin\phi)/(1-\sin\phi)]$
N_ψ	: rapport $[(1+\sin\psi)/(1-\sin\psi)]$
p_{zz}	: contrainte verticale de l'état initial des contraintes
P	: pression exercée par le soutènement
r	: taux de défrètement global

- R : taux de défrètement global
 R : espacement entre les piliers
 s : constante qui dépend des propriétés mécaniques de la roche (critère de rupture de Hoek et Brown)
 s_r : constante qui dépend des propriétés mécaniques résiduelles de la roche (critère de rupture de Hoek et Brown)
 S : convergence de la parois du souterrain, extrados du soutènement
 S_o : contrainte préalable dans l'axe du pilier.
 S_t : contrainte préalable normale à S_o dans le plan qui traverse le pilier
 T_o : résistance en tension
 T_o^M : résistance en compression uniaxiale du massif
 $T_o^M_r$: résistance en tension résiduelle du massif
 v : convergence des épontes aux interfaces éponte-pilier
 w_o : largeur de l'excavation
 w_p : largeur du pilier
 W : facteur égal à $v/(1-v)$ de la roche des épontes
 W_p : facteur égal à $v_p/(1-v_p)$ de la roche des piliers
 σ : contrainte normale
 σ_p : charge moyenne du pilier
 $\Delta\sigma_p$: accroissement de la contrainte dans le pilier dû au minage
 σ^t : résistance en tension

σ_{ya}	: contrainte axiale uniformément distribuée dans la section du pilier
σ_{x0}	: pré-contraintes principales en x
σ_{y0}	: pré-contraintes principales en y
σ_{z0}	: pré-contraintes principales en z
σ_1	: contrainte principale majeure
σ_2	: contrainte principale intermédiaire
σ_3	: contrainte principale mineure
ε	: déformation normale
ε	: déformation totale
ε^e	: déformation élastique
ε^p	: déformation plastique
$\Delta\varepsilon$: incrément de déformation totale
$\Delta\varepsilon^e$: incrément de déformation élastique
$\Delta\varepsilon^p$: incrément de déformation plastique
τ	: contrainte de cisaillement
γ	: déformation de cisaillement
γ_i	: poids propre du sol de surplomb pour la couche
ν	: coefficient de Poisson de la roche
ν_e	: coefficient de Poisson de la roche des épontes
ν_p	: coefficient de Poisson de la roche des piliers
λ_s	: scalaire

λ_t : scalaire

ϕ : angle de friction

ϕ_r : angle de friction résiduel

ψ : angle de dilatance

ψ_r : angle de dilatance résiduel

LISTE DES ANNEXES

ANNEXE I	120
ANNEXE II	124
ANNEXE III	127
ANNEXE IV	140
ANNEXE V	181

INTRODUCTION

Préambule

Les piliers de mines sont des blocs de minerai (soutènement naturel) laissés en place entre deux ou plusieurs excavations de production. Leur fonction est d'assurer un soutènement afin de minimiser les déplacements du massif rocheux dans la zone d'influence de l'excavation. Cependant, lors du dimensionnement des piliers, nous devons choisir la quantité minimum de minerai à laisser en place. Cette quantité de minerai dans le pilier doit permettre le soutènement minimum nécessaire afin d'assurer la stabilité des excavations tout en assurant un taux de défrètement le plus élevé possible.

Le principal objectif du dimensionnement des excavations pour un ingénieur est d'en assurer la stabilité à court et/ou long terme à un coût minimum. Pour ce faire, l'ingénieur doit être capable de prédire le comportement de l'excavation pendant et après sa réalisation en déterminant les charges qui s'exercent sur les éléments de soutènement, la relation contrainte-déformation de ces derniers et leur résistance. La méthode convergence-confinement ou méthode des lignes caractéristiques, appliquée aux pilier de mines et qui représente l'interaction entre la poussée du massif et la réaction du pilier, peut être avantageusement utilisée pour dimensionner les structures en chambre et pilier ou tout simplement pour vérifier la stabilité de ces dernières. Cette méthode possède un avantage certain de par sa simplicité par rapport aux modèles numériques complexes qui nécessitent un grand nombre de paramètres qui ne sont pas toujours connus ou disponibles.

Problème posé

Les diverses méthodes de dimensionnement de pilier de mines peuvent être classées en deux catégories, chacune correspondant à une approche différente.

La première catégorie regroupe les méthodes qui postulent que le pilier est en compression uniaxiale à la manière d'une éprouvette dans une presse hydraulique. On les identifie dans le présent travail par l'expression "méthodes des charges totales". Cette catégorie comprend les méthodes de dimensionnement les plus anciennes, celles des aires tributaires, de plus récentes comme celles de Coates (1965a, 1965b, 1965c) ou encore celle proposée par Gill et al. (1994) et qui implique la méthode convergence-confinement.

Dans la deuxième catégorie, on retrouve les méthodes qui n'imposent aucune simplification sur le champ de contrainte dans le pilier. L'expression "méthodes des champs de contraintes" est utilisée dans le présent texte pour identifier les méthodes de cette catégorie. Jadis, avec ces méthodes, les champs de contraintes requis pour le dimensionnement de piliers s'obtenaient par des techniques expérimentales comme la photoélasticité. Maintenant, ils sont générés par les méthodes numériques informatisées comme celles des éléments finis ou des éléments frontières pour ne nommer que celles-là.

Les méthodes de la première catégorie comportent des avantages comparativement à celles de la deuxième catégorie: elles sont plus simples à utiliser et leur mise en oeuvre nécessite un moins grand nombre de données sur le massif rocheux et son comportement. D'où leur intérêt pour l'ingénieur. Toutefois, ces méthodes constituent des approximations par rapport aux méthodes de la deuxième catégorie. Mais, on rend

les dimensionnements réalisés à l'aide de ces méthodes sécuritaires au moyen d'un facteur de sécurité approprié.

La présente étude a pour but de comparer les résultats de dimensionnement de piliers donnés faits à l'aide de méthodes appartenant aux deux catégories afin de statuer sur la grandeur des facteurs de sécurité qui doivent être appliqués pour assurer la stabilité. Une attention particulière sera donnée à la méthode convergence-confinement étant donné qu'elle comporte des avantages par rapport aux autres méthodes utilisant l'approche par les charges totales. Le but de cette étude est également d'évaluer l'influence de certaines propriétés du comportement post-rupture des massifs rocheux afin de vérifier cette influence sur la sensibilité des résultats.

Pour cet exercice, on s'est servi du logiciel FLAC 3.4 «Fast Lagrangian Analysis of Continua». Ce logiciel utilise la méthode des différences finies et correspond à un logiciel de «différences finies explicites qui effectue une analyse Lagrangienne». FLAC est commercialisé par la firme ITASCA de Minneapolis, Minnesota, États-Unis. Il a été créé et développé originalement pour des problèmes de géotechnique et d'ingénierie minière. Cependant, il offre désormais une plus grande capacité à résoudre des problèmes complexes en mécanique. Dans le présent mémoire, les études de modélisation sur FLAC sont réalisées en deux dimensions.

Contenu du mémoire

Ce mémoire comporte 4 chapitres. Suite à la présente introduction, le chapitre 1 donne un aperçu des différentes méthodes servant à dimensionner des piliers. Ce chapitre comprend deux grandes catégories de méthodes pour le dimensionnement des piliers; les méthodes des charges totales ainsi que celle des champs de contraintes. Le chapitre 2 décrit les principaux cas de modélisation effectués à partir de FLAC. On présente également dans ce chapitre la façon dont le modèle est construit ainsi qu'une description du mode d'analyse choisi pour ces simulations. Au chapitre 3, nous présentons les résultats des analyses effectuées. Deux modèles ont été établis; soit un premier cas à pilier unique séparant deux chambres de mêmes dimensions et un second à 3 piliers similaires formant quatre chambres identiques. Le chapitre 4 présente une discussion des résultats obtenus au chapitre précédent. Et finalement, la dernière partie synthétise les résultats des simulations présentés aux chapitres 3 et 4 et propose un facteur de sécurité à utiliser lors du dimensionnement des piliers de mine à l'aide de la méthode convergence-confinement. Dans ce chapitre, on présente également nos principales conclusions ainsi que quelques recommandations. À la fin de ce mémoire, on retrouve des annexes regroupant des informations et résultats complémentaires.

CHAPITRE 1

THÉORIES DE CHARGEMENTS DES PILIERS

1.1 Le chargement des piliers de mines

Nous présentons ici, la théorie de chargement des piliers de mines à partir d'une analogie simple. Le modèle qui suit est une illustration des méthodes des charges totales. Notons ici que ce modèle n'est pas un modèle valable pour les méthodes des champs de contraintes.

Budavari (1983) exprime le chargement des piliers de mines en prenant une poutre sur 2 appuis simples et un ressort, chargée uniformément sur toute sa portée (figure 1.1). Pour les besoins de l'exemple, il associe la poutre à un massif stratifié horizontalement, chargé par les effets de la gravité et le ressort à un pilier vertical agissant comme une colonne située au centre de la portée. Dans ce cas, le ressort est au repos si la déflexion de la poutre est nulle. Il ne sera chargé que si celle-ci se déforme sous l'effet d'un fléchissement (figure 1.1a). Afin de déterminer qualitativement la charge supportée par le ressort lorsque la poutre est chargée (charge uniformément répartie dans le cas de la figure 1.1b), il faut nécessairement considérer la déformabilité de la poutre (figure 1.1c) et du ressort (figure 1.1d) et analyser les diagrammes partiels de corps libres de ce système hyperstatique.

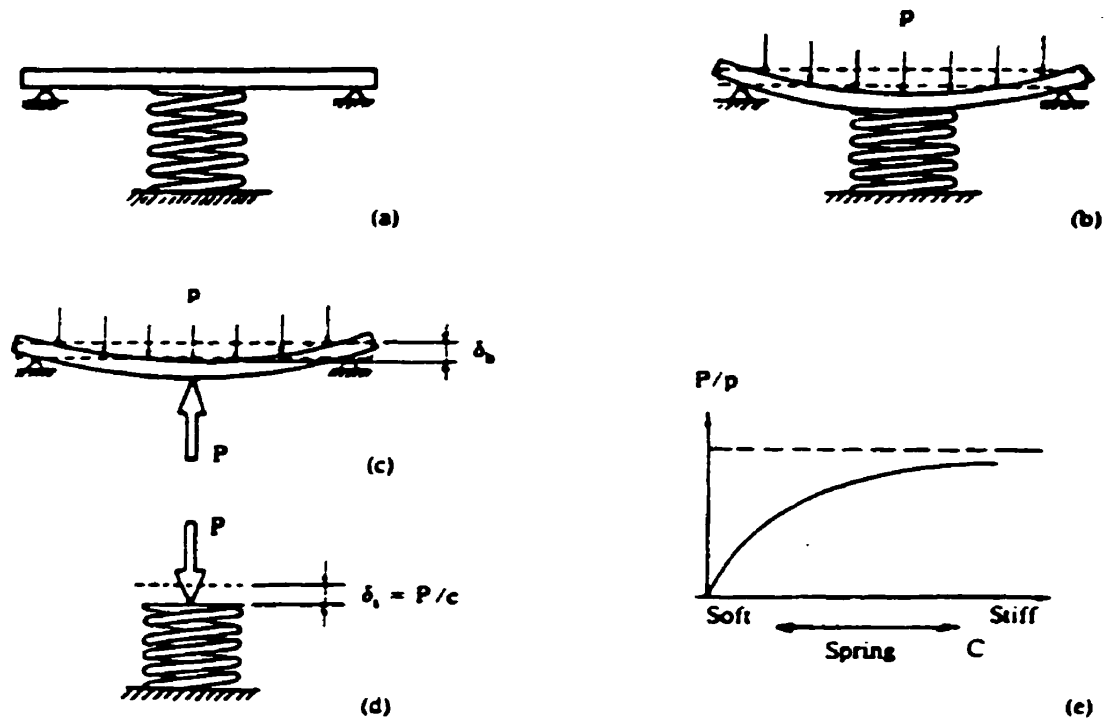


Figure 1.1: Transmission de charge par déformation du système poutre-ressort [Budavari, Rock Mechanics in Mining Practice, The South African Inst. of Mining & Metall.1983].

En analysant ce problème, on remarque que la charge sur le ressort est fonction de la rigidité des deux éléments de la structure, le ressort et la poutre. Ainsi, pour un chargement donné de la poutre, une augmentation de la rigidité du ressort entraîne une plus grande part de la charge reprise par celui-ci (figure 1.1e).

On pourrait généraliser l'exemple précédent en utilisant plusieurs ressorts en parallèle, de diverses rigidités. Conceptuellement, les conclusions demeureraient similaires. La charge sur chaque ressort serait fonction des caractéristiques de déformation de la poutre, de sa propre rigidité, de celle des autres ressorts et de la position des ressorts le long de la poutre.

En pratique, l'estimation de l'état de contrainte dans un pilier est cependant un problème complexe qui ne peut généralement pas se résoudre par des calculs aussi élémentaires. Plusieurs outils permettent toutefois à l'ingénieur de le résoudre. Ces outils font appel aux méthodes dites de champs de contraintes. Outre la méthode analogique de la résistivité électrique, surtout populaire à une certaine époque en Afrique du Sud, ou la photoélasticité, ce sont les méthodes numériques qui offrent de nos jours le plus de versatilité et de précision au concepteur. Les méthodes des éléments finis et des éléments frontières constituent des outils privilégiés, dont la popularité est croissante. La sélection appropriée des paramètres d'entrée pour représenter adéquatement le comportement contrainte-déformation du massif et des piliers, de même que le mode de rupture potentielle, posent toutefois quelques complications. Hoek et Brown (1980) procèdent par l'analogie suivante pour illustrer les méthodes par champs de contraintes:

Considérons une rivière dont le courant est uniforme et dont une partie de cette dernière est obstruée par trois piliers d'un pont, comme illustré à la figure 1.2. Afin que le débit d'eau puisse circuler entre les piliers du pont, les lignes d'écoulement doivent se rapprocher afin de pénétrer entre les piliers. En ce faisant, la vitesse d'écoulement se trouve augmentée près des obstacles. La variation de la vitesse d'écoulement dépend alors directement du rapport entre la dimension des piliers et celle de la distance entre ceux-ci, dans le plan de l'écoulement. Naturellement, la forme des piliers influencera l'allure du réseau d'écoulement. Par exemple un pilier circulaire ou elliptique aura pour effet de créer une moins grande perturbation dans le réseau d'écoulement que le font les piliers carrés illustrés à la figure 1.2. Cette analogie de l'écoulement laminaire d'un liquide autour d'obstacles peut être comparée à la répartition des contraintes dans une structure minière constituée de chambres (piliers du pont) et de piliers.

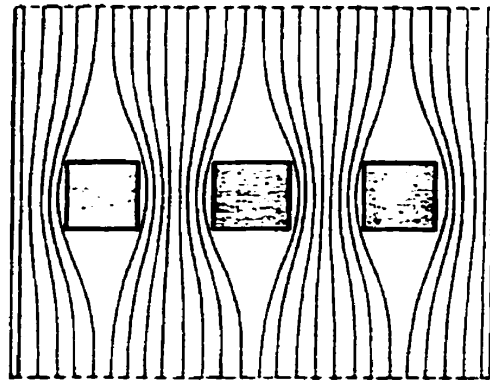


Figure 1.2: Cheminement des contraintes, [Hoek & Brown, Underground Excavation in Rock, 1980].

Maintenant que les deux principales approches au dimensionnement des piliers est établie, nous pouvons maintenant présenter quelques méthodes de calcul:

1.2 Approches par les charges totales

Les trois méthodes utilisant l'approche par les charges totales qui sont présentées dans la suite sont :

- La méthode de l'aire tributaire;
- La théorie du fléchissement élastique;
- La méthode convergence-confinement.

1.2.1 La méthode de l'aire tributaire

La méthode la plus simple pour déterminer la charge d'un pilier est la méthode de l'aire tributaire. Cette méthode permet, à partir de seulement quelques données, de déterminer la charge d'un pilier. La théorie de l'aire tributaire suppose qu'après l'excavation, le pilier supporte le poids des terres contenues dans un prisme imaginaire augmenté, s'étendant du niveau de l'excavation à la surface libre (figure 1.4 et 1.5). En utilisant les

symboles de la figure 1.4, la théorie de l'aire tributaire accepte que la charge moyenne du pilier puisse être obtenue des équations suivantes:

Pour un pilier mur (figure 1.4), la contrainte axiale moyenne du pilier est définie par:

$$\sigma_p = p_{\Sigma} = \frac{(w_o + w_p)}{w_p} \quad (1.1)$$

avec:

p_{Σ} : contrainte verticale de l'état initial des contraintes

w_o : largeur de l'excavation

w_p : largeur du pilier

Si la contrainte verticale de l'état initial est due uniquement à la gravité; on a :

$$p_{\Sigma} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

γ_i : poids propre du sol de surplomb pour la couche i.

h_i : épaisseur de la couche i.

Si nous définissons un taux global de défrètement r:

$$r = \frac{\text{aire exploitée}}{\text{aire totale}} \quad (1.2)$$

Ou

$$r = \frac{w_o}{(w_o + w_p)} \quad (1.3)$$

$$1 - r = \frac{w_p}{(w_o + w_p)}$$

L'équation du pilier mur peut alors s'écrire:

$$\sigma_p = p = \left(\frac{1}{1-r} \right) \quad (1.4)$$

Pour des piliers colonnes (figure 1.5) à section droite rectangulaire, le taux de défruitement devient:

$$r = \frac{(a+c)(b+c) - ab}{(a+c)(b+c)} \quad (1.5)$$

avec

a,b : largeur et longueur de la section droite des piliers

c : distance entre les piliers

Ce qui permet de calculer la contrainte axiale moyenne σ_p :

$$\sigma_p = p = \left[\frac{(a+c)(b+c)}{ab} \right] \quad (1.6)$$

À partir de l'équation 1.6, si on suppose (b) beaucoup plus grand que (a) on retrouve l'équation 1.1, soit le cas du pilier mur.

Pour des piliers carrés, on a: $a = b$ alors:

$$\sigma_p = p = \left[\frac{(a+c)}{a} \right]^2 = p = \left[\frac{(w_o + w_p)}{w_p} \right]^2 \quad (1.7)$$

Finalement Hoek et Brown (1980) donnent une équation pour calculer la contrainte axiale moyenne des piliers irréguliers. Cette équation est représentée par l'équation 1.8 et est illustré à la figure 1.3:

$$\sigma_p = p = \frac{\text{Aire tributaire}}{\text{Aire du pilier}} = p = \frac{A_1}{Ap} \quad (1.8)$$

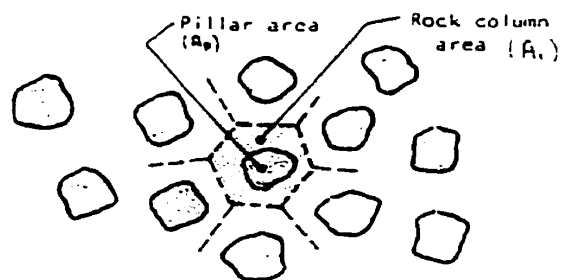


Figure 1.3: Piliers irréguliers à section droite plus ou moins circulaire montrés en plan, [Hoek & Brown, Underground Excavation in Rock, 1980].

En résumé, la détermination de la contrainte axiale moyenne supportée par un pilier par la méthode de l'aire tributaire utilisant l'équation 1.8, s'obtient en calculant le rapport du poids de la colonne de roche supportée par le pilier par la surface de support du pilier. L'aire de la colonne de roche supportée par le pilier (A_1) s'obtient en établissant des lignes frontières entre chacun des piliers. Ces lignes frontières s'obtiennent en traçant une droite à la mi-distance entre chacun des piliers. Puis finalement, on relie chacune de ces lignes frontières et on obtient autour de chacun des piliers un polygone dont la surface correspond à l'aire de la roche supportée par le pilier.

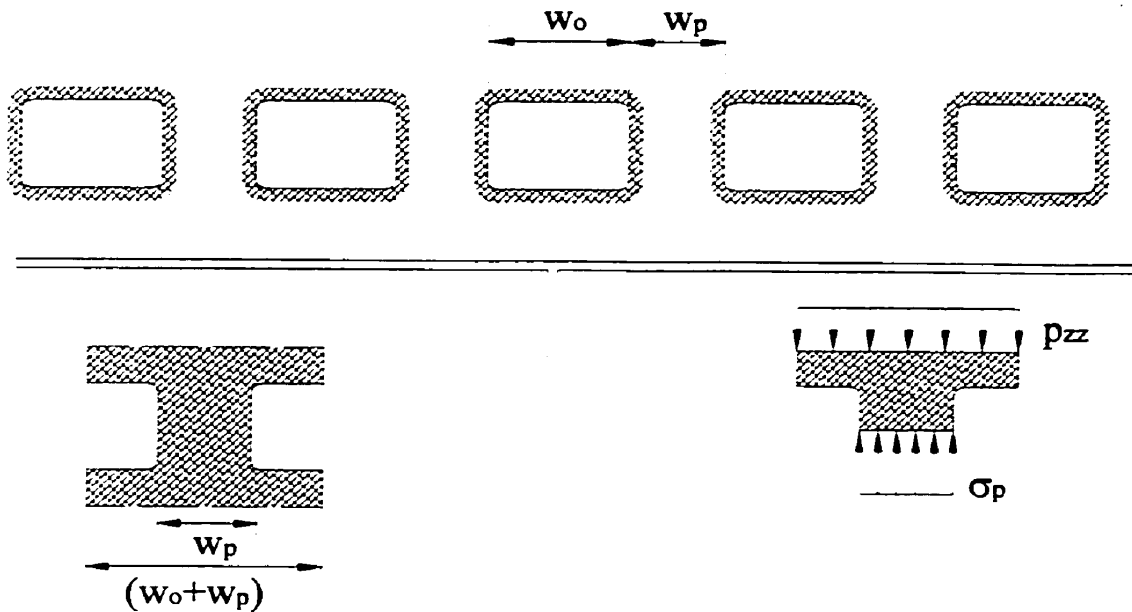


Figure 1.4: Théorie du bloc tributaire cas de piliers mur montrés en section longitudinale, [B.H.G. Brady et E.T. Brown, Rock Mechanics For Underground Mining, 1985].

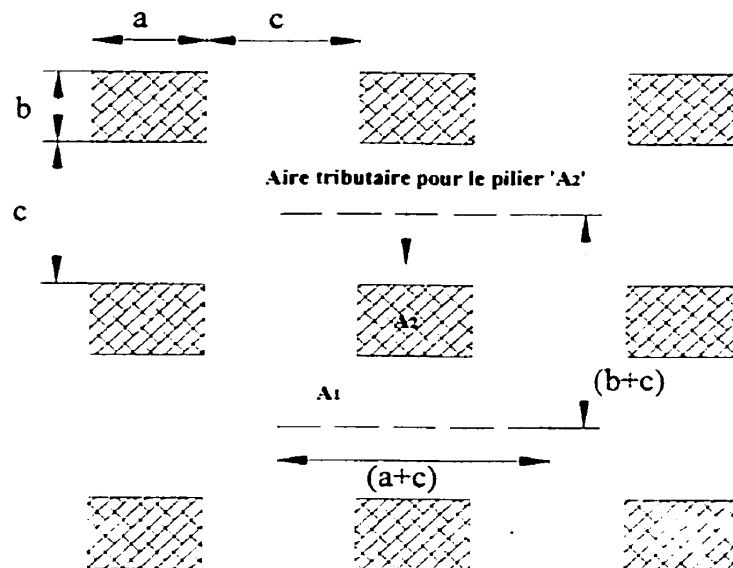


Figure 1.5: Théorie du bloc tributaire cas de piliers colonne montrés en plan, [B.H.G. Brady et E.T. Brown, Rock Mechanics For Underground Mining, 1985].

Lorsque l'on calcule les contraintes axiales dans le pilier à partir de la méthode de l'aire tributaire, il est important de garder en mémoire les limitations implicites de cette procédure. Dans un premier temps, la moyenne des contraintes axiales dans le pilier est purement une quantité donnant un ordre de grandeur du chargement du pilier. Ce chargement s'effectue dans la direction parallèle à la direction principale de confinement. Cet état de contraintes n'est pas représentatif de la distribution des contraintes dans le pilier. En effet, cette distribution ne peut être déterminée que par une analyse complète du pilier. Dans un second temps, la méthode de l'aire tributaire analyse uniquement les contraintes axiales normales dirigées parallèlement à l'axe principal du pilier de soutènement. Brady et Brown (1985) soutiennent que les hypothèses implicites à l'effet que d'autres composantes du champs de contraintes n'ont aucune influence sur les performances du pilier n'est tout simplement pas réaliste. De plus, l'effet de la localisation du pilier dans le gisement ou dans un chantier est totalement ignorée.

De façon claire, les hypothèses faites dans la formulation de cette approche conduisent à une estimation de la charge du pilier très conservatrice. Par conséquent, cette approche représente la limite supérieure de la contrainte moyenne du pilier. En réalité, des mesures prises à l'intérieur de piliers ont démontré (Hustrulid et Swanson, 1981, Coates 1965c) que cette approche surestime très souvent la charge du pilier. La simplicité et le fait que cette méthode soit très conservatrice explique le fait qu'elle soit très populaire.

1.2.2 Théorie du fléchissement élastique

Coates (1965a, 1981) a proposé une solution basée sur la convergence ou la déflexion nette du toit de l'excavation, c'est-à-dire le déplacement observé à l'interface éponte-pilier et provoqué par la création des excavations. Par ailleurs, la convergence est une mesure indirecte de l'accroissement de contrainte dans le pilier, accroissement qui

provient du découpage de ce dernier. Ce principe est à la base du suivi des excavations. L'accroissement des contraintes est mesuré pour un pilier situé sur la ligne du centre de la zone exploitée. Comme la variation de contrainte diminue à mesure qu'on s'écarte de cette ligne, l'auteur propose des modifications empiriques qui tiennent compte de cet écart (Coates, 1965b). Cette théorie est une nette amélioration en ce qui a trait au calcul de la charge d'un pilier. En effet, la théorie de Coates comble plusieurs lacunes de la théorie des aires tributaires. Cette théorie ne comporte pas tous les détails complexes régissant le comportement du pilier. Cependant, elle tient compte dans une certaine mesure des principaux facteurs influençant ce comportement.

Coates (1965a) stipule que la convergence totale est principalement composée de:

- La convergence des épontes due au relâchement du champ de contraintes;
- Réajustement axial du pilier suite au relâchement des contraintes sur ses faces latérales;
- La convergence inverse du pilier due à l'accroissement des charges;
- La pénétration locale du pilier dans les épontes.

Cette théorie peut s'écrire:

$$\frac{\Delta\sigma_p}{S_o} + 1 = \frac{\text{accroissement de la contrainte dans le pilier dû au minage}}{\text{charge verticale (ou dans l'axe du pilier)}}$$

avec

$$\frac{\sigma_p}{S_o} = \frac{\Delta\sigma_p}{S_o} + 1 = \frac{2R(1+h) - kh(1-W - W_p N)}{hN + 2(1-R)(1+h) + 2Rb(1-W)/\pi} \quad (1.9)$$

Où

- $\Delta\sigma_p$: accroissement de la contrainte dans le pilier dû au minage
- k : rapport S_i/S_o
- S_o : contrainte préalable dans l'axe du pilier.
- S_i : contrainte préalable normale à S_o dans le plan qui traverse le pilier
- h : rapport H/L
- H : hauteur du pilier
- L : longueur du gisement exploité
- W : facteur égal à $\nu_r/(1-\nu_r)$ de la roche des éponges
- W_p : facteur égal à $\nu_p/(1-\nu_p)$ de la roche des piliers
- N : rapport $[E/(1-\nu^2)]$ de la roche des éponges sur $[E_p/(1-\nu_p^2)]$ de la roche du pilier
- B : espacement entre les piliers
- b : rapport B/L
- R : taux de défrètement global.

Les deux théories décrites plus tôt supposent que les piliers sont en compression uniaxiale et que la charge est uniformément répartie sur les piliers. Cependant, dans un essai de compression uniaxiale conduisant au C_o utilisé dans le dimensionnement avec la théorie des charges totales, le champs de contraintes est uniforme en théorie mais ne l'est pas en pratique. En effet, le chargement par presse hydraulique ne procure pas un état de chargement uniaxial parfait. L'une de ces causes peut être expliquée par la solidarité entre l'éprouvette et les plateaux de la presse. En réalité les excavations engendrent une redistribution des contraintes qui, pour des piliers en phase élastique, résulte en une répartition non uniforme. De plus, la rupture locale de la roche, la solidarité entre le pilier et les éponges et la présence de plans de faiblesses peuvent aussi modifier considérablement l'allure des contraintes.

Malgré sa supériorité sur la théorie des aires tributaires, la théorie de Coates (1965b) n'en comporte par moins des lacunes, que celui-ci reconnaît par ailleurs. Ainsi, dès que nous nous éloignons de la ligne du centre de la zone minière, le modèle proposé devient empirique, se basant sur des coefficients déduits de mesures en place. La théorie de Coates s'applique uniquement à des arrangements réguliers de chambres et de piliers. De plus, avec cette théorie, il faut admettre un seul jeu de paramètres de déformabilité pré-pic pour les épontes et les piliers.

1.2.3 La méthode convergence-confinement

La méthode convergence-confinement a été proposée vers la fin des années cinquante en tant qu'outil conceptuel menant au dimensionnement des soutènements artificiels des excavations souterraines (Lauffer et Seeber, 1961). Au départ, la méthode a été appliquée à des cas très simples, c'est-à-dire, à des tunnels cylindriques à section droite circulaire percés dans des massifs dont la roche est élastique linéaire et isotrope et dont le champ de contraintes préalables est hydrostatique.

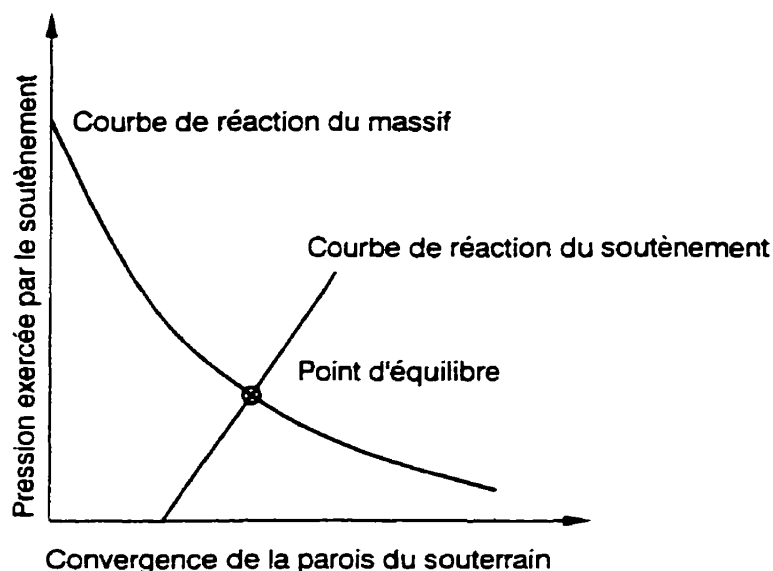


Figure 1.6: Méthode convergence-confinement, diagramme de la pression exercée par le soutènement en fonction de la convergence de la paroi du souterrain à l'extrados du soutènement.

Pour ces cas simples, la méthode implique la construction d'un diagramme appelé diagramme d'interaction (voir figure 1.6). Ce diagramme, dont l'ordonnée représente la pression exercée par le soutènement sur les parois du souterrain et l'abscisse, la convergence de l'interface paroi du souterrain-extrados du soutènement, comporte deux courbes. Une première courbe, appelée courbe de réaction ou ligne caractéristique du massif rocheux, calculée à l'aide d'un modèle approprié aux conditions du souterrain, est portée sur le diagramme. Elle exprime la relation entre la convergence du massif rocheux et la pression sur les parois du souterrain. La deuxième courbe, appelée courbe de réaction du soutènement, aussi calculée à l'aide d'un modèle approprié au soutènement, est également portée sur le diagramme. L'abscisse à l'origine de cette deuxième courbe dépend de la distance du soutènement du front de taille au moment où le soutènement devient opérationnel et/ou de la durée du délai de construction de ce dernier. Le point de rencontre des deux courbes est appelé point d'équilibre. Ses

coordonnées donnent la pression exercée par le massif rocheux sur le soutènement et la convergence de l'interface massif-soutènement à l'équilibre.

Depuis, la littérature scientifique portant sur le sujet est abondante. Parmi ces articles, il y a ceux qui traitent de solutions qui sont essentiellement du type court terme, c'est-à-dire que seul l'effet de l'avancement du front de taille (effet de la convergence instantanée) est pris en ligne de compte (voir par exemple Lombardi 1973, 1974, 1979 et Panet 1976, 1979). Notons que parmi ces derniers, certains considèrent aussi les effets de la redistribution des contraintes à proximité du front de taille. L'abscisse à l'origine de la courbe de réaction du soutènement sur le diagramme d'interaction dépend dans tous ces modèles de la distance du soutènement au front de taille au moment où le soutènement devient opérationnel.

Une première solution à long terme (effet de la convergence différée) a été proposée par Ladanyi (1974) en faisant appel à la notion de dégradation des propriétés de la roche du massif dans le temps, la déformabilité augmentant et la résistance diminuant. Subséquemment, cette notion de Ladanyi a été reprise et raffinée par Brown et al. (1983). Dans les conditions de ces solutions, le diagramme d'interaction comporte au moins deux lignes caractéristiques; une première représentant la réaction du massif à court terme et une seconde représentant la réaction du massif à long terme. L'abscisse à l'origine de la courbe de réaction du soutènement sur le diagramme d'interaction dépend de la durée du délai entre le passage du front à une section donnée du tunnel et le moment où le soutènement devient opérationnel à cette section. Selon la loi de comportement postulée pour le massif, il peut y avoir plusieurs autres lignes caractéristiques intermédiaires valables pour des temps spécifiques. L'ensemble de ces courbes de réaction du massif sont appelées lignes caractéristiques isochrones.

L'hypothèse implicite à la méthode convergence-confinement tel qu'utilisée jusqu'alors (appelée ci-après méthode convergence-confinement conventionnelle) est que la réponse du massif rocheux est indépendante de son historique de déformation. Ceci permet d'obtenir indépendamment les deux catégories de courbes de réaction du diagramme d'équilibre. Toutefois, une telle hypothèse est justifiée uniquement si le massif rocheux est élastique et qu'aucune portion de ce dernier n'entre en plasticité ou ne se déforme dans le temps. Gill et Ladanyi (1983, 1987) et Ladanyi et Gill (1984, 1988) ont montré que les courbes de réaction de massifs rocheux qui se déforment dans le temps sont fonction de l'historique des poussées exercées par les soutènements et que la méthode convergence-confinement conventionnelle donne des points d'équilibre qui sous-estiment les poussées sur les soutènements, sauf pour des temps infiniment grands.

Le problème qui existe alors avec l'utilisation de la méthode convergence-confinement lorsque le souterrain fait que le massif rocheux se déforme plastiquement et/ou montre un fluage, est que la connaissance de l'historique de poussée sur le soutènement et/ou de la vitesse d'avancement du front de taille est nécessaire pour obtenir la courbe de réaction du massif rocheux. La vitesse d'avancement du front de taille est toujours prévisible, mais l'historique de poussée est toujours inconnu. Gill et Ladanyi (1983,1987) et Ladanyi et Gill (1984,1988) ont proposé des approches qui permettent d'utiliser néanmoins la méthode convergence-confinement et d'arriver à des solutions, sinon exactes, tout au moins acceptables sur le plan ingénierie.

La méthode convergence-confinement conventionnelle peut être utilisée lorsque le champ de contraintes préalables n'est pas hydrostatique. En effet, Gill et Leite (1995) ont démontré que dans le cas d'un souterrain cylindrique à section droite circulaire percé dans un massif montrant des composantes de contraintes principales préalables différentes l'une de l'autre dans le plan de la section droite, il fallait construire deux diagrammes d'interaction et en combiner les coordonnées des points d'équilibre afin de

définir entièrement les profils de poussée et de convergence du massif à l'interface massif-soutènement. Les auteurs utilisent dans leur modélisation la notion de dégradation des propriétés mécaniques proposée par Ladanyi (1974).

La méthode convergence-confinement conventionnelle a aussi été utilisée pour le dimensionnement du soutènement naturel (piliers de mine), quoique beaucoup moins fréquemment que dans le cas du soutènement artificiel et sans que ses premiers utilisateurs en soient conscients. En effet, l'analyse faite par Gill (1980) et reprise par Koko (1983) de la théorie de chargement de piliers proposée par Coates (1965a, 1965b et 1965c) montre qu'il est possible à partir des composantes de l'équation donnant l'accroissement de contrainte axiale dans un arrangement à pilier unique de construire le diagramme d'interaction dont le point d'équilibre donne entre autres, cet accroissement de contrainte axiale. De même, une analyse de la notion de rigidité minière locale ("local mine-stiffness concept") proposée par Starfield et Fairhurst (1968) et Starfield et Wawersik (1972) et reprise subséquemment par Salamon (1970), montre que c'est aussi une application implicite de la méthode au cas d'un arrangement régulier de piliers longs par rapport à la largeur (largeur de chambres et largeur de pilier constants).

La première application explicite de la méthode convergence-confinement conventionnelle à la prévision de la contrainte axiale dans un pilier de mine serait due à Brady (1979). Il a procédé au dimensionnement d'un pilier délimité par deux chambres, les courbes de réaction ayant été obtenues à l'aide d'un logiciel d'éléments frontières. La figure 1.7 illustre le diagramme d'interaction proposé par Brady permettant d'établir les points d'équilibres pour trois largeurs de chambres différentes. Viennent ensuite les travaux de Koko (1983). Les diagrammes d'interaction qu'il a produit font intervenir d'une part des courbes de réaction de massifs obtenues à l'aide du modèle de calcul de la déflexion proposé par Coates (1965a, 1965b et 1965c) dans sa théorie de chargement de piliers. D'autre part, ils font intervenir des courbes de réaction de piliers obtenues de

l'équation mathématique développée par Gill (1980) ainsi que des courbes de réaction de piliers solidaires des épontes, courbes produites à l'aide d'un logiciel d'éléments finis. Les arrangements de piliers qui sont alors traités sont les mêmes que ceux qui peuvent être traités avec la théorie de Coates. La méthode de dimensionnement de pilier interactive proposée par Särkkä (1984) est de fait une application explicite de la méthode convergence-confinement au dimensionnement d'un arrangement à pilier unique. La génération de la courbe de réaction du massif dans l'article de Särkkä est obtenue à l'aide d'un logiciel d'éléments finis. Viennent ensuite les travaux de Labrie (1985) qui ont porté sur la prévision de la convergence des épontes, évaluée à l'interface éponte-pilier, pour le dimensionnement des piliers de mines en utilisant le concept des lignes caractéristiques. Les courbes de déflexion du toit et de réaction du pilier sont obtenues à l'aide d'une méthode numérique, la méthode des éléments finis.

Gill et al. (1994) ont démontré que la méthode convergence-confinement conventionnelle pouvait être étendue à des arrangements réguliers et irréguliers de piliers multiples. Ces auteurs présentent une première extension de la méthode à des arrangements de deux, trois et quatre piliers. Les modifications requises aux diagrammes d'équilibre pour déterminer les contraintes axiales dans les piliers y sont décrites. Comme l'approche graphique de la méthode convergence-confinement n'est plus valable avec les arrangements réguliers de plus de quatre piliers ou avec des arrangements irréguliers de plus de deux piliers, les auteurs proposent un algorithme qui utilise uniquement les courbes de réaction des piliers des diagrammes d'interaction. Ces dernières sont obtenues de l'équation mathématique développée par Gill (1980). Une étude de sensibilité de l'algorithme a été subséquentement présentée par Gill et Leite (1995).

Étant donné que dans les cas de toutes les références citées en relation avec le dimensionnement des piliers de mine, le comportement du massif rocheux et celui des

piliers sont élastiques, l'historique de déformation n'entre pas en ligne de compte et la méthode convergence-confinement conventionnelle est adéquate. La figure 1.7 illustre par un diagramme d'interaction l'effet de différentes largeurs d'excavations sur les courbes de réaction du massif.

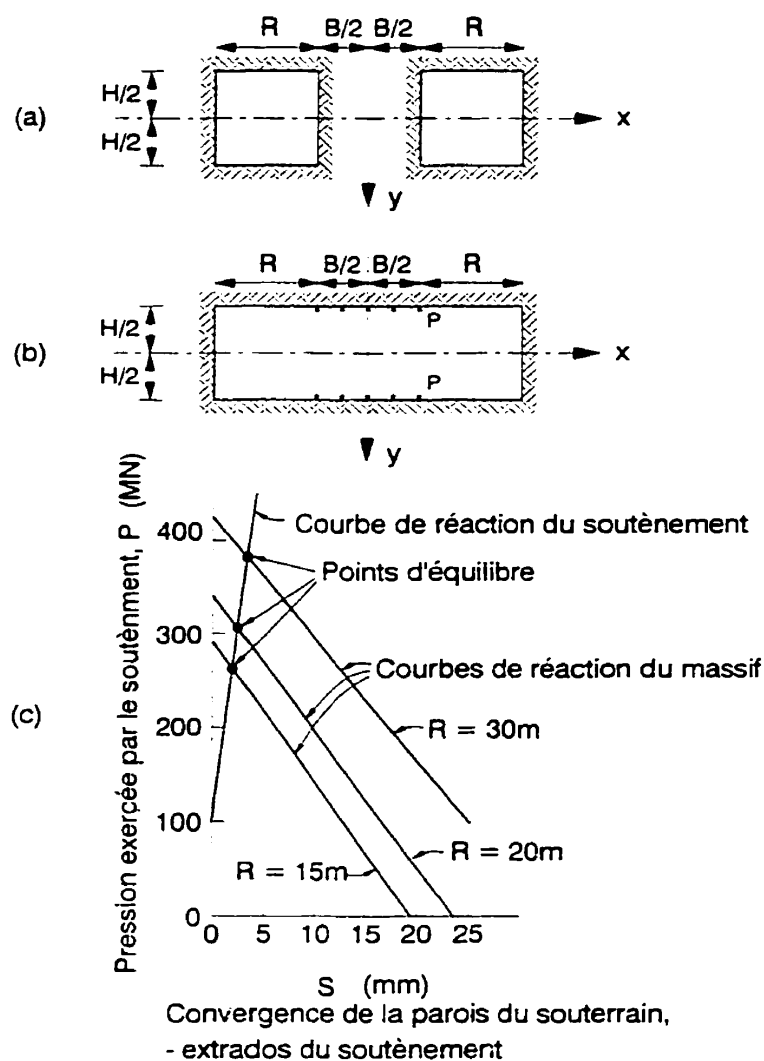


Figure 1.7: Méthode convergence-confinement, pilier unique pour $R=15$ m, $R=20$ m et $R=30$ m tel que proposé par Brady (1979) d'après Hoek et Brown (1980).

1.2.3.1 Obtention des lignes de convergence-confinement

1.2.3.1.1 La convergence du toit

L'imposition d'une pression uniforme à l'interface pilier-éponge (figure 1.8) simule des conditions similaires à celles présentes à l'exécution d'un essai de charge portante avec plaque déformable. La convergence définie par rapport à la position de l'interface originale est non-uniforme, variant d'un minimum au centre à un maximum en bordure; l'intégration conduit à la valeur moyenne. Les convergences moyennes déterminées pour diverses pressions uniformes définissent des points appartenant à la courbe de convergence (courbe de réaction du massif, courbe caractéristique) sur le diagramme d'interaction.

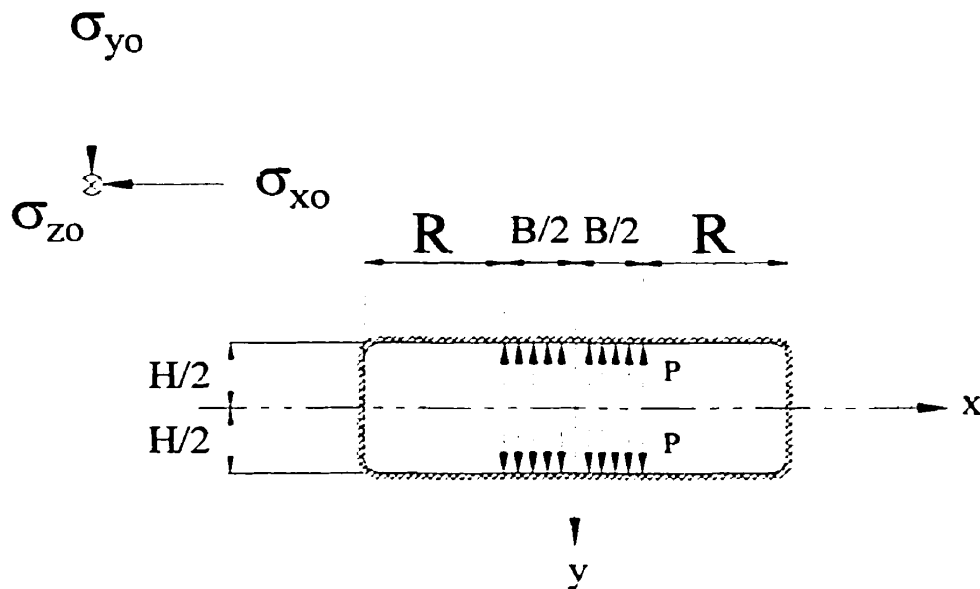


Figure 1.8: Pression uniforme imposée à l'interface éponge-pilier, [Labrie, Prévision des convergences pour le dimensionnement des piliers de mines, 1985].

Dans le présent mémoire les courbes caractéristiques du diagramme d'interaction pour la convergence du toit ont été obtenues à l'aide du logiciel FLAC 3.4 (analyse numérique par différences finies).

1.2.3.1.2 La réaction du pilier

La courbe de réaction du pilier peut s'obtenir suivant deux hypothèses soit: la compression uniaxiale idéale et la solidarité éponte-pilier:

Dans l'hypothèse de la compression uniaxiale, les champs de contraintes et de déformations à l'intérieur du pilier sont uniformes et peuvent donc se calculer analytiquement. Connaissant la loi de comportement du matériau, la courbe contrainte-déformation du pilier est alors entièrement déterminée.

La pré-contrainte est l'état de contrainte qui demeure dans le pilier après le retrait de la contrainte transversale latérale, suite au découpage de celui-ci et avant que l'accroissement de contrainte axiale dû à la fonction du pilier se fasse sentir. Elle provient de la pratique des excavations dans des milieux déjà chargés. Elle représente la contrainte qui correspond au déplacement vertical nul. Suivant l'hypothèse de la compression uniaxiale, sa détermination peut se faire théoriquement.

L'hypothèse de la solidarité éponte-pilier se rapproche du comportement réel. Les contraintes et les déplacements observés à l'intérieur du pilier et aux interfaces ne sont pas uniformes et doivent être évalués numériquement. La portion de massif représentée, pilier et éponte solidaires, rendue discrète par éléments finis, doit contenir les déplacements occasionnés par le percement de l'excavation. La pression et le déplacement, évalués aux interfaces, sont représentés par leur valeur moyenne obtenue pour différentes valeurs de contrainte normale. Ils définissent la courbe de réaction. La

pré-contrainte est déterminée en retirant la contrainte transversale le long du pilier. Le modèle mathématique théorique utilisé pour définir la courbe de réaction des piliers utilise l'hypothèse de la compression uniaxiale idéale. C'est ce modèle que l'on utilise dans le présent mémoire et qui a été établie par Gill (1980). Le massif rocheux est considéré homogène, isotrope et élastiquement linéaire. L'équation mathématique proposé par Gill (1980) pour les piliers murs est la suivante:

$$\sigma_{yo} = \sigma_{ya} - \frac{\nu\sigma_{xo}}{(1-\nu)} + \left[\frac{2E\nu}{H(1-\nu^2)} \right] \quad (1.10)$$

σ_{ya} : contrainte axiale uniformément distribuée dans la section du pilier

σ_{xo} : contraintes préalables en x

σ_{yo} : contraintes préalables en y

E : module de Young

ν : coefficient de Poisson

ν : convergence des épontes aux interfaces épontes-piliers

H : hauteur du pilier

Le premier terme du membre de droite de l'équation 1.10 représente la contrainte axiale au pilier préalable au percement des chambres, le deuxième terme est l'effet sur la contrainte axiale du déconfinement latéral et le troisième terme du même membre est l'accroissement de la contrainte axiale conséquent à l'action de soutènement du pilier après l'excavation des chambres.

1.3 La méthode par analyse numérique

La place occupée par les méthodes numériques dans la solution de divers problèmes d'ingénierie n'a cessé de s'accroître au cours des dernières décennies. Il est reconnu par tous que cela tient à deux raisons principales soit:

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

Pour ce faire, le comportement de ces systèmes doit être représenté mathématiquement par des équations. De nombreux ouvrages se consacrent à ces méthodes et à leurs applications. Mentionnons ici, à titre d'exemple, celui de Zienkiewicz (1977) dans le domaine des éléments finis appliqué aux analyses de contraintes.

Cet avancement incessant des techniques de calculs numériques sur ordinateur a également permis des progrès considérables dans le calcul des structures souterraines au cours des trente dernières années. Certaines de ces méthodes permettent l'introduction de lois de comportements complexes pour les massif rocheux. Cependant, selon Panet (1995), il est important de garder à l'esprit que la modélisation implique une simplification des lois de comportement et une homogénéisation d'un certain nombre de zones du massif et par conséquent, le recours à un milieu équivalent qui, à l'échelle de l'ouvrage, permet une représentation convenable du comportement du massif. Panet

(1995) explique également que le choix des caractéristiques de ce milieu équivalent constitue l'étape la plus délicate de la modélisation.

Contrairement aux approches impliquant les charges totales, la modélisation numérique permet souvent de tenir compte de la majorité des facteurs influençant la distribution des contraintes dans le massif autour des excavations et de ce fait, ces techniques d'analyse permettent de se rapprocher le plus du cas réel à l'étude.

L'utilisation des méthodes numériques permet donc, de simuler le comportement des piliers de mines. Les résultats des analyses permettent par la suite de déterminer les conditions menant à l'instabilité des piliers. Ainsi grâce aux analyses réalisées à partir des lois de comportement du massif et du pilier ainsi que du critère de rupture de la roche, on peut déterminer le comportement physique de ces derniers.

1.3.1 Justification du choix du modèle numérique

Brady et Brown (1993) classent les méthodes numériques en deux principales catégories soient:

- La méthode des éléments frontières
- La méthode des éléments finis

Chacune de ces méthodes possède ses avantages et ses inconvénients que nous présentons dans les paragraphes suivants.

1.3.1.1 La méthode des éléments frontières

La méthode des éléments frontières se distingue principalement par la définition et la résolution du problème en fonction des valeurs des contraintes et des déplacements à la surface du corps (frontières du modèle). Cette méthode est généralement utilisée pour les matériaux homogènes ayant un comportement linéaire. Notons ici que la méthode des éléments frontière n'est pas limitée à la modélisation de comportement linéaire. Au contraire cette méthode peut très bien modéliser un comportement non-linéaire cependant la méthode des éléments finis est mieux adaptée pour simuler les cas non-linéaire.

1.3.1.2 La méthode des éléments finis

Contrairement à la méthode des éléments frontières, la méthode des éléments finis divise le domaine du problème étudié en un jeu de sous-domaines que l'on appelle "éléments". Chacun de ces éléments possèdent alors des valeurs propres de contraintes et de déplacements qui sont intimement liés aux autres éléments par les nœuds qui les joignent. On utilise avantageusement la méthode des éléments finis lorsque l'on est en présence de matériaux non homogènes ou ayant un comportement non linéaire. Les paragraphes suivants présentent la méthode des différences finies utilisée par le logiciel FLAC.

La méthode des différences finies est probablement la plus vieille des techniques numériques utilisées pour résoudre une série d'équations différentielles possédant des valeurs initiales et ou des conditions limites. Dans la méthode des différences finies, chacune des dérivées sous formes d'équations indépendantes est directement substituées par une expression algébrique écrite en termes de champs de variable (ex: contrainte ou

déplacement) à un certain point de l'espace. Ces variables sont indéfinies à l'intérieur même des éléments.

Quant à la méthode conventionnelle des éléments finis, la méthode numérique la plus populaire à ce jour, elle requiert à l'intérieur du champs, une quantité (contrainte, déplacement) qui varie d'un élément à l'autre de manière bien définie et utilisant pour se faire des fonctions spécifiques contrôlées par des paramètres. La formulation de ces paramètres consiste à les ajuster de façon à minimiser les termes d'erreurs et d'énergie.

Chacune de ces méthodes produit une série d'équations algébriques à résoudre. Même si les équations sont dérivées de manière bien différentes, il est facile de démontrer (pour des cas spécifiques) que les équations résultantes sont identiques pour les deux approches. Il n'est donc pas nécessaire d'argumenter sur les mérites des éléments finis ou des différences finies étant donné que les équations résultantes sont, de toute manière, identiques.

Dans le présent mémoire, on a choisi d'utiliser le logiciel FLAC «Fast Lagrangian Analysis of Continua» pour effectuer les analyses numériques de nos modèles. Le choix de ce logiciel repose, entre autres, sur 3 raisons principales, soit: dans un premier temps, FLAC est conçu principalement pour des travaux de géotechnique y compris ceux reliés à l'ingénierie minière. Dans un second temps, ce logiciel offre la possibilité d'utiliser différents modèles (modèles linéaire ou non-linéaire) et qui répondent à divers comportements mécaniques. Et finalement, FLAC offre la possibilité de construire une panoplie de fonctions ou procédures (fonctions *fish*) que l'on peut inclure dans le modèle.

1.3.2 Procédure explicite par "pas de temps" ou «Explicite, Time-Marching»

Le but premier de FLAC est de trouver une solution statique à un problème donné. Cependant, les équations du mouvement dynamique (incluant les termes inertiels) sont incluses dans la formulation du logiciel. La raison principale est de s'assurer que la procédure numérique est stable quand le système physique modélisé est instable. Avec des matériaux répondant à un comportement non-linéaire, il existe toujours une possibilité d'une instabilité physique. Le modèle utilisé dans ce présent mémoire en est un bon exemple. Une soudaine rupture d'un pilier représente une instabilité physique qui peut survenir lors de la simulation. Dans la réalité, une partie de l'énergie de déformation du système est transformée en énergie cinétique, qui se dégage de la source et qui par la suite se dissipe. FLAC modélise ce processus directement puisque les termes d'inertie sont directement inclus dans le logiciel. Donc l'énergie cinétique est générée et dissipée tout comme dans la réalité. En comparaison avec d'autres logiciels d'analyse numérique qui ne possèdent pas de procédures concernant les termes d'inertie, le logiciel FLAC utilise avantageusement une procédure numérique pour traiter l'instabilité physique. Même si cette dernière réussit à prévenir l'instabilité numérique, la voie suivie peut cependant ne pas être réaliste. L'inconvénient majeur relié à l'utilisation de la loi complète du mouvement dans FLAC est que l'utilisateur doit avoir une idée du comportement physique de ce qu'il modélise. FLAC n'est pas une boîte noire dans laquelle on introduit des valeurs pour recevoir la solution sans que l'on ait à se poser des questions. Le comportement du système numérique doit être interprété. Pour ce faire, il existe dans FLAC plusieurs indicateurs pour vérifier le statut du modèle numérique (stable, instable, état de déformation plastique).

FLAC propose les 4 indicateurs suivants:

- L'état des forces non balancées
- Vitesse des nœuds du maillage
- Indicateurs de plasticité
- Historique de certaines variables

La séquence générale de calculs formulée dans FLAC est illustrée à la figure 1.9. Cette procédure implique les équations de mouvements pour dériver les nouvelles vitesses et déplacements provenant des contraintes et des forces. Par la suite, un nouveau taux de déformation est dérivé des vitesses ainsi que des nouvelles contraintes provenant du nouveau taux de déformation. Un pas de calcul est utilisé pour chacun des cycles de cette boucle. La chose importante à retenir à cette étape-ci est que chacune des boîtes de la figure 1.9 et chacune des variables du maillage sont mises à jour à partir des valeurs connues qui demeurent fixes au moment où l'analyse est à l'intérieur de ces boîtes. En voici un exemple: quand l'analyse se trouve à l'intérieur de la boîte du bas à la figure 1.9, FLAC utilise les valeurs de vitesse calculées précédemment et pour chaque élément, il calcule une nouvelle valeur de contrainte. Les valeurs de vitesses à cette étape-ci sont considérées fixes à l'intérieur de cette boîte pendant l'analyse. C'est-à-dire que les nouvelles valeurs de contrainte calculées n'affectent en rien les vitesses correspondantes. Tout ceci peut sembler illogique étant donné que si les contraintes changent quelque part à l'intérieur du maillage, ceci influencera le nœud voisin qui provoquera un changement de sa vitesse. Cependant, étant donné que les pas de calcul dans FLAC sont très courts, cette information ne peut tout simplement pas passer d'un élément à un autre dans cet intervalle. Étant donné qu'une boucle du cycle occupe un pas de calcul, la notion de vitesse fixe est justifiée. Après plusieurs cycles de la boucle, un dérangement peut cependant se propager à travers les éléments du maillage tout comme il le ferait physiquement.

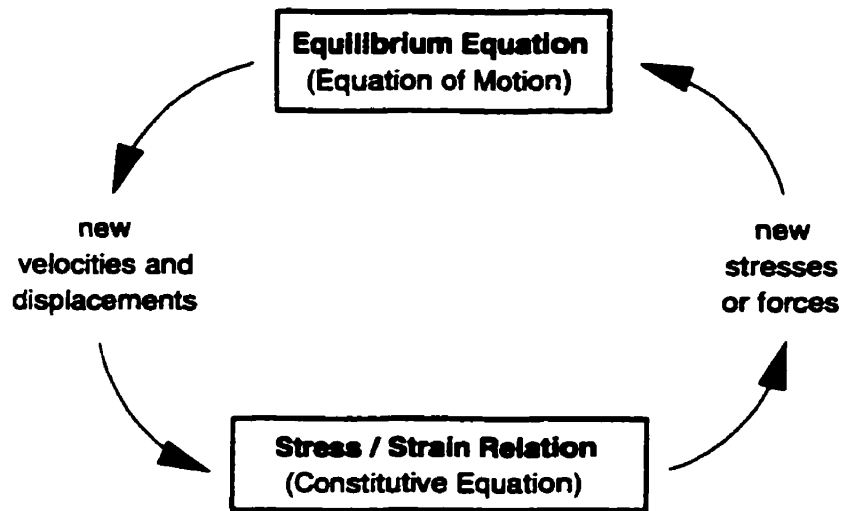


Figure 1.9: Processus itératif effectué par FLAC, [FLAC Online Manual, version 3.4,1998].

Enfin, un autre élément intéressant dans la formulation de FLAC vient du Lagrangien qui effectue une mise à jour des coordonnées des nœuds du maillage en fonction des déplacements calculés. Ceci permet de tenir compte des non-linéarités géométriques rencontrées dans les problèmes où de grands déplacements se produisent (rupture de piliers). De fait, FLAC est très efficace pour solutionner des problèmes non-linéaires (géométrie ou loi de comportement) puisque contrairement aux solutions implicites comme on en retrouve avec les éléments finis conventionnels, la solution explicite de FLAC ne requiert pas la construction d'une matrice de rigidité qu'il faut remettre à jour lorsqu'il se produit un changement de coordonnées des nœuds du maillage ou un changement des propriétés mécaniques du milieu.

CHAPITRE 2

PRINCIPAUX CAS DE MODÉLISATION

2.1 Introduction

Le processus de modélisation en géotechnique exige une approche bien différente de celle pour la modélisation avec des matériaux fabriqués. Les analyses et le design des structures et des excavations souterraines et à découvert sont réalisés avec très peu d'informations relatives au site étudié. Cette conséquence provient du fait qu'il est pratiquement impossible d'obtenir l'information complète des propriétés géomécaniques d'un site à l'étude (contraintes, discontinuités, résistance, etc.). Il en découle donc qu'une connaissance partielle des propriétés du site doit être acceptée. De plus, les propriétés de déformabilité et de résistance peuvent être très variables d'un endroit à l'autre du site.

Étant donné la quantité limitée d'informations disponibles à la modélisation, les modèles numériques en géomécanique devraient être principalement utilisés pour comprendre les principaux mécanismes affectant le comportement du système. Une fois le comportement du système compris, il est alors possible de développer une méthode de calcul simple afin de pouvoir procéder au processus de design qui peut par exemple impliquer une étude paramétrique du problème analysé.

La sélection des propriétés à introduire dans un modèle numérique est souvent l'étape la plus difficile lors de la modélisation. Cette difficulté provient principalement de la grande incertitude des propriétés de base à insérer dans le modèle. Il est important à cette étape de garder à l'esprit que lors des simulations numériques et spécialement dans le domaine de la géomécanique, qu'il est difficile de représenter parfaitement le comportement physique du modèle. En effet, comme il a été mentionné ci-dessus, les

propriétés mécaniques du modèle étudié ne seront jamais complètement connues et sont souvent difficilement quantifiables étant donné leur grande variabilité d'un endroit à l'autre du modèle. Cependant, avec une sélection judicieuse des propriétés introduites, basée sur des données déjà disponibles, il est quand même possible de retirer une bonne compréhension des comportements physiques du modèle à l'étude. Ces propriétés introduites dans les analyses sont normalement obtenues lors d'essais en laboratoire. Le présent chapitre décrit chacune des propriétés introduites dans notre analyse. Il présente également pour chacune de ces propriétés, une liste de valeurs communes pour chacune d'elles et ce pour différents types de roches.

Tous les modèles constitutifs du logiciel FLAC, à deux exceptions près (élastique et ubiquitous joint model), supposent un comportement du massif isotrope dans la partie élastique du matériel étudié. Ce comportement peut être décrit par deux constantes élastiques, soit : le module de compressibilité (K) et le module de cisaillement (G).

Dans ce mémoire, nous effectuons une comparaison entre une approche de dimensionnement de piliers du groupe des charges totales, la méthode convergence-confinement et le dimensionnement par les champs de contraintes, la modélisation étant faite par différences finies en utilisant le logiciel FLAC. Cette comparaison est effectuée pour deux situations décrites dans l'article de Gill et autres (1994) «Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method», les données de l'articles s'y appliquant. Ce choix est justifié afin d'établir avec certitude l'effet de la variation des propriétés géomécaniques du massif, introduites dans le modèle numérique. Le premier cas (Cas I) traité consiste en 2 excavations identiques séparées par un pilier. Le second cas (Cas IV) traite de 4 excavations identiques séparées par trois piliers également identiques.

Pour la définition de la résistance du massif rocheux, il est suggéré de prendre le critère de Hoek et Brown étant donné son utilisation très fréquente dans le domaine minier et des nombreuses données disponibles à son sujet. L'utilisation du modèle SSH (Strain Softening-Hardening) de FLAC ne permet cependant pas l'utilisation du critère de Hoek et Brown si la déformation plastique des matériaux n'est pas parfaite. Dans le présent mémoire nous travaillons avec le modèle SSH de FLAC mais avec des déformations plastiques non parfaites, ce qui implique obligatoirement l'utilisation du critère de Mohr-Coulomb. Nous utilisons quand même les valeurs des paramètres de m , s et C_o de Hoek et Brown pour décrire les propriétés mécaniques des roches dures étant données les nombreuses données disponibles à leur sujet (voir figure 2.5). L'utilisation des paramètres du critère d'Hoek et Brown implique cependant une transformation afin d'effectuer le passage vers les paramètres de Mohr-Coulomb. Les paramètres de Mohr-Coulomb que nous devons définir pour le modèle SSH dans FLAC sont l'angle de friction (ϕ), la cohésion (c) et la résistance en tension (T_o). À l'aide des valeurs de m et s pré-pic et post-pic on définit une droite moyenne pré-pic et post-pic pour le critère de Mohr-Coulomb. La transformation des paramètres m et s du critère de Hoek et Brown est effectuée en utilisant les équations données dans le manuel de référence du logiciel FLAC. Elle sera présentée dans le présent chapitre.

Dans un premier temps, on définit les paramètres du critère de Hoek et Brown (C_o , m et s) de façon à avoir une résistance au pic en compression uniaxiale du massif avec Mohr-Coulomb de l'ordre de 10 MPa. Dans un second temps, on définit des paramètres de comportement post-pic compatibles avec le modèle «Strain-Softening/Hardening» utilisé dans FLAC.

Dans le présent mémoire, suffisamment d'analyses ont été effectuées pour être en mesure de statuer sur la sensibilité du comportement des piliers en fonction des paramètres de résistance.

2.2 Propriétés de base

Dans l'article de Gill et al. (1994), on considère (Cas I et Cas IV) le massif rocheux homogène (épontes et piliers), isotrope et linéaire élastique. Le module de Young et le coefficient de Poisson utilisés dans l'article et que nous utiliserons dans nos simulations sont les suivants, pour le massif des piliers et le massif des épontes :

$$E = 4.276 \text{ GPa}$$

$$\nu = 0.34$$

Ces valeurs ne peuvent cependant pas être introduites directement dans le modèle numérique. Le logiciel FLAC suppose pour un matériel isotrope, un comportement dans sa partie élastique pouvant être décrit par deux autres constantes élastiques, soit comme indiqué précédemment: le module de compressibilité (K) et le module de cisaillement (G). Pour effectuer la conversion de (E,ν) à (K,G), on utilise les équations suivantes, tirées des livres de références de FLAC.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (2.1)$$

$$K = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad (2.2)$$

Les équations précédentes doivent être utilisées avec précaution lorsque la valeur de ν est près de 0.5. Une telle valeur aurait pour effet de produire une valeur de K très élevée et non réaliste. De plus, la convergence de la solution ne s'effectuerait que très lentement. Il est préférable dans le cas présent d'utiliser une valeur physique de K déjà connue. Voici quelques valeurs typiques de constantes élastiques pour des roches.

Tableau 2.1: Sélection de constantes élastique (à l'échelle du laboratoire) pour des roches. [FLAC Online Manual, version 3.4,1998].

	E (GPa)	ν	K (Gpa)	G (GPa)
Grès Berea	19.3	0.38	26.8	7.0
Siltstone Hackensack	26.3	0.22	15.6	10.8
Calcaire Bedford	28.5	0.29	22.6	11.1
Shale Micaceous	11.1	0.29	8.8	4.3
Marbre Cherokee	55.8	0.25	37.2	22.3
Granite Nevada Test Site	73.8	0.22	43.9	30.2

Dans l'article de Gill et al.(1994), l'état initial du champs de contraintes qui est utilisé et que nous utiliserons également dans nos simulation est le suivant (voir figure 2.9 et 2.12):

$$\sigma_{x_0} = 10.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{y_0} = 5.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{z_0} = 5.1 \text{ MPa}$$

Avec x et z dans le plan horizontal et y dans la direction verticale.

Ce chargement correspond à l'état initial du champ de contraintes précédant le percement des excavations. Il est donc très important de tenir compte de cet état de fait dans les modèles numériques.

2.3 Modèles constitutifs

Nous introduisons ici la notion de modèle constitutif nécessaire à la modélisation numérique. Un modèle constitutif est un modèle mathématique permettant de décrire le comportement contrainte-déformation des matériaux. Selon les notes de cours GML 6001 (Aubertin, 1997) la formulation du modèle constitue une étape importante dans l'obtention de la solution de problème pratique en ingénierie. Toujours selon Aubertin (1997), un tel modèle devrait être suffisamment complet pour permettre de représenter les principales caractéristiques du comportement du matériau, sous des conditions de

sollicitations anticipées, tout en étant suffisamment simple pour se prêter aux traitements mathématiques conduisant aux solutions analytiques ou numériques.

2.3.1 L'élasticité

L'élasticité est le modèle constitutif le plus couramment utilisé en ingénierie. Il est souvent utilisé dans les problèmes où l'état de contrainte demeure inférieur à la résistance ultime de la roche et peut également être décrit comme étant une base utile pour décrire des comportements plus complexes. Un matériau possède un comportement élastique lorsque, après avoir subi une déformation sous l'action de sollicitations, il reprend instantanément sa forme initiale dès que celles-ci cessent. De plus, si les déformations et les contraintes sont proportionnelles, on considère ce dernier comme élastique linéaire. Ce type de comportement s'applique à la plupart des matériaux d'ingénierie (pour une certaine portion de déformation). Le modèle constitutif du comportement élastique linéaire peut être décrit mathématiquement par la loi de Hooke. Cette loi de Hooke stipule que la composante des déformations est une fonction linéaire de la composante des contraintes. La loi de Hooke peut s'exprimer de la façon suivante pour un matériau élastique linéaire isotrope:

$$\text{Sollicitation en compression ou en traction:} \quad \varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2.3)$$

$$\text{Sollicitation en cisaillement direct:} \quad \gamma = \frac{\tau}{G} \quad (2.4)$$

ε : déformation normale

σ : contrainte normale

γ : déformation de cisaillement

τ : contrainte de cisaillement

Où E est le module d'élasticité (ou module de Young) et G , le module de rigidité (ou module d'élasticité en cisaillement).

2.3.2 La plasticité

Un matériau possède un comportement plastique lorsqu'il se déforme de façon permanente, c'est-à-dire s'il conserve une partie de sa déformation même après le retrait des sollicitations. La plupart des matériaux d'ingénierie se comportent de cette façon au-delà d'une certaine limite de contrainte. De plus, une déformation plastique parfaite se produit lorsque le matériau se déforme à volume constant.

2.3.3 Le fluage

Un matériau possède un comportement de fluage lorsque les déformations qu'il subit varient en fonction du temps, même si les sollicitations auxquelles il est soumis demeurent constantes. Ce comportement est tout à fait différent des deux autres présentés précédemment (élastique et plastique) qui par définition, sont indépendant du temps.

2.3.4 L'élasto-plasticité

L'élasto-plasticité est la combinaison du comportement élastique et plastique. Cette combinaison permet de mieux décrire le comportement contrainte-déformation d'un matériau dont l'état de contrainte développé atteint sa résistance ultime. Ce modèle suppose également que les effets du temps (fluage) sont négligeables. C'est ce dernier modèle que nous utiliserons dans le présent travail pour simuler le comportement pré-rupture et post-rupture des massifs rocheux.

2.4 Modèle "Strain-Softening/Hardening"

2.4.1 Généralité

Le modèle "Strain-Softening/Hardening" (SSH) du logiciel FLAC permet de procéder à des analyses de contrainte en élasto-plasticité, le comportement du matériau pouvant montrer soit un durcissement ou soit un amollissement dans sa plage de comportement plastique. La figure 2.1 illustre un diagramme contrainte-déformation (σ - ϵ) d'un matériau montrant un amollissement comme la plupart des roches dures, roches auxquelles on s'intéresse particulièrement dans le présent mémoire.

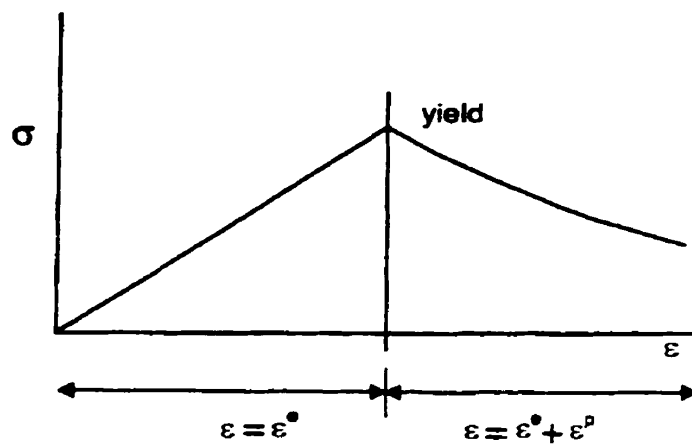


Figure 2.1: Contraintes (σ) en fonction des déformations (ϵ). [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].

Cette courbe est linéaire jusqu'au pic (point de fléchissement). Suite à ce fléchissement, elle subit un amollissement pour ensuite atteindre un état de résistance résiduel. Dans le premier segment de la courbe, les déformations sont uniquement élastiques : $\epsilon = \epsilon^e$. Après le point de fléchissement, les déformations totales sont composées d'une partie de déformations élastiques et d'une partie de déformations plastiques : $\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p$. Dans la

phase élastique, le comportement du matériau est défini par un module de rigidité G et un module de compressibilité K . La rupture ou la résistance au pic est définie par un critère de rupture ou une fonction d'écoulement. Dans la phase plastique, la perte graduelle de résistance vers l'état résiduel est définie, avec le modèle SSH, à l'aide de fonctions du type de celles montrées à la figure 2.2.

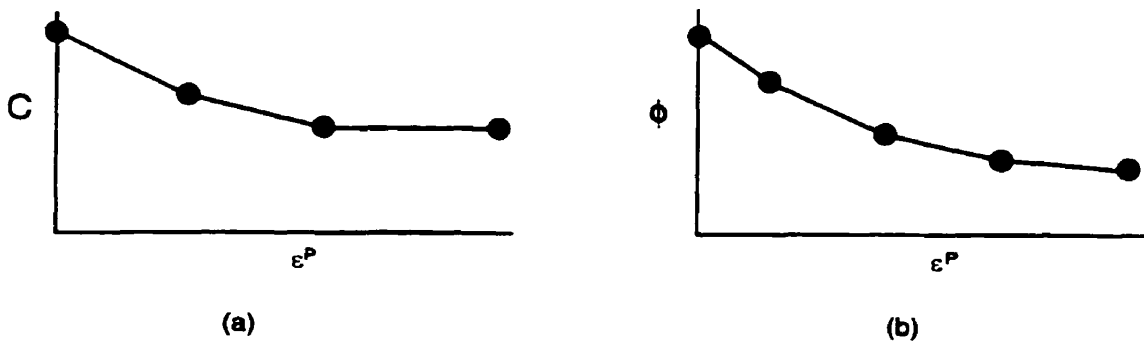


Figure 2.2: Approximation par FLAC de la fonction de cohésion (c) et de friction (ϕ) en fonction de l'évolution de la déformation plastique (ϵ^p). [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].

Ces diagrammes montrent, pour un cas où la résistance au pic est définie par le critère de Mohr-Coulomb, que l'évolution de la résistance du pic au résidu est contrôlée par de l'évolution de la déformation plastique. Le modèle SSH considère une approximation de ces courbes par une série de segments linéaires tel qu'illustré à la figure 2.2.

2.4.2 Présentation du modèle

Le modèle SSH fait appel à une fonction d'écoulement en cisaillement du type Mohr-Coulomb combinée à une fonction d'écoulement du type "cut-off" en tension. La règle d'écoulement est non-associée dans le premier cas mais associée dans le second.

Dans sa version 2D déformations planes, le modèle SSH considère toujours les contraintes principales extrêmes même si l'une de ces dernières est la contrainte principale perpendiculaire au plan soumis à l'analyse. La contrainte principale intermédiaire est ignorée.

Avec ce modèle, les contraintes de compression sont négatives et l'ordre des contraintes principales est:

$$\sigma_1 \leq \sigma_2 \leq \sigma_3$$

L'approche incrémentale étant utilisée, on a, en un point:

$$\Delta \varepsilon_i = \Delta \varepsilon_i^e + \Delta \varepsilon_i^p, \quad i=1, 2, 3 \quad (2.5)$$

où $\Delta \varepsilon_i$ est l'incrément de déformation totale,

$\Delta \varepsilon_i^e$ est l'incrément de déformation élastique et

$\Delta \varepsilon_i^p$ est l'incrément de déformation plastique.

Ce dernier terme est différent de zéro seulement lorsqu'il y a déformation plastique.

Les relations incrémentales contrainte-déformation dans la phase élastique sont:

$$\begin{aligned}
\Delta\sigma_1 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_1^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_2^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\
\Delta\sigma_2 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_2^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_3^e) \\
\Delta\sigma_3 &= \alpha_1 \Delta\varepsilon_3^e + \alpha_2 (\Delta\varepsilon_1^e + \Delta\varepsilon_2^e) \\
\text{avec } \alpha_1 &= \left(K + \frac{4G}{3} \right) \text{ et } \alpha_2 = \left(K - \frac{2G}{3} \right)
\end{aligned} \tag{2.6}$$

où K est le module de compressibilité et G est le module de rigidité.

L'obtention des incréments de déformation plastique requiert la définition des fonctions d'écoulement, des potentiels plastiques et des règles d'écoulement.

La fonction d'écoulement en cisaillement incorporée au modèle SSH s'écrit (voir le segment AB de la courbe enveloppe de la figure 2.3):

$$F_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\phi + 2c\sqrt{N_\phi} \tag{2.7}$$

$$\text{avec } N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \tag{2.8}$$

où c et ϕ sont les paramètres de Coulomb. Quant à la fonction d'écoulement en tension (voir le segment BC de la courbe enveloppe de la figure 2.3), son expression est:

$$F_t = T_o - \sigma_3 \tag{2.9}$$

où T_o est la résistance en tension.

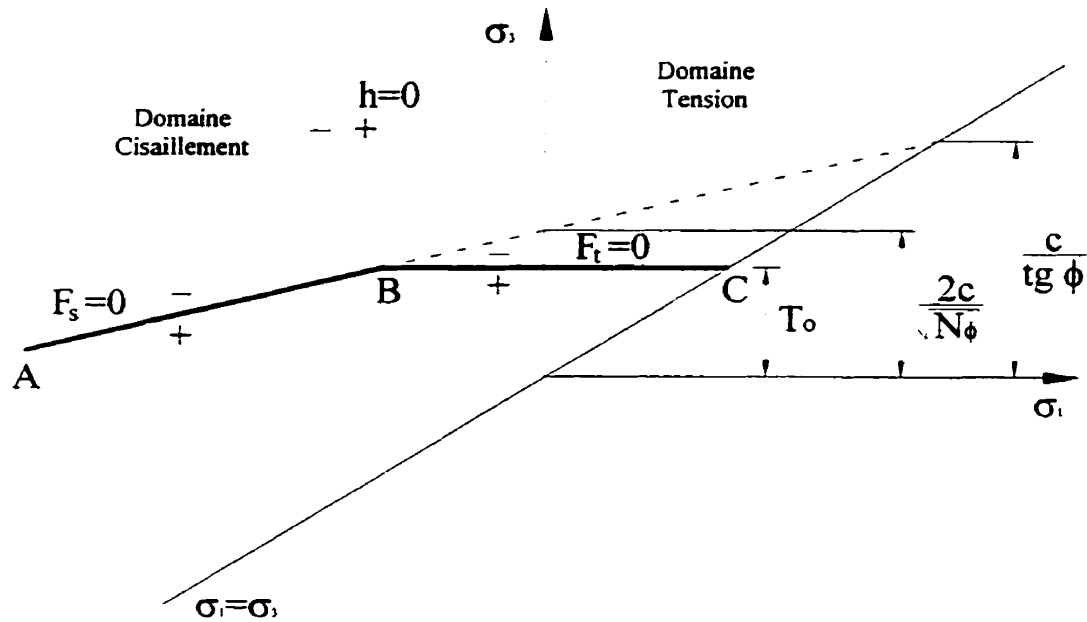


Figure 2.3: Enveloppe de rupture du critère de Mohr-Coulomb [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998]

Le potentiel plastique en cisaillement du modèle SSH s'exprime comme suit:

$$G_s = \sigma_1 - \sigma_3 N_\psi \quad (2.10)$$

Avec

$$N_\psi = \frac{1 + \sin \psi}{1 - \sin \psi}$$

où ψ est l'angle de dilatance. Le potentiel plastique en tension utilisé par le modèle SSH s'écrit:

$$G_t = -\sigma_3 \quad (2.11)$$

La règle d'écoulement en cisaillement, est de la forme

$$\Delta \varepsilon_i^p = \lambda_s \frac{\partial G_s}{\partial \sigma_i}, i=1, 2, 3 \quad (2.12)$$

où λ_s est un scalaire et G_s est le potentiel plastique en cisaillement défini à l'équation 2.10.

La règle d'écoulement en tension est de forme similaire, soit:

$$\Delta \varepsilon_i^p = \lambda_t \frac{\partial G_t}{\partial \sigma_i}, i=1, 2, 3 \quad (2.13)$$

où λ_t est aussi un scalaire et G_t est le potentiel plastique en tension répondant à l'équation 2.11.

Puisque que la fonction d'écoulement globale est composée de la fonction F_s et de la fonction F_t (segments AB et BC à la figure 2.3) il faut établir une frontière entre les états de contraintes devant satisfaire F_s et ceux devant satisfaire F_t lorsqu'on se situe près de leur point de rencontre (point B à la figure 2.3). Le modèle SSH considère que cette frontière est une droite dans l'espace des contraintes principales partant du point B de la figure 2.3, point de rencontre entre F_s et F_t . L'équation de cette droite est :

$$h = \sigma_3 - T_o + \alpha^p (\sigma_1 - \sigma^p) \quad (2.14)$$

où

$$\alpha^p = \sqrt{1 + N_\phi^2} + N_\phi \quad (2.15)$$

et

$$\sigma^p = T_o N_\phi - 2c \sqrt{N_\phi} \quad (2.16)$$

Si un état de contrainte σ_1, σ_3 se situant à proximité du point B de la figure 2.3 et satisfaisant le critère de rupture ($G_s < 0$ et $G_t < 0$) fait que la fonction h donne une valeur négative, il est considéré que la rupture se produit en cisaillement, l'état de contrainte σ_1, σ_3 est corrigé plastiquement de façon à ce que $F_s=0$ en utilisant la règle d'écoulement déduite du potentiel plastique G_s . Si l'état de contrainte σ_1, σ_3 se situant à proximité du point B de la figure 2.3 satisfaisant le critère de rupture ($G_s < 0$ et $G_t < 0$) fait que la fonction h donne une valeur positive, il est considéré que la rupture se produit en tension, l'état de contrainte σ_1, σ_3 est corrigé plastiquement de façon à ce que $F_t=0$ en utilisant la règle d'écoulement déduite du potentiel plastique G_t .

Si on remplace le potentiel plastique G_s , dans l'équation 2.12 par son expression (équation 2.10) et que l'on effectue les dérivations partielles, on obtient:

$$\begin{aligned}\Delta \varepsilon_1^p &= \lambda_s \\ \Delta \varepsilon_2^p &= 0 \\ \Delta \varepsilon_3^p &= -\lambda_s N_\psi\end{aligned}\tag{2.17}$$

Les incréments de déformation élastique peuvent s'exprimer en terme des incréments de déformation totale moins les incréments de déformation plastique (équation 2.5). Les équations 2.6 deviennent alors:

$$\begin{aligned}\Delta \sigma_1 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_1 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3) - \lambda_s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \\ \Delta \sigma_2 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_2 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_3) - \lambda_s \alpha_2 (1 - N_\psi) \\ \Delta \sigma_3 &= \alpha_1 \Delta \varepsilon_3 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2) - \lambda_s (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2)\end{aligned}\tag{2.18}$$

Avec le modèle SSH, lors d'un cycle de calculs, le logiciel FLAC procède d'abord à un calcul estimatif élastique des contraintes (σ_i^l) en ajoutant à la contrainte du cycle précédent (σ_i^o) l'incrément de contrainte calculé à l'aide de la loi de Hooke et de l'incrément de déformation totale pour le cycle présent. C'est-à-dire:

$$\begin{aligned}\sigma_1^l &= \sigma_1^o + \alpha_1 \Delta \varepsilon_1 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_2 + \Delta \varepsilon_3) \\ \sigma_2^l &= \sigma_2^o + \alpha_1 \Delta \varepsilon_2 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_3) \\ \sigma_3^l &= \sigma_3^o + \alpha_1 \Delta \varepsilon_3 + \alpha_2 (\Delta \varepsilon_1 + \Delta \varepsilon_2)\end{aligned}\tag{2.19}$$

Si l'état de contrainte calculé avec les équations 2.19 satisfait les fonctions d'écoulements (F_s ou F), le logiciel procède aux corrections plastiques appropriées et on arrive à l'état de contrainte suivant pour le présent cycle de calculs:

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^l - \lambda_s (\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^l - \lambda_s \alpha_2 (1 - N_\psi) \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^l - \lambda_s (-\alpha_1 N_\psi + \alpha_2)\end{aligned}\tag{2.20}$$

en acceptant que

$$\lambda_s = \frac{F_s(\sigma_1^l, \sigma_3^l)}{(\alpha_1 - \alpha_2 N_\psi) - (\alpha_2 - \alpha_1 N_\psi) N_\phi}\tag{2.21}$$

où $F_s(\sigma_1^l, \sigma_3^l)$ est la valeur de la fonction d'écoulement F_s quand on y remplace σ_1 et σ_3 par σ_1^l et σ_3^l obtenues des équations 2.19.

Dans le cas de l'écoulement plastique en tension, si on remplace le potentiel plastique G_i dans l'équation 2.13 par son expression (équation 2.11) et que l'on effectue les dérivations partielles, on trouve:

$$\begin{aligned}\Delta \varepsilon_1^p &= 0 \\ \Delta \varepsilon_2^p &= 0 \\ \Delta \varepsilon_3^p &= -\lambda_i\end{aligned}\tag{2.22}$$

En suivant le même raisonnement que celui qui a conduit aux équations 2.20, on trouve que:

$$\begin{aligned}\sigma_1^N &= \sigma_1^I + \lambda_i \alpha_2 \\ \sigma_2^N &= \sigma_2^I - \lambda_i \alpha_2 \\ \sigma_3^N &= \sigma_3^I - \lambda_i \alpha_1\end{aligned}\tag{2.23}$$

en acceptant que

$$\lambda_i = \frac{F_i(\sigma_3^I)}{\alpha_1}\tag{2.24}$$

où $F_i(\sigma_3^I)$ est la valeur de la fonction d'écoulement F_i quand on y remplace σ_3 par σ_3^I obtenue des équations 2.19.

2.4.3 L'évolution des propriétés mécaniques dans la phase plastique

À la section 2.4.1, la figure 2.2 illustre comment, en principe le modèle SSH de FLAC tient compte de la perte (ou du gain) graduelle de résistance dans la phase plastique du comportement.

Étant donné le contenu de la section 2.4.2, il devient évident que les paramètres qui évoluent en fonction de l'évolution de la déformation plastique sont la cohésion (c), le frottement interne (ϕ), l'angle de dilatance (ψ) et la résistance en tension (T_o).

La figure 2.4 illustre comment ces quatre paramètres évoluent dans le cadre du présent travail. Pour des raisons de rareté de données s'appliquant aux roches dures, l'approximation des courbes a été faite à l'aide de seulement deux segments linéaires. Ces courbes sont fournies au logiciel sous forme de tables. Chaque table contient des paires de valeurs : la première valeur de la paire correspond à la valeur de la déformation plastique (ϵ^p) et la seconde, à la valeur de la propriété (ϕ , c , ψ , ou T_o). Il est considéré que les propriétés varient linéairement entre deux paires consécutives de chacune des tables.

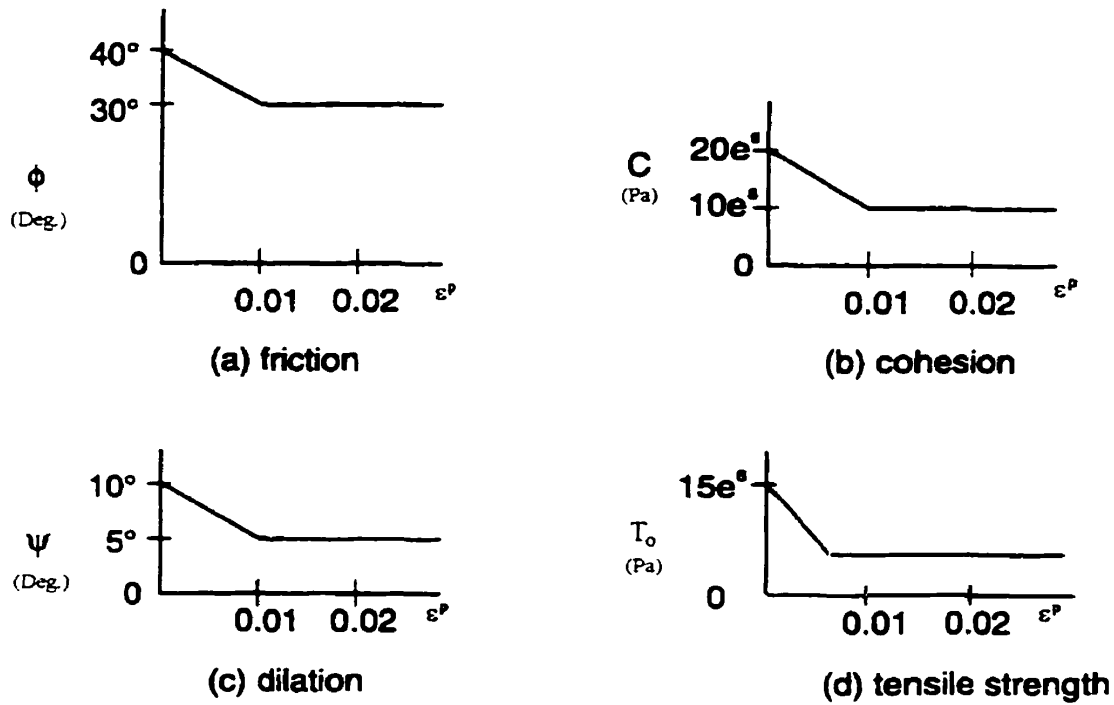


Figure 2.4: Friction (a), cohésion (b), dilatation (c) et résistance en tension (d) définie par deux segments linéaire[FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].

2.4.4 Choix et adaptation des paramètres du modèle de Hoek et Brown au modèle de Mohr-Coulomb

Le modèle de Hoek et Brown correspond dans l'espace des contraintes principales à une courbe non-linéaire représentant les conditions de rupture pour une roche donnée (Hoek et Brown, 1980). Ce critère de rupture est basé sur une relation non-linéaire entre les contraintes principales majeure et mineure, σ_1 et σ_3 :

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{\sigma_3 C_o m + C_o^2 s} \quad (2.27)$$

où C_o est la résistance à la compression non confinée de la roche intacte et m et s sont des constantes propres au massif rocheux. Pour une valeur de σ_3 , une tangente de la

fonction (équation 2.27) représente le critère équivalent du critère de Mohr-Coulomb dont la forme est la suivante:

$$\sigma_1 = N_\phi \sigma_3 + C_o^M \quad (2.28)$$

$$\text{où } N_\phi = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(\frac{\phi}{2} + 45^\circ \right).$$

En combinant les équations 2.27 et 2.28, on obtient un C_o^M apparent pour une certaine valeur de σ_3 , abscisse du point de tangence entre la droite de Mohr-Coulomb et la courbe de Hoek et Brown. Cette combinaison donne l'équation 2.29 et C_o^M , est la résistance en compression uniaxiale apparente du massif rocheux.

$$C_o^M = \sigma_3 (1 - N_\phi) + \sqrt{\sigma_3 C_o m + C_o^2 s} \quad (2.29)$$

Il existe dans FLAC une fonction¹ appelée *hoekfis* qui permet de transformer automatiquement les paramètres de Hoek et Brown en ceux de Mohr-Coulomb. Cependant, cette fonction est utilisable seulement si on postule la plasticité parfaite, ce qui n'est pas notre cas. Dans le présent mémoire, la démarche suivante a été effectuée afin de transformer les paramètres C_o , m et s de Hoek et Brown en ceux de c et ϕ de Mohr-Coulomb. Les transformations utilisées sont présentées dans les pages qui suivent et les résultats de ces transformations sont présentés au tableau I.1 de l'annexe I.

La tangente de la fonction (2.27) est définie par :

¹ On appelle *fish* les fonction que l'on peut appeler ou créer dans FLAC pour effectuer une opération spécifier par l'utilisateur.

$$N_{\phi}(\sigma_3) = \frac{\partial \sigma_1}{\partial \sigma_3} = 1 + \frac{C_o \cdot m}{2\sqrt{\sigma_3 \cdot C_o m + C_o^2 s}} \quad (2.30)$$

La cohésion (c) et l'angle de frottement (ϕ) peut être obtenu de N_{ϕ} et de C_o^M :

$$\phi = 2 \tan^{-1} \sqrt{N_{\phi}} - 90^\circ \quad (2.31)$$

$$c = \frac{C_o^M}{2\sqrt{N_{\phi}}} \quad (2.32)$$

En utilisant les formules 2.30, 2.31 et 2.32 et en introduisant les valeurs de C_o , σ_3 , m et s choisies, nous sommes alors en mesure de définir les valeurs correspondantes du critère de Mohr-Coulomb. La comparaison entre l'approximation linéaire du critère de Mohr Coulomb et la surface de rupture du critère de Hoek et Brown est illustrée à la figure 2.5 pour une contrainte de σ_3 donnée. L'équation 2.33 présente l'équation de la droite du critère de rupture de Mohr-Coulomb que nous utiliserons dans ce mémoire pour définir les propriétés mécaniques des épontes et des piliers.

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \phi \quad (2.33)$$

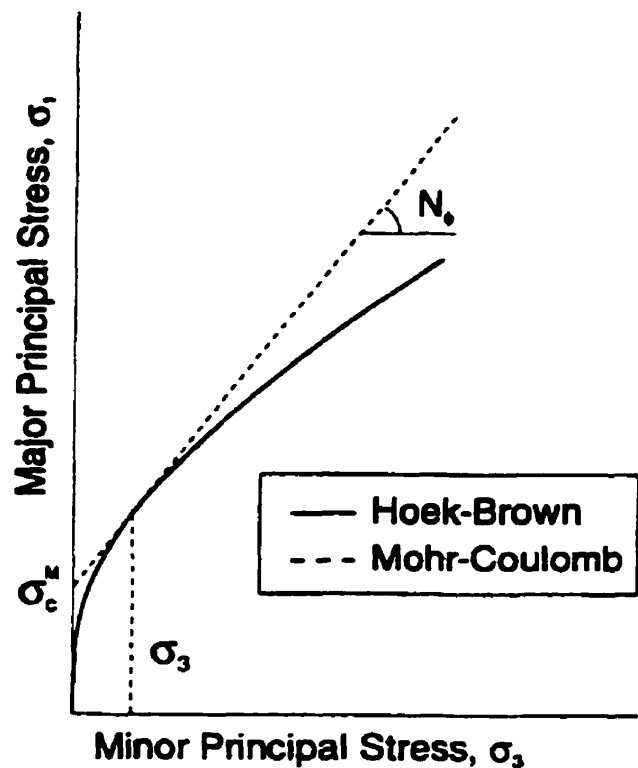


Figure 2.5: Approximation linéaire du critère de rupture de Hoek et Brown [FLAC Online Manual, version 3.4,1998]

Les valeurs équivalentes de c et ϕ sont une approximation de la courbe de rupture non-linéaire du critère de Hoek et Brown pour la valeur de contrainte principale mineure qui est près de la valeur de σ_3 utilisée. La valeur de σ_3 que nous utilisons dans le présent travail découle des analyses en mode élastique effectuées au tout début de ce travail et qui sont présentées à l'annexe III. À l'aide de ces analyses, on a calculé la moyenne des contraintes au centre du pilier et on a choisi une valeur de σ_3 près de cette moyenne. Dans le cas présent nous avons choisi une valeur de σ_3 égale à 2.9 MPa. Le tableau 2.2 donne des valeurs typiques de cohésion, de résistance en tension et d'angle de friction pour différents types de roches.

Tableau 2.2: Sélection de propriétés de résistance (à l'échelle du laboratoire) pour des roches. [FLAC Online Manual, version 3.4,1998].

	Angle de friction (°)	cohésion (MPa)	Résistance en tension (MPa)
Grès Berea	27.8	27.2	1.17
Siltstone Repetto	32.1	34.7	-
Shale Muddy	14.4	38.4	-
Quartzite Sioux	48.0	70.6	-
Calcaire Indiana	42.0	6.72	1.58
Granite Stone Mountain	51.0	55.1	-
Basalt Test Site	31.0	66.2	13.1

Dans le modèle de Hoek et Brown, on peut également définir des constantes m_r et s_r comme propriétés résiduelles d'un massif rocheux en rupture. Si dans le modèle une rupture du massif se produit, les valeurs de m et s sont remplacées par m_r et s_r qui représentent la limite de résistance du massif dans sa partie de comportement post-rupture. Pour Mohr-Coulomb on parle ici de c_r et ϕ_r . Cette rupture se traduit par un comportement de déformation et d'amollissement progressif «Strain-Softening» du massif rocheux. On peut modéliser ce comportement en utilisant des tables correspondant au comportement des propriétés mécaniques dans le modèle «Strain-Softening/Hardening» de FLAC.

EMPIRICAL FAILURE CRITERION		CARBONATE ROCKS WITH WELL-DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE — dolomite, limestone and marble	LITHIFIED ARGILLACEOUS ROCKS — mudstone, siltstone, shale and slate (normal to cleavage)	ARENACEOUS ROCKS WITH STRONG CRYSTALS AND POORLY DEVELOPED CRYSTAL CLEAVAGE — sandstone and quartzite	FINE-GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS CRYSTALLINE ROCKS — andesite, dolerite, diabase and thuyolite	COARSE-GRAINED POLYMINERALIC IGNEOUS & METAMORPHIC CRYSTALLINE ROCKS — amphibolite, gabbro gneiss, granite, norite, quartz-diorite
$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{(m\sigma_c\sigma_3 + s\sigma_c^2)}$ σ_1 = major principal effective stress σ_3 = minor principal effective stress σ_c = uniaxial compressive strength of intact rock, and m and s are empirical constants.						
INTACT ROCK SAMPLES						
Laboratory specimens free from discontinuities	m	7.0	10.0	15.0	17.0	25.0
CSIR rating: RMR = 100	s	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
NGI rating: Q = 500						
VERY GOOD QUALITY ROCK MASS						
Tightly interlocking undisturbed rock with unweathered joints at 1 to 3 m	m	3.5	5.0	7.5	8.5	12.5
CSIR rating: RMR = 85	s	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
NGI rating: Q = 100						
GOOD QUALITY ROCK MASS						
Fresh to slightly weathered rock, slightly disturbed with joints at 1 to 3 m	m	0.7	1.0	1.5	1.7	2.5
CSIR rating: RMR = 65	s	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
NGI rating: Q = 10						
FAIR QUALITY ROCK MASS						
Several sets of moderately weathered joints spaced at 0.3 to 1 m	m	0.14	0.20	0.30	0.34	0.50
CSIR rating: RMR = 44	s	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001	0.0001
NGI rating: Q = 1						
POOR QUALITY ROCK MASS						
Numerous weathered joints at 30-500 mm, some gouge; clean compacted waste rock	m	0.04	0.05	0.08	0.09	0.13
CSIR rating: RMR = 23	s	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001	0.00001
NGI rating: Q = 0.1						
VERY POOR QUALITY ROCK MASS						
Numerous heavily weathered joints spaced <50 mm with gouge; waste rock with fines	m	0.007	0.01	0.015	0.017	0.025
CSIR rating: RMR = 3	s	0	0	0	0	0
NGI rating: Q = 0.01						

Figure 2.6: Valeur typiques de résistance du massif rocheux pour les différents paramètres du critère de Hoek et Brown [d'après Hoek et Brown, 1980].

2.4.5 La résistance en compression uniaxiale du massif

Pour évaluer la valeur de la résistance en compression uniaxiale du massif au pic et résiduelle à partir des paramètres de Coulomb choisis, on utilise les équations suivantes:

$$\begin{aligned} C_o^M &= \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 - \sin \phi} \\ C_{o,r}^M &= \frac{2c_r \cdot \cos \phi_r}{1 - \sin \phi_r} \end{aligned} \quad (2.34)$$

2.4.6 La résistance en tension du massif

Pour évaluer la valeur de la résistance en tension du massif au pic et résiduelle à partir des paramètres de Coulomb choisis, on utilise les équations suivantes:

$$\begin{aligned} T_o^M &= \frac{2c \cdot \cos \phi}{1 + \sin \phi} \\ T_{o,r}^M &= \frac{2c_r \cdot \cos \phi_r}{1 + \sin \phi_r} \end{aligned} \quad (2.35)$$

2.4.7 La dilatance (ψ)

La dilatance est un changement de volume produit par la distorsion en cisaillement du matériau. Elle est représentée dans FLAC par ce que l'on appelle l'angle de dilatance (ψ). Cet angle est directement relié au rapport du changement de volume plastique sur la déformation plastique en cisaillement, la meilleure façon de déterminer l'angle de dilatance étant par des essais triaxiaux ou des essais de cisaillement direct. La figure 2.7 illustre graphiquement les résultats d'un essai de compression triaxiale menant à la relation de dilatance idéalisée et exprimée en terme de paramètre de Coulomb.

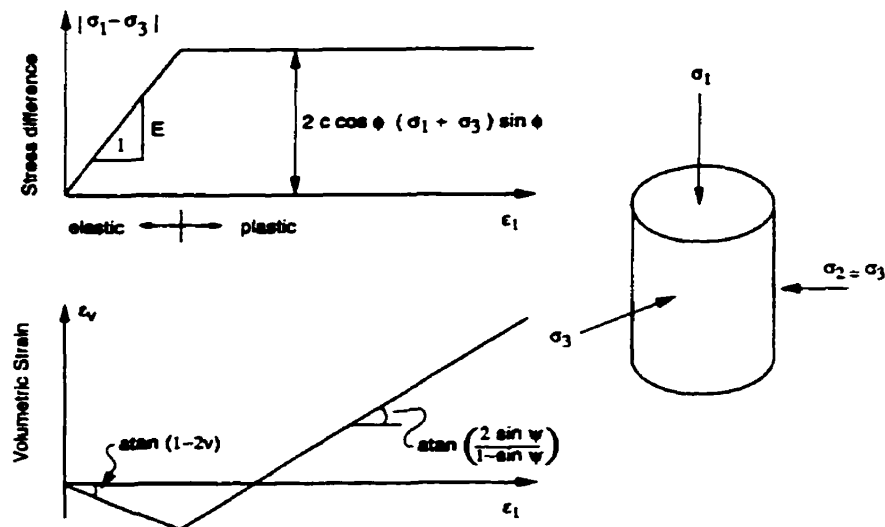


Figure 2.7: Idéalisation de la relation de l'angle de dilatance à partir d'essais triaxiaux, [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].

L'angle de dilatation est déterminé à partir de la droite de déformation volumétrique en fonction de la déformation axiale. Notons ici que la pente initiale de cette droite correspond au régime élastique, tandis que la pente utilisée pour déterminer l'angle de dilatance correspond au régime plastique. L'angle de dilatance est généralement beaucoup plus faible que l'angle de friction des matériaux (sols, roches, béton). Le tableau 2.3 présente pour différents matériaux l'angle de dilatance typique.

Tableau 2.3: Angle de dilatance pour différents matériaux. [FLAC Online Manual, version 3.4, 1998].

Sable dense	15°
Sable lâche	<10°
Argile normalement consolidé	0°
Marbre meuble et marbre intacte	12° - 20°
Béton	12°

2.4.7.1 Détermination de l'évolution de la déformation plastique et de l'angle de dilatance (ψ) des roches dures

Ne trouvant pas dans la littérature scientifique de valeurs pour les paramètres du modèle SSH de FLAC s'appliquant aux roches dures, l'auteur, pour s'assurer l'adéquation des plages de données considérées dans son étude de sensibilité a procédé à l'analyse du comportement de deux roches dures. L'annexe II reproduit les diagrammes contraintes-déformation obtenues par Stavrogin et Tarasov (1995) pour différents essais de compression triaxiale sur un granite et sur un grès. Le tableau 2.4 présente les données obtenue de ces courbes de même que les angles de dilatance et les déformations plastiques déduits de ces données.

Tableau 2.4: Paramètres de dilatance et déformations plastiques pour un granite et un grès obtenus à partir des diagrammes de Stavrogin et Tarasov (1995).

GRANITE				GRÈS			
σ_3 (Mpa)	ψ (°)	ψ_r (°)	Déform. Plastique	σ_3 (MPa)	ψ (°)	ψ_r (°)	Déform. plastique
150	21	10.0	0.019	100	8	---	0.018
100	26	7.2	0.017	50	24	---	0.014
50	10	8.9	0.010	25	19	8.0	0.009
25	30	11.7	0.009	10	34	9.7	0.008
10	34	7.6	0.008	5	39	---	0.008
				0	28	---	0.005
Moyenne	24	9		Moyenne	25	9	

Les données du tableau II.1 tiré de la figure II.1 de l'annexe II permettent de tracer les figures 2.8 et 2.9 qui illustrent les courbes de dilatances obtenues pour le granite et le grès respectivement. Les angles de dilatance et les déformations plastiques présentés au tableau 2.4 sont tirés de ces figures. Les pentes des portions post-pic des courbes conduisent aux angles de dilatance (voir la figure 2.7) alors que les déformations plastiques se déduisent de l'abscisse correspondant au point de transition élastique-

plastique de ces mêmes courbes. Le granite (figure 2.8) donne selon les différentes valeurs de compressions de confinement un angle de dilatance variant de 21 à 34 degrés et une déformation plastique variant de 0.008 à 0.019. Le grès (figure 2.9), quant à lui, donne pour les différentes valeurs de compressions de confinement, un angle de dilatance variant de 8 à 39 degrés et une déformation plastique variant de 0.005 à 0.018.

Granite

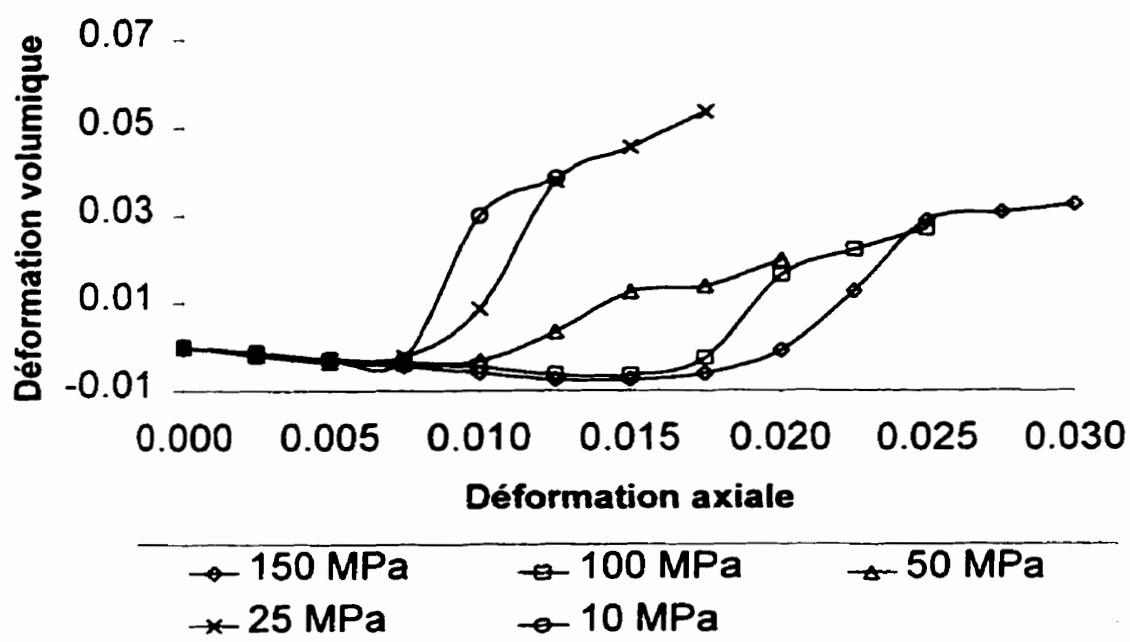


Figure 2.8: Angle de dilatance et déformation plastique axiale pour le granite

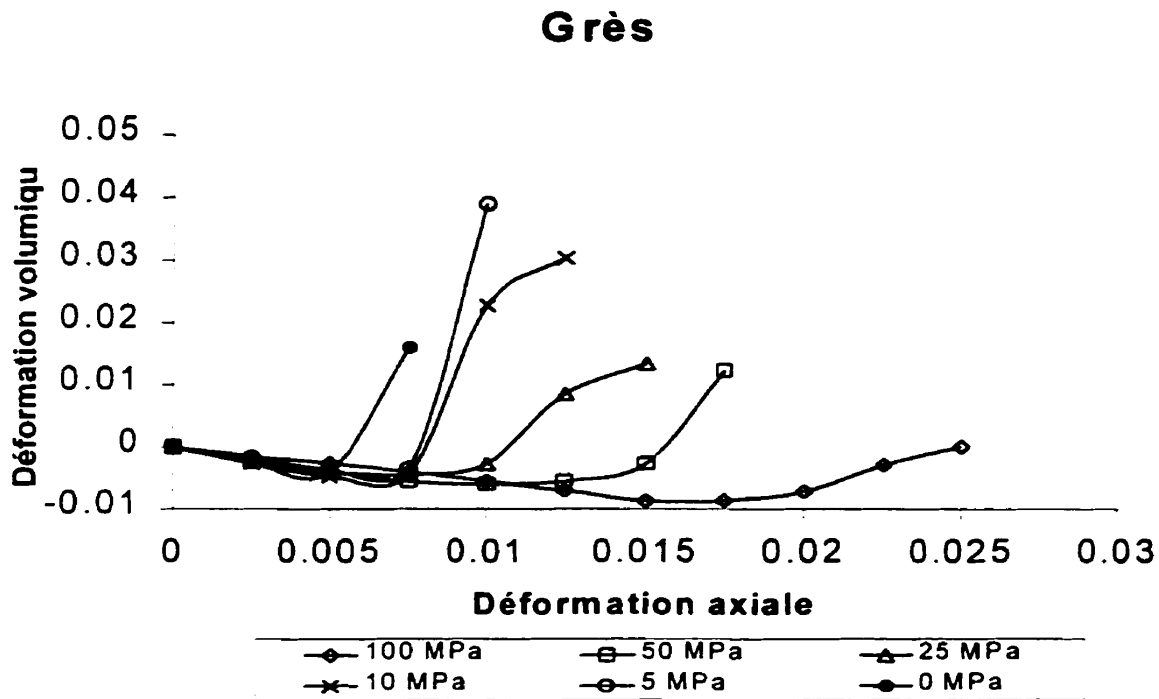


Figure 2.9: Angle de dilatance et déformation plastique axiale pour le grès.

Suite à l'obtention des propriétés de plasticité et de dilatance pour les roches dures nous sommes maintenant en mesure de procéder à l'analyse de chacun des cas (Cas I et Cas IV) à l'aide du modèle SSH de FLAC.

2.4.8 Propriétés mécaniques initiales des piliers et des épontes

La tableau 2.5 présente les propriétés mécaniques retenues comme point de départ pour fins d'analyse dans FLAC. Les contraintes préalables, le module de Young ainsi que le coefficient de poisson proviennent de Gill et al. (1994). Pour ce qui est de la classification des épontes (très bonne qualité) et des piliers (bonne qualité) utilisée pour déterminer les valeurs de m et s pré-pic et post-pic du critère de Hoek et Brown nous utilisons les propriétés des roches dures de la figure 2.6. La transformation des paramètres de Hoek et Brown en ceux de Mohr-Coulomb est expliqué à la section 2.4.1.

Finalement l'angle de dilatance et de l'évolution de la déformation plastique est déterminé à partir de la section 2.4.4.1.

Tableau 2.5: Propriétés mécaniques initiales des piliers et des épontes*.

Classification pré-pic		Résistance au pic			Module de Young E, GPa	Coeff. de Poisson ν
		m	s	C_o^{**}		
Épontes	Très bonne	8.5	0.1	89 MPa	4.276	0.34
	Qualité					
Piliers	Bonne qualité	1.7	0.004	89 MPa	4.276	0.34
Equivalence moyenne pour Mohr-Coulomb***						
		c	ϕ		T_o^M	C_o^M
Épontes		5.41 MPa	52.9°		3.63 MPa	32.3 MPa
Piliers		2.21 MPa	42.4°		1.95 MPa	10.0 MPa
Résistance résiduelle						
		m_r	s_r	C_o^{**}		
Épontes		1.7	0.004	89 MPa		
Piliers		0.09	0.00001	89 MPa		
Equivalence moyenne pour Mohr-Coulomb***						
		c_r	ϕ_r		$T_o^M_r$	$C_o^M_r$
Épontes		2.21 MPa	42.4°		1.95 MPa	10.0 MPa
Piliers		0.71 MPa	19.4°		1.01 MPa	2.0 MPa
Angle de dilatance et déformation plastique						
	Angle de dilatance au pic Ψ	Angle de dilatance résiduel Ψ_r	Déformation plastique			
Épontes	24°	9°	0.01			
Piliers	24°	9°	0.01			

* Les contraintes préalables sont $\sigma_{x_0}=10$ MPa, $\sigma_{y_0}=5$ MPa, $\sigma_{z_0}=5.1$ MPa.

** Résistance en compression uniaxiale de la roche du massif.

*** Voir Annexe I

2.5 Les principaux cas de modélisation

Lors de la résolution de problèmes à partir de FLAC, il est important d'optimiser le modèle afin que l'analyse effectuée soit la plus efficace possible. Pour optimiser les modèles utilisés dans ce mémoire, on a effectué plusieurs vérifications au départ. Une première analyse simplifiée est réalisée pour chacun des cas à l'étude, afin de vérifier les comportements physiques du modèle. Lors de la construction du fichier d'entrée pour FLAC, on doit vérifier par des simulations, les points suivants :

Le temps d'exécution de l'analyse: Plus le modèle est complexe plus le temps d'exécution sera long.

L'effet de contraste entre deux zones: De grands contrastes de rigidité pour différentes zones du modèle augmentent le temps d'analyse.

L'effet de densité du maillage: Soit vérifier l'effet de la densité des noeuds et de la quantité totale de ces derniers dans le maillage sur les résultats de l'analyse et la vitesse d'exécution. Une partie de ces vérifications se fait par l'observation des zones de grandes contraintes et de déformations. Dans notre cas, ces zones correspondent au pourtour immédiat des excavations. Une attention spéciale est également portée à la zone d'influence des excavations.

La réponse du modèle: Une simulation par modèle élastique a été effectuée pour vérifier les résultats de l'analyse avec les modèles théoriques.

Le point de rupture du pilier: Pour ce faire on a introduit dans le modèle une fonction qui vérifie l'état des contraintes et des déplacements à l'intérieur du pilier

(voir section 3.4.2). Un changement soudain de ces caractéristiques dans le pilier conduit à sa rupture.

Deux cas particuliers ont été considérés dans la présente étude soit : le Cas I, (2 chambres identiques séparées par un pilier unique) et le Cas IV (4 chambres identiques séparées par 3 piliers de même dimensions).

2.5.1 Cas I : Structure minière uniforme incluant un seul pilier

La figure 2.10 illustre une section d'une structure minière à pilier unique et uniforme (Cas I). Les dimensions utilisées dans ce premier cas sont les mêmes que celles utilisées dans l'article de Gill et al. (1994). Les termes « hauteur », « épaisseur » et « largeur » sont réservés à la dimension normale au plan des travaux ou des excavations. Dans ce plan, la « longueur » du pilier est la plus grande dimension et la « largeur » est la plus petite dimension. Les dimensions des chambres sont de 20 m (R) de largeur par 20 m (H) de hauteur. Tandis que celles du pilier sont de 20 m (B) de largeur par 20 m (H) de hauteur. Le pilier étant long dans la direction de l'axe z, cette condition conduit à un taux de défrètement général de 0.667. La théorie de l'aire tribulaire quant à elle nous donne un taux de défrètement local de 0.5. Finalement, la largeur totale de la zone excavée est de 60 m et l'analyse numérique effectuée est une analyse 2D.

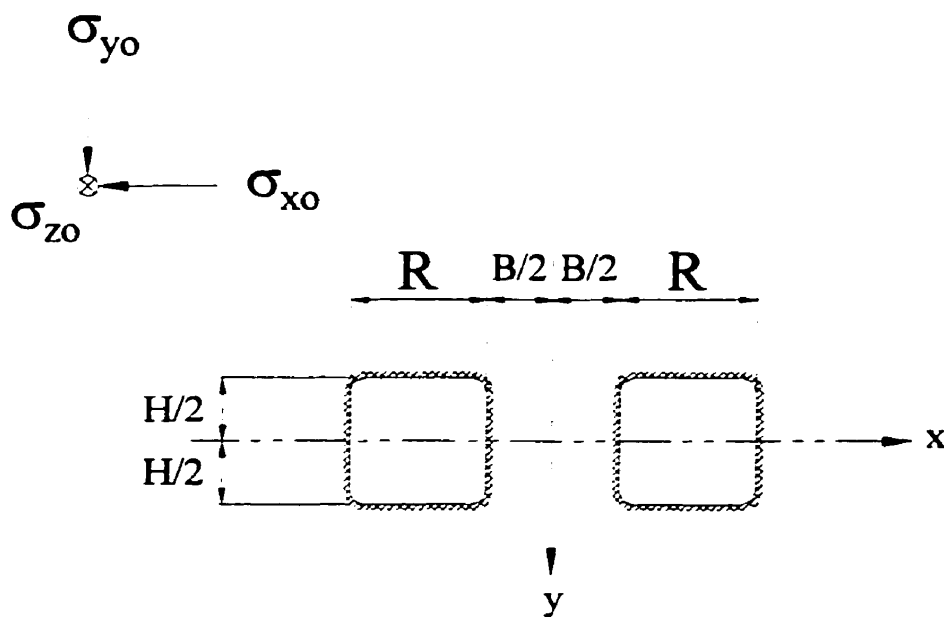


Figure 2.10: Cas I, structure minière comprenant deux chambres de mêmes dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, [Gill et al., Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method.,1994].

La figure 2.11 illustre pour le cas I le maillage utilisé pour chacune des simulations effectuées à partir de FLAC. Ce maillage est composé de 4800 nœuds dont la répartition est uniforme à l'exception de la région immédiate de l'excavation où la densité est plus élevée. Chacun des éléments du maillage est composé de 4 nœuds disposés aux extrémités.

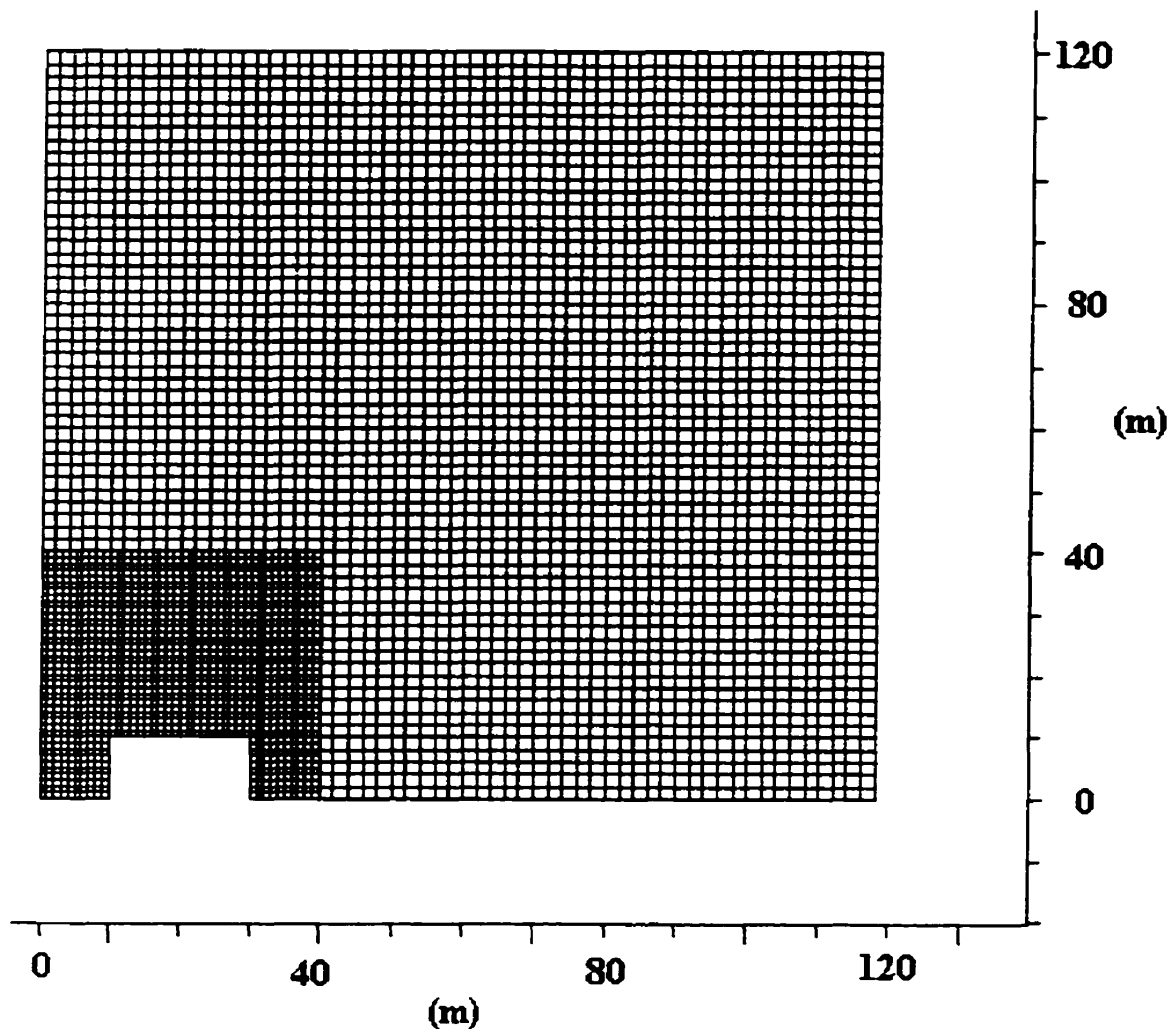


Figure 2.11: Cas I, structure minière comprenant deux chambres de mêmes dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, maillage utilisé dans FLAC pour effectuer les analyses numériques.

La figure 2.12 illustre pour le Cas I les restrictions appliquées au modèle. Étant donnée la symétrie (deux axes de symétrie, x et y) du problème posé il est possible de réduire le modèle au quart de son état originel (voir figure 2.10). La figure 2.12 illustre également la répartition de chacune des zones. La zone 1 correspond aux épontes et la zone 2 correspond au gisement. Comme nous l'avons expliqué précédemment chacune de ces zones possède des propriétés mécaniques différentes.

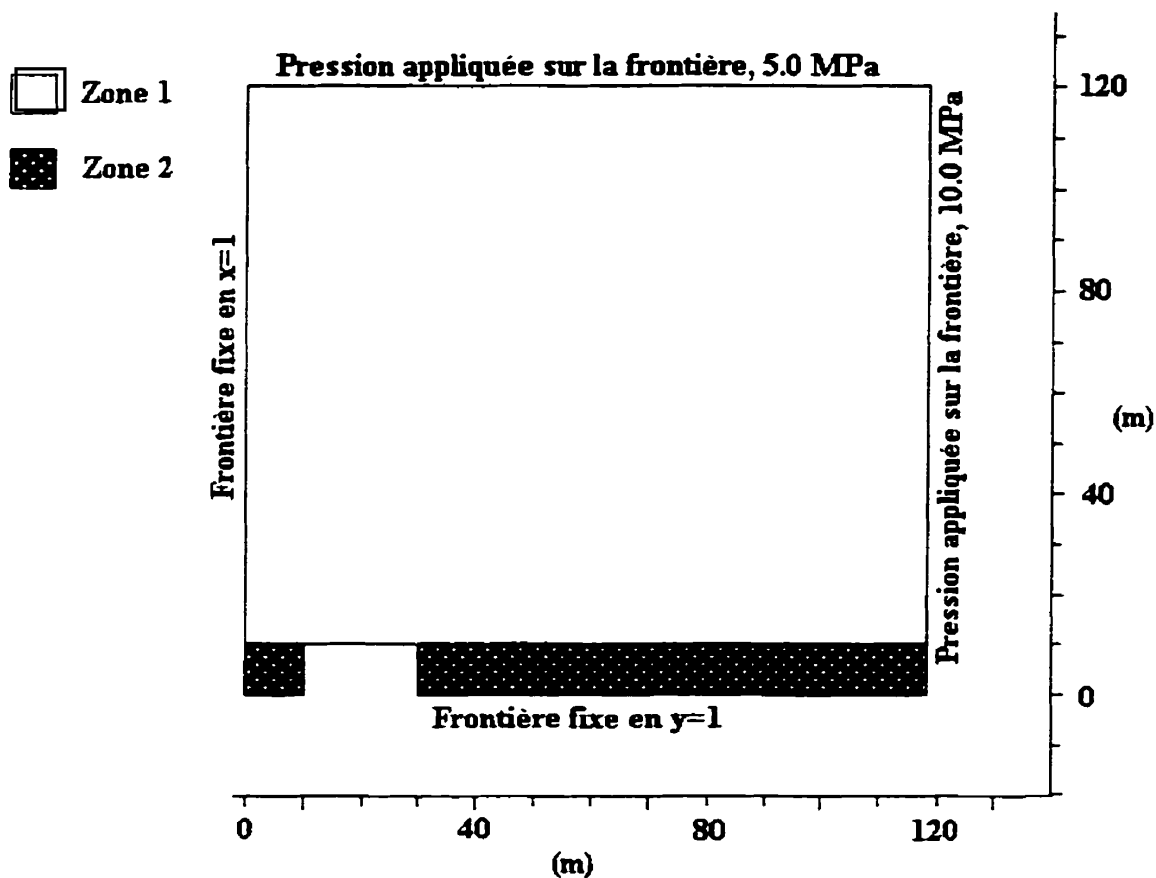


Figure 2.12: Cas I, structure minière comprenant deux chambres de mêmes dimensions et un seul pilier, section suivant le plan xy, construction du modèle numérique.

2.5.2 Cas IV : Structure minière uniforme incluant trois piliers

La figure 2.13 illustre une section d'une structure minière uniforme à trois piliers (Cas IV). Les dimensions utilisées dans ce second cas sont les mêmes que celles utilisées dans l'article de Gill et al. (1994). Les dimensions des chambres sont de 20 m (R) de largeur par 20 m (H) de hauteur. Tandis que celles des piliers sont de 20 m (B_1 , B_2 , B_3) de largeur par 20 m (H) de hauteur. Les piliers étant longs dans la direction de l'axe z, cette condition conduit à un taux de défrètement général de 0.667. La théorie de l'aire

tributaire quant à elle nous donne un taux de défruitement local de 0.5. Finalement, la largeur totale de la zone excavée est de 140 m.

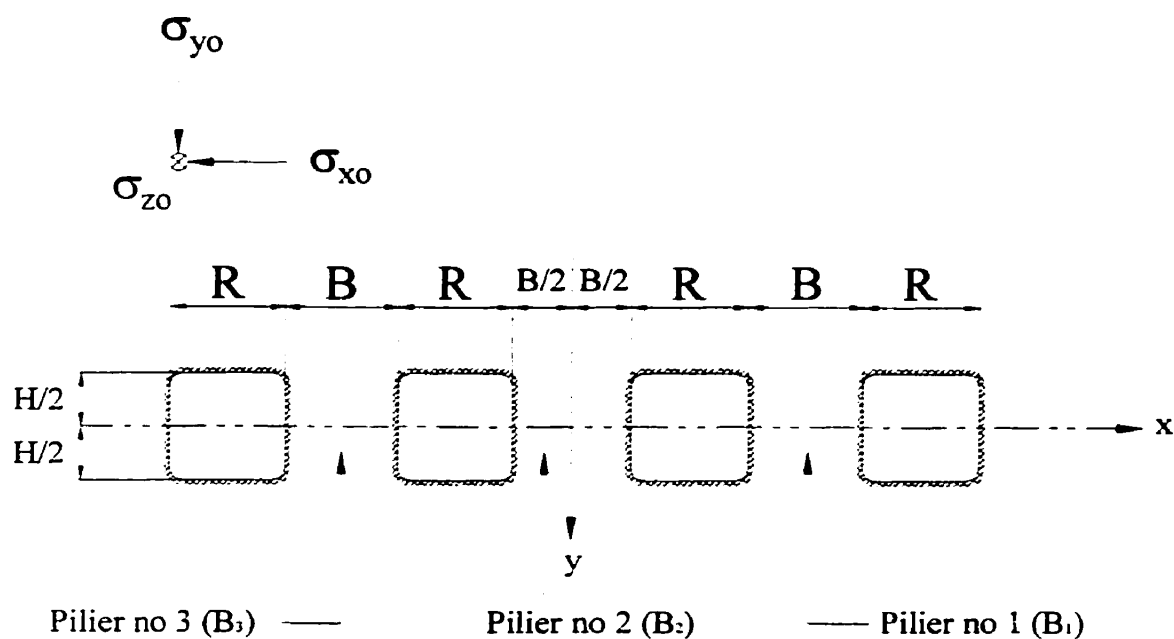


Figure 2.13: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy , [Gill et al., Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method.,1994].

La figure 2.14 illustre pour le Cas IV le maillage utilisé pour chacune des simulations effectuées à partir de FLAC. Ce maillage est composé de 12400 nœuds dont la répartition est uniforme à l'exception de la région immédiate de l'excavation où la densité est plus élevée.

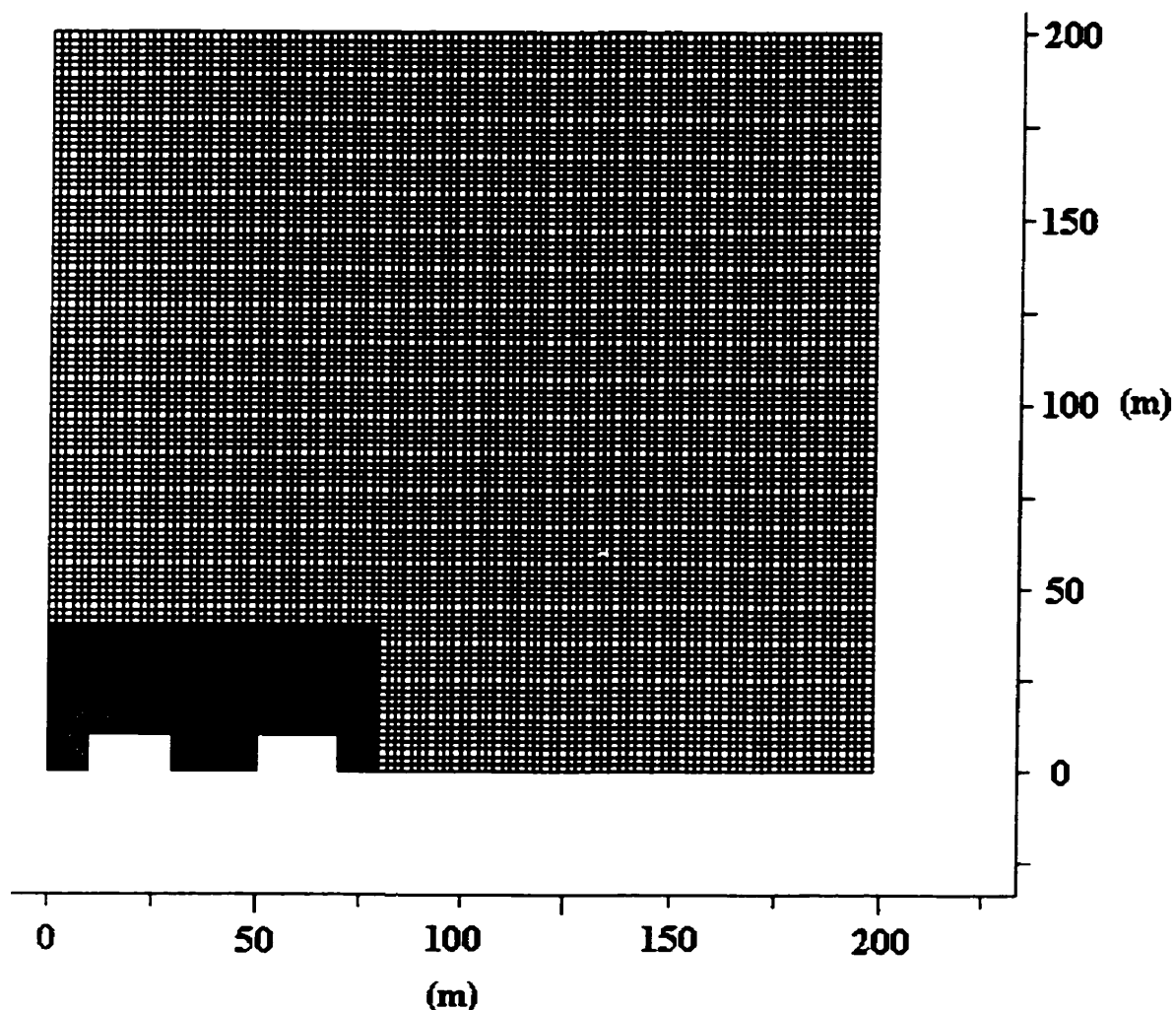


Figure 2.14: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy, maillage utilisé dans FLAC pour effectuer les analyses numériques.

La figure 2.15 illustre pour le Cas IV les restrictions appliquées au modèle. Étant donnée la symétrie (deux axes de symétrie, x et y) du problème posé il est possible de réduire le modèle au quart de son état originel (voir figure 2.13). La figure 2.15 illustre également la répartition de chacune des zones. La zone 1 correspond aux épontes et la zone 2 correspond au gisement. Comme nous l'avons expliqué précédemment chacune de ces zones possède des propriétés mécaniques différentes.

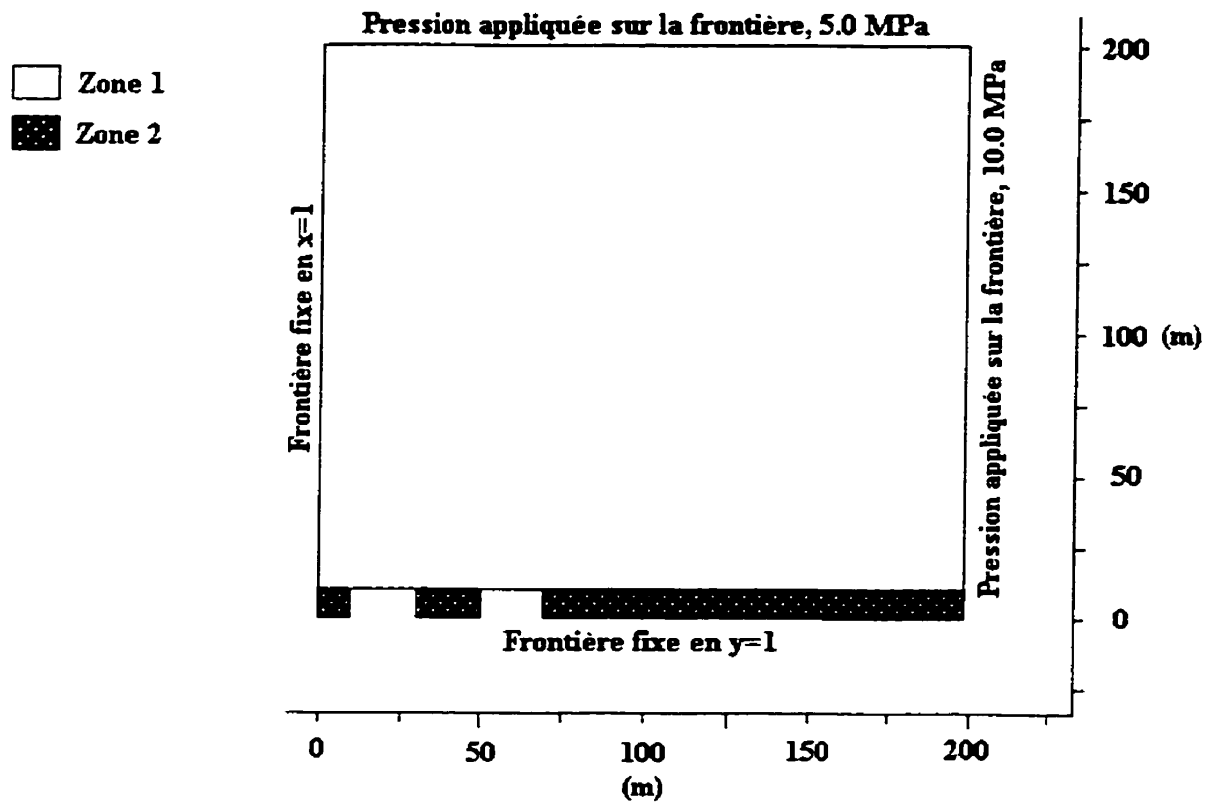


Figure 2.15: Cas IV, structure minière comprenant trois piliers, section suivant le plan xy, construction du modèle numérique.

Le chapitre suivant présente les résultats obtenus pour chacune des séries d'analyses effectuées à partir de FLAC.

CHAPITRE 3

PRÉSENTATIONS DES RÉSULTATS

Ce chapitre présente les résultats des analyses de contraintes réalisées à l'aide du logiciel FLAC. Dans la première partie, on effectue une vérification de la structure minière (excavations et piliers) et du logiciel à partir d'un modèle constitutif en mode élastique. Puis, on compare les résultats à ceux obtenus pour les mêmes cas de l'article de Gill et al. (1994). La seconde partie de ce chapitre présentent les résultats acquis pour les mêmes cas mais, cette fois-ci, à partir d'un modèle constitutif en mode élasto-plastique. Les résultats de cette seconde partie sont obtenus à partir du modèle SSH dans FLAC. Ce modèle (SSH) permet de simuler le comportement post-pic du massif (épontes et piliers).

3.1 Vérification du logiciel

D'abord, le logiciel FLAC a été vérifié pour chacun des modèles à l'étude dans ce mémoire, soit le Cas I, 2 chambres d'égales dimensions séparées par un pilier unique et le Cas IV, 4 chambres identiques séparées par 3 piliers de même dimensions et dont le massif rocheux (épontes et piliers) est homogène, isotrope et élastique linéaire. Puis, on procède à la vérification en construisant les diagrammes d'interaction pour chacun des cas mentionnés plus haut et on compare les résultats obtenus par FLAC avec ceux de l'article de Gill et al. (1994) obtenus à l'aide d'un logiciel d'éléments frontières. Ce logiciel d'élément frontière est dérivé de BOUDEM de Hoek et Brown (1980). L'annexe III présente d'ailleurs des exemples de fichiers d'entrées utilisés dans FLAC pour effectuer la vérification du modèle et du logiciel à l'aide du comportement élastique. On retrouve également dans cette annexe, plusieurs illustrations des contraintes principales et des déplacements autour des excavations pour le Cas I et le

Cas IV en mode élastique. Les tableaux 3.1 et 3.2 présentent une comparaison entre les résultats de Gill et al. (1994) et les résultats obtenus par FLAC. Les tableaux III.1 et III.2 de l'annexe III du présent mémoire présentent, avec plus de détails, les étapes mathématiques nécessaires à l'obtention des résultats de ces tableaux. On retrouve également, dans cette annexe, les équations mathématiques des courbes de réaction (massif et piliers) acquises à l'aide de régressions linéaires sur les diagrammes de convergence-confinement.

De plus, on observe au tableau 3.1 que les résultats obtenus par FLAC sont très comparables à ceux de Gill et autres (1994). On peut y observer, grâce à FLAC, que la moyenne des déplacements à travers une section du pilier est compatible avec les résultats de Gill et autres (1994). De même, on observe que la contrainte à l'équilibre dans le pilier est semblable aux résultats de Gill. Cette contrainte est de 6.88 MPa par FLAC et de 6.84 MPa dans l'article de Gill soit une faible différence de 1.5%. La figure 3.1 illustre le diagramme d'interaction pour le Cas I. Sur ce diagramme, σ_{ya} correspond à la contrainte uniaxiale dans le pilier et v correspond au déplacement moyen dans le pilier calculé à partir d'une section transversale à l'interface éponte et pilier. Notons ici que le point d'intersection de la courbe de réaction du pilier et de la courbe de réaction du massif représente la contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier. On postule ici que la contrainte est uniaxiale et uniforme dans le pilier, à partir de l'hypothèse faite pour une éprouvette en compression uniaxiale, dans une presse hydraulique.

Tableau 3.1: Comparaison des points d'équilibre des diagrammes d'interaction pour le Cas I, [Gill et al. (1994) et FLAC].

Cas I	Contrainte axiale uniformément distribuée à travers une section du pilier σ_{ya} (MPa)	Moyenne des déplacements axiaux à travers une section du pilier v (m)
FLAC	6.88	0.01454
Gill et al. (1994)	6.84	0.01446

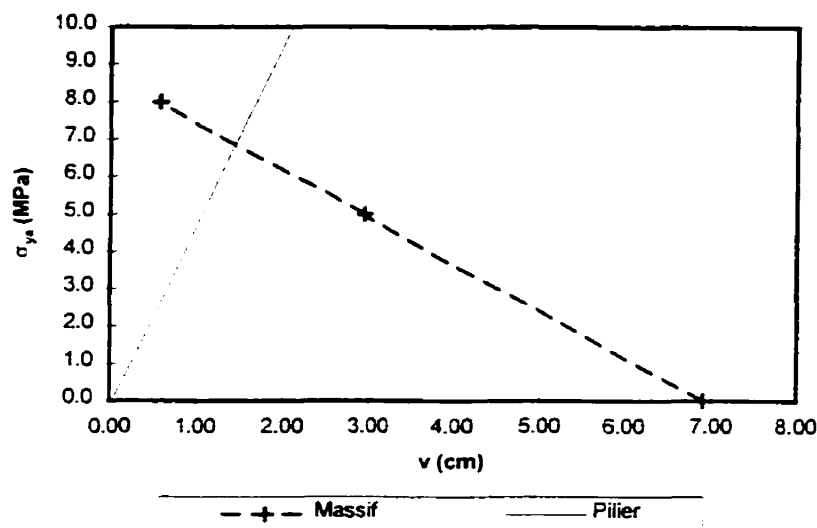


Figure 3.1: Diagramme d'interaction pour le Cas I produit avec FLAC.

On observe au tableau 3.2 que les résultats obtenus par FLAC sont compatibles avec ceux obtenus par Gill et al. (1994) pour le Cas IV. Ces contraintes sont de 8.42 MPa dans le pilier 2 (B_2) pour FLAC et de 8.43 MPa pour le pilier correspondant dans l'article de Gill soit une faible différence de 0.1%. Pour ce qui est des piliers 1 et 3 (B_1 et B_3), la contrainte à l'équilibre donnée par FLAC est de 7.97 MPa, tandis que celle obtenue par Gill est de 7.82 MPa, pour ce même cas (différence de 1.9%). Ces contraintes sont identiques pour le pilier 1 et 3 (B_1 et B_3) étant donné la symétrie du problème. Étant

donné que la charge portée par le pilier 2 (B_2) n'est pas indépendante de celles portées par les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3), dans un arrangement comme celui montré à la figure 2.7, la méthode convergence-confinement doit être modifiée. La méthodologie à utiliser dans ce cas (Gill et al., 1994) implique, pour le pilier 2 (B_2), d'obtenir des lignes de réaction du massif pour des charges données reprises par les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3). Ainsi, le diagramme d'interaction de la figure 3.2, montre 3 lignes de réaction du massif pour le pilier 2 (B_2), ligne obtenues en supposant que les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3) portaient successivement 0, 5 et 8 MPa. La figure 3.3 montre 3 lignes de réaction du massif pour les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3), lignes obtenues en supposant que le pilier 2 (B_2) portaient successivement 0, 5 et 8 MPa. La méthodologie requiert la construction d'un troisième diagramme pour obtenir les charges à l'équilibre. Un tel diagramme est montré à la figure 3.4. Les coordonnées du point d'intersection entre la droite A obtenue des points d'équilibre de la figure 3.2 et la droite B obtenue des points d'équilibre de la figure 4.3 sont les contraintes à l'équilibre pour chacun des piliers. Tout comme dans le cas précédent, on considère également que la contrainte est uniaxiale et uniforme dans les piliers. Les résultats tirés de l'article de Gill et al. (1994) pour la contrainte axiale à l'équilibre et la moyenne des déplacements axiaux à travers chacun des piliers sont obtenus à partir de la méthode convergence-confinement généralisée.

Tableau 3.2: Comparaison des points d'équilibres des diagramme d'interaction pour le Cas IV, Gill et al. (1994) et FLAC.

Cas IV	Contrainte axiale à l'équilibre à travers une section du pilier		Contrainte axiale uniformément distribuée à travers une section du pilier		Moyenne des déplacements Axiaux à travers une section du pilier	
	σ_{ya} (MPa) Équilibre	MPa	σ_{ya} (MPa) B_1 et B_3	B_2	v (m) B_1 et B_3	B_2
FLAC	Pilier B_2	8.42	0.0	0.0	0.146648	0.176527
	Pilier B_1 et B_3	7.97	5.0	0.0	0.124762	0.124018
			8.0	0.0	0.111619	0.092500
			0.0	5.0	0.088433	0.132782
			5.0	5.0	0.066510	0.080211
			8.0	5.0	0.053393	0.048715
			0.0	8.0	0.053500	0.106509
			5.0	8.0	0.031606	0.053983
			8.0	8.0	0.018519	0.022520
Gill et al. (1994)	Pilier B_2	8.43	$v = 0.017748$ m			
	Pilier B_1 et B_3	7.82	$v = 0.016492$ m			

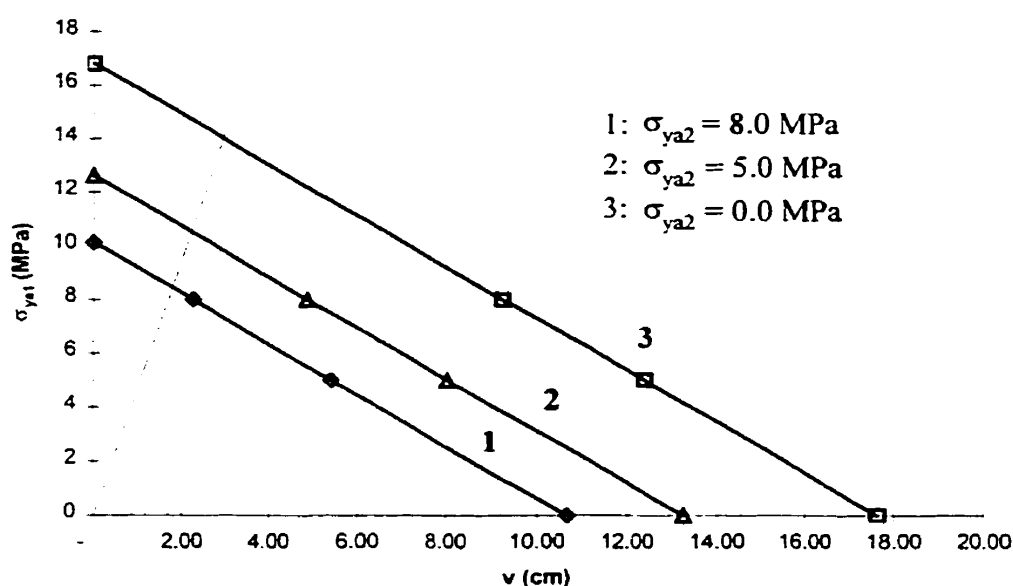


Figure 3.2: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (piliers 1 et 3).

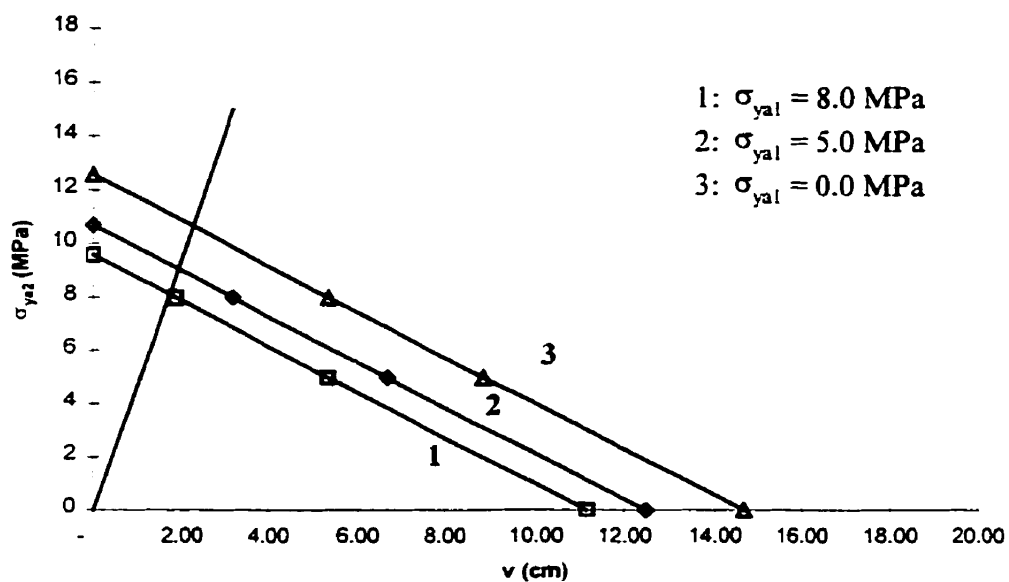


Figure 3.3: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (pilier 2).

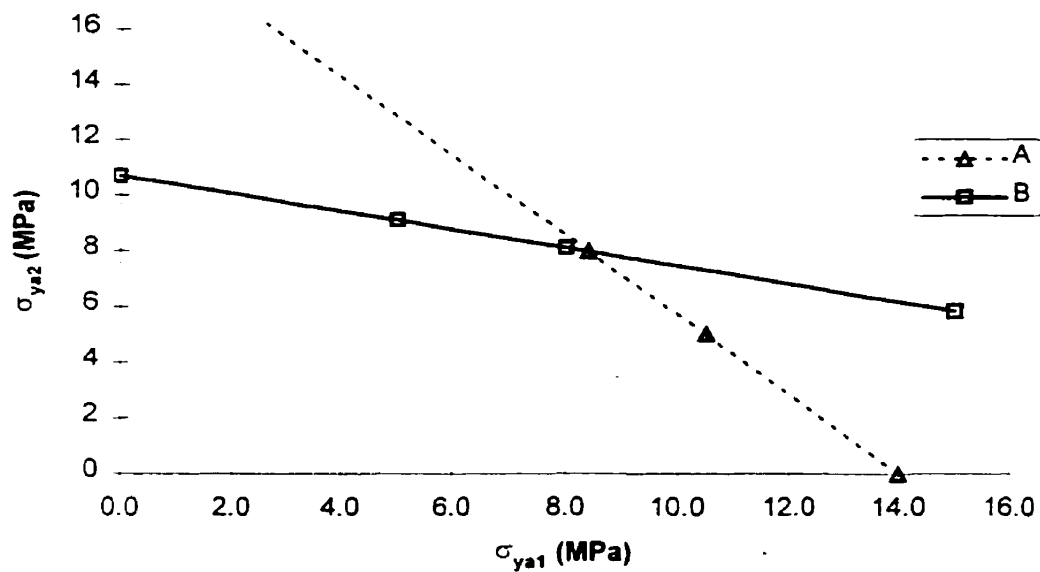


Figure 3.4: Diagramme d'interaction pour une structure minière à trois piliers uniformes (Équilibre entre le pilier central (B_2) et les piliers extérieurs (B_1 et B_3)).

Les résultats présentés ci-dessus confirment que nous maîtrisons le logiciel FLAC, du moins pour un comportement élastique. Ces résultats montrent également que nous maîtrisons les procédures propres à l'utilisation de la méthode convergence-confinement pour le dimensionnement des piliers, du moins pour les cas simples. Suite à ces vérifications, nous sommes maintenant en mesure d'utiliser le modèle de comportement SSH fourni par FLAC. Ce modèle, permet l'introduction de la portion post-rupture du comportement des matériaux des épontes et des piliers.

3.2 Procédure pour comparer la méthode dites des charges totales à la méthode par champs de contraintes

3.2.1 Définition du facteur de sécurité global

L'un des objectifs de ce travail est de comparer les résultats de l'analyse numérique (approche par les champs de contraintes de dimensionnement de piliers) aux résultats obtenus des différentes méthodes de design par les charges totales en général, et la méthode convergence-confinement en particulier. Dans un premier temps nous savons que les méthodes des charges totales postulent un état de contrainte uniaxiale et uniforme à l'intérieur du pilier. Dans un second temps, nous savons également que la méthode des champs de contraintes présente quant à elle une distribution des contraintes variables à l'intérieur même du pilier.

À priori, il n'est pas possible de comparer les facteurs de sécurité de chacune des deux méthodes. Ceci est principalement dû au fait que l'on obtient à partir de la méthode des champs de contraintes des facteurs de sécurité locaux comparativement aux méthodes des charges totales avec lesquelles on obtient un facteur de sécurité global. Cette différence au niveau des facteurs de sécurité peut être expliquée par la distribution variable des contraintes à l'intérieur du pilier par la méthode des champs de contraintes.

Cette distribution variable des contraintes est directement responsable des facteurs de sécurité locaux. Les méthodes des charges totales quant à elles, présentent une distribution uniforme des contraintes à l'intérieur du pilier qui permet de calculer un facteur de sécurité global (les facteurs de sécurité locaux sont les mêmes en tous les points). Cette différence au niveau des facteurs de sécurité ne permet donc pas de poser une comparaison directe entre les deux méthodes.

Conventionnellement, avec l'approche par les charges totales, on relie la contrainte uniaxiale dans le pilier (σ_p) à la résistance en compression uniaxiale du massif ($C_o^M_R$) pour le pilier et on calcule un facteur de sécurité global comme suit :

$$F.S. = \frac{C_o^M_R}{\sigma_p} \quad (3.1)$$

Afin de réaliser une comparaison entre les deux approches nous devons trouver un moyen de calculer un facteur de sécurité global lorsqu'on dimensionne des piliers en utilisant l'approche par les champs de contraintes. Le subterfuge utilisé dans le présent mémoire consiste à rechercher par analyses numériques successives à l'aide du modèle SSH de FLAC la valeur minimale, à 0.1 MPa près, de résistance en compression uniaxiale du massif du pilier considéré qui assure la stabilité de la structure ($C_o^M_L$). On suppose ici que le pilier est en compression uniaxiale et que le résultat obtenus représente la limite inférieur. Ceci est principalement due au fait que l'on ne tient pas compte de l'effet de confinement latéral du pilier. L'équation 3.2 permet, à partir de ce $C_o^M_L$ du pilier, de calculer le facteur de sécurité global.

$$F.S. = \frac{C_o^M_R}{C_o^M_L} \quad (3.2)$$

L'introduction du facteur de sécurité global défini par l'équation 3.2 nous permet désormais de poser une comparaison entre l'approche par champs de contraintes et la méthode par les charges totales.

3.2.2 La recherche de la résistance en compression uniaxiale minimale

La recherche de C_o^M , la valeur minimale de la résistance en compression uniaxiale du massif du pilier considéré qui assure la stabilité de la structure, implique, nous l'avons déjà écrit, une série d'analyses numérique successives à l'aide du modèle SSH de FLAC. La procédure qui a été établie est la suivante.

La première analyse se fait avec une valeur de résistance du massif du pilier considéré C_o^M voisine de celle de la contrainte préalable axiale au pilier σ_{y0} . A l'aide des pointeurs historiques (*history files*) de FLAC, la contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier (σ_{ya}) ainsi que le déplacement axial moyen à l'interface pilier-éponge (v), sont calculés au fur et à mesure du déroulement des cycles de calcul. Les données obtenues de ces pointeurs historiques permettent de tracer les diagrammes σ_{ya} en fonction des cycles de calcul tel que montré à la figure 3.5 (voir aussi les figures IV.6, IV.14, IV.23, IV.32 de l'annexe IV), v en fonction des cycles de calcul présenté à la figure 3.6 (voir aussi les figures IV.7, IV.15, IV.24, IV.33 de l'annexe IV) et σ_{ya} en fonction de v comme ceux montrés aux figures IV.5, IV.13, IV.21, IV.22, IV.30 et IV.31 de l'annexe IV.

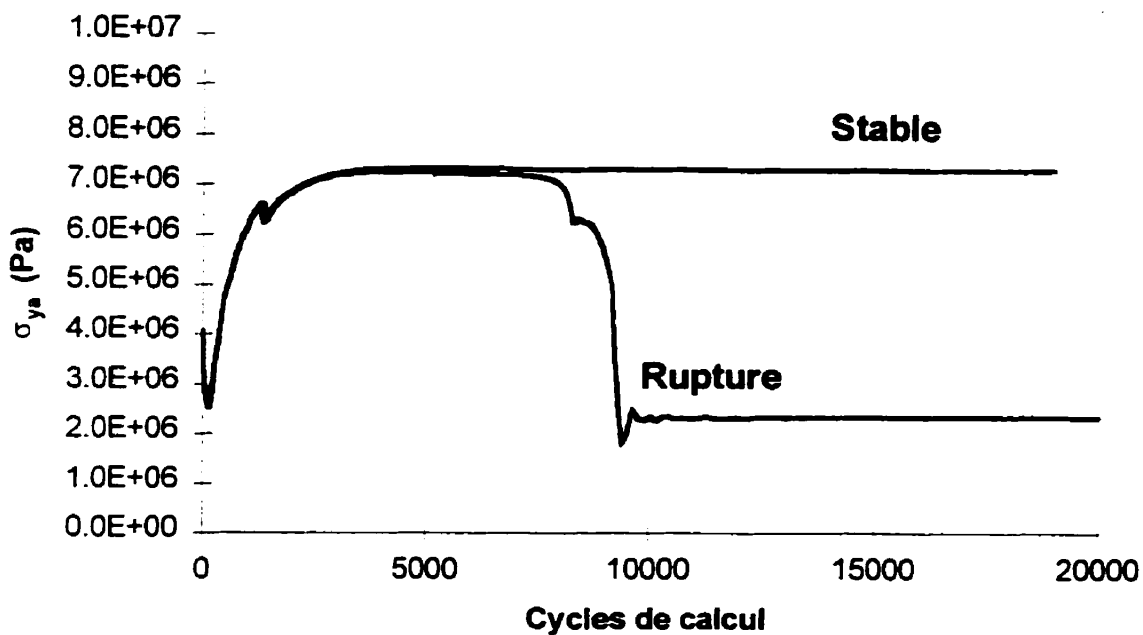


Figure 3.5: Contrainte axiale moyenne dans le pilier, obtenue à partir des pointeurs d'historiques de FLAC.

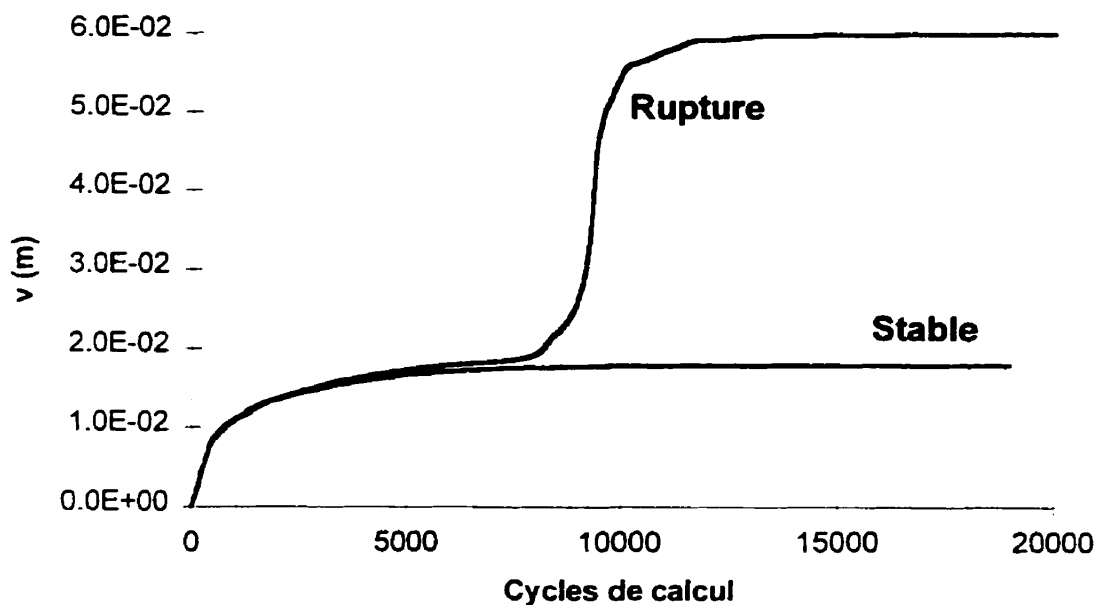


Figure 3.6: Déplacement axial moyen du pilier, obtenu à partir des pointeurs d'historiques de FLAC.

Si, au fil des cycles de calcul, les pointeurs historiques indiquent que le pilier concerné dépasse son pic de résistance (les figures IV.5, IV.6, IV.7, IV.21, IV.22, IV.23 et IV.24 de l'annexe IV sont de tels exemples) le pilier est considéré instable (voir aussi les cas de ruptures aux figures 3.5 et 3.6). La résistance du massif du pilier (C_o^M) est alors augmentée de 0.1 MPa et l'analyse de contraintes est recommencée. En poursuivant cette procédure, il vient une valeur de C_o^M qui fait que les pointeurs historiques indiquent que les cycles de calcul s'arrêtent (convergence) sans que le pic de résistance du pilier soit atteint (les figures IV.13, IV.14, IV.15, IV.30, IV.31, IV.32, IV.33 de l'annexe IV sont de tels exemples) le pilier est alors considéré stable (voir aussi les cas stables aux figures 3.5 et 3.6). Le C_o^M utilisé dans cette dernière analyse devient le $C_o^M_L$, c'est-à-dire la valeur minimale de la résistance en compression uniaxiale du massif du pilier qui assure la stabilité.

3.3 Analyse des résultats

L'analyse effectuée dans le présent mémoire pose comme hypothèse que les propriétés de résistance mécaniques des piliers et des épontes sont différentes (voir chapitre 2, tableau 2.5). En effet, on suppose que la qualité des propriétés des épontes est de beaucoup supérieure à la qualité des propriétés utilisées pour les piliers. L'annexe IV, présente un exemple de fichier d'entrée utilisé dans FLAC pour chacun des cas, selon l'hypothèse postulée plutôt. La section suivante présente les résultats obtenus à partir de cette hypothèse.

3.3.1 Cas I, structure minière à pilier unique

Pour le Cas I, nous avons tout d'abord effectué une série d'analyses à l'aide des données initiales (voir tableau 2.5) pour trouver le C_o^M tel que défini à la section 3.2. Les résultats de cette série d'analyse donne $C_o^M = 5.4$ MPa. C'est donc dire qu'une analyse de contraintes exécutée en utilisant les donnée du tableau 2.5 et en prenant comme résistance en compression uniaxiale au pic :

$$C_o^M = C_o^M - 0.1 \text{ MPa} = 5.3 \text{ MPa}$$

indiquerait une rupture généralisée du pilier.

La figure 3.7 reproduit le diagramme d'interaction de la figure 3.1 valable pour le Cas I. La courbe qui y a été ajoutée est le diagramme contrainte-déplacement du pilier correspondant aux résultats d'analyses de contraintes exécutées avec le modèle SSH de FLAC en prenant 5.3 MPa et 5.4 MPa comme résistance en compression uniaxiale au pic du massif du pilier. L'allure du diagramme contrainte-déplacement du pilier de la figure 3.7 près de l'origine est due au fait que les contraintes préalables ont été imposées au modèle antérieurement à la simulation de l'excavation des chambres. Ce diagramme permet aussi d'observer la suite du chargement du pilier au fur et à mesure que les excavations progressent y compris le pic chargement et la rupture de ce dernier. Notons ici que la pente correspondant à la portion pré-pic obtenue par FLAC s'apparente à la courbe de réaction du pilier de la méthode convergence-confinement.

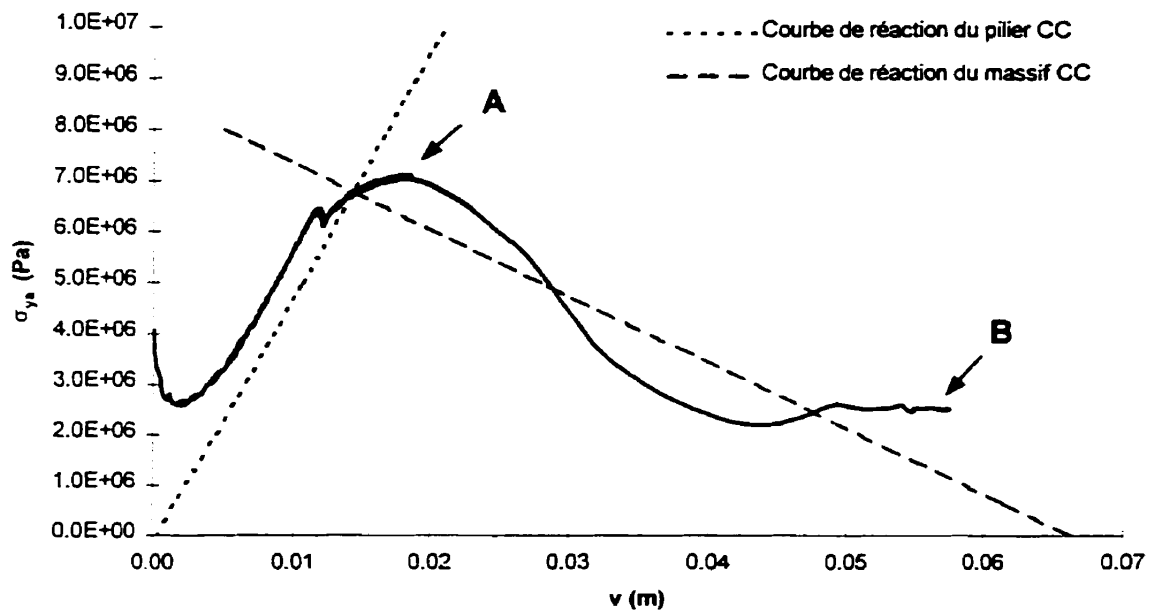


Figure 3.7: Diagramme d'interaction montrant les courbes de réactions du pilier obtenues par analyse des contraintes en supposant pour A un $C_o^M = 5.4$ MPa (pilier stable), pour B un $C_o^M = 5.3$ MPa (pilier instable) et en utilisant les données du tableau 2.5 – Cas I.

De plus, l'examen de cette portion pré-pic montre que le pilier subit une perte de résistance due à une rupture partielle. Il se produit alors une redistribution des contraintes et le pilier peut, par la suite, reprendre une certaine charge. Cette reprise de charge se poursuit jusqu'au moment où le pilier atteint sa limite de résistance. Suite au pic de résistance, on observe une chute rapide de la charge moyenne à l'intérieur du pilier, soit l'évolution vers la résistance résiduelle (courbe B). Le tableau 4.3 présente les contraintes à l'équilibre du pilier du Cas I obtenues en utilisant les méthodes de dimensionnement tirant profit de l'approche par les charges totales. On peut observer dans ce tableau que le résultat numérique de la contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier obtenu à partir de la méthode de l'aire tributaire est de 2.94 MPa supérieur à celui obtenu par la théorie de Coates et 3.16 MPa supérieur à celui obtenu par la méthode convergence-confinement.

Tableau 3.3: Contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier selon différentes méthodes des charges totales appliquées au Cas I.

Cas I	Contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier (MPa)
<i>Méthode de l'aire tributaire</i>	10.0
<i>Théorie de Coates</i>	7.06
<i>Méthode Convergence-confinement</i> Gill et al. (1994)	6.84

Pour fins de comparaison, il est possible de calculer des facteurs de sécurité propres à chacune des méthodes impliquées au tableau 3.3 en utilisant l'équation 3.1 ainsi que celui qui s'applique à l'approche par les champs de contraintes avec l'équation 3.2. Le tableau 3.4 présente ces facteurs de sécurité, la valeur de C_o^M considérée est 10.0 MPa conformément au tableau 2.5.

Tableau 3.4: Facteurs de sécurité globaux obtenus avec les différentes méthodes de dimensionnement de piliers pour le Cas I.

Méthode	F.S.
Aires-tributaire	1.00
Théorie de Coates	1.41
Méthode convergence-confinement	1.47
Flac	1.85

Si d'une part le plus petit facteur de sécurité s'obtient avec la méthode des aire tributaire, le tableau 3.4 montre aussi que c'est la méthode numérique (FLAC) qui présente le facteur de sécurité le plus élevé. Rappelons que tous les calculs dont les résultats ont été présentés jusqu'à maintenant, ont été faits en utilisant les données du tableau 2.5.

Afin de vérifier l'impact des nombreux paramètres régissant le comportement post-pic du massif du pilier sur la sécurité des dimensionnements effectués avec les méthodes des charges totales et en particulier, la méthode convergence-confinement, une étude de sensibilité a été effectuée.

Le tableau 3.5 présente les résultats des analyses effectuées afin de montrer l'influence de la variation du facteur c_r de Mohr-Coulomb. La première colonne de ce tableau pose la valeur du facteur c_r utilisée. La seconde colonne donne, pour la valeur de c_r utilisée, la valeur du C_{oL}^M calculée à l'aide du modèle SSH de FLAC. La dernière colonne présente le facteur de sécurité correspondant au C_{oL}^M trouvé et calculé à l'aide de l'équation 3.2.

Tableau 3.5: Influence de la variation du facteur c_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

c_r	$(\phi=42.4^\circ, \phi_r=19.4^\circ)$	C_{oL}^M , MPa	F.S.
0.7 MPa		5.4	1.85
MPa		5.7	1.75
0.5 MPa		5.9	1.69
0.4 MPa		6.2	1.61
0.3 MPa		6.6	1.52
0.2 MPa		6.8	1.47
0.1 MPa		7.0	1.43

A l'examen du tableau 3.5, on constate qu'une augmentation de la valeur du facteur c_r de Mohr-Coulomb conduit à une plus grande valeur du F.S.. On observe, pour une valeur de c_r égale à 0.1 MPa, un F.S. de 1.43 et un C_{oL}^M de 7.0 MPa. Pour une valeur de c_r égale à 0.7 MPa, on observe un F.S. de 1.85 et un C_{oL}^M de 5.4 MPa. Cette plage de paramètres produit une variation du C_{oL}^M de 1.6 MPa entre les valeurs extrêmes utilisées pour c_r . Ceci correspond à une différence de 23% à 30% pour les extrêmes. Il faut remarquer que la méthode convergence-confinement dont les résultats ne sont pas influencées par c_r , conduit à un facteur de sécurité inférieur à la plupart des facteurs du

tableau 3.5. Le diagramme d'interaction de la figure V.1 de l'annexe V illustre les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses rapportées au tableau 3.5; ces courbes sont celles correspondant à $(C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa})$. On constate au tableau 3.5 que la méthode convergence-confinement demeure sécuritaire pour toutes les valeurs de cohésion résiduelle mise à part celle de 0.1 MPa.

Le tableau 3.6 présente les résultats obtenus par la méthode des champs de contraintes de façon similaire au tableau 3.5 en faisant varier le paramètre ϕ_r de 8° à 20° . On observe du tableau 3.6 qu'une augmentation du facteur ϕ_r produit une diminution de la valeur de C_{oL}^M et, de ce fait, une augmentation du F.S.. La variation observée au niveau du C_{oL}^M pour la plage de ϕ_r utilisée au tableau 3.6, est de 1.4 MPa entre les valeurs extrêmes du C_{oL}^M , soit une différence de 21% à 26% selon la valeur extrême du C_{oL}^M utilisée dans les calculs. Si on compare les résultats obtenus au tableau 3.6 avec le F.S. obtenus à partir de la méthode convergence-confinement on constate que cette dernière se positionne comme la borne inférieure.

Tableau 3.6: Influence de la variation du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

ϕ_r	$(\phi=42.4^\circ, c_r=0.71 \text{ MPa})$	$C_{oL}^M, \text{ MPa}$	F.S.
20°		5.3	1.89
18°		5.5	1.82
16°		5.7	1.75
14°		6.0	1.67
12°		6.2	1.61
10°		6.4	1.56
8°		6.7	1.49

Le diagramme d'interaction de la figure V.3 de l'annexe V illustre les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses effectuées au tableau 3.6; ces courbes sont celles correspondant à $(C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa})$.

Suite à la variation individuelle des paramètres de Mohr-Coulomb effectuée précédemment afin d'étudier la sensibilité du C_o^M obtenue avec le modèle SSH de FLAC, on présente, au tableau 3.7, les résultats obtenus suite à la variation de l'évolution de la déformation plastique. Dans ce tableau, on observe, pour une valeur de l'évolution de déformation plastique de 0.005, une valeur de C_o^M de 7.1 MPa et un F.S. de 1.41. Pour une valeur de l'évolution de déformation plastique de 0.01, on mesure une valeur du C_o^M de 5.4 MPa et un F.S. de 1.85. Cette plage donne une différence de 1.7 MPa en ce qui concerne le C_o^M . La transformation de cette différence en pourcentage donne selon les valeurs extrêmes du C_o^M utilisées pour les calculs une différence de 24% à 31%. Une augmentation de l'évolution de la déformation plastique conduit donc à une diminution du C_o^M et, de ce fait même, à une augmentation du F.S.. Notons ici que la valeur de l'évolution de la déformation plastique pour différents types de massifs rocheux n'est pas très bien documentée dans la littérature scientifique. La remarque faite suite à l'examen du tableau 3.6 portant sur la grandeur des facteurs de sécurité obtenus avec FLAC et avec la méthode convergence-confinement s'applique aussi à l'examen du tableau 3.7.

Tableau 3.7: Influence de la variation de l'évolution de la déformation plastique sur le C_o^M du pilier du Cas I.

Évolution de la déformation plastique	C_o^M , MPa	F.S.
0.005	7.1	1.41
0.006	6.7	1.49
0.007	6.5	1.54
0.008	6.1	1.64
0.009	5.7	1.75
0.010	5.4	1.85

Le diagramme d'interaction de la figure V.5 de l'annexe V présente un diagramme d'interaction montrant les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des

analyses effectuées au tableau 3.7; ces courbes sont celles correspondant à ($C_{oL}^M - 0.1$ MPa). La méthode convergence-confinement est considérée sécuritaire pour chacune des valeurs de plasticités présentée au tableau 3.7 mise à part celle dont l'évolution de la déformation plastique est de 0.005.

Au tableau 3.8, on montre les résultats obtenus en faisant varier l'angle de dilatance résiduel afin de vérifier l'effet de cette variation sur le C_{oL}^M du pilier. On observe alors que pour une valeur de 9° de dilatance, on obtient un C_{oL}^M de 5.4 MPa et un F.S. de 1.85. Pour une valeur de dilatance de 21° , on obtient un C_{oL}^M de 5.5 MPa et un F.S. de 1.82. Cette plage de valeurs pour l'angle de dilatance résiduel nous donne une différence de 0.1 MPa du C_{oL}^M du pilier, soit une différence de 2%. L'influence de l'angle de dilatance est très faible, si on le compare à l'effet de la variation des paramètres présentés précédemment.

Tableau 3.8: Influence de la variation de l'angle de dilatance résiduel (ψ_r) sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

ψ_r	C_{oL}^M , MPa	F.S.
9°	5.4	1.85
12°	5.4	1.85
15°	5.4	1.85
18°	5.4	1.85
21°	5.5	1.82

Le diagramme d'interaction de la figure V.7 de l'annexe V présente un diagramme d'interaction montrant les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses effectuées au tableau 3.8; ces courbes sont celles correspondant à ($C_{oL}^M - 0.1$ MPa). Ici, les valeurs présentées au tableau 3.8 donne la méthode convergence-confinement sécuritaire dans tous les cas.

Le tableau 3.9 présente les résultats obtenus suite à des combinaisons des paramètres influençant le plus la valeur du C_{oL}^M selon les résultats des analyses montrés aux tableaux précédents, c'est-à-dire le facteur c_r et la déformation plastique. La combinaison des valeurs maximales de c_r montré au tableau 3.5 et de la déformation plastique présentées au tableau 3.7 donne un C_{oL}^M de 5.4 MPa et un F.S. de 1.85. Mais, la combinaison des valeurs minimales montrées aux mêmes tableaux, donne une valeur de C_{oL}^M de 8.6 MPa et un F.S. de 1.16. La différence entre les extrêmes obtenus pour C_{oL}^M est de 3.2 MPa, soit une différence en pourcentage variant, selon les valeurs extrêmes utilisée, de 37% à 59%.

Tableau 3.9: Influence combinée de l'évolution de la variation de la déformation plastique et du facteur c résiduel de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

Combinaison de c_r et de l'évolution de la déformation plastique C_{oL}^M , MPa	F.S.
Max-Max ($c_r=0.7$ et $plas=0.01$)	1.85
Min-Max ($c_r=0.1$ et $plas=0.01$)	1.43
Max-Min ($c_r=0.7$ et $plas=0.005$)	1.41
Min-Min ($c_r=0.1$ et $plas=0.005$)	1.16

Le tableau 3.10 présente les résultats obtenus suite à une seconde série de combinaisons des paramètres influençant le plus la valeur du C_{oL}^M obtenue, c'est-à-dire le facteur ϕ_r et de l'évolution de la déformation plastique. La combinaison des valeurs maximales de ϕ_r montrées au tableau 3.6 et de l'évolution de la déformation plastique est présentées au tableau 3.7 donne un C_{oL}^M de 5.3 MPa et un F.S. de 1.89. Mais, la combinaison des valeurs minimales montrées au même tableau donne, une valeur de C_{oL}^M de 8.2 MPa et un F.S. de 1.22. La différence entre les valeurs extrêmes obtenues pour C_{oL}^M est de 2.9 MPa. Cette différence correspond à un écart en pourcentage variant selon les valeurs extrêmes utilisées, de 35% à 55%.

Tableau 3.10: Influence combinée de la variation de l'évolution de la déformation plastique et du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

Combinaison de ϕ_r et de l'évolution de la déformation plastique	C_{oL}^M	F.S.
Max-Max ($\phi_r=20^\circ$ et plas=0.01)	5.3	1.89
Min-Max ($\phi_r=8^\circ$ et plas=0.01)	6.7	1.49
Max-Min ($\phi_r=20^\circ$ et plas=0.005)	7.0	1.43
Min-Min ($\phi_r=8^\circ$ et plas=0.005)	8.2	1.22

Le tableau 3.11 présente les résultats obtenus suite à une troisième série de combinaisons des paramètres influençant le plus la valeur du C_{oL}^M obtenue, c'est-à-dire le facteur c_r et le facteur ϕ_r . La combinaison des valeurs maximales de c_r montrées au tableau 3.5 et du facteur ϕ_r présentées au tableau 3.6 donne un C_{oL}^M de 5.3 MPa et un F.S. de 1.89. Mais, la combinaison des valeurs minimales montrées aux mêmes tableaux donne une valeur de C_{oL}^M de 7.9 MPa et un F.S. de 1.27. La différence entre les valeurs extrêmes obtenus pour C_{oL}^M est de 2.6 MPa. Cette différence correspond à un écart en pourcentage variant selon les valeurs extrêmes utilisées, de 33% à 49%.

Tableau 3.11: Influence combinée de la variation de l'évolution de la déformation plastique et du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M du pilier du Cas I.

Combinaison de ϕ_r et de l'évolution de la déformation plastique	C_{oL}^M	F.S.
Max-Max ($c_r=0.7$ MPa et $\phi_r=20^\circ$)	5.3	1.89
Min-Max ($c_r=0.7$ MPa et $\phi_r=8^\circ$)	6.7	1.49
Max-Min ($c_r=0.1$ MPa et $\phi_r=20^\circ$)	7.0	1.43
Min-Min ($c_r=0.1$ MPa et $\phi_r=8^\circ$)	7.9	1.27

Les résultats des tableaux 3.9, 3.10 et 3.11 montrent clairement que, selon les caractéristiques du comportement post-pic considérées dans les analyses de contraintes, les facteurs de sécurité obtenus en dimensionnant le pilier du Cas I avec l'approche des champs de contrainte peuvent être soit supérieurs soit inférieurs à ceux que donne la méthode convergence-confinement. Dans la plupart des cas présentés aux tableaux 3.9,

3.10 et 3.11, la combinaison de deux valeurs extrêmes donne la méthode convergence-confinement comme étant non sécuritaire par rapport aux analyses numériques.

3.3.2 Cas IV, structure minière à trois piliers uniformes similaires

Pour le Cas IV, nous avons, tout comme le Cas I, effectué une série d'analyses à partir des données du tableau 2.5 afin de trouver le C_{oL}^M . Les résultats de cette série d'analyses montrent que les piliers deviennent stables à partir du moment où la résistance au pic, en compression uniaxiale du massif pour les piliers, est supérieure ou égale à 7.2 MPa. Notons ici que pour la géométrie du Cas IV et étant donné que le C_{oL}^M des piliers 1 et 3 (B_1 et B_3) et celui du pilier 2 (B_2) sont sensiblement les mêmes, il n'est pas possible de déterminer par la méthode des champs de contraintes un C_{oL}^M permettant de déterminer le point de rupture du pilier 2 (B_2) seulement. Ceci est principalement dû au fait que lorsque que le pilier 2 (B_2) entre en rupture, les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3) sont incapables de reprendre complètement la charge résultant de la perte de résistance du pilier central. Nous obtenons donc un C_{oL}^M produisant une rupture généralisée de tous les piliers de l'excavation.

La figure 3.8 reproduit un diagramme d'interaction sur lequel il est possible de représenter uniquement la courbe de réaction des piliers du Cas IV. Les diagrammes contrainte-déplacement du pilier 2 (B_2) et des pilier 1 et 3 (B_1 et B_3) correspondant aux résultats d'analyses de contraintes effectuées avec le modèle SSH de FLAC en prenant 7.1 et 7.2 MPa comme résistance uniaxiale au pic du massif des piliers. Les remarques faites pour le Cas I en relation avec la figure 3.5 pour ce qui a trait au début des courbes contrainte-déplacement, à leur pente dans leur phase pré-pic, aux ruptures à l'approche du pic, aux pics et à leur phase post-pic s'appliquent aussi ici.

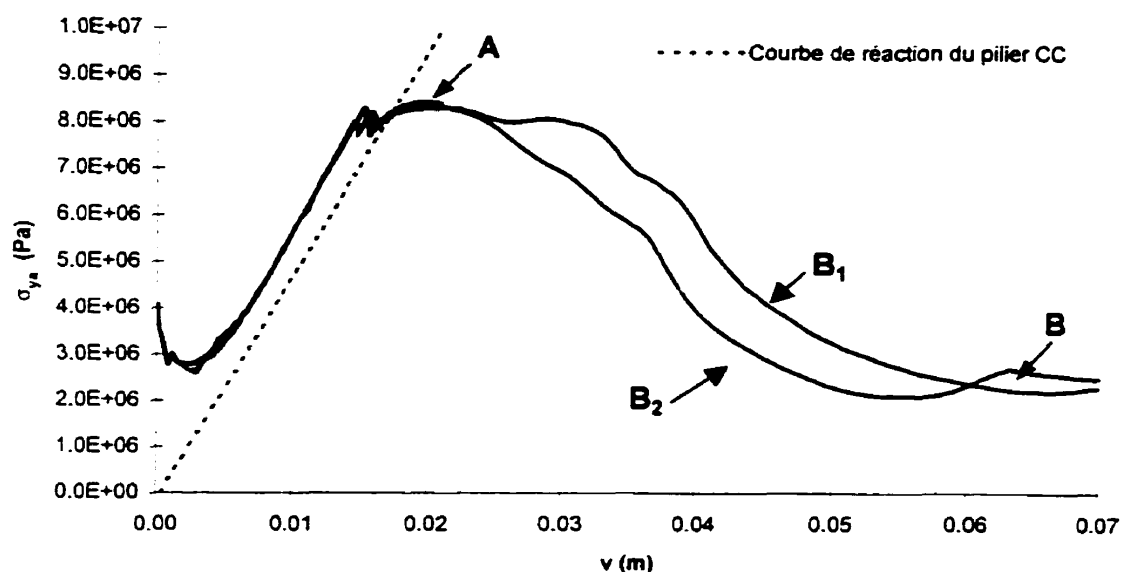


Figure 3.8: Diagramme d'interaction montrant les courbes de réactions du pilier B_1 et B_2 obtenues par analyse des contraintes en supposant pour A un $C_o^M = 7.2$ MPa (piliers stables), pour B un $C_o^M = 7.1$ MPa (piliers instables) et en utilisant les données du tableau 2.5, Cas IV.

On peut observer à la figure 3.9, qui montre l'accroissement des charges sur les piliers en fonction des cycles de calcul effectués par le logiciel FLAC que la rupture des piliers pour le Cas IV ne s'effectue pas au même moment. En effet, comme on peut le constater sur cette figure, le pilier 2 (B_2) situé au centre du modèle est le pilier où il se développe le plus grand accroissement de charge lors du percement des chambres. Il est donc normal que pour une géométrie et des propriétés mécaniques identiques aux autres piliers du modèle, le pilier 2 (B_2) sera le premier à atteindre le pic de résistance. La diminution de la capacité à porter une charge du pilier 2 (B_2), suite à l'atteinte de la résistance au pic doit être compensée par les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3). Toutefois, ces derniers sont alors incapables de reprendre cette surcharge.

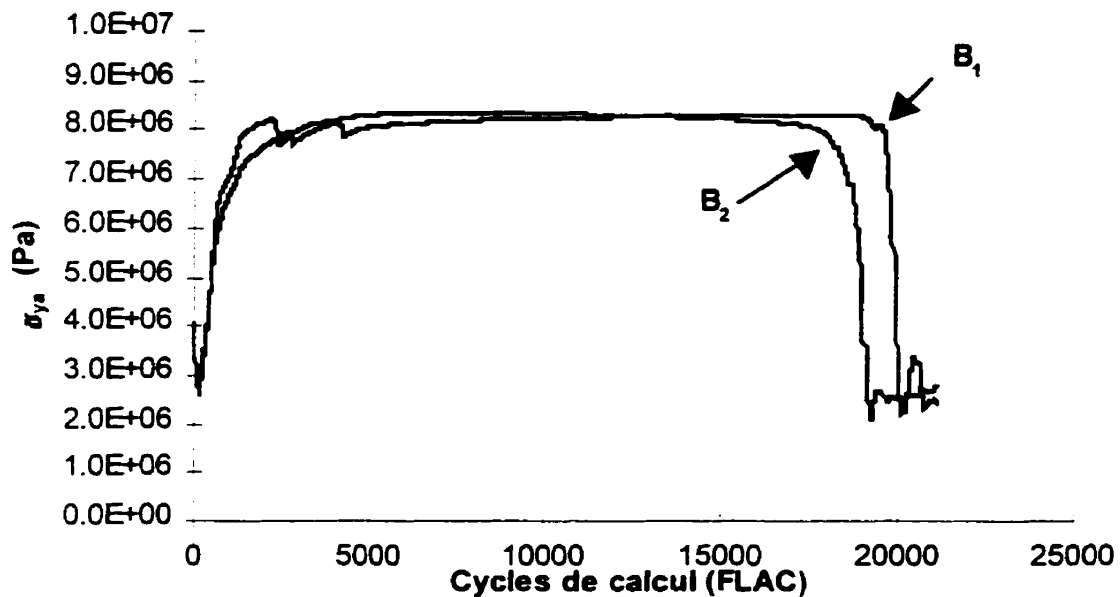


Figure 3.9: Courbes de chargement des piliers du Cas IV en fonction des cycles de calcul quand $C_o^M - 0.1 \text{ MPa} = 7.1 \text{ MPa}$, résultats obtenus à partir de FLAC.

Le tableau 3.12 présente les contraintes à l'équilibre des piliers du Cas IV obtenues en utilisant les méthodes de dimensionnement basées sur l'approche par des charges totales. On peut observer dans ce tableau que la grandeur de la contrainte à l'équilibre dans chacun des piliers obtenue à l'aide de la méthode de l'aire tributaire est de 1.55 MPa supérieure à celle obtenue en utilisant la théorie de Coates pour le pilier 2 (B_2) et de 1.69 MPa supérieure pour les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3). Pour ce qui est des contraintes déduites par la méthode convergence-confinement la contrainte calculée à l'aide de la théorie de l'aire tributaire est 1.53 MPa supérieure pour le pilier 2 (B_2) et 2.17 MPa supérieure pour les piliers 1 et 3 (B_1 et B_3).

Tableau 3.12: Contrainte à l'équilibre à l'intérieur du pilier utilisant différentes méthodes des charges totales pour le Cas IV.

Cas IV	Contrainte à l'équilibre à l'intérieur des piliers (MPa)
<i>Méthode de l'aire tributaire</i>	10.0
<i>Théorie de Coates</i>	
Pilier No. 2	8.55
Pilier No. 1 et 3	8.31
<i>Méthode Convergence-confinement</i>	
Gill et al. (1994) Pilier No. 2	8.43
Pilier No. 1 et 3	7.82

En combinant les contraintes du tableau 3.12 à l'équation 3.1 et en se rappelant que C_{oR}^M est de 10 MPa (voir tableau 2.5), on obtient les facteurs de sécurité présentés au tableau 3.13. Pour ce qui a trait à l'approche par les champs de contrainte, l'équation 3.2 a été utilisée.

Tableau 3.13: Facteurs de sécurité globaux selon les différentes méthodes de dimensionnement de piliers pour le Cas IV.

Méthodes	Pilier	F.S.
Aires-tributaire	Piliers no 1, 2 et 3	1.00
Théorie de Coates	Pilier no 2	1.17
	Piliers no 1 et 3	1.20
Méthode convergence-confinement	Pilier no 2	1.19
	Piliers no 1 et 3	1.28
Flac	Piliers no 1, 2 et 3	1.39

On remarque au tableau 3.13, comme pour le Cas I présenté précédemment, que c'est la méthode numérique (FLAC) qui présente le facteur de sécurité le plus élevé lorsque l'on considère dans les calculs les données du tableau 2.5.

Suite à l'étude du cas initial pour le Cas IV, on a effectué une étude de sensibilité, tout comme le Cas I, afin de vérifier l'influence des paramètres régissant le comportement post-rupture du massif. Le tableau 3.14 présente les résultats des analyses effectuées afin de montrer l'influence de la variation du facteur c_r du critère de Mohr-Coulomb. La première colonne du tableau 3.14 indique la valeur du facteur c_r utilisée. La seconde colonne présente pour la valeur de c_r utilisée, la valeur de C_{oL}^M à l'équilibre, calculée à l'aide du modèle SSH de FLAC. Enfin, la dernière colonne représente le F.S. correspondant au C_{oL}^M trouvé.

Tableau 3.14: Influence de la variation du facteur c_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV.

c_r	C_{oL}^M , MPa	F.S.
0.7 MPa	7.2	1.39
0.6 MPa	7.5	1.33
0.5 MPa	7.7	1.30
0.4 MPa	7.8	1.28
0.3 MPa	7.9	1.27
0.2 MPa	8.1	1.23
0.1 MPa	8.2	1.22

Une augmentation de la valeur du facteur c_r de Mohr-Coulomb conduit à une plus grande valeur du F.S.. On observe, pour une valeur de c_r égale à 0.1, un F.S. de 1.22 et un C_{oL}^M de 8.2 MPa. Cependant, pour une valeur de c_r égale à 0.7, on obtient un F.S. de 1.39 et un C_{oL}^M de 7.2 MPa. Cette plage de paramètres produit une différence de 1.0 MPa entre les valeurs extrêmes utilisées pour le c_r . Cette différence transformée en pourcentage nous donne un écart de 12% à 14% selon les valeurs extrêmes du

C_{oL}^M utilisées. La remarque faite à propos du facteur de sécurité donné par la méthode convergence-confinement du Cas I s'appliquent dans le présent cas. Le diagramme d'interaction de la figure V.2 de l'annexe V illustre les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses effectuées au tableau 3.14; ces courbes sont celles correspondant à $(C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa})$. La comparaison des facteurs de sécurité obtenus au tableau 3.14 avec celui obtenu à partir de la méthode convergence-confinement rend cette dernière sécuritaire dans tous les cas

Le tableau 3.15 présente les résultats d'analyses de contraintes exécutées afin d'illustrer l'effet d'une variation du paramètre ϕ_r sur le C_{oL}^M . On a fait varier ce paramètre de 8° à 20° . On observe dans ce tableau qu'une augmentation du facteur ϕ_r produit une diminution de la valeur de C_{oL}^M et, de ce fait, une augmentation du F.S.. La variation observée du C_{oL}^M pour la plage de ϕ_r utilisée au tableau 3.15, produit une différence de 1.0 MPa entre les valeurs extrêmes. Soit une différence de 12% à 14% selon les valeurs extrêmes du C_{oL}^M . La comparaison des facteurs de sécurité du tableau 3.15 avec ceux obtenus à l'aide de la méthode convergence-confinement conduit à la même conclusion que celle tirée du tableau 3.14.

Tableau 3.15: Influence de la variation du facteur ϕ_r de Mohr-Coulomb sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV.

ϕ_r	C_{oL}^M , MPa	F.S.
20°	7.1	1.41
18°	7.4	1.35
16°	7.6	1.32
14°	7.7	1.30
12°	7.8	1.28
10°	7.9	1.27
8°	8.1	1.23

Le diagramme d'interaction de la figure V.4 de l'annexe V illustre les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses effectuées au tableau 3.15; ces courbes sont celles correspondant à ($C_{oL}^M - 0.1$ MPa).

Suite à la variation individuelle des paramètres de Mohr-Coulomb effectuée précédemment et afin de poursuivre l'étude de sensibilité du C_{oL}^M obtenu par le modèle SSH de FLAC pour le Cas IV, on reproduit, au tableau 3.16, les résultats des analyses effectuées pour déterminer l'effet de l'évolution de la variation de la déformation plastique. On observe alors pour une valeur de l'évolution de déformation plastique de 0.005, une valeur de C_{oL}^M de 8.4 MPa et un F.S. de 1.19. Pour une valeur de l'évolution de déformation plastique de 0.010, on obtient une valeur de C_{oL}^M de 7.2 MPa et F.S. de 1.39. Cette plage donne un écart de 1.2 MPa pour les C_{oL}^M , soit une différence de 14% à 17% selon les valeurs extrêmes du C_{oL}^M utilisées. Une augmentation de l'évolution de la déformation plastique conduit donc à une diminution du C_{oL}^M et de ce fait même, à une augmentation du F.S.. Notons, encore une fois ici, que la valeur de l'évolution de la déformation plastique pour différents types de massifs rocheux n'est pas très bien documenté dans la littérature scientifique.

Tableau 3.16: Influence de l'évolution de la variation de la déformation plastique sur le C_{oL}^M des piliers du Cas IV.

Evolution de la déformation plastique	C_{oL}^M , MPa	F.S.
0.005	8.4	1.19
0.006	8.2	1.22
0.007	8.0	1.25
0.008	7.7	1.30
0.009	7.5	1.33
0.010	7.2	1.39

Le diagramme d'interaction de la figure V.6 de l'annexe V présente un diagramme d'interaction montrant les courbes de réaction de pilier correspondant aux résultats des analyses effectuées au tableau 3.16; ces courbes sont celles correspondant à $(C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa})$. La comparaison des facteurs de sécurité du tableau 3.16 avec ceux obtenus à l'aide de la méthode convergence-confinement conduit à la même conclusion que celle tirée du tableau 3.14.

3.3.3 Différences extrêmes de la valeur du C_{oL}^M

Le tableau 3.17 présente une compilation de la variation du C_{oL}^M en pourcentages extrêmes. Ces différences proviennent de la variation des propriétés mécaniques post-pic du massif des piliers lors de l'étude de sensibilité. On observe très bien de ce tableau que trois propriétés influencent le plus individuellement les résultats soit, l'évolution de la déformation plastique, c_r et ϕ_r . On peut également affirmer, en observant le tableau 3.17, que la combinaison de deux facteurs différents produit une augmentation des pourcentages extrêmes.

Tableau 3.17: Différences extrêmes du C_{oL}^M

	Cas I	Cas IV
Évolution de la déformation plastique	24%-31%	14%-17%
c_r	23%-30%	12%-14%
ϕ_r	21%-26%	12%-14%
ψ_r	2%	-----
Combinaison de c_r et de l'évolution de la déformation plast.	37%-59%	-----
Combinaison de ϕ_r et de l'évolution de la déformation plast.	35%-55%	-----
Combinaison de ϕ_r et de c_r	33%-49%	-----

CHAPITRE 4

DISCUSSION

L'auteur présente dans ce chapitre une discussion portant sur la méthodologie employée, les données utilisées lors des analyses numériques ainsi que les résultats obtenus dans ce mémoire. Le but premier de ce mémoire est de comparer les résultats de dimensionnements de piliers donnés faits à l'aide de la méthode convergence-confinement à ceux obtenus par méthode numérique utilisant un modèle élasto-plastique. Cependant, afin de mieux positionner la méthode convergence-confinement vis-à-vis les autres méthodes des charges totales, nous avons inclus dans le présent travail la théorie des aires tributaires et la théorie de Coates toutes deux appartenant à la méthode des charges totales.

4.1 Les méthodes des charges totales considérées

La comparaison qui est faite dans le présent mémoire entre les deux approches de dimensionnement des piliers de mines fait intervenir trois méthodes appartenant au groupe dit des charges totales. La justification de cette décision est résumée au paragraphe qui suit.

Tel que montré par Gill et al. (1994), l'utilisation de la méthode convergence-confinement pour le dimensionnement de pilier est la méthode des charges totales la plus générale des méthodes de ce groupe et c'est pourquoi elle est privilégiée dans le présent travail. D'autre part, la théorie des aires tributaires est souvent considérée comme une référence ou un point de repère et il a été jugé que le présent document ne devait pas faire exception. Quant à la théorie de Coates, bien que plus restrictive que ce que Gill et al. (1994) propose, elle possède l'avantage d'être plus facile à utiliser. A défaut

d'utiliser la méthode convergence-confinement, l'auteur est d'avis que c'est celle qu'il faut utiliser et c'est pourquoi il la considère dans la comparaison.

4.2 L'utilisation de FLAC

Les analyses de contraintes dont les résultats sont présentés dans ce document auraient pu être faites avec plusieurs logiciels commercialisés d'analyses numériques. La revue de ceux qui étaient disponibles à l'auteur a montré que le logiciel FLAC était celui qui permettait le plus facilement et le plus avantageusement de réaliser les analyses dans les conditions requises et ceci pour les raisons déjà énumérées à la section 1.3.

L'annexe III du présent document, présente les différents résultats obtenus à partir du modèle élastique (contraintes principales majeures et mineures, déplacements axiaux et transversaux). L'annexe IV quant à elle, présente les différents résultats obtenus à partir du modèle élasto-plastique (contraintes principales majeures et mineures, déplacements axiaux et transversaux, indicateurs de plasticités). Ces deux modèles (élastique et élasto-plastique), nous permet d'observer une concentration des contraintes à l'intérieur des piliers ainsi que dans les coins des excavations. Une différence majeure existe cependant entre le modèle élastique et élasto-plastique. Cette différence est produite dans le modèle élasto-plastique lorsque les piliers entre dans la phase post-pic. Il se produit alors une redistribution des contraintes due à la rupture progressive des piliers. Les résultats obtenus lors des analyses élasto-plastiques (SSH) montrent que lorsque le ou les piliers entrent en dans la phase post-pic, on observe une rupture des piliers en forme de sablier (figures IV.8 et IV.25 de l'annexe IV). Notons ici que les résultats des analyses d'élasticité fournissent quand même de précieuses indications sur la répartition et l'ordre de grandeur des contraintes autour des excavations lorsque l'on demeure du côté pré-pic.

4.3 Les données du tableau 2.5

Une portion des données du tableau 2.5 découle de l'article de Gill et al. (1994) étant donné que le présent mémoire a pour objet, entre autres, d'établir une comparaison pour deux des nombreux cas qui y sont présentées. Ainsi, la grandeur des contraintes préalables, les dimensions des piliers et des chambres de même que les paramètres de déformabilité pré-pic pour chacun des cas (Cas I et Cas IV) sont les mêmes que dans cet article. Quant aux autres données, elles ont été sélectionnées en tentant de représenter une situation réelle moyenne dans la mesure du possible. Une telle démarche n'a pas été facile étant donné la rareté des paramètres de comportement post-pic des roches en général et des roches dures en particulier dans la littérature scientifique. Cette sélection a été orientée par les résultats présentés à la section 2.4.4.1 du mémoire et par le tableau présenté à la figure 2.5. Comme on peut le constater au tableau 2.5, la résistance au pic de même que la résistance résiduelle des massifs des piliers et des épontes ont été d'abord définies à l'aide du critère de Hoek et Brown. La raison de ce choix est, d'une part, que les valeurs des paramètres de ce critère permettent de statuer sur la qualité mécanique des massifs et d'autre part, on voulait s'assurer au départ que le massif des épontes soit de "très bonne qualité" et que le massif des piliers soit de "bonne qualité" pour être représentatif de la situation réelle (roches dures) des mines canadiennes.

Cependant, le modèle SSH de FLAC opère avec des fonctions d'écoulement du type Mohr-Coulomb. C'est pourquoi il a fallu transformer les paramètres du critère de Hoek et Brown en paramètre du critère de Mohr-Coulomb en s'assurant que la qualité mécanique des massifs rocheux impliqués se conservait. Pour opérer cette transformation, l'auteur du mémoire a opté pour une approximation consistant à mener, dans l'espace des contraintes principales, une tangente à la courbe de Hoek et Brown tel que montrée à la figure 2.4 et tel que présentée mathématiquement à la section 2.4.1.

Pour effectuer une telle transformation il faut spécifier une valeur de la contrainte principale mineur (σ_3) étant donné que dans l'espace des contraintes principales, le critère de Hoek et Brown est non linéaire et que celui de Mohr-Coulomb l'est. D'autre part, l'auteur du mémoire a imposé comme condition à la transformation le maintien d'une résistance en compression uniaxiale du massif de 10 MPa. L'impact du choix de la valeur de σ_3 utilisée dans les calculs sur la valeur des paramètres de Coulomb obtenues est montré au tableau 4.1. Pour ce qui a trait à la résistance au pic et à la résistance résiduelle, la plage des valeurs de σ_3 considérée a été déduite des analyses numériques de contraintes effectuées avec FLAC en postulant l'élasticité (voir Annexe III). Les figures 4.1 et 4.2 illustrent ces courbes de résistance dans l'espace de Mohr.

Il a été jugé, à l'examen du tableau 4.1, que la meilleure approximation pour un massif de "bonne qualité", compte tenu des variations de σ_3 escomptées dans les analyses, était celle obtenue avec un σ_3 de 2 MPa.

Tableau 4.1: Valeurs de c et ϕ utilisées afin d'obtenir les courbes de ruptures au pic et résiduelle de Mohr-Coulomb à partir des valeurs de Hoek et Brown présentées au tableau 2.5 du chapitre 2.

σ_3 (MPa)	Résistance au pic		Résistance résiduelle	
	c (MPa)	ϕ	c_r (MPa)	ϕ_r
1.0	1.84	49.5	0.52	26.8
2.0	2.21	42.4	0.71	19.4
3.0	2.50	37.0	0.82	15.2
4.0	2.74	32.8	0.89	12.5
5.0	2.92	29.3	0.93	10.5

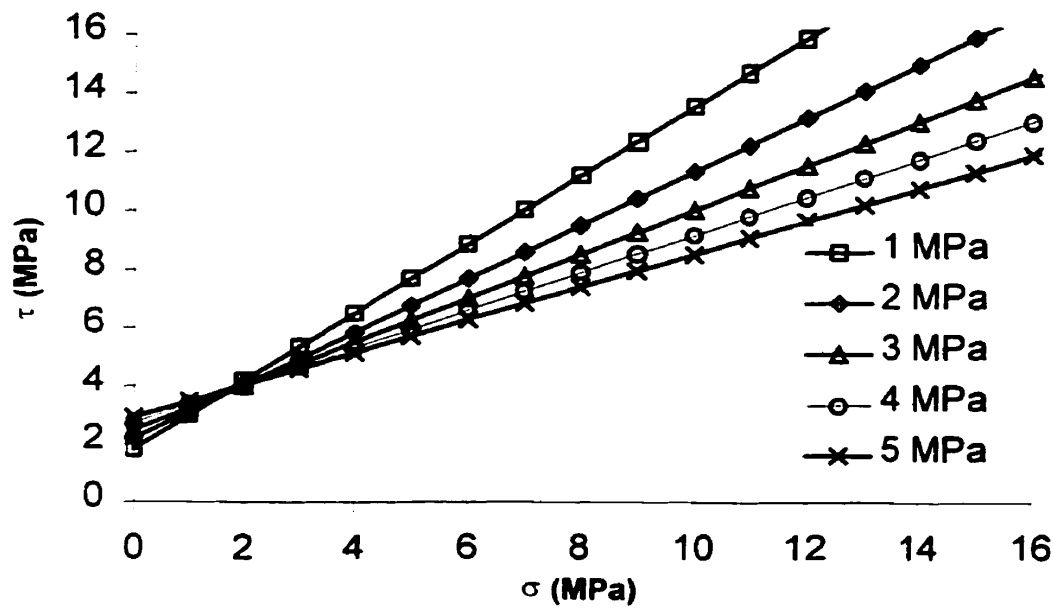


Figure 4.1: Effet de σ_3 considérée sur l'allure de la courbe enveloppe au pic de rupture de Mohr-Coulomb déduite de celle de Hoek et Brown avec $m=1.7$ et $s=0.004$.

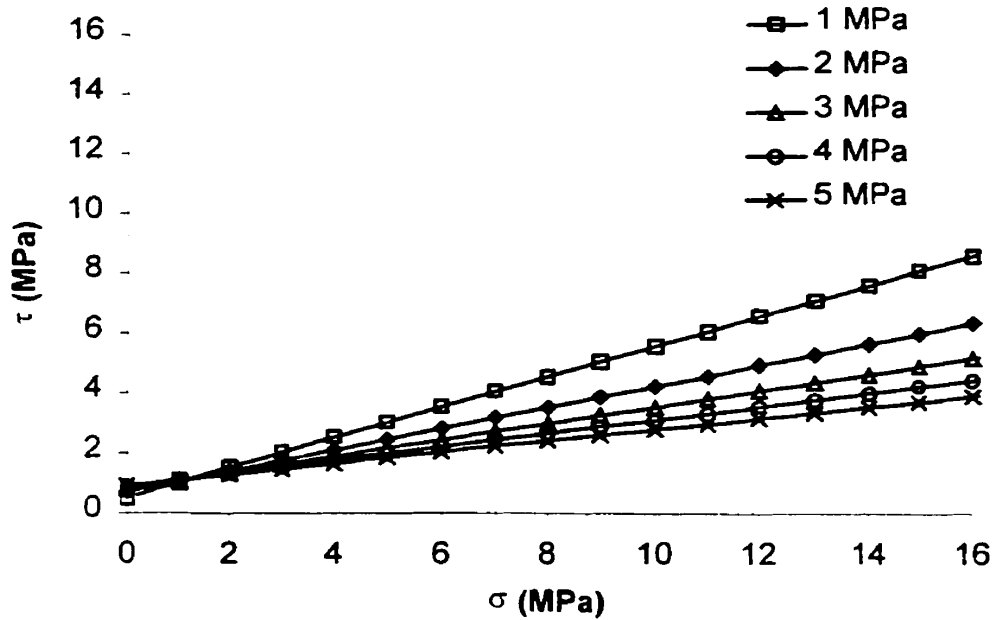


Figure 4.2: Effet de σ_3 considérée sur l'allure de la courbe enveloppe résiduelle de rupture de Mohr-Coulomb déduite de celle de Hoek et Brown avec $m_r=0.09$ et $s_r=0.00001$.

Le tableau 4.2 présente l'effet du choix de σ_3 pour la conversion "Hoek et Brown-Mohr Coulomb", sur le C_{oL}^M des piliers pour le Cas I et le Cas IV et ce pour les conditions initiales présentées au tableau 2.5 du chapitre 2.

Tableau 4.2: Effet de la variation de σ_3 sur le C_{oL}^M des piliers

σ_3 (Mpa)	Cas I		Cas IV	
	C_{oL}^M (MPa)	F.S.	C_{oL}^M (MPa)	F.S.
1.0	----	----	6.0	1.67
2.0	5.4	1.85	7.2	1.39
3.0	6.4	1.56	7.9	1.27
4.0	7.0	1.43	8.3	1.20
5.0	7.6	1.32	8.7	1.15

Le tableau 4.2 démontre que la valeur de σ_3 utilisée pour effectuer la transformation des paramètres de Hoek et Brown en ceux de Mohr-Coulomb possède une influence très élevée sur les résultats des analyses (différences extrêmes de 29% à 40% pour le Cas I et de 31% à 45% pour le Cas IV. Toutefois pour garantir que le massif des épontes était de "très bonne qualité" et le massif des piliers, de "bonne qualité" il faut s'en tenir à des valeurs de σ_3 l'ordre de 2.0 MPa.

4.4 Le dimensionnement des piliers de mines

Le dimensionnement de piliers de mines est un processus itératif. On postule des dimensions de chambres et de piliers et on calcule, à l'aide d'une méthode de dimensionnement que l'on a choisi un facteur de sécurité. Si ce facteur de sécurité ne s'approche pas de celui que l'on désire, on modifie les dimensions et on recommence et ce, jusqu'à ce que le facteur de sécurité calculé s'approche suffisamment de celui visé.

Dans le présent mémoire, l'auteur s'est contenté de calculer un premier facteur de sécurité à l'aide de différentes méthodes de dimensionnement. La comparaison des méthodes pouvant se faire avec ce premier facteur de sécurité, il a été jugé inutile de procéder à des cycles itératifs et de viser un facteur de sécurité donné avec l'une des méthodes.

Les figures 2.9 et 2.12 illustrent des sections à travers les deux structures minières analysées dans le mémoire. Il va de soi que les dimensions des piliers montrées sur ces figures correspondent aux dimensions effectives. Il est évident que la réalisation de telles structures impliquerait une hauteur de pilier inférieure à celle indiquée de même que l'addition d'une surlargeur afin de compenser les erreurs de découpage et l'endommagement dû au tir à l'explosif (Coates, 1973).

4.5 La précision du C_{oL}^M

La précision de 0.1 MPa utilisée avec les analyses numériques effectuées dans le but de trouver la valeur minimale de la résistance en compression uniaxiale au pic (C_{oL}^M) qui assurait la stabilité des piliers a été jugée compatible avec la précision usuelle que permet FLAC, soit environ 1 à 2%.

4.6 Critère d'instabilité

A la section 3.2.2 du mémoire les figures 3.5 et 3.6 illustrent le comportement des deux pointeurs historiques au fur et à mesure que le nombre de cycles de calcul augmente lors d'analyses de contraintes. Le premier des deux pointeurs qui a été utilisés est la contrainte axiale moyenne calculée à la mi-hauteur des piliers; dans le cas d'instabilité cette contrainte chute dramatiquement après un certain nombre de cycles de calculs alors

qu'il tend vers une asymptote dans le cas de stabilité. Le deuxième pointeur est le déplacement axial moyen à l'interface pilier-éponge; dans le cas d'instabilité, ce pointeur indique un accroissement draconien après un certain nombre de cycle de calcul alors que ce dernier tend vers une asymptote dans le cas de stabilité.

Le critère de décision stabilité-instabilité utilisé dans le présent mémoire est relié prioritairement à l'accroissement démesuré de la valeur du pointeur historique déplacement axial moyen. Une telle approche est cohérente avec ce que rapporte Talobre (1957) qui explique que toutes accélérations inadmissibles des déformations constitue une rupture au sens large. Il y a lieu, cependant, de distinguer les ruptures qui font perdre définitivement au matériau ses qualités d'utilisation ou qui les affectent gravement. Ce sont les ruptures proprement dites. Les ruptures qui n'affectent pas ces qualités de façon décisive sont des remaniements. Cette vérification est illustrée et expliqué à la section 3.2.2 du chapitre 3. De plus, les figures IV.8, IV.16, IV.25 et IV.34 de l'annexe IV présente l'état des éléments des modèles du Cas I et du Cas IV, à savoir les éléments en déformation plastique par cisaillement, les éléments en déformation plastique par tension et les éléments revenus en état élastique après déformation (rupture par cisaillement, rupture en tension, élastique mais en rupture précédemment). Il est également possible d'observer à partir de l'état de ces éléments la rupture des piliers.

4.7 Étude de sensibilité

Regardons dans un premier temps les résultats obtenus pour le Cas I et le Cas IV, à partir des conditions initiales et à l'aide de la méthode d'analyse par champs de contrainte réalisé à partir du modèle SSH. L'analyse préliminaire par la méthode des champs de contraintes positionne cette méthode comme étant la borne inférieure parmi les méthodes des charges totales. Cette position de la méthode numérique vis-à-vis des autres méthodes dites des charges totales, nous indique que la théorie de l'aire tributaire, la

théorie de Coates et la méthode convergence-confinement se placent du côté sécuritaire si on prend pour acquis que la méthode numérique est la méthode la plus représentative de la réalité du problème étudié.

L'étude de sensibilité des paramètres utilisés dans le modèle SSH et que nous avons effectuée, indique que le positionnement de la méthode numérique vis-à-vis des autres méthodes, peut être différent selon les paramètres utilisés. La section suivante exprime l'effet de la variation de chacun des paramètres utilisés dans le modèle SSH

Cette étude permet de constater que trois paramètres influencent majoritairement les résultats obtenus. Ces paramètres présentés précédemment sont la cohésion résiduelle, l'angle de friction résiduelle et l'évolution de la déformation plastique. L'un de ces paramètres (l'évolution de la déformation plastique), en plus d'avoir une grande influence sur les résultats des analyses, est également un de ceux dont la littérature scientifique possède très peu de valeurs de références. L'étude de sensibilité démontre hors de tout doute que le choix des propriétés mécaniques des roches choisies lors des simulations numériques représente une étape critique. En effet, nous avons spécifié dans le présent mémoire qu'il était extrêmement difficile de trouver des propriétés de références dans la littérature scientifique pour les roches. De plus, l'auteur a démontré l'influence de chacune des propriétés sur les résultats obtenus. Le choix des propriétés de référence reste donc un processus difficile à établir et le recours à un facteur de sécurité approprié afin de garantir la stabilité des ouvrages nécessaire. L'utilisation de la méthode convergence-confinement possède un avantage évident par rapport à la méthode numérique qui nécessite la connaissance de plusieurs propriétés mécanique des roches qui sont très difficile à obtenir.

4.7.1 Choix des plages des valeurs des paramètres

Le choix des plages des paramètres de comportement post-pic impliquée dans l'étude de sensibilité, bien qu'inspiré par les résultats présentés à la section 2.4.4.1, a été plus ou moins intuitif puisqu'il y a peu de données disponibles dans la littérature scientifique. L'auteur, en posant ces choix, voulait s'assurer particulièrement de couvrir le cas du comportement des roches dures, type de roches commun à presque toutes les mines souterraines du bouclier canadien. Suite aux analyses numériques effectuées et dont les résultats sont présentées au chapitre 3, l'auteur a démontré hors de tout doute l'importance des paramètres utilisés dans le modèle numérique. En effet, l'étude de sensibilité menée au chapitre précédent démontre que pour des propriétés différentes, les résultats de nos analyses varient de façon appréciable.

L'étude individuelle de chacun des paramètres suivant: c_r , ϕ_r , ψ_r et l'évolution de la déformation plastique, démontre que trois de ces quatre paramètres ont une influence importante sur les résultats des analyses. En effet, si on examine les résultats de l'analyse de sensibilité pour les paramètres de cohésion résiduelle, de l'angle de friction résiduelle et de l'évolution de la déformation plastique, on observe que la méthode numérique peut se positionner différemment de l'analyse faite avec les valeurs initiales (voir le tableau 2.5 du chapitre 2). Ce positionnement différent dans le cas de la cohésion résiduelle a pour effet de rendre la méthode convergence-confinement non sécuritaire dans un des cas pour la cohésion résiduelle du Cas I et dans aucun des cas pour le Cas IV. Pour ce qui est de l'angle de friction résiduelle malgré sa très grande influence sur les résultats des analyses, la méthode convergence-confinement demeure sécuritaire dans tout les cas du Cas I et du Cas IV. Le troisième paramètre qui influence le plus les résultats est l'évolution de la déformation plastique, ce dernier paramètre rend la méthode convergence-confinement non sécuritaire dans seulement un des cas du Cas I et aucun du Cas IV. Malgré la très grande influence de ces trois paramètres sur les

résultats des analyses, on peut observer que la méthode convergence-confinement demeure sécuritaire dans la très grande majorité des cas. Le dernier paramètre étudié, soit l'angle de dilataance résiduelle, ne possède que très peu d'influence sur la variation des résultats et n'influence donc pas le positionnement de la méthode numériques vis-à-vis les autres méthodes des charges totales. L'ajout d'un facteur de sécurité approprié associé à l'utilisation de la méthode convergence-confinement aurait donc pour effet de rendre cette méthode sécuritaire dans tout les cas.

4.7.2 Effets combinés

Le dernier point de l'étude de sensibilité consistait à combiner l'effet des facteurs influencent le plus les résultats de nos analyses. Les tableaux 3.9, 3.10 et 3.11 présentent les combinaisons des propriétés influencent le plus le C_o^M et le F.S.. Ces combinaisons sont pour le tableau 3.9 la variation maximale et minimale de c_r et de l'évolution de la déformation plastique, pour le tableau 3.10 la variation maximale et minimale de ϕ_r et de l'évolution de la déformation plastique et finalement pour le tableau 3.11 la variation maximale et minimale de c_r et ϕ_r . L'effet de ces combinaisons sont les mêmes que ceux observés lors de l'étude individuelle. Cependant, on remarque que l'effet sur le C_o^M et le F.S. est beaucoup plus marqué (différence extrême de 33% à 59%).

4.8 Facteurs de sécurité à appliquer aux résultats de la méthode convergence-confinement pour assurer la stabilité

L'état de contrainte supposé dans les piliers avec la méthode convergence-confinement est idéalisée. Afin de garantir l'aspect sécuritaire des excavations souterraines, on introduit ici un facteur de sécurité à utiliser avec cette méthode. Nous avons vu lors des dernières simulations effectuées que la méthode convergence-confinement est sécuritaire dans le cas précis des roches dures, si on prend pour acquis que la méthode numérique est celle qui reflète le plus la réalité et si on considère que les valeurs des propriétés mécaniques post-pic établies à partir des essais de Stavrogin et Tarasov (1995) sont représentatives. En effet, la méthode convergence-confinement prédit une contrainte en compression uniaxiale de 6.84 MPa pour le Cas I soit 1.44 MPa (21%) de plus que la méthode numérique. Pour ce qui est du Cas IV, la méthode convergence-confinement prédit une contrainte en compression uniaxiale de 8.47 MPa, soit 1.27 MPa (15%) de plus que la méthode numérique. En se basant sur les résultats de la méthode convergence-confinement, on surestime les contraintes à l'intérieur des piliers et donc on surdimensionne les piliers. Pour ce cas précis, la méthode convergence-confinement est parmi les méthodes des charges totales, la méthode qui se rapproche le plus de la réalité tout en étant sécuritaire. Cependant, l'ajout d'un facteur de sécurité est nécessaire afin de garantir la stabilité des ouvrages miniers. Pour des excavations à court terme, la règle d'art en matière de design des piliers de mines par la méthode convergence-confinement, suggère un facteur de 1.5. Cependant, pour des excavations nécessitant un support à plus long terme (permanent), un facteur de sécurité d'au moins 2.0 devrait être appliqué à la méthode convergence-confinement. La façon de procéder à partir de ce facteur de sécurité consiste dans un premier temps de modifier la largeur des piliers et/ou des chambres. Par la suite on calcule à l'aide de la méthode convergence-confinement les nouvelles contraintes uniaxiales dans chacun des piliers et on calcule un facteur de sécurité pour chacun des piliers à l'aide du C_o^M des piliers.

$$F.S. = \frac{C_o^M \text{ PILIER}}{\sigma_p} \quad (4.1)$$

σ_p : contrainte uniaxiale à l'intérieur du pilier.

Si le F.S. ne correspond pas à ce que l'on cherche (1.5 par exemple) on recommence une seconde fois le processus en modifiant encore une fois la largeur des piliers et/ou des chambres.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Conclusion

Nous avons établi dans la présente étude une comparaison entre les résultats du dimensionnement de piliers à l'aide de méthodes appartenant au groupe des charges totales et ceux obtenus avec la méthode des champs de contraintes (méthode numérique). Le but de cette étude était de statuer sur la position de la méthode convergence-confinement par rapport aux autres méthodes de design et de déterminer la grandeur des facteurs de sécurité qui doivent être appliqués pour assurer la sécurité des travaux miniers.

En somme, cette étude a démontré :

1. que les résultats de l'analyse élastique effectués à partir du logiciel d'analyse numérique (FLAC) sont comparables aux résultats obtenus par Gill et al. (1994) pour le Cas I et le Cas IV. La marge d'erreur observée par rapport aux résultats de Gill et al. (1994) est moins de 2%.
2. qu'il est difficile d'obtenir les propriétés des matériaux utilisés lors des analyses numériques. En effet, il existe peu d'informations disponibles à ce jour sur les propriétés mécaniques post-pic nécessaires à une telle modélisation numérique dans la littérature scientifique. De plus, ces propriétés sont très coûteuses à obtenir lorsque des essais sur le terrain ou en laboratoire sont nécessaires. Il devient donc utile de pouvoir compter sur une méthode tout aussi sécuritaire et requérant moins de propriétés préalables à son utilisation.

3. qu'il est possible d'effectuer des analyses du comportement des piliers en mode élasto-plastique. Les courbes de contraintes-déformations obtenues en sont un bel exemple. De plus, le fonctionnement de la méthode SSH de FLAC a été expliqué afin de s'assurer de l'admissibilité de nos résultats.
4. qu'il est possible d'établir une technique pour comparer les deux méthodes, soit; celle des charges totales (la théorie de l'Aire tributaire, la théorie de Coates et la méthode convergence-confinement) et celle des champs de contraintes à l'aide des facteurs de sécurité.
5. qu'on se doit d'établir un critère de décision pour juger de la stabilité des piliers pour les analyses en mode élasto-plastique. Le choix de ce critère de décision repose sur l'accélération dans l'évolution des déplacements axiaux et des contraintes à l'intérieur des piliers lors des cycles de calcul. Une augmentation draconienne des déplacements ou une chute soudaine des contraintes dans un court laps de temps produit une instabilité conduisant à la rupture du pilier.
6. l'influence et l'importance de plusieurs des paramètres insérés dans l'analyse élasto-plastique (ϕ , c , ψ et l'évolution de la déformation plastique) sur les résultats de l'analyse. Ce travail démontre que trois de ces paramètres influencent plus significativement nos résultats, soit; l'angle de friction, la cohésion et l'évolution de la déformation plastique. La dilatance, quant à elle, ne possède que peu d'influence sur les résultats.
7. que la méthode convergence-confinement se positionne comme étant la borne inférieure dans tous les cas parmi les méthodes des charges totales. De plus, la méthode convergence-confinement est la méthode qui se rapproche le plus des

résultats obtenus à partir du modèle SSH de FLAC et ce, plus sécuritaire que la méthode numérique et ce, dans la quasi-totalité des cas.

8. que pour le Cas IV, la rupture du pilier central provoque une instabilité générale des piliers. Il est donc primordial de prévoir lors du design d'une structure à plusieurs piliers, un mécanisme de protection afin d'éviter l'effondrement général des chambres et des piliers. Pour ce faire, l'ingénieur peut avoir recours à des piliers surdimensionnés qui ont un rôle de barrière anti-cascade.
9. les avantages de la méthode convergence-confinement sur les autres méthodes. Cette méthode est assez simple à utiliser; elle requiert des paramètres faciles à obtenir pour les propriétés des roches. De plus, comme nous avons pu le démontrer dans le présent travail, la méthode convergence-confinement est la méthode qui se rapproche le plus des résultats obtenus à partir des analyses numériques.

Les résultats des simulations numériques à l'aide du modèle SSH par FLAC, démontrent que la méthode par les champs de contrainte est la seule parmi les méthodes présentées qui réussit à représenter de façon précise le comportement et la distribution des contraintes à travers le massif. Cependant, ces résultats nous indiquent également que la méthode numérique élasto-plastique est difficilement utilisable si les propriétés mécaniques du massif ne sont pas entièrement déterminées. De plus, il est très hasardeux de supposer des valeurs de remplacement aux propriétés mécaniques inconnues et nécessaires à la modélisation numérique. Conséquemment à l'analyse des résultats obtenus à partir du modèle SSH de FLAC et suite à l'étude de sensibilité et à la recherche de propriétés mécaniques plus précises pour les roches dures, nous sommes maintenant en mesure de spécifier un facteur de sécurité pour l'utilisation de la méthode convergence-confinement. Un facteur de 1.5 pour des ouvrages temporaires ou de 2.0 pour des ouvrages permanents nous semble adéquat et rend la méthode convergence-

confinement sécuritaire dans tous les cas. La méthode convergence-confinement représente donc un outils de design de premier choix pour l'ingénieur de mine.

Recommandations

Le présent mémoire est une première tentative afin de déterminer le positionnement de la méthode numérique vis-à-vis des autres méthodes de design dites des charges totales. Pour atteindre l'objectif que nous nous étions fixé dans la période de temps prescrite au départ, nous avons utilisé le matériel disponible à l'exécution de nos analyses. Ceci implique l'approximation de certains paramètres utilisés lors de nos simulations. Comme nous l'avons déjà mentionné plutôt, la détermination des propriétés mécaniques du massif est difficile à obtenir étant donné la faible documentation sur ce sujet dans la littérature scientifique. Dans un premier temps, la détermination de ces propriétés représente donc une amélioration. Une poursuite du présent travail est donc souhaitable dans le futur. Dans un second temps, le comportement post-pic introduit dans la présente analyse est très simplifié et une détermination plus précise serait probablement désirable. En troisième lieu, il faudrait analyser des arrangements de piliers plus complexes que ceux considérés dans le présent mémoire. Finalement, il pourrait être intéressant de faire varier les propriétés des épontes et non seulement celles des piliers.

Ainsi, le présent mémoire nous permet d'envisager une utilisation plus répandue et plus fréquente de la méthode convergence-confinement au design des piliers de mines dans les roches dures du bouclier canadien.

RÉFÉRENCES

AUBERTIN, M. (1997). Mécanique des Roches I, Notes du cours de grades supérieurs GML 6001, École Polytechnique, Dépt Génie Minéral.

BRADY, B.H.G. (1979). Boundary element methods for mine design. Ph.D. thesis, University of London.

BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. (1993). Rock Mechanics for Underground Mining, George Allen & Unwin.

BRADY, B.H.G. & BROWN, E.T. (1985). Rock Mechanics for Underground Mining, George Allen & Unwin.

BROWN E. T., BRAY J. W., LADANYI B. HOEK E. (1983). Characteristic line calculations for rock tunnels. ASCE J. Geotech. Engrg 109, No. 1, pp. 15-39.

BUDAVARI, (1983). Rock Mechanics in Mining Practice, The South African Inst. of Mining & Metall.

COATES, D.F. (1981). Rock Mechanics Principles. Monograph 874 (Revised 1981), CANMET, pp. 3-11 and 3-12.

COATES, D.F. (1965a). Pillar Loading Part I: Literature Survey and new Hypothesis. Mines Branch, Research Report R-168, Department of Energy, Mines and Resources, Ottawa.

COATES, D.F. (1965b). Pillar Loading Part II: Model Studies. Research Report R-170, Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Ottawa.

COATES, D.F. (1965c). Pillar Loading Part III: Field Measurements. Research Report R-180, Department of Energy, Mines and Resources, Mines Branch, Ottawa.

FLAC (1998), Fast Lagrangian Analysis of Continua, Version 3.4 Online Manual, Itasca Consulting Group, Minn.

GILL, D.E. (1980). Mécanique des roches III. Notes de cours non publiées, École Polytechnique, Montréal.

GILL, D.E., LADANYI, B. (1983). The characteristic-line concept of lining design in creeping ground. Proc. CIM symp. on Underground Support Systems, CIM spec. Vol. 35, pp. 37-42.

GILL, D.E., LADANYI, B. (1987). Time-dependent ground response curves for tunnel lining design. Proc. 6th ISRM Cong., Montreal, Vol. 2, pp. 917-921.

GILL, D.E., LEITE M. H., LABRIE D. (1994). Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method. Int. J. Rock Mech. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 31, No 6, pp. 687-698.

GILL, D. E., LEITE M. H. (1995). An Algorithm for Designing Mine Pillars with the Convergence-Confinement Method. CAMI'95 Canadian Conference on Computer Applications in the Mineral Industry, Montreal, Quebec, October 22-25.

GILL, D. E., LEITE M. H. (1995). Designing tunnel support with the convergence-confinement method when the stress field is anisotropic. Proc. 8th ISRM Cong., Tokyo. Vol 2 pp.563-568.

HOEK E. BROWN E. T. (1980). Underground Excavation in Rock, 527p. Institution of Mining and Metallurgy, London.

HUSTRULID W.A., SWANSON S.R., (1981). Field Verification of Coal Pillar Strength Prediction Formulas, Final Report to Bureau of Mines Contract #0242059.

KOKO KOUAKOU, E. (1983). Prévision des charges de piliers par la méthode convergence-confinement. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique.

LABRIE D. (1985). Prévision des convergences pour le dimensionnement des piliers de mines. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique.

LADANYI, B. (1974). Use of the long-term strength concept in the determination of ground pressure on tunnel linings. Proc. 3rd ISRM Cong., Denver, Vol. IIB, pp. 1150-1156.

LADANYI, B., GILL, D.E. (1984). Tunnel lining design in a creeping rock. Proc. ISRM Symp., Design and performance of Underground Excavations, Vol. 1, pp. 19-26.

LADANYI, B., GILL D.E. (1988). Design of tunnel lining in creeping ground. Int. J. Min. Geol. Engrg. Vol. 6, No. 2, pp. 113-126.

LAUFFER, H., SEEGER, G. (1961). Design and control of linings of pressures tunnels and shafts, based on measurements of the deformability of the rock. C.R. 7e Cong. des grands barrages, Question on. 25, Rome, pp679-707.

LOMBARDI, G. (1973). Dimensioning of tunnel linings with regard to constructional procedure. Tunnels and Tunnelling, Vol. 5, pp.340-351.

LOMBARDI, G. (1974). The problems of tunnel supports. Proc. 3rd ISRM Cong., Denver, Vol. III, pp. 109-113.

LOMBARDI, G. (1979). Quelques remarques à propos de la méthode convergence-confinement. Tunnels et Ouvrages souterrains, No. 32, pp. 87-92.

PANET, M. (1976). Analyse de la stabilité d'un tunnel creusé dans un massif rocheux en tenant compte du comportement après la rupture; Rock Mechanics, Vol. 8, No. 4, pp. 209-223.

PANET, M. (1979). Les déformations différées dans les ouvrages souterrains. Proc. 4th ISRM Cong., Montreux, Vol. 3, pp. 291-301.

PANET, M. (1995). Calcul des tunnels par la méthode convergence-confinement. Presse de l'école nationale des "Pont et chaussées". 177p.

SALAMON, M.D.G (1970). Stability, instability and design of pillar workings. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 7, No. xx, pp. 613-631.

STARFIELD, A.M., FAIRHURST, C. (1968). How high-speed computers advance design of practical pillar systems. Eng. And Mine. J., Vol. 169, pp. 78-84.

STARFIELD, A.M., WAWERSIK, W.R. (1972). Pillars as structural components in room-and-pillar mine design. Proc. 10th US Symp. Rock Mech., Austin, pp. 793-809.

STAVROGIN, A.N, TARASOV, B.G. (1995). Some results obtained with high-stiffness rock testing systems, ISRM News Journal, Vol.3, no 2, pp. 7-19.

SÄRKKA, P.S. (1984). The interactive dimensionning of pillars in Fininsh mines. Proc. 2nd Int. Conf. On Stability of Underground Mining (A.B. Szwilski and C.O. Brawner, Ed.), pp. 71-84.

TALOBRE, J., (1957). La mécanique des roches appliquée aux travaux publics, Dunod, 444p.

WILKINS, M. L., (1964). "Fundamental Methods in Hydrodynamics," in Methods in Computa-tional Physics, Vol. 3, pp. 211–263. Alder et al., Eds. New York: Academic press.

ZIENKIEWICZ, O.C., (1977). The Finite Element Methode. third edition, McGraw-Hill Book Company (UK) Limited, 787p.

Annexe I

Tableau I.1: Transformation des paramètres de Hoek et Brown en ceux de Mohr-Coulomb.

Propriétés des épontes		Résistance résiduelle	
Résistance au pic			
M	8.5	m_r	1.70
S	0.1	s_r	0.004
Co	89.0 MPa	Co	89.0 MPa
Co Massif	32.3 MPa	Co Massif	10.0 MPa
σ₃	2.0 MPa	σ₃	2.0 MPa
N_φ	8.9	N_φ	5.1
φ	52.9 °	φ_r	42.4 °
C	5.41 MPa	c_r	2.21 MPa
T_o	3.63 MPa	T_o	1.95 MPa
Propriétés des piliers		Résistance résiduelle	
Résistance au pic			
M	1.7	m_r	0.09
S	0.004	s_r	0.00001
Co	89 MPa	Co	89 MPa
Co Massif	10.0 MPa	Co Massif	2.0 MPa
σ₃	2.0 MPa	σ₃	2.0 MPa
N_φ	5.1	N_φ	2.00
φ	42.4 °	φ_r	19.4 °
C	2.21 MPa	c_r	0.71 MPa
T_o	1.95 MPa	T_o	1.01 MPa
Plage d'expérimentation pour c_r :		0.1 MPa - 0.7 MPa	
Plage d'expérimentation pour φ_r :		8° - 20°	

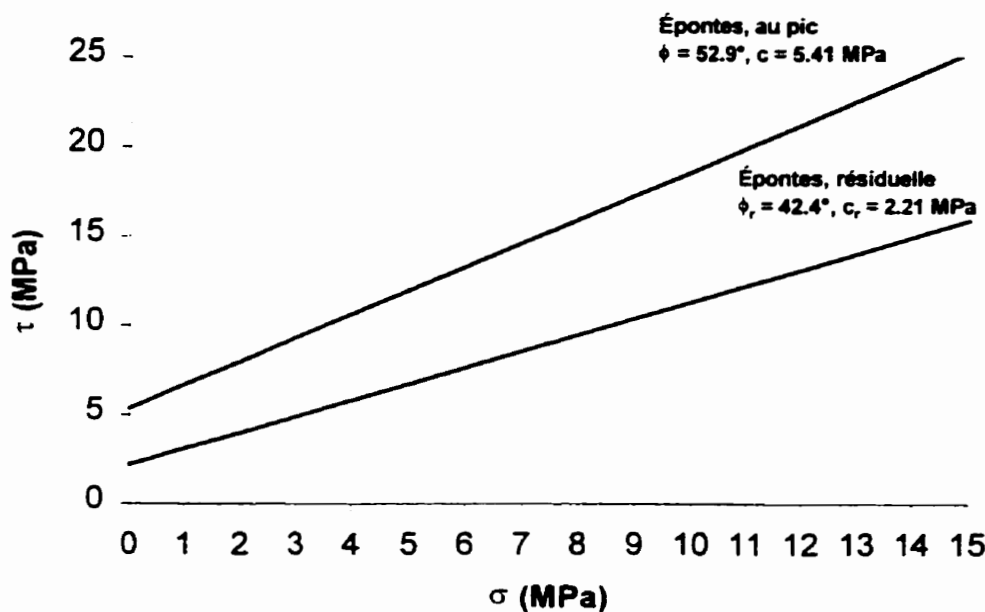


Figure I.1: Droite de rupture du critère de Mohr-Coulomb, propriétés initiales pour les épentes.

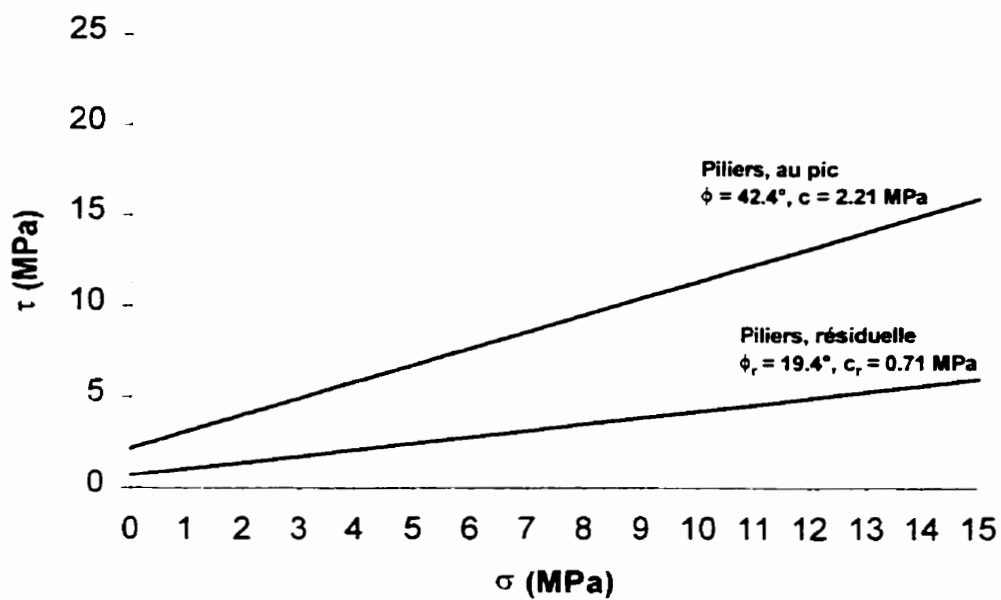


Figure I.2: Droite de rupture du critère de Mohr-Coulomb, propriétés initiales pour les piliers.

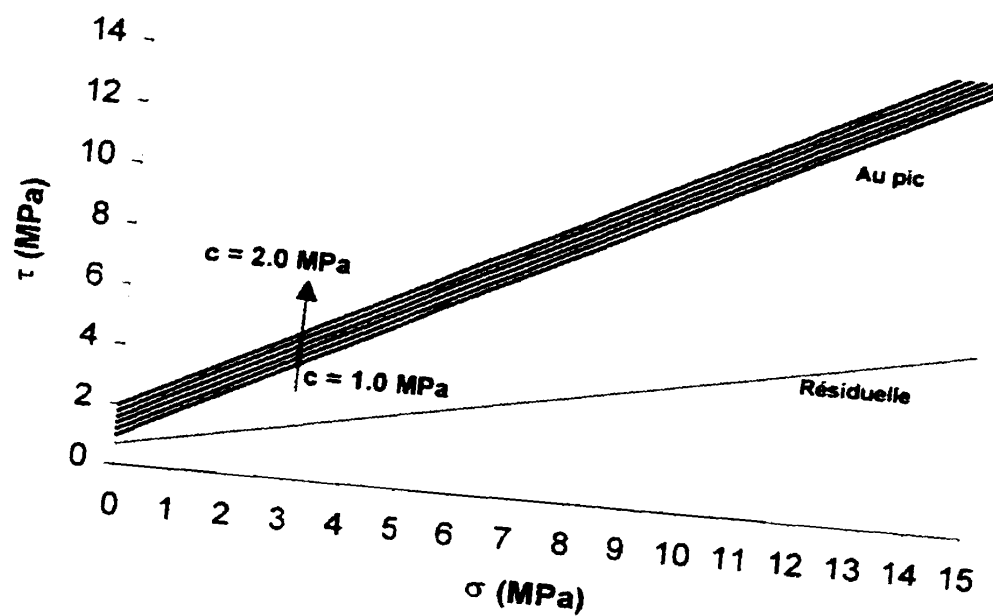


Figure I.3: Recherche du C_{oL}^M par la variation de la cohésion du critère de rupture de Mohr-Coulomb.

Annexe II

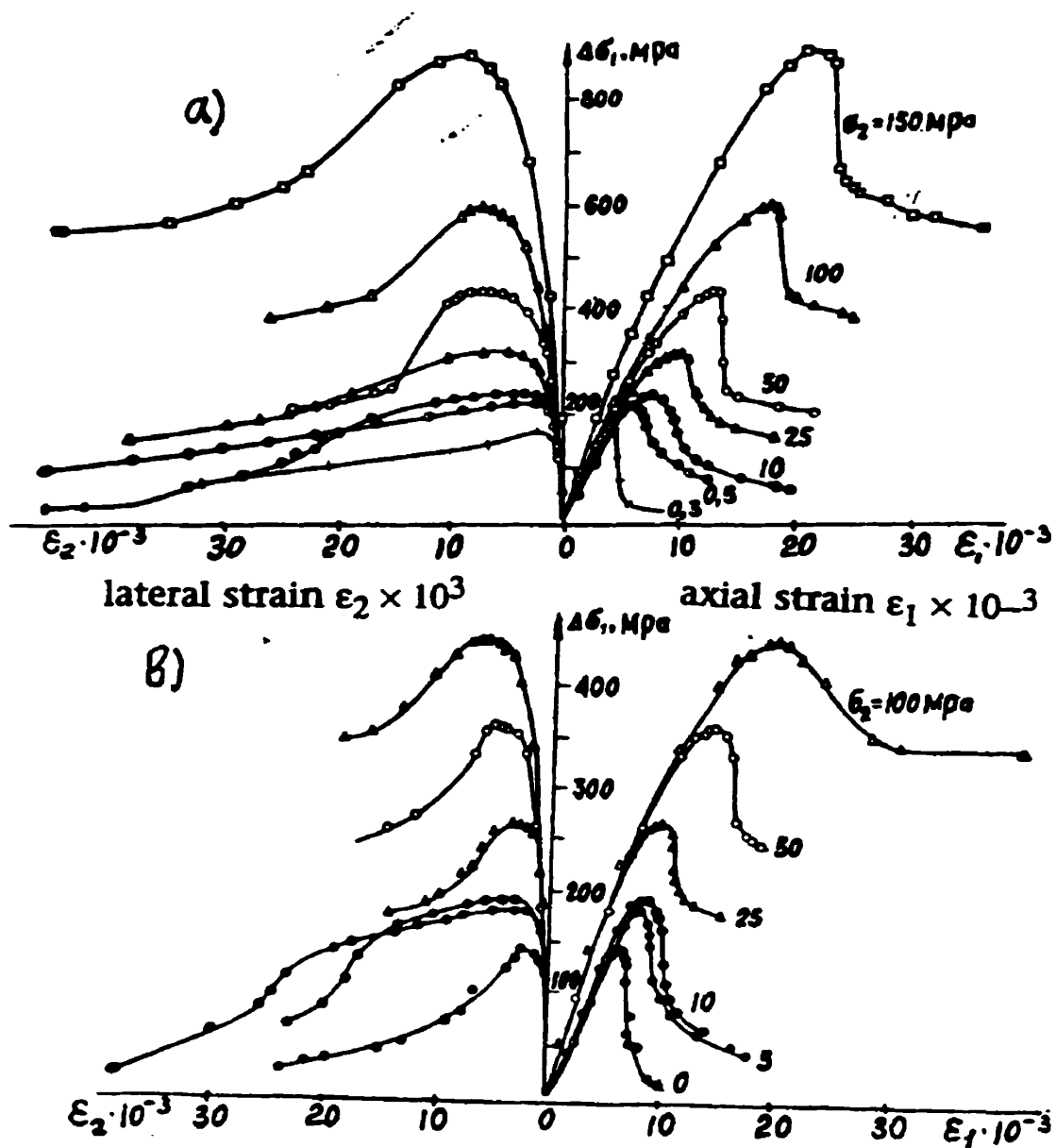


Figure II.1: Diagrammes de $\Delta\sigma_1$, ϵ_2 , ϵ_1 pour (a) un granite et (b) un grès obtenus à partir de diverses pressions de confinements ($\sigma_2 = \sigma_3$), Stavrogin et Tarasov (1995).

Tableau II.1: Données tirées des diagrammes de Stavrogin et Tarasov (1995).

GRANITE				GRES			
$\sigma_2=150$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$	$\sigma_2=100$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000	0.0000
	0.0006	0.0025	-0.0013		0.0005	0.0025	-0.002
	0.0009	0.0050	-0.0032		0.0012	0.0050	-0.003
	0.0016	0.0075	-0.0043		0.0018	0.0075	-0.004
	0.0021	0.0100	-0.0058		0.0023	0.0100	-0.005
	0.0026	0.0125	-0.0074		0.0028	0.0125	-0.007
	0.0039	0.0150	-0.0074		0.0032	0.0150	-0.009
	0.0058	0.0175	-0.0060		0.0045	0.0175	-0.009
	0.0098	0.0200	-0.0007		0.0065	0.0200	-0.007
	0.0179	0.0225	0.0129		0.0100	0.0225	-0.003
	0.0273	0.0250	0.0290		0.0128	0.0250	0.000
	0.0296	0.0275	0.0308				
	0.0318	0.0300	0.0326				
$\sigma_2=100$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$	$\sigma_2=50$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000	0.0000
	0.0007	0.0025	-0.0012		0.0001	0.0025	-0.0023
	0.0011	0.0050	-0.0028		0.0005	0.0050	-0.0040
	0.0019	0.0075	-0.0038		0.0010	0.0075	-0.0055
	0.0028	0.0100	-0.0045		0.0020	0.0100	-0.0060
	0.0031	0.0125	-0.0063		0.0036	0.0125	-0.0054
	0.0044	0.0150	-0.0064		0.0063	0.0150	-0.0026
	0.0076	0.0175	-0.0026		0.0151	0.0175	0.0124
	0.0184	0.0200	0.0165				
	0.0226	0.0225	0.0223				
	0.0263	0.0250	0.0270				
$\sigma_2=50$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$	$\sigma_2=25$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000	0.0000
	0.0003	0.0025	-0.0019		0.0002	0.0025	-0.0020
	0.0008	0.0050	-0.0035		0.0005	0.0050	-0.0040
	0.0020	0.0075	-0.0035		0.0015	0.0075	-0.0045
	0.0035	0.0100	-0.0031		0.0037	0.0100	-0.0027
	0.0081	0.0125	0.0035		0.0106	0.0125	0.0086
	0.0139	0.0150	0.0127		0.0143	0.0150	0.0134
	0.0159	0.0175	0.0139				
	0.0202	0.0200	0.0199				
$\sigma_2=25$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$	$\sigma_2=10$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000	0.0000
	0.0004	0.0025	-0.0016		0.0000	0.0025	-0.0025
	0.0012	0.0050	-0.0027		0.0002	0.0050	-0.0047
	0.0027	0.0075	-0.0022		0.0016	0.0075	-0.0043
	0.0094	0.0100	0.0087		0.0165	0.0100	0.0228
	0.0251	0.0125	0.0377		0.0215	0.0125	0.0305
	0.0303	0.0150	0.0456				
	0.0356	0.0175	0.0536				
$\sigma_2=10$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$	$\sigma_2=5$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
	0.0000	0.0000	0.0000		0.0000	0.0000	0.0000
	0.0003	0.0025	-0.0018		0.0004	0.0025	-0.0017
	0.0011	0.0050	-0.0028		0.0007	0.0050	-0.0036
	0.0024	0.0075	-0.0028		0.0021	0.0075	-0.0034
	0.0200	0.0100	0.0300		0.0245	0.0100	0.0391
	0.0255	0.0125	0.0385				
				$\sigma_2=0$ MPa	ε_2	ε_1	$\Delta V/V$
					0.0000	0.0000	0.0000
					0.0000	0.0025	-0.0025
					0.0005	0.0050	-0.0039
					0.0119	0.0075	0.0162

Annexe III

Tableau III.1: Résultats de l'analyse numérique par FLAC conduisant aux courbes de convergence-confinement pour le Cas I.

	Contrainte uniformément distribuée à travers	Moyenne des déplacements axial à travers	Moyenne des déplacements axial à travers	Gill et al. (1994)
Cas I	une section du pilier σ_{ya} (MPa)	une section du pilier v (m)	une section du pilier v (cm)	v (cm)
B = 20.0 m	0.0	0.069112	6.91	6.32
R = 20.0 m	5.0	0.029455	2.95	2.76
H = 20.0 m	8.0	0.005665	0.57	0.62
Équation de réaction du massif				
	$\sigma_{ya} = 8.71 - 126.09 v$	v (m)	Coef. de détermination	$R^2 = 1$
Équation de réaction du pilier				
	$\sigma_{ya} = -0.1515 + 483.4916 v$	v (m)	Coef. de détermination	$R^2 = 1$
Point d'équilibre				
	Gill et al. (1994)			
	$\sigma_{ya} = 6.88 \text{ MPa}$ $v = 0.01454 \text{ m}$	$\sigma_{ya} = 6.84 \text{ MPa}$	$v = 0.01461 \text{ m}$	

Tableau III.2: Résultats de l'analyse numérique par FLAC conduisant aux courbes de convergence-confinement pour le Cas IV.

Cas IV	Contrainte uniformément distribuée à travers une section du pilier σ_{ya} (MPa)		Moyenne des déplacements axial à travers Une section du pilier v (m)		Moyenne des déplacements axial à travers une section du pilier v (cm)	
	Pilier No. 2	Pilier No. 1 et 3	Pilier No. 2	Pilier No. 1 et 3	Pilier No. 2	Pilier No. 1 et 3
B = 20.0 m	0.0	0.0	0.176527	0.146648	17.65	14.66
R = 20.0 m	5.0	0.0	0.124018	0.124762	12.40	12.48
H = 20.0 m	8.0	0.0	0.092500	0.111619	9.25	11.16
	0.0	5.0	0.132782	0.088433	13.28	8.84
	5.0	5.0	0.080211	0.066510	8.02	6.65
	8.0	5.0	0.048715	0.053393	4.87	5.34
	0.0	8.0	0.106509	0.053500	10.65	5.35
	5.0	8.0	0.053983	0.031606	5.40	3.16
	8.0	8.0	0.022520	0.018519	2.25	1.85

Équation de réaction du pilier

$$\sigma_{ya} = -0.152 + 483.5 v$$

Coefficient de détermination

$$R^2 = 1$$

Équations de réaction du massif

$\sigma_{ya1} = 16.807 - 95.21 v$	$\sigma_{ay2} = 0.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	Point d'équilibre Massif-Pilier		
$\sigma_{ya1} = 12.634 - 95.16 v$	$\sigma_{ay2} = 5.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	$\sigma_{ya1} = 14.0$	$v = 0.02930$	$R^2 = 1$
$\sigma_{ya1} = 10.144 - 95.24 v$	$\sigma_{ay2} = 8.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	$\sigma_{ya1} = 10.5$	$v = 0.02210$	$R^2 = 1$
$\sigma_{ya1} = 12.595 - 85.89 v$	$\sigma_{ay1} = 0.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	$\sigma_{ya1} = 8.4$	$v = 0.01779$	$R^2 = 1$
$\sigma_{ya1} = 10.713 - 85.87 v$	$\sigma_{ay1} = 5.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	$\sigma_{ya2} = 10.7$	$v = 0.02239$	$R^2 = 1$
$\sigma_{ya1} = 9.5898 - 85.92 v$	$\sigma_{ay1} = 8.0 \text{ MPa}$	$v \text{ (m)}$	$\sigma_{ya2} = 9.1$	$v = 0.01908$	$R^2 = 1$
			$\sigma_{ya2} = 8.1$	$v = 0.01711$	$R^2 = 1$

Équations d'équilibres

A	$\sigma_{ya2} = 20 - 1.4286\sigma_{ya1}$	$\sigma_{ya1} = 8.42 \text{ MPa}$	$R^2 = 1$	Gill et al. (1994) 8.43 MPa
B	$\sigma_{ya2} = 10.706 - 0.3245\sigma_{ya1}$	$\sigma_{ya2} = 7.97 \text{ MPa}$	$R^2 = 1$	7.82 MPa

**Fichier d'exécution utilisé dans FLAC pour le Cas I,
structure minière à pilier unique
(Modèle élastique)**

grid 100,60

model elastic

gen 0,0 0,120 200,120 200,0 i=1,101 j=1,61

mod null i=1,20 j=1,20

mod null i=60

mod null i=60,101 j=41

mod null i=61,101 j=42,61

gen 0,0 0,40 40,40 40,0 i=61,101 j=1,41

attach aside from 1,21 to 21,21 bside from 61,41 to 101,41

attach aside from 21,21 to 21,1 bside from 101,41 to 101,1

mod null i=61,90 j=1,10

;contraintes in-situ

prop shear=1.595e9 bulk=4.454e9 density=2500

initial sxx=-10e6 syy=-5e6 szz=-5.1e6

fix x i=1

fix x i=61

fix y j=1

apply press 10e6 i=60

apply press 5e6 i=1,60 j=61

Job Title : Modele elastique
 From File : casi.sav

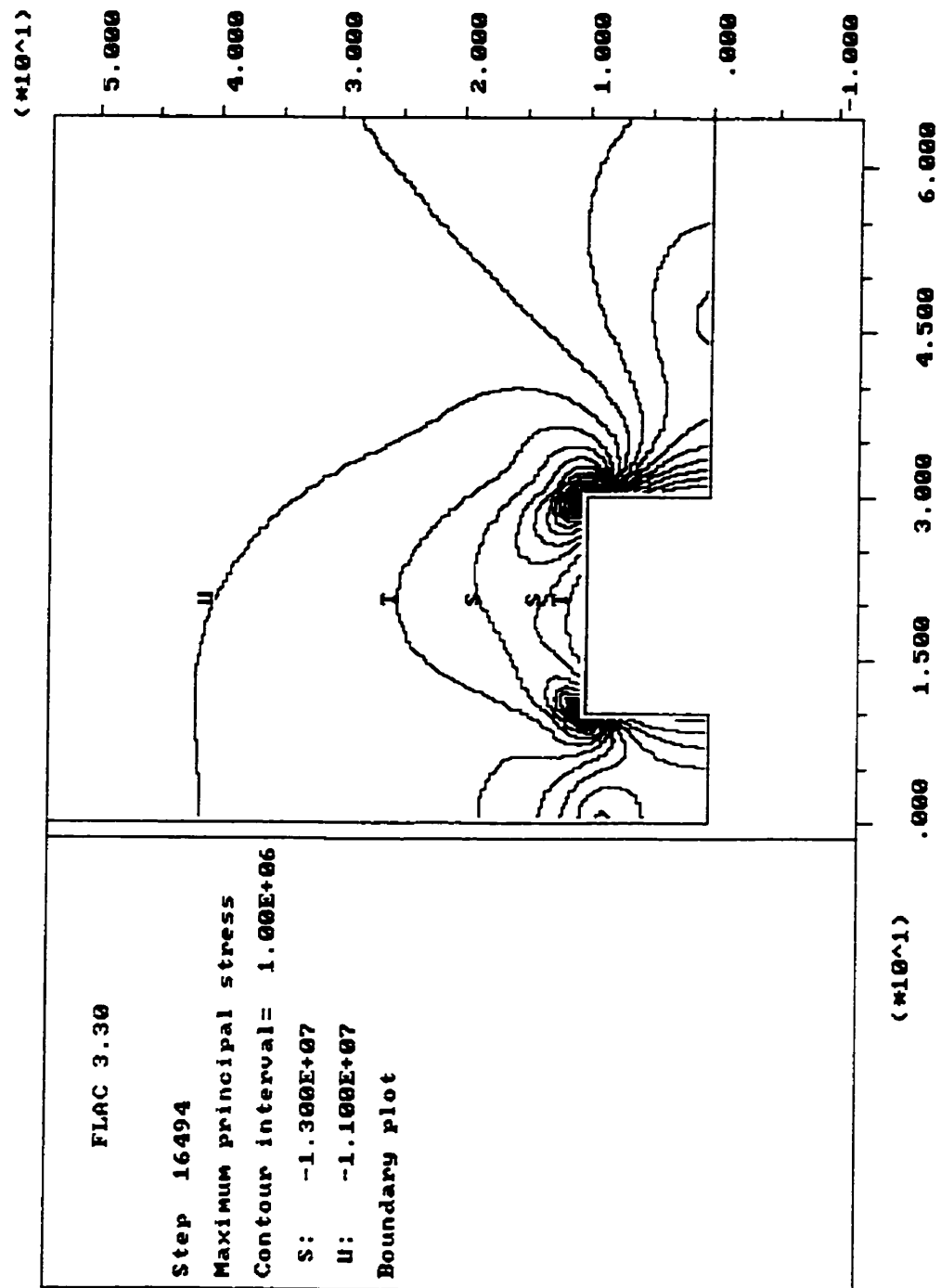


Figure III.1: Isocontraintes, contrainte principale majeure (Pa); modèle élastique (Cas I).

Job Title : Modele elastique
From File : casi.sav

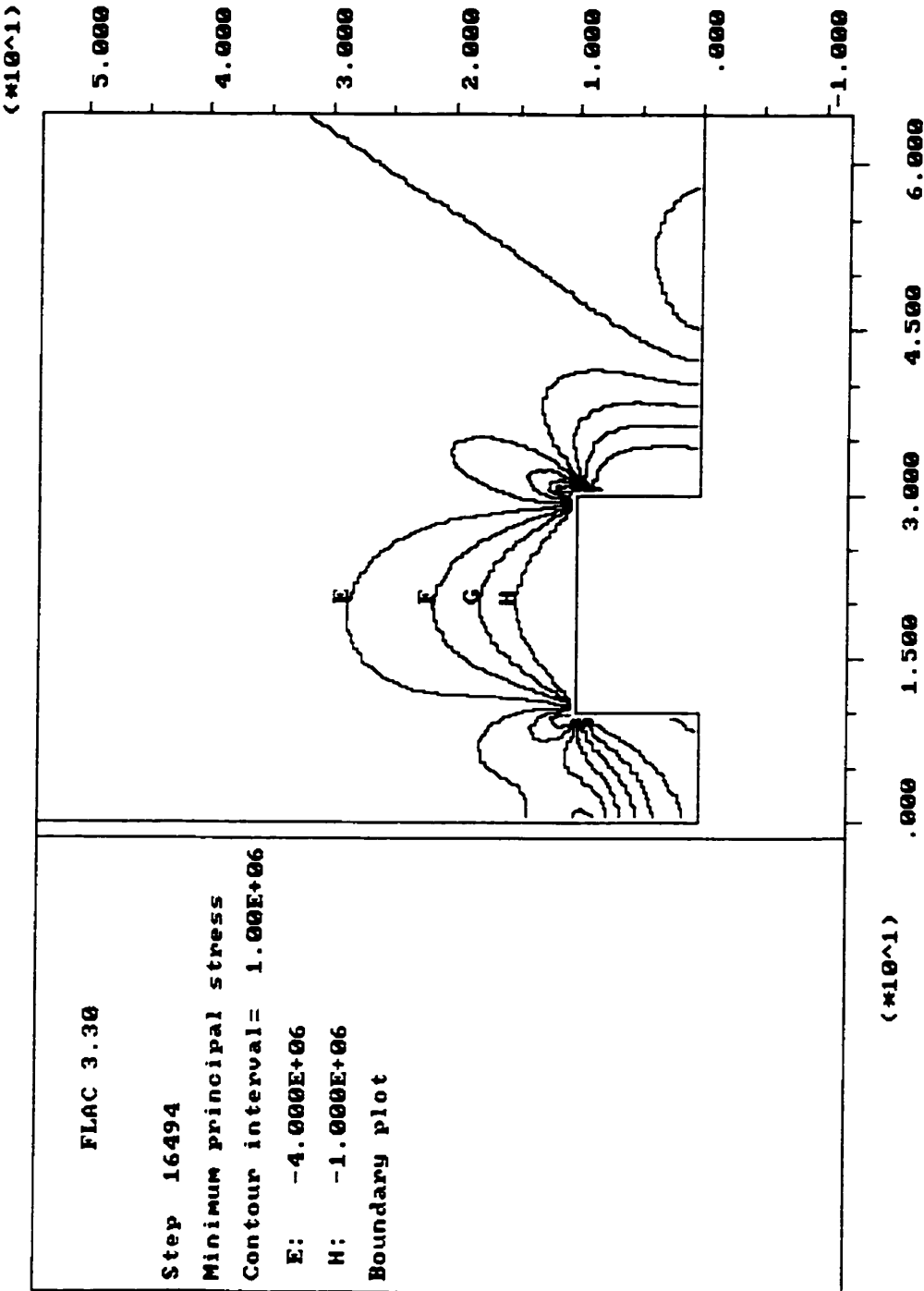


Figure III.2: Isocontraintes, contrainte principale mineure (Pa); modèle élastique (Cas I).

Job Title : Modele elastique
 From File : casi.sav

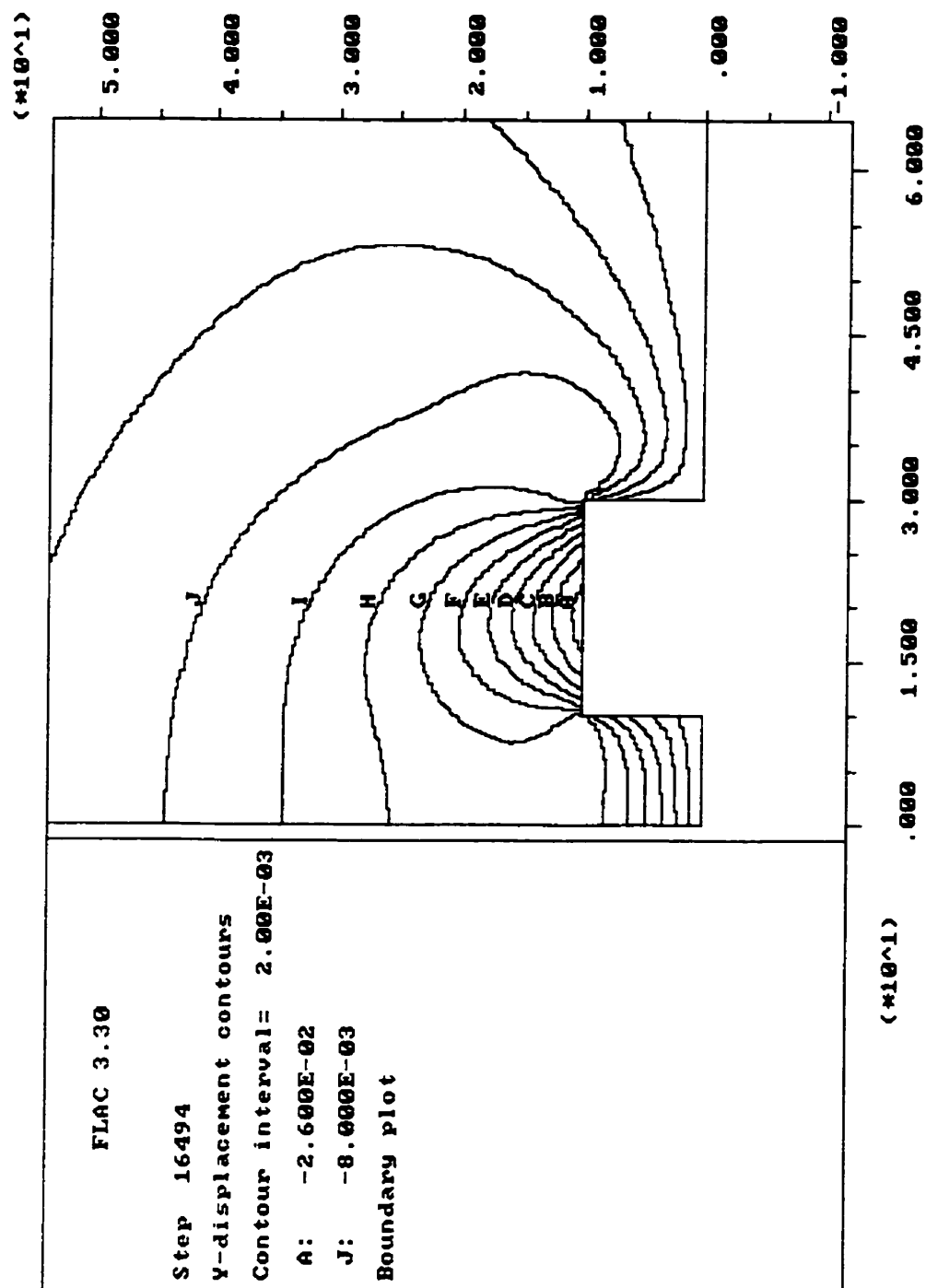


Figure III.3: Iso-contours des déplacements longitudinaux (m); modèle élastique (Cas I).

Job Title : Modele elastique
 From File : casi.sav

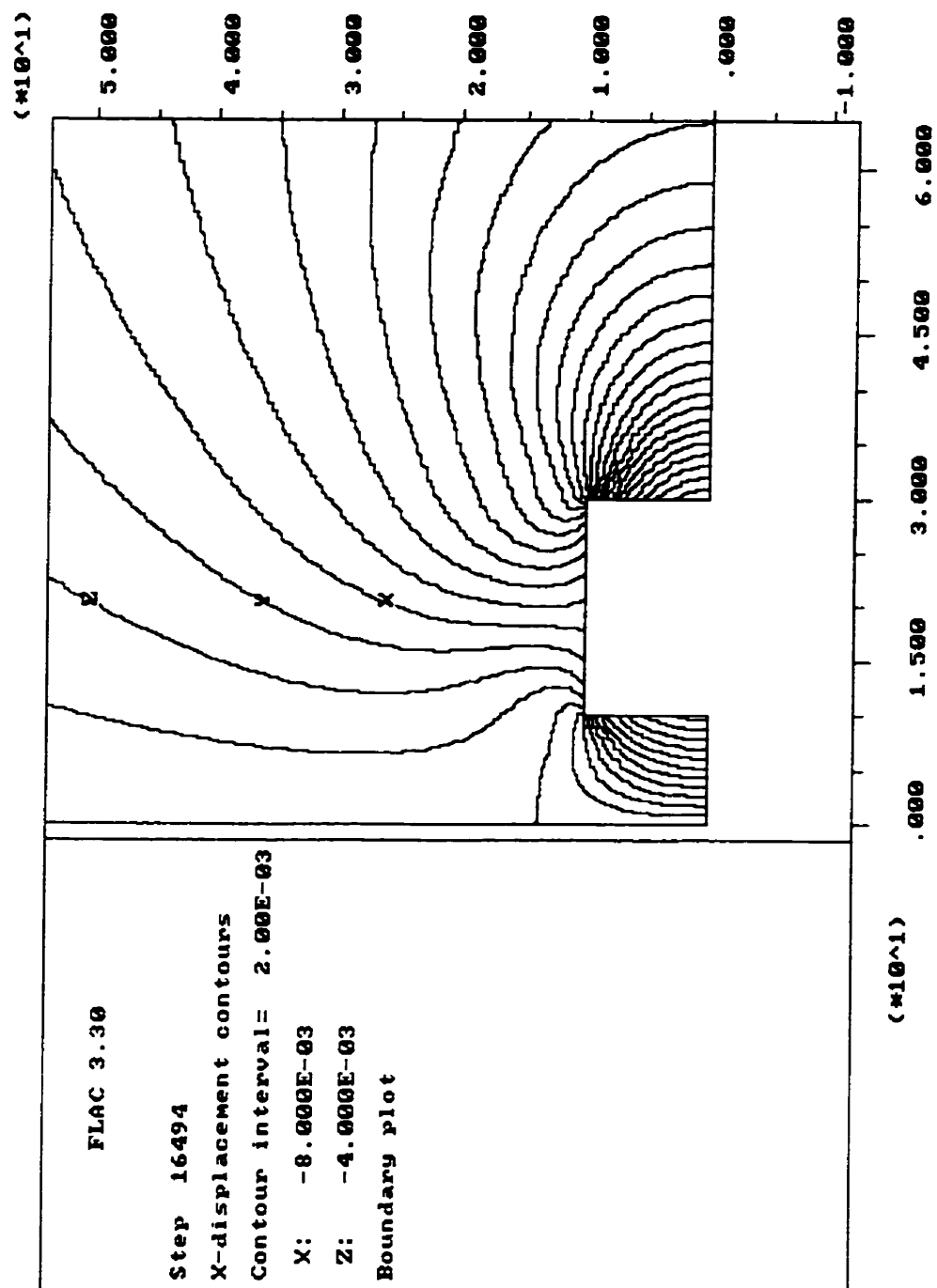


Figure III.4: Iso-contours des déplacements transversaux (m); modèle élastique (Cas I).

Fichier d'exécution utilisé dans FLAC pour le Cas IV, structure minière à trois piliers uniformes. (Modèle élastique)

```
grid 100,100
```

```
m e
```

```
prop shear=1.595522e9 bulk=4.454167e9 density=2500
```

```
;contraintes in-situ
```

```
initial sxx=-10.0e6 syy=-5.0e6 szz=-5.1e6
```

```
;maillage
```

```
gen 0,0 0,40 160,40 160,0 rat 1.0 1.0 i=1,81 j=1,41
```

```
gen 0,40 0,300 160,300 160,40 rat 1.0 1.0 i=1,81 j=41,101
```

```
gen 160,0 160,40 200,40 200,0 rat 1.0 1.0 i=81,101 j=1,41
```

```
gen 160,40 160,300 200,300 200,40 rat 1.0 1.0 i=81,101 j=41,101
```

```
fix x i=1
```

```
fix y j=1
```

```
apply press 5.0e6 j=101
```

```
apply press 10.0e6 i=101
```

```
;excavation
```

```
mod null i=1,35 j=1,10
```

```
apply press 5.0e6 i=1,6 j=11
```

```
apply press 5.0e6 i=16,26 j=11
```


Job Title : Modele elastique
 From File : casiv.sav

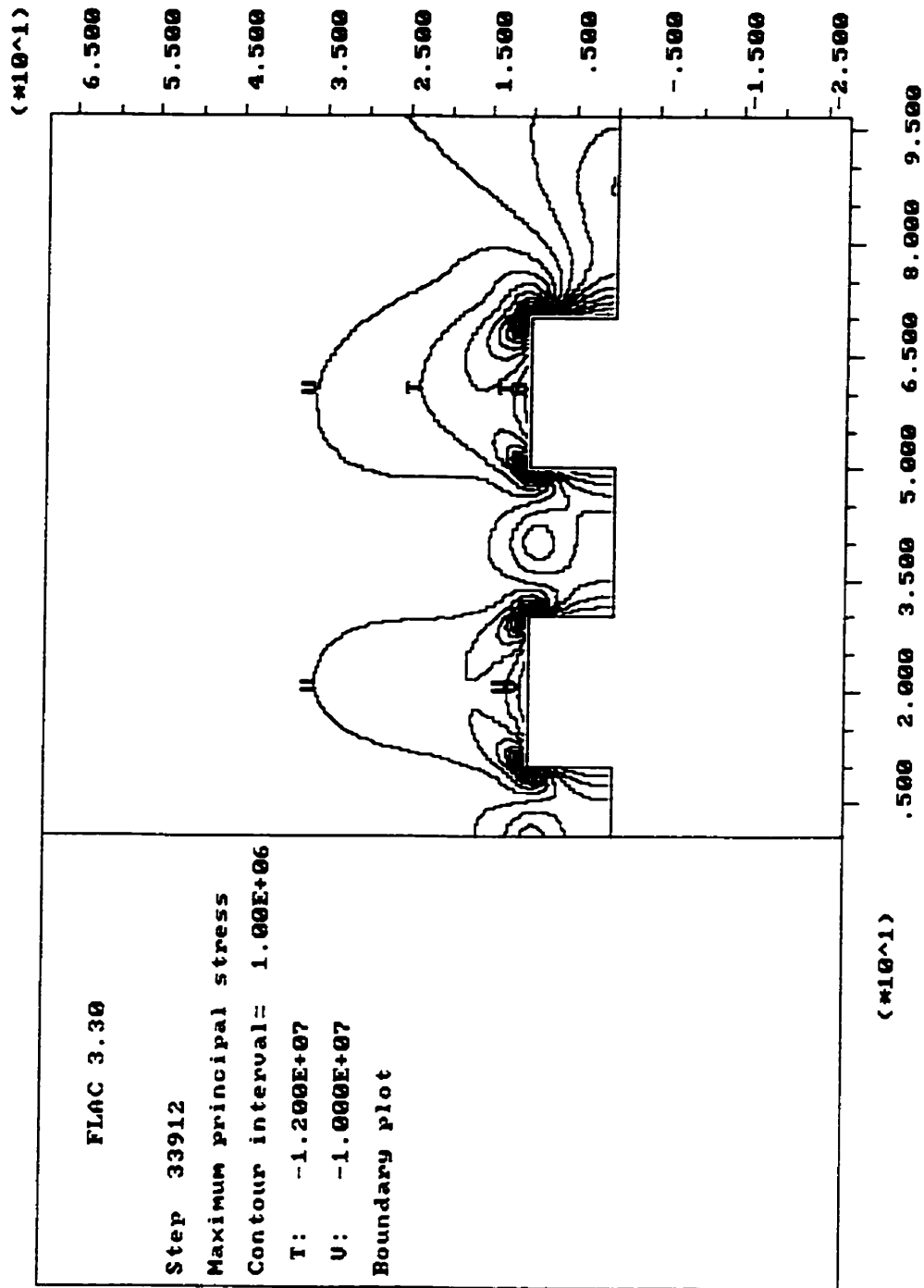


Figure III.5: Isocontraintes, contrainte principale majeure (Pa); modèle élastique (Cas IV).

Job Title : Modele elastique
 From File : casiv.sav

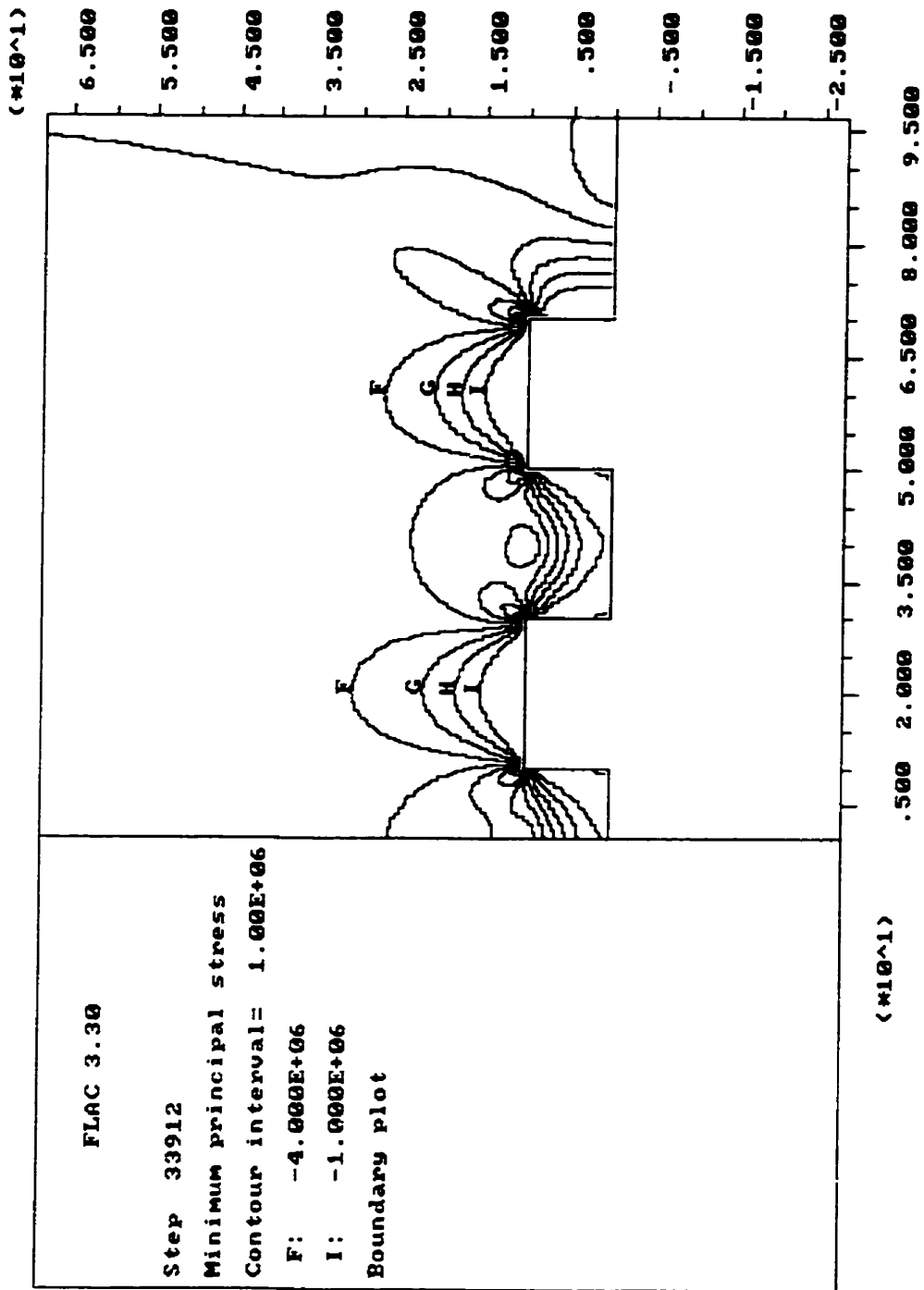


Figure III.6: Isocontraintes, contrainte principale mineure (Pa); modèle élastique (Cas IV).

Job Title : Modele elastique
 From File : casiv.sav

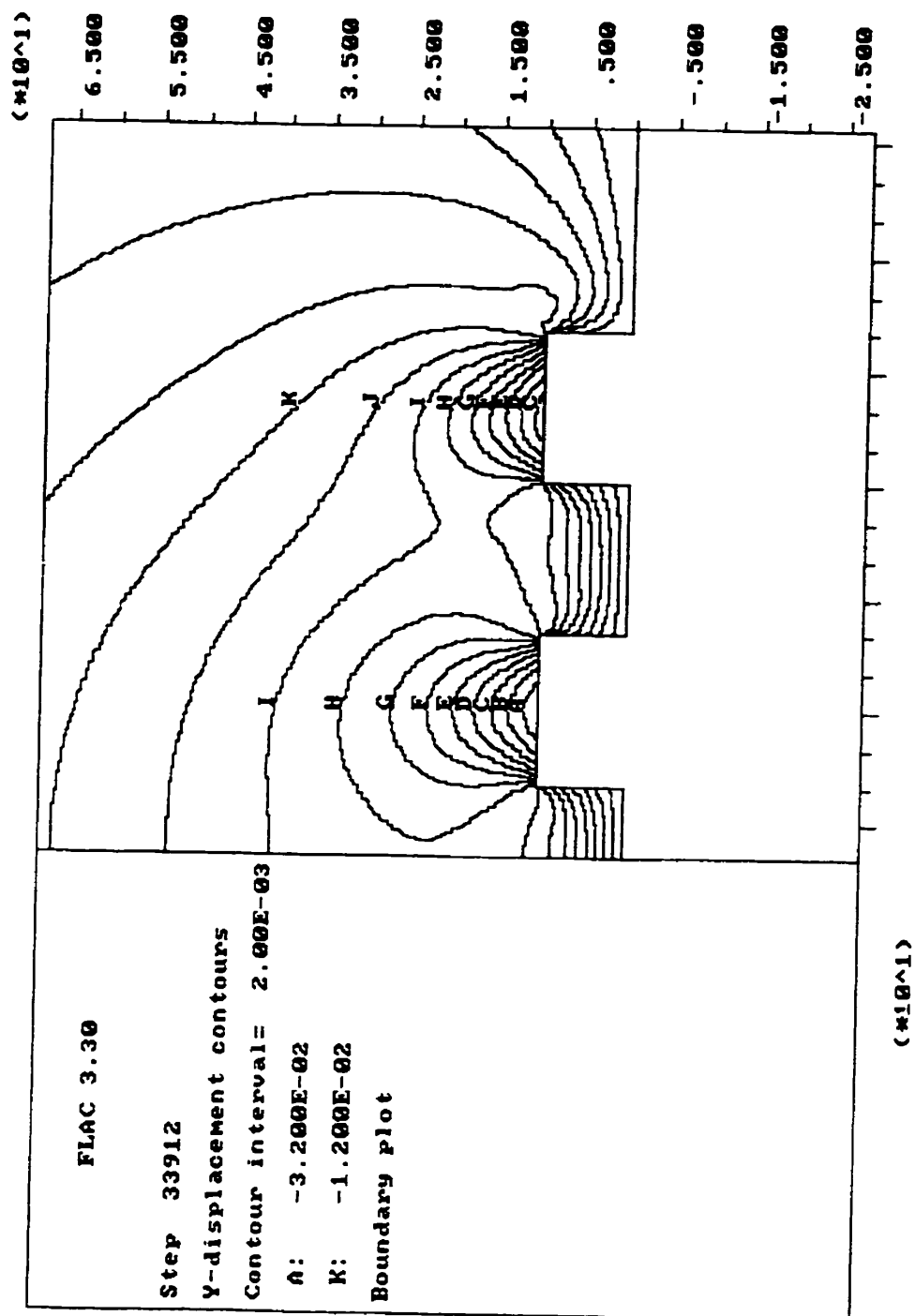


Figure III.7: Iso-contours des déplacements longitudinaux (m); modèle élastique (Cas IV).

Job Title : Modele elastique
 From File : casiv.sav

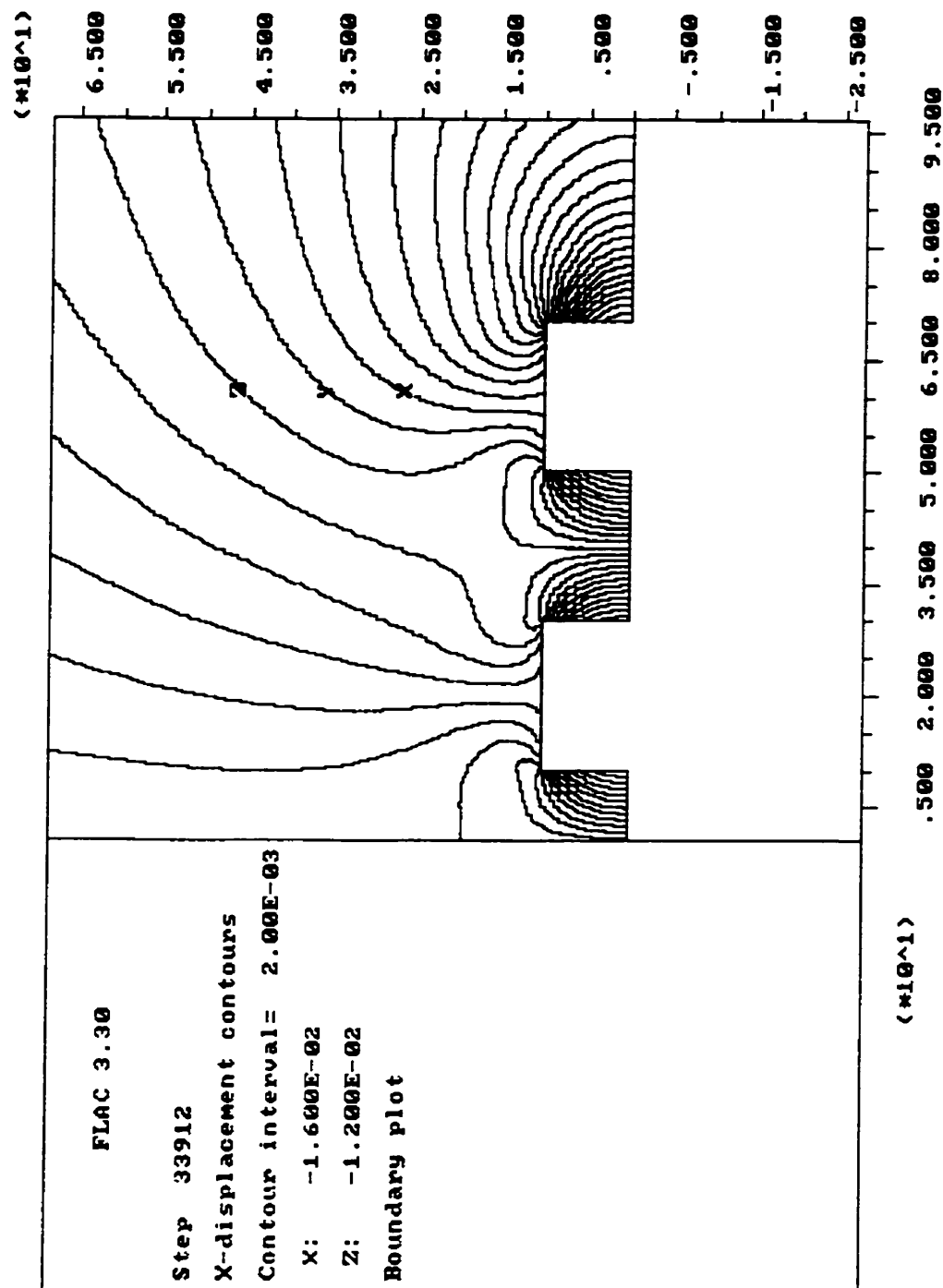


Figure III.8: Iso-contours des déplacements transversaux (m); modèle élastique (Cas IV).

Annexe IV

**Fichier d'exécution utilisé dans FLAC pour le Cas I,
structure minière à pilier unique.
(Modèle Strain Softening/Hardening)**

grid 100,60

;model strain-softening pour le massif

model ss

prop	shear=1.5955e9	bulk=4.4541e9	density=2500	
prop	coh=5.41e6	fric=52.9	dil=15	ten=3.63e6
prop	ftab=1	ctab=2	dtab=3	ttab=4
table 1	0,52.9	0.01,42.4	0.03,42.4	
table 2	0,5.41e6	0.01,2.21e6	0.03,2.21e6	
table 3	0,24	0.01,9	0.03,9	
table 4	0,3.63e6	0.01,1.95e6	0.03,1.95e6	

;model strain-softening pour le pilier

model ss i=1,101 j=1,10

prop	shear=1.5955e9	bulk=4.4541e9	density=2500	
	i=1,101 j=1,10			
prop	coh=1.17e6	fric=42.4	dil=24	ten=1.03e6
	i=1,101 j=1,10			
prop	ftab=5	ctab=6	dtab=7	ttab=8
	i=1,101 j=1,10			
table 5	0,42.4	0.01,19.4	0.03,19.4	
table 6	0,1.17e6	0.01,0.71e6	0.03,0.71e6	
table 7	0,24	0.01,9	0.03,9	
table 8	0,1.03e6	0.01,1.01e6	0.03,1.01e6	

;maillage

gen 0,0 0,120 200,120 200,0 i=1,101 j=1,61

mod null i=1,20 j=1,20

mod null i=60

mod null i=60,101 j=41

mod null i=61,101 j=42,61

gen 0,0 0,40 40,40 40,0 i=61,101 j=1,41

attach aside from 1,21 to 21,21 bside from 61,41 to 101,41

attach aside from 21,21 to 21,1 bside from 101,41 to 101,1

;excavation

mod null i=71,90 j=1,10

;contraintes in-situ

initial sxx=-10e6 syy=-5e6 szz=-5.1e6

fix x i=1

fix x i=61

fix y j=1

apply press 10e6 i=60

apply press 5e6 i=1,60 j=61

set large

;Define FISH-function to monitor pillar performance

 ;vertical displacement

 def disppil

 while_stepping

 s=0

 loop i(61,71)

 s=s-ydisp(i,11)

 end_loop

 disppil=s/11

 end

 ;averaging of pillar stress

 def sigma

 while_stepping

 s=0

 loop i (61,70)

 s=s-syy(i,1)

 end_loop

 sigma=s/10

 end

history sigma

history disppil

def arret1

 while_stepping

 if sigma < 0.5e6 then

 if step > 200 then

 nerr=-1

 fish_msg='Rupture du pilier (cont)'

 error=1

 end_if

```
        end_if
    end

    def arret2
        while_stepping
            if disppil > 0.1 then
                nerr=-1
                fish_msg='Rupture du pilier (depl)'
                error=1
            end_if
        end
    end

    arret1
    arret2

    set sratio 1e-6
    set step 20000
    solve
    set hisfile inis5_3.his
    his write 1 vs 2
    his write 1
    save inis5_3.sav
```


Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_3.sav

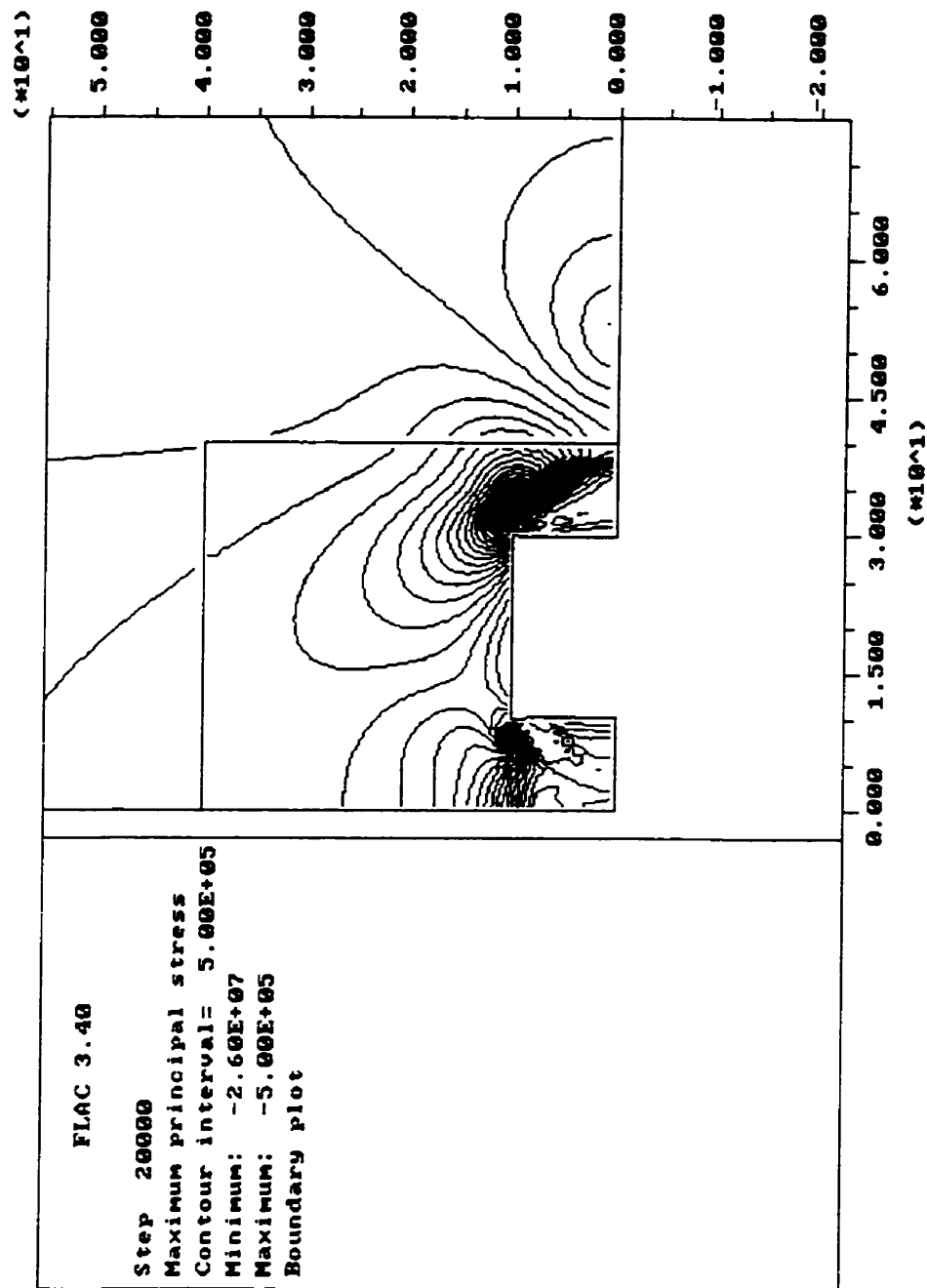


Figure IV.1: Propriétés initiales, Cas I, $C_o^M = -0.1MPa = 5.3 MPa$, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa) (pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : inis5_3.sav

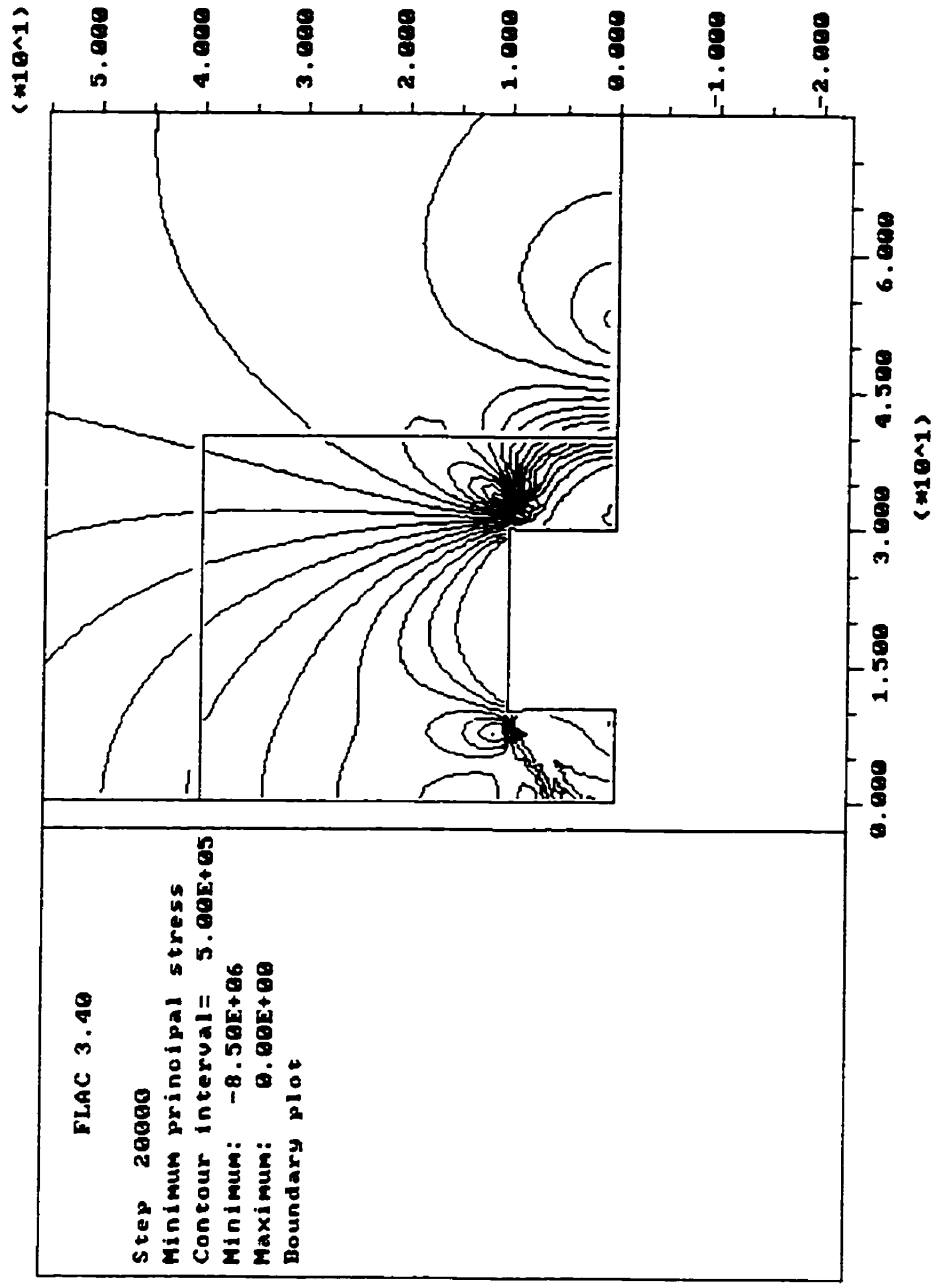


Figure IV.2: Propriétés initiales, Cas I, $C_v^M - 0.1MPa = 5.3 MPa$, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa),(pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_3.sav

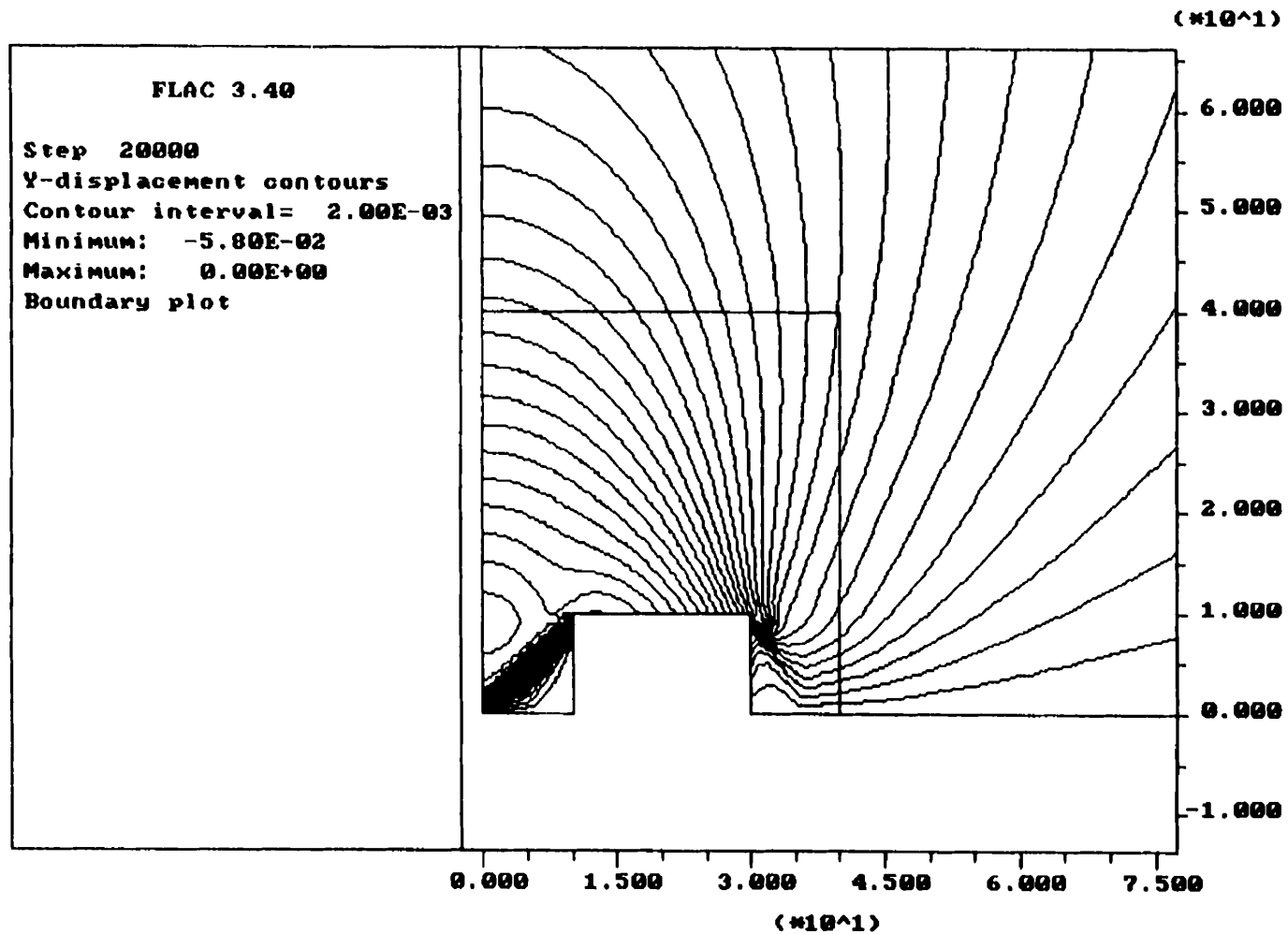


Figure IV.3: Propriétés initiales, Cas I, $C_o^M - 0.1MPa = 5.3 MPa$, lieux d'égale déplacement vertical (m), (pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_3.sav

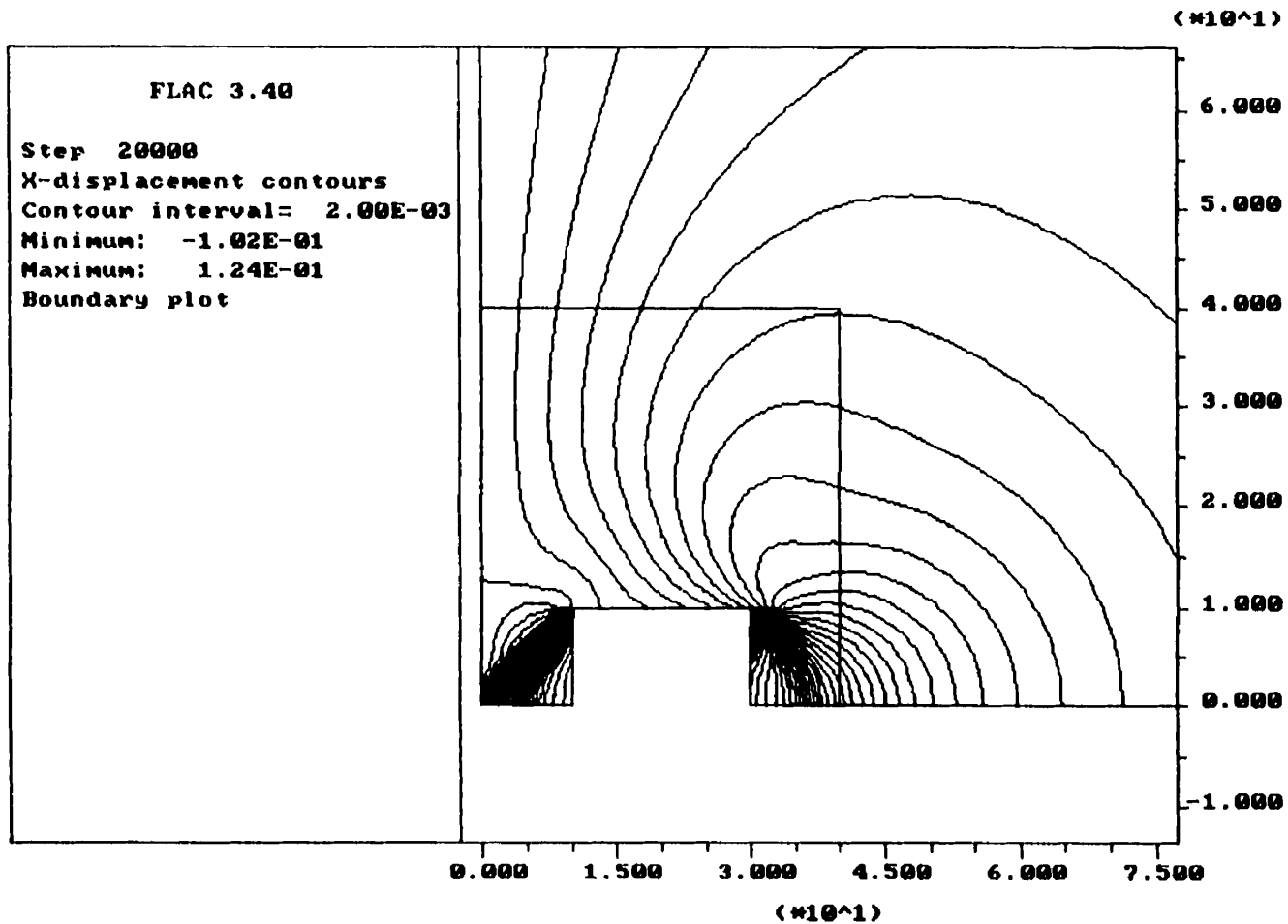


Figure IV.4: Propriétés initiales, Cas I, $C_{vL}^M - 0.1 \text{ MPa} = 5.3 \text{ MPa}$, lieux d'égale déplacement horizontal (m), (pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : ini55_3.sav

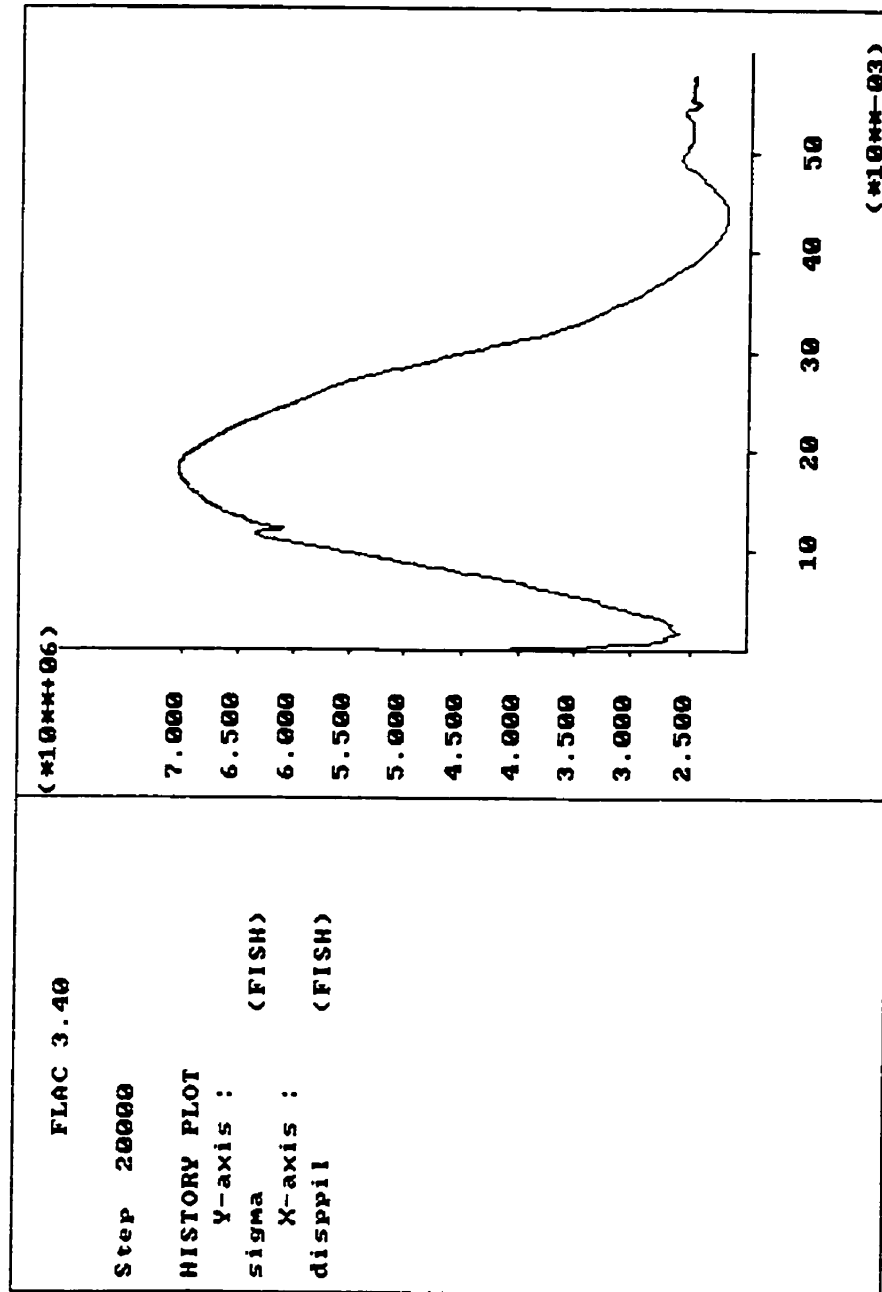


Figure IV.5: Propriétés initiales, Cas 1, $C_{\sigma}^M - 0.1MPa = 5.3 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponge-pilier (Pa, m), (pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : ini5_3.sav

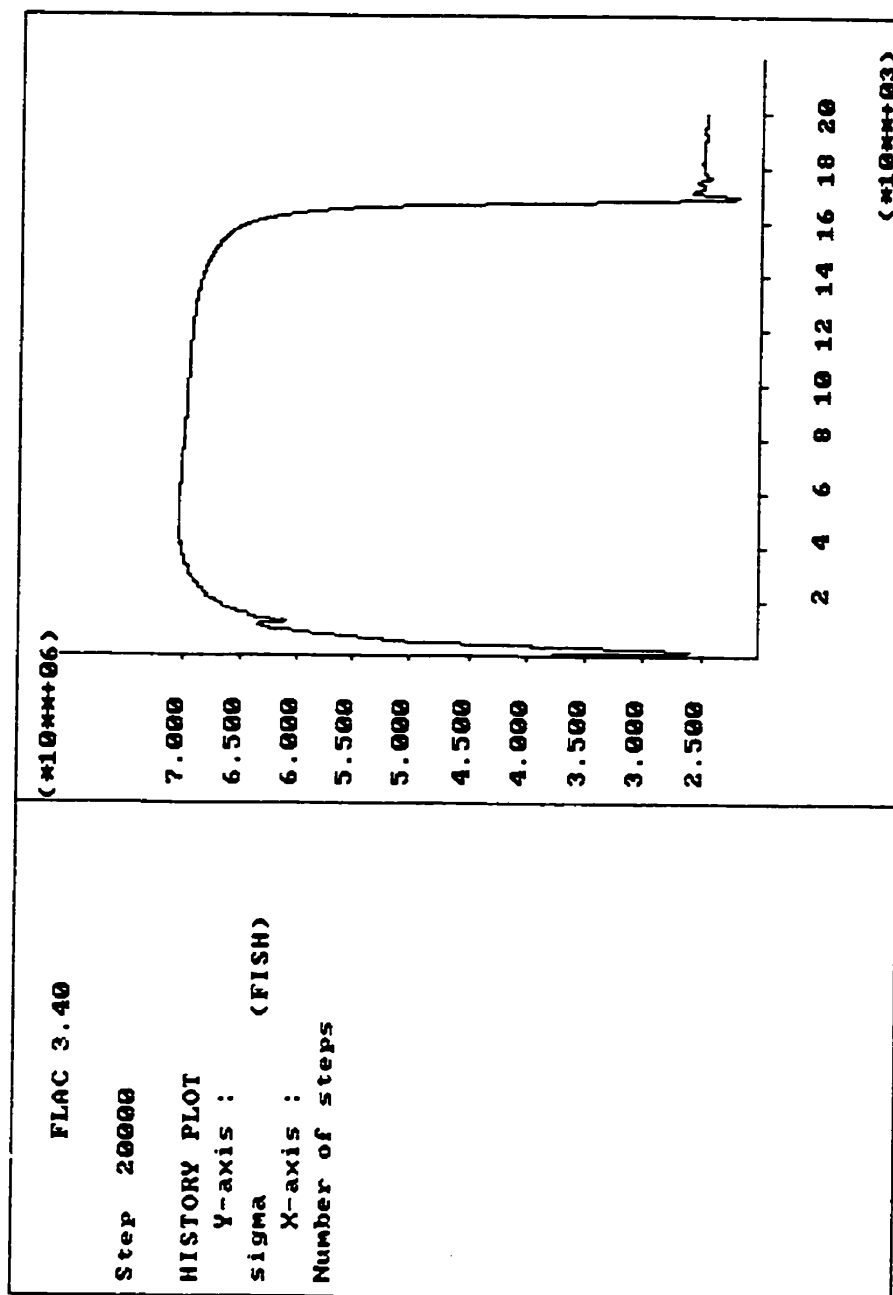


Figure IV.6: Propriétés initiales, Cas I, $C_v^M - 0.1MPa = 5.3$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : ini5_3.5av

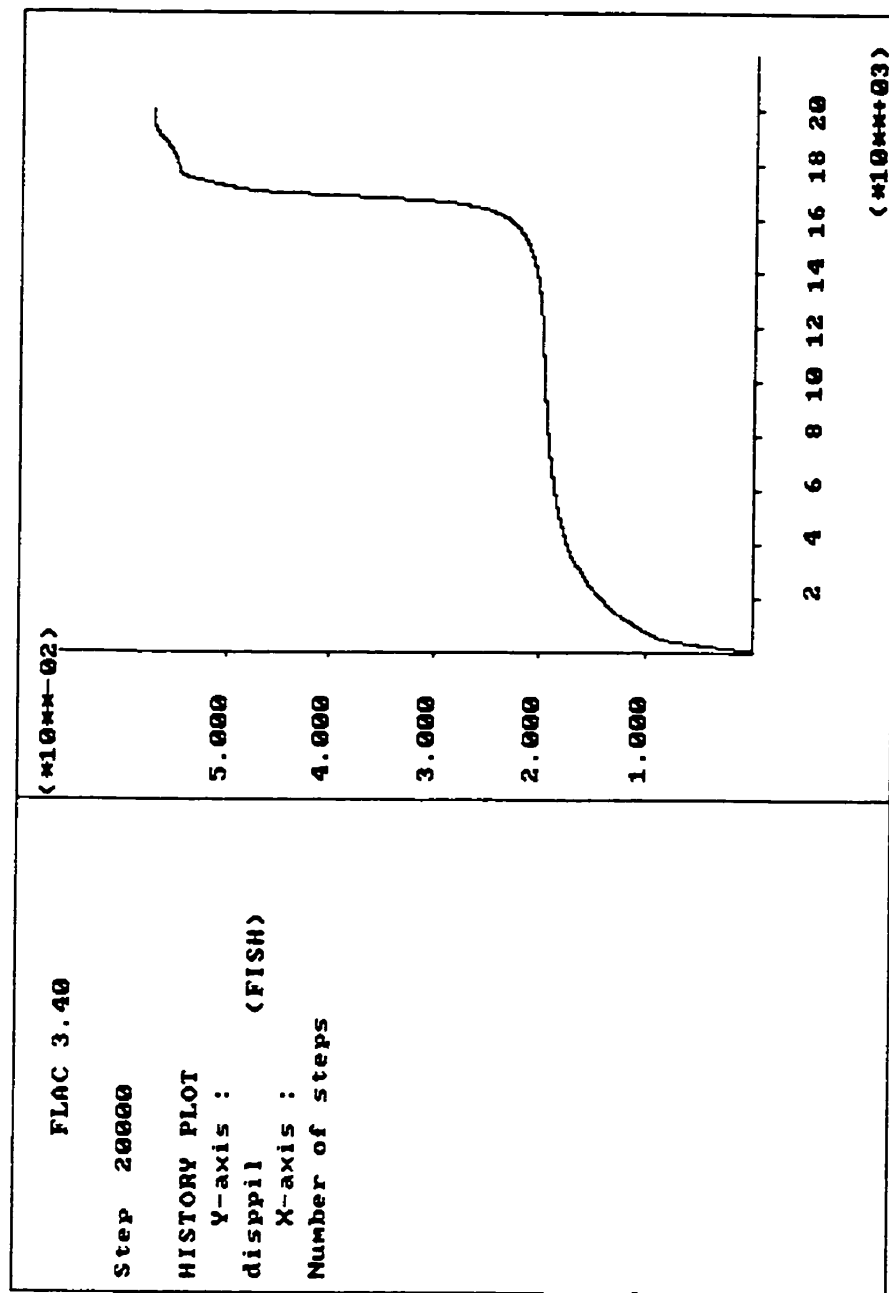


Figure IV.7: Propriétés initiales, Cas I, $C_v^M = 0.1MPa$ = 5.3 MPa, déplacement axial moyen à l'interface éponge-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier en rupture).

Job Title :
From File :

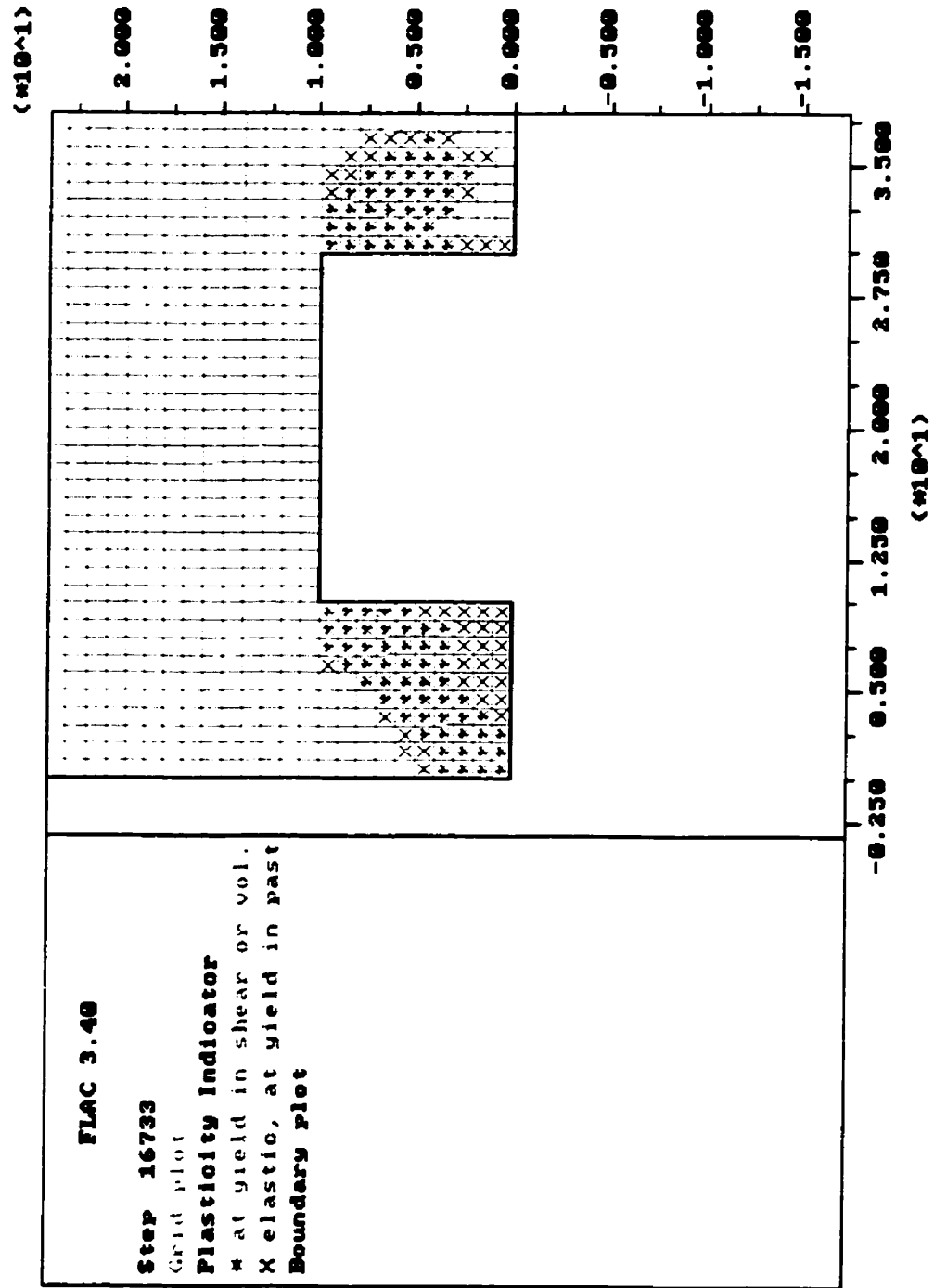


Figure IV.8: Propriétés initiales, C_1 , C_1^M - $0.1MPa = 5.3 MPa$, indicateurs de plasticité, (pilier en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_4.sav

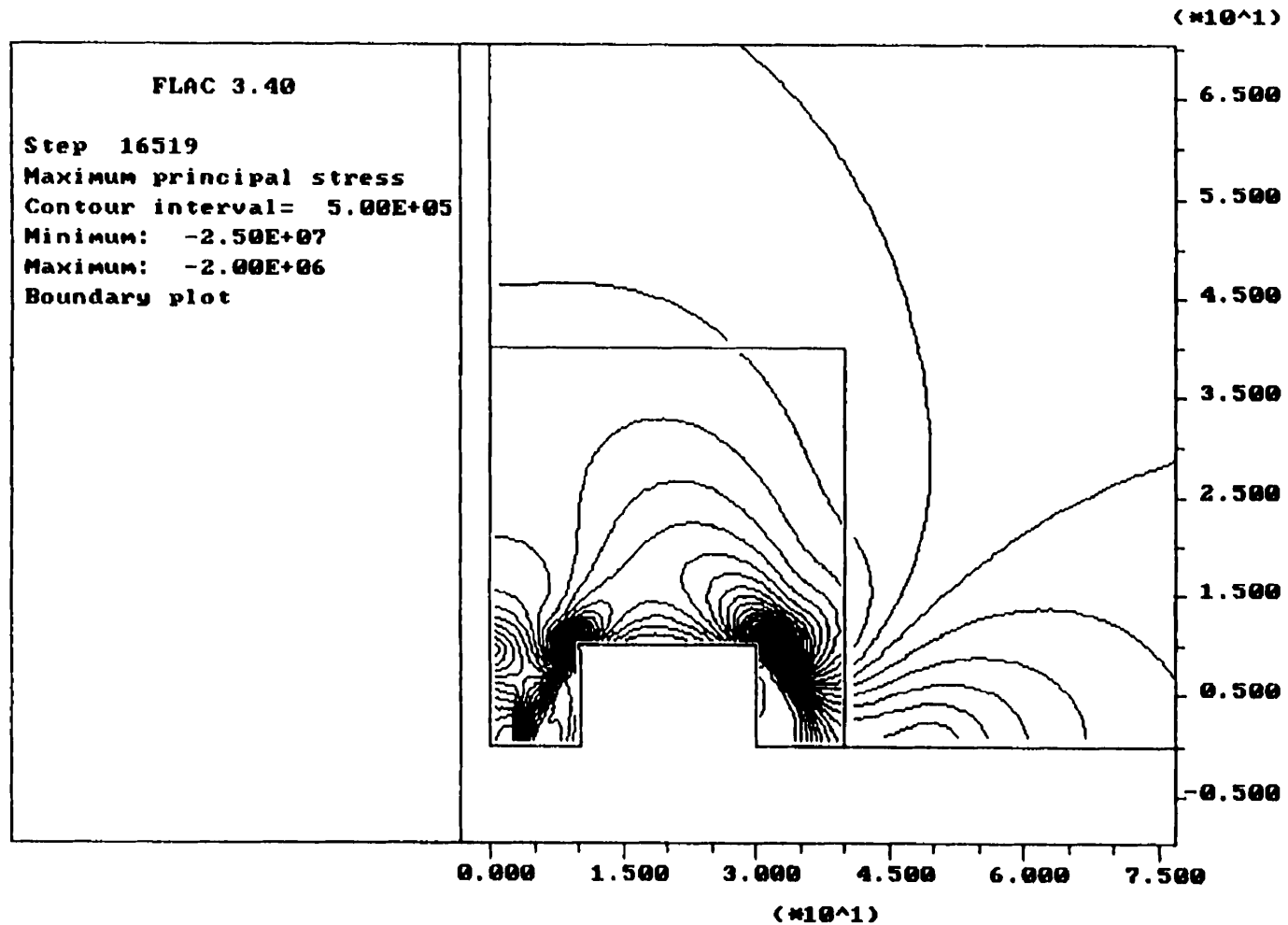


Figure IV,9: Propriétés initiales, Cas I, $C_{\sigma}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa), (pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_4.sav

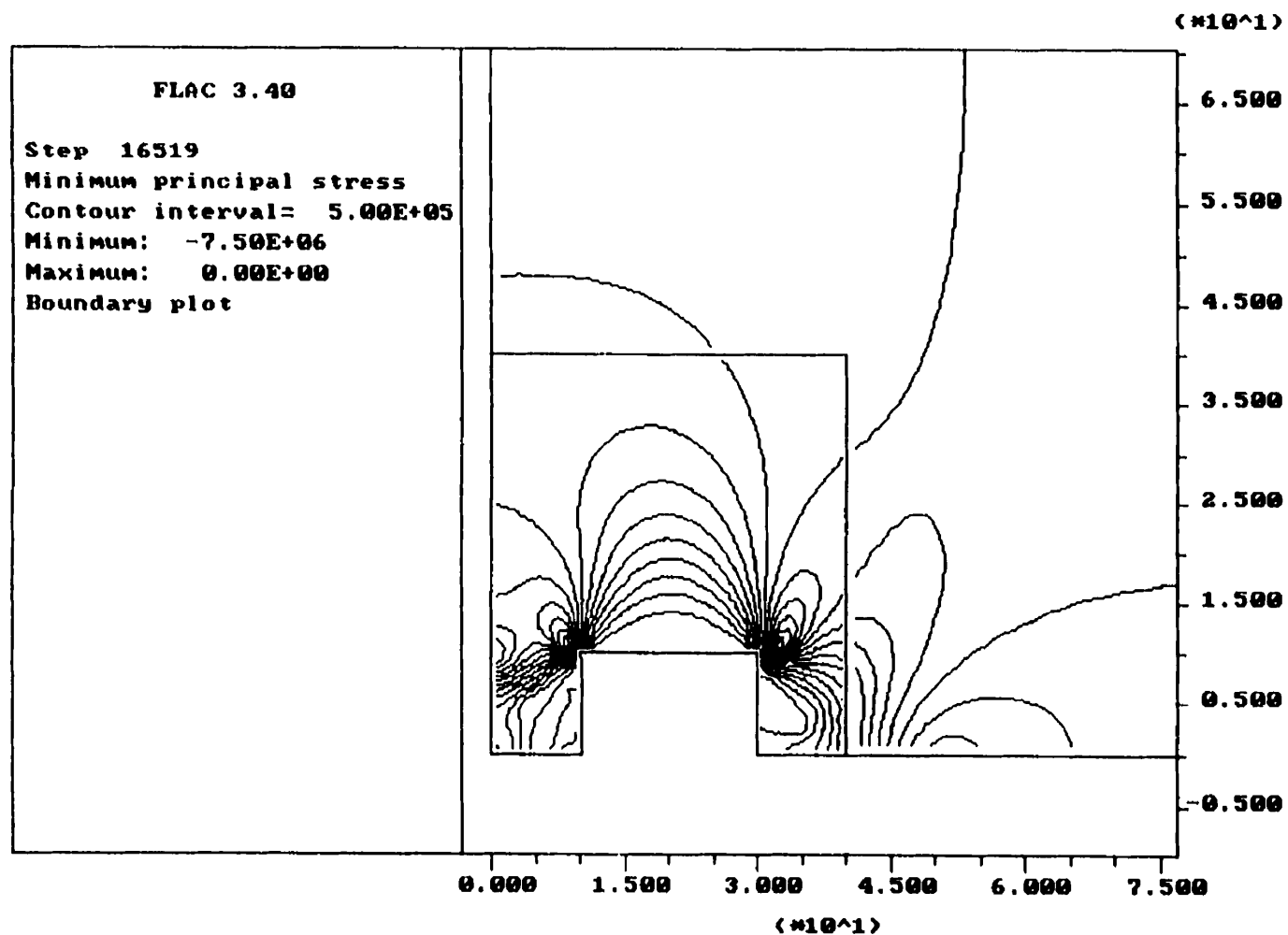


Figure IV.10: Propriétés initiales, Cas I, $C_{\sigma}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa), (pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_4.sav

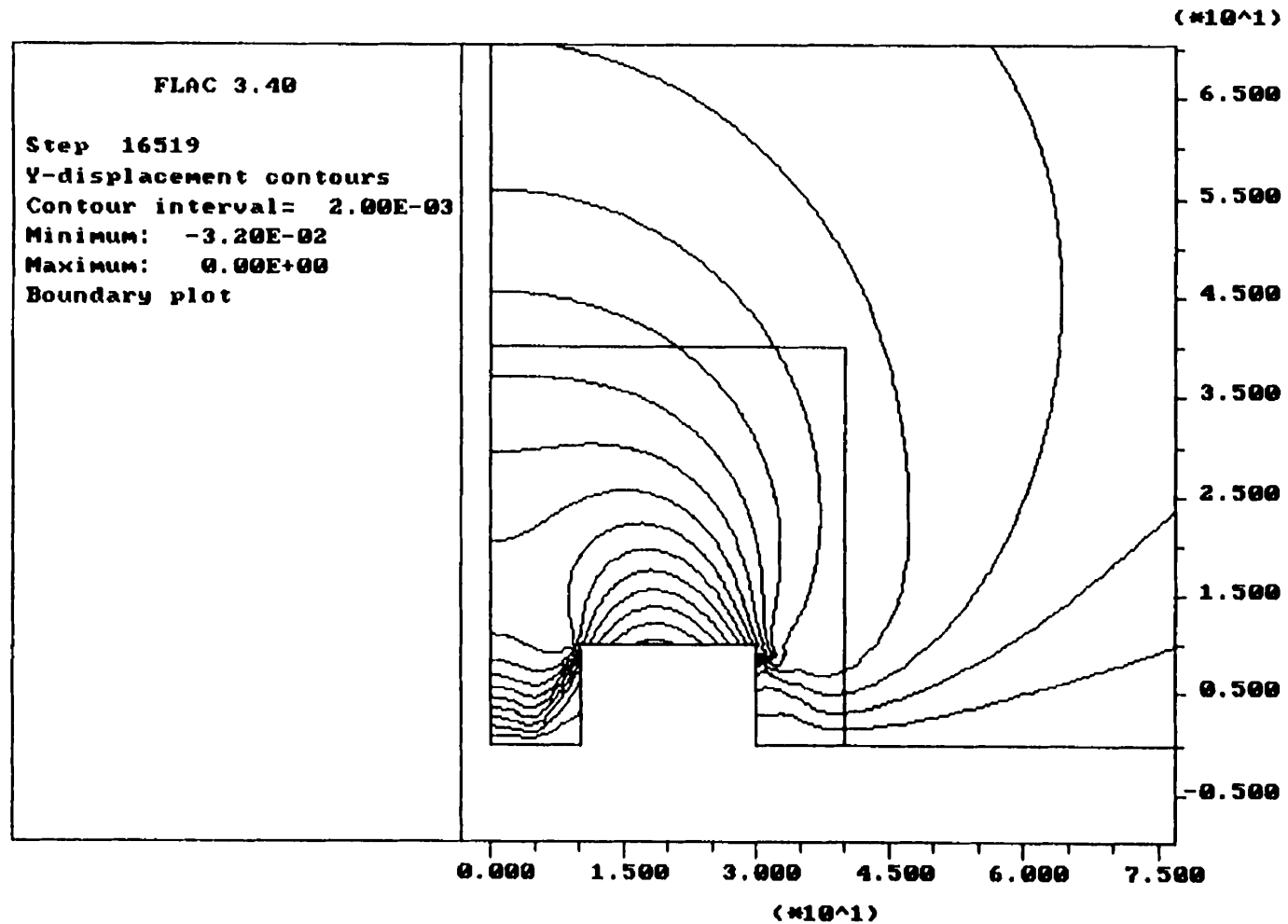


Figure IV.11: Propriétés initiales, Cas I, $C_{\sigma}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égal déplacement vertical (m),(pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : inis5_4.sav

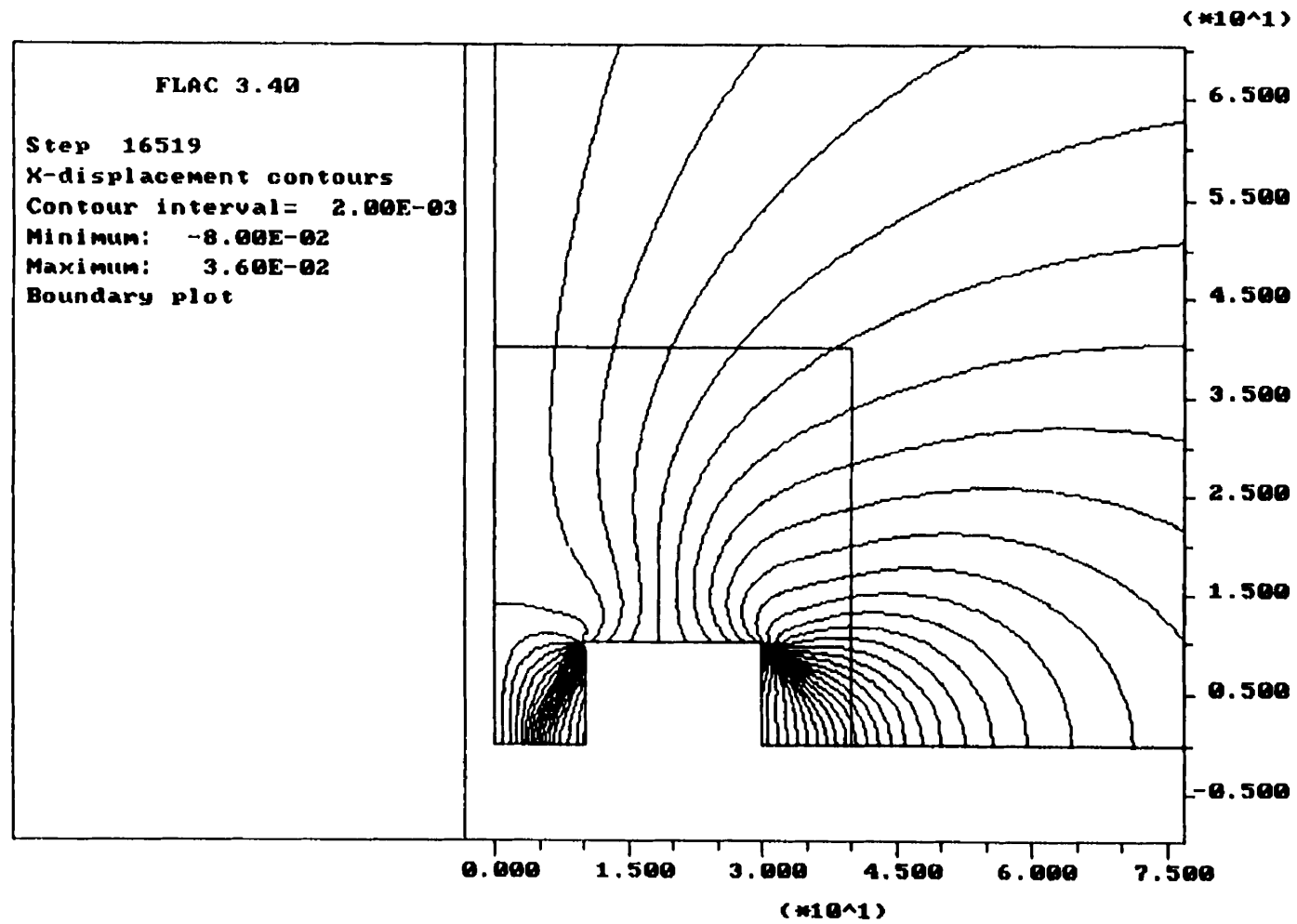


Figure IV.12: Propriétés initiales, Cas I, $C_{\sigma}^M = 5.4$ MPa, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : inis5_4.sav

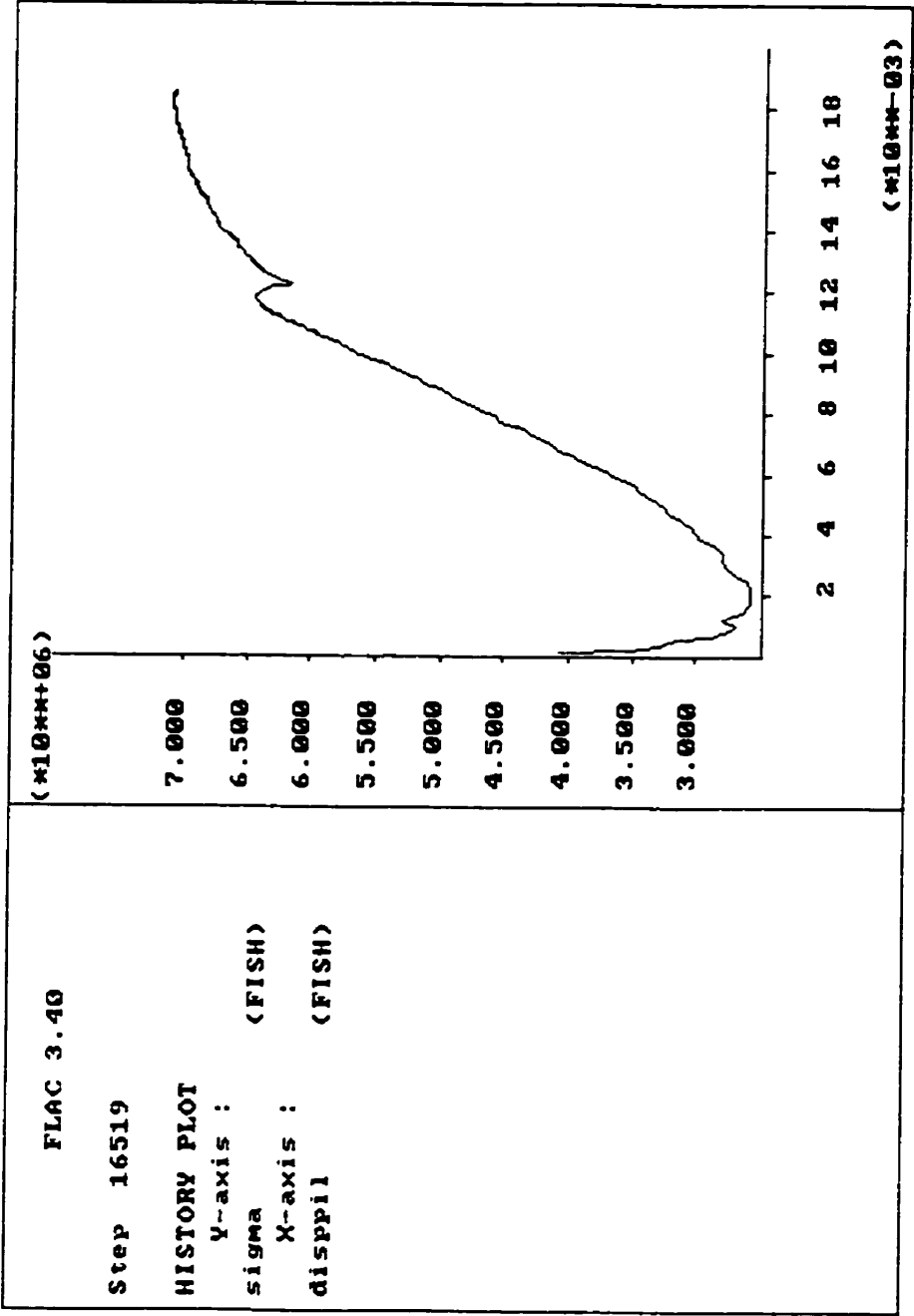


Figure IV.13: Propriétés initiales, Cas I, $C_o^M = 5.4$ MPa, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : ini5_4.sav

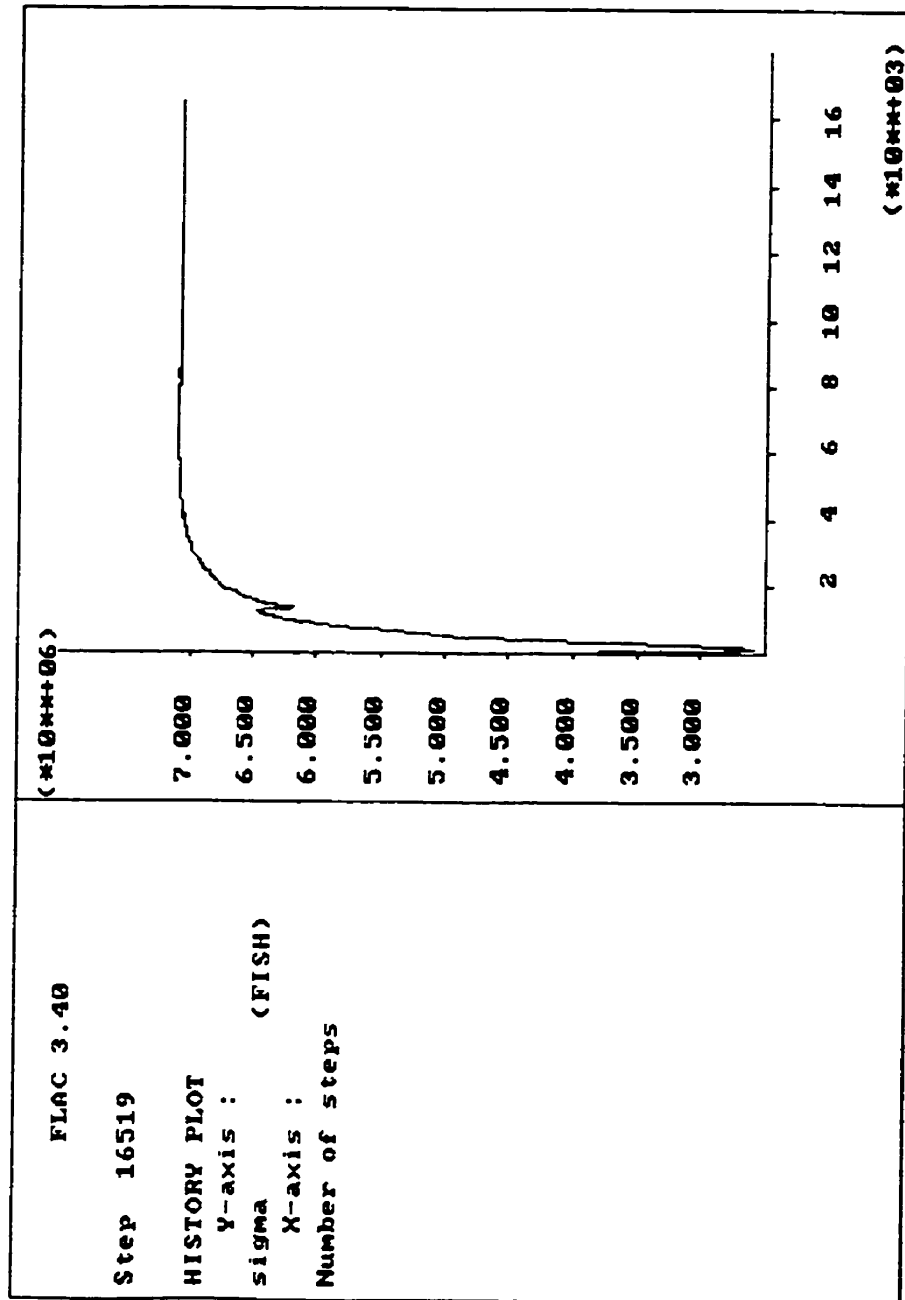


Figure IV.14: Propriétés initiales, Cas I, $C_{n \text{ I}}^M = 5.4 \text{ MPa}$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (pilier stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : inis5_4.sav

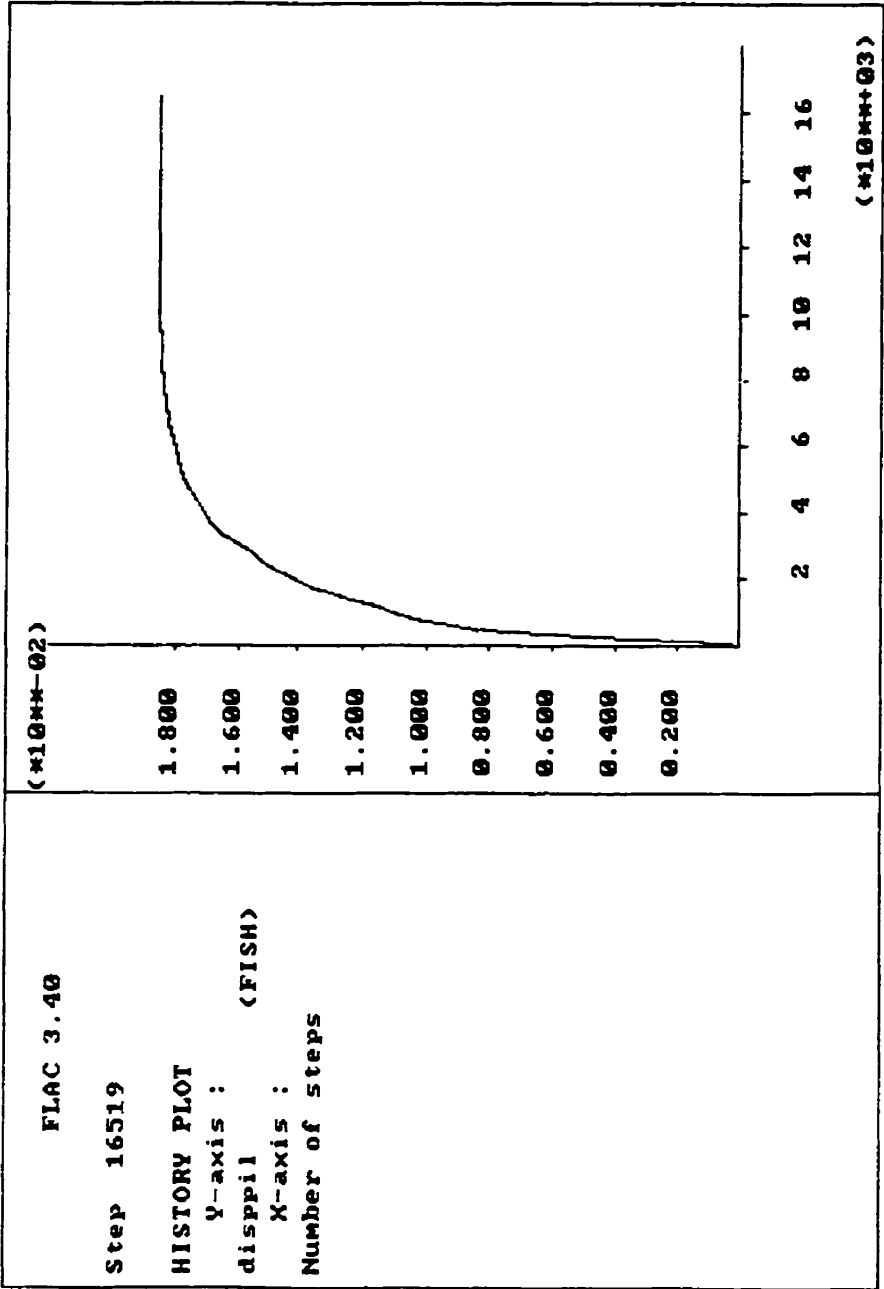


Figure IV.15: Propriétés initiales, Cas I, $C_o^{H/I} = 5.4$ MPa, déplacement axial moyen à l'interface éponge-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (pilier stable).

Job Title :
From File : inis3_4.sav

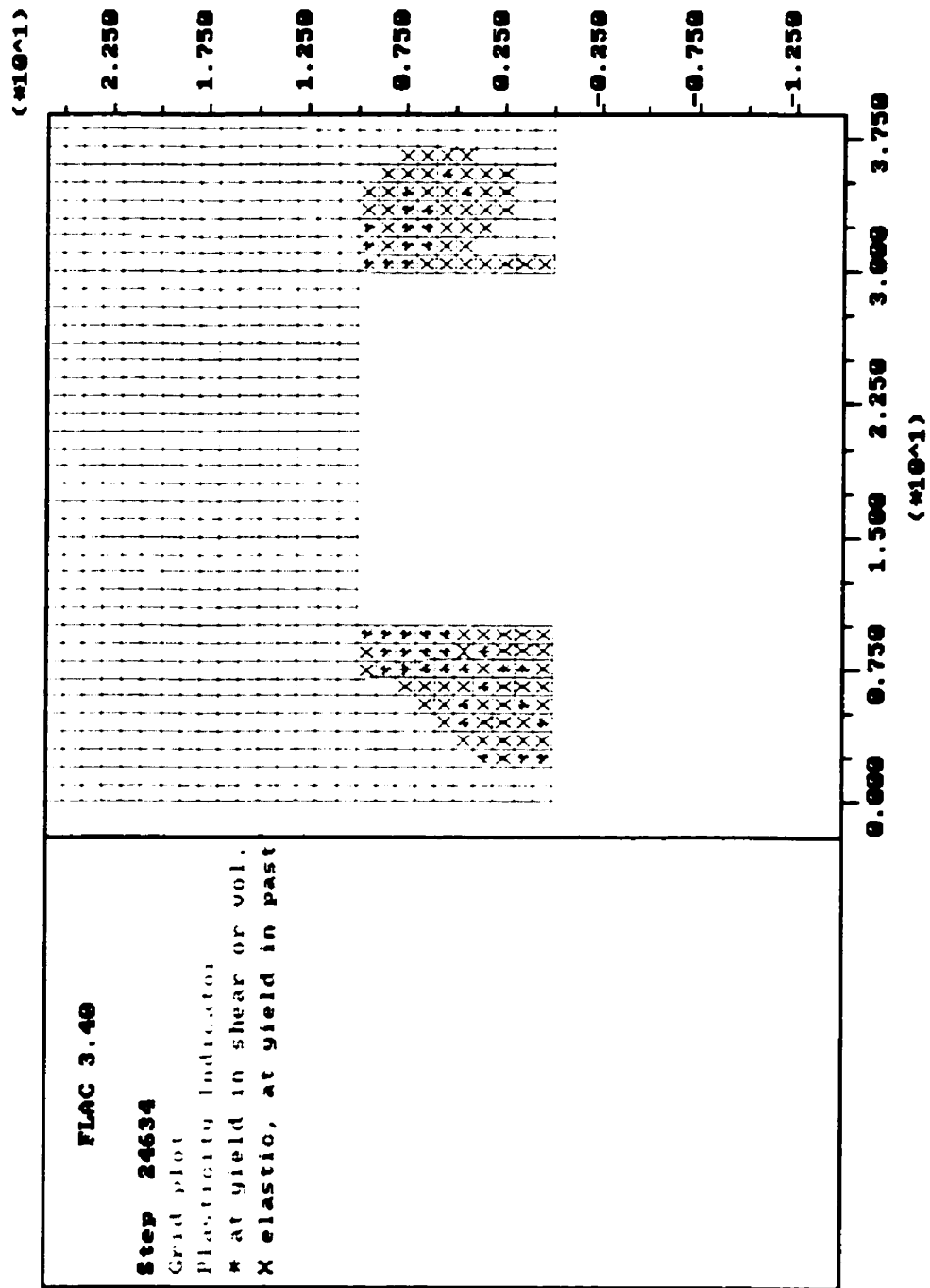


Figure IV.16: Propriétés initiales, Cas I, $C_o^M = 5.4$ MPa, indicateurs de plasticité, (pilier stable).

Fichier d'exécution utilisé dans FLAC pour le Cas IV, structure minière à trois piliers uniformes. (Modèle Strain Softening/Hardening)

grid 180,100

;model strain-softening pour le massif

model ss

prop	shear=1.5955e9	bulk=4.4541e9	density=2500
prop	coh=5.41e6	fric=52.9	dil=15 ten=3.63e6
prop	ftab=1	ctab=2	dtab=3 ttab=4
table 1	0,52.9	0.01,42.4	0.03,42.4
table 2	0,5.41e6	0.01,2.21e6	0.03,2.21e6
table 3	0,24	0.01,9	0.03,9
table 4	0,3.63e6	0.01,1.95e6	0.03,1.95e6

;model strain-softening pour le pilier

model ss i=1,181 j=1,10

prop	shear=1.5955e9	bulk=4.4541e9	density=2500	i=1,181
j=1,10				
prop	coh=1.57e6	fric=42.4	dil=24	ten=1.38e6 i=1,181 j=1,10
prop	ftab=5	ctab=6	dtab=7	ttab=8 i=1,181
j=1,10				
table 5	0,42.4	0.01,19.4	0.03,19.4	
table 6	0,1.57e6	0.01,0.71e6	0.03,0.71e6	
table 7	0,24	0.01,9	0.03,9	
table 8	0,1.38e6	0.01,1.01e6	0.03,1.01e6	

;maillage

gen 0,0 0,200 280,200 280,0 i=1,141 j=1,101

mod null i=1,40 j=1,20

mod null i=100

mod null i=100,181 j=41

mod null i=101,181 j=42,101

gen 0,0 0,40 80,40 80,0 i=101,181 j=1,41

attach aside from 1,21 to 41,21 bside from 101,41 to 181,41

attach aside from 41,21 to 41,1 bside from 181,41 to 181,1

mod null i=111,130 j=1,10

mod null i=151,170 j=1,10

;contraintes in-situ

```
initial  sxx=-10e6          syy=-5e6          szz=-5.1e6
```

```
fix x i=1
```

```
fix x i=101
```

```
fix y j=1
```

```
apply press 10e6 i=100
```

```
apply press 5e6 i=1,100 j=101
```

```
set large
```

;Define FISH-function to monitor pillar performance

```
  ;vertical displacement
```

```
  def disppil1
```

```
    while_stepping
```

```
    s=0
```

```
    loop i(101,111)
```

```
      s=s-ydisp(i,11)
```

```
    end_loop
```

```
    disppil1=s/11
```

```
  end
```

```
  ;averaging of pillar stress
```

```
  def sigma1
```

```
    while_stepping
```

```
    s=0
```

```
    loop i (101,110)
```

```
      s=s-syy(i,1)
```

```
    end_loop
```

```
    sigma1=s/10
```

```
  end
```

;Define FISH-function to monitor pillar performance

```
  ;vertical displacement
```

```
  def disppil2
```

```
    while_stepping
```

```
    s=0
```

```
    loop i(131,151)
```

```
      s=s-ydisp (i,11)
```

```
    end_loop
```

```
    disppil2=s/21
```

```
  end
```

```
  ;averaging of pillar stress
```

```

        def sigma2
            while_stepping
                s=0
                loop i (131,150)
                    s=s-syy(i,1)
                end_loop
                sigma2=s/20
            end

history sigma1
history disppil1
history sigma2
history disppil2

def arret1
    while_stepping
        if sigma2 < 0.5e6 then
            if step > 200 then
                nerr=-1
                fish_msg='Rupture du pilier (cont)'
                error=1
            end_if
        end_if
    end
end

def arret2
    while_stepping
        if disppil2 > 0.1 then
            nerr=-1
            fish_msg='Rupture du pilier (depl)'
            error=1
        end_if
    end
end

arret1
arret2
set sratio 1e-6
set step 20000
solve
set hisfile init7_1.his
his write 1 vs 2
his write 3 vs 4
save init7_1.sav

```

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

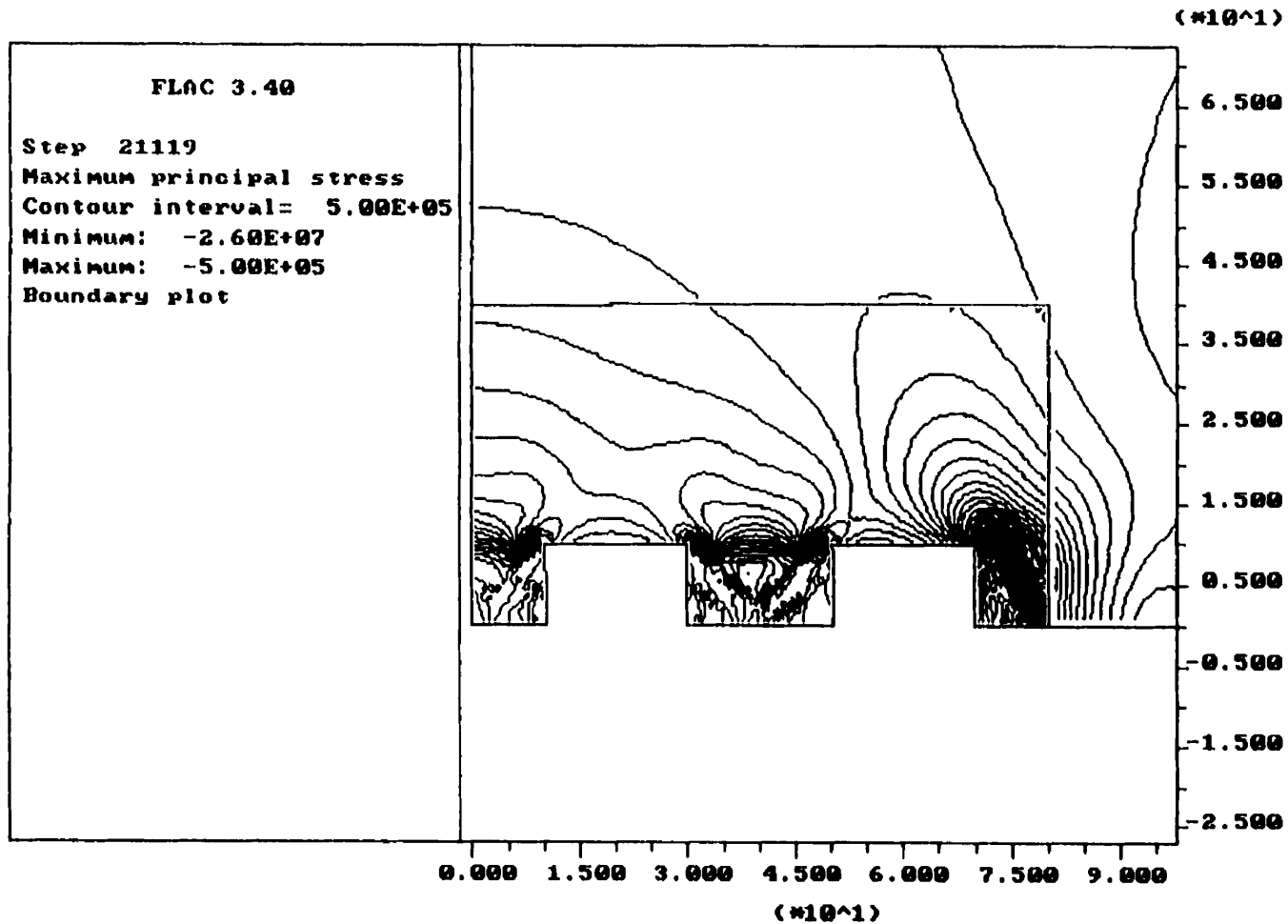


Figure IV.17: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{\sigma}^M - 0.1 \text{ MPa} = 7.1 \text{ MPa}$, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa) (piliers en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

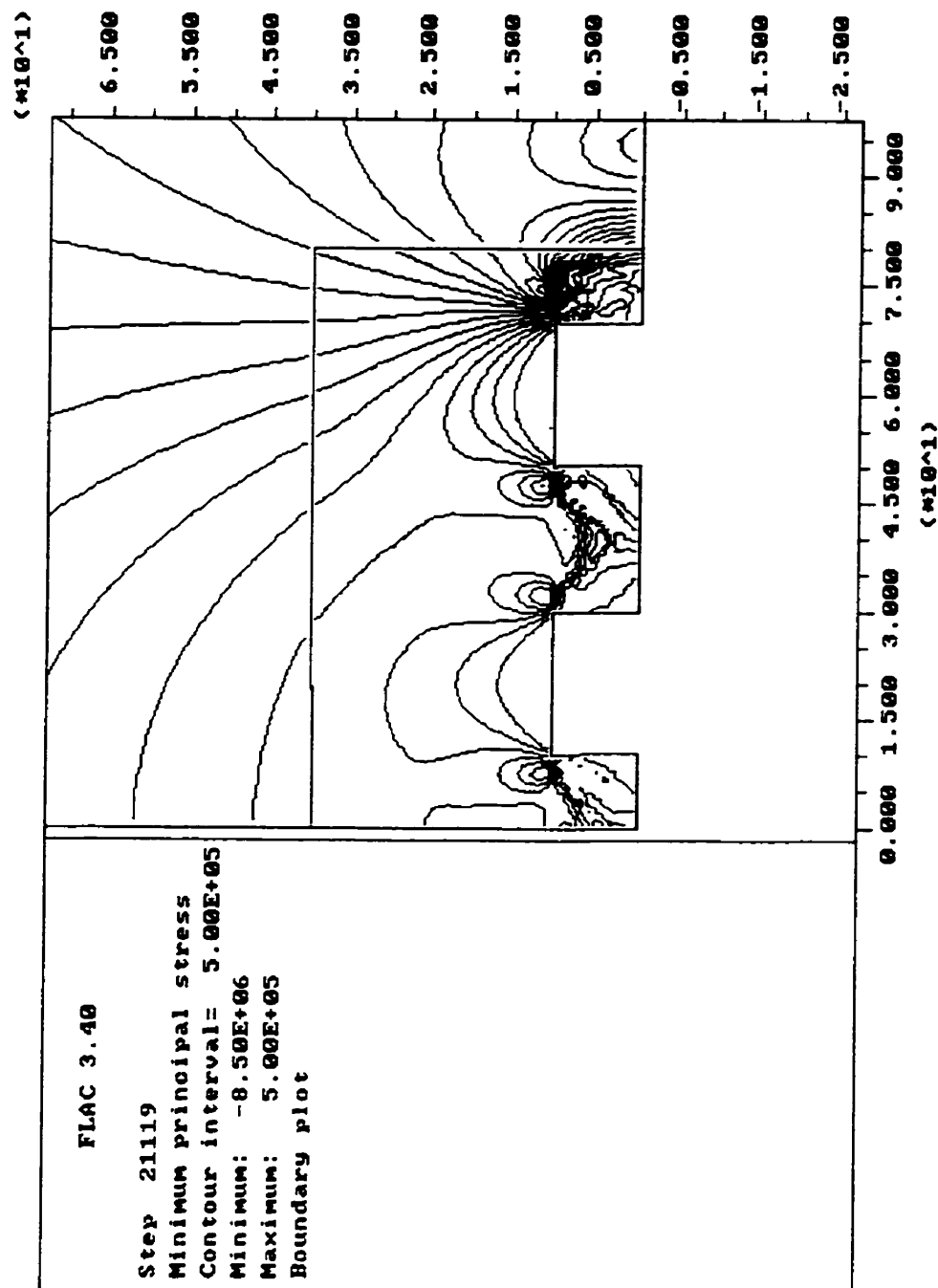


Figure IV.18: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^M = -0.1MPa = 7.1 MPa$, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa), (piliers en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : init7_1.sav

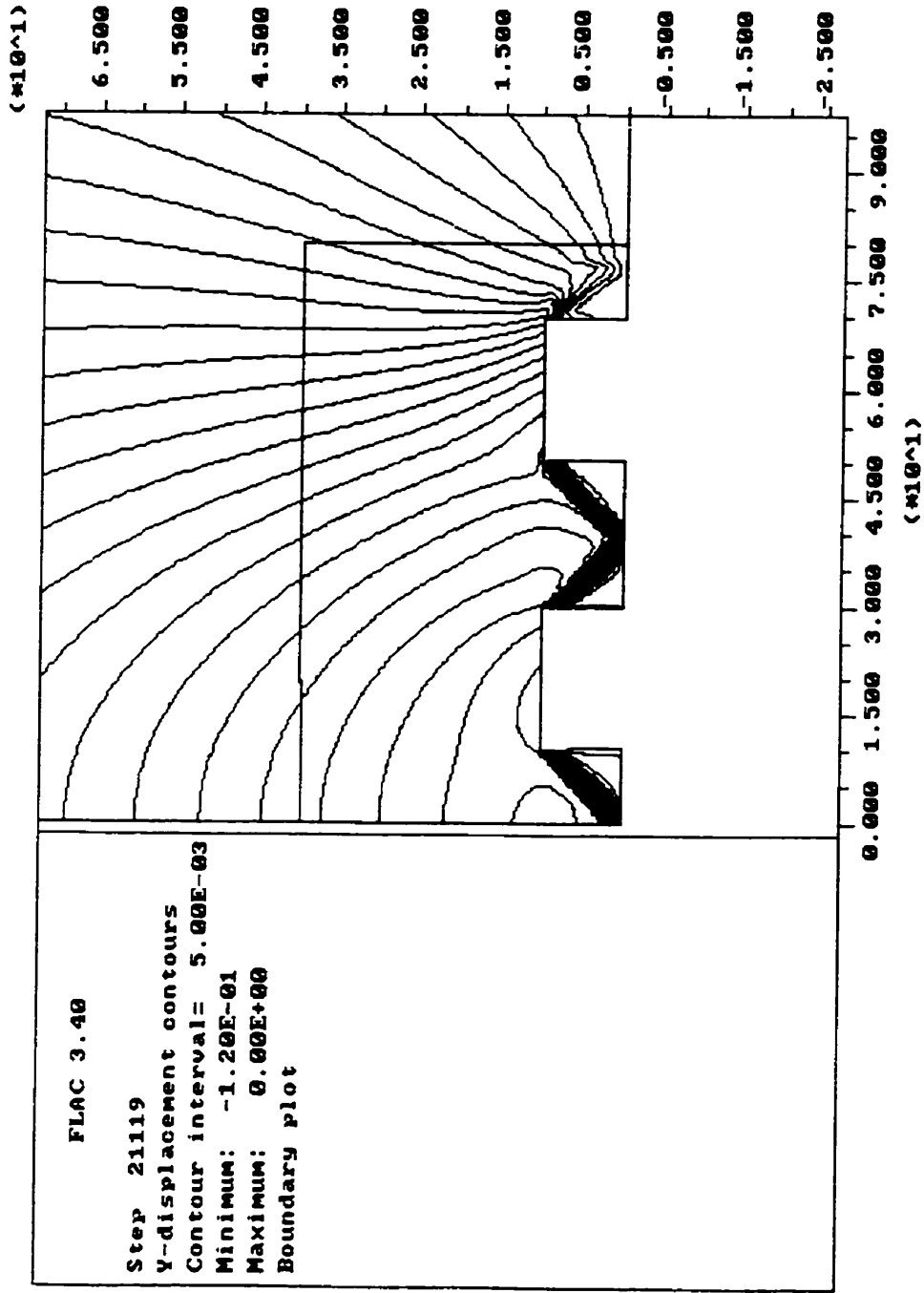


Figure IV.19: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{v,i}^M = 0.1MPa = 7.1 MPa$, lieux d'egal déplacement vertical (m), (piliers en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

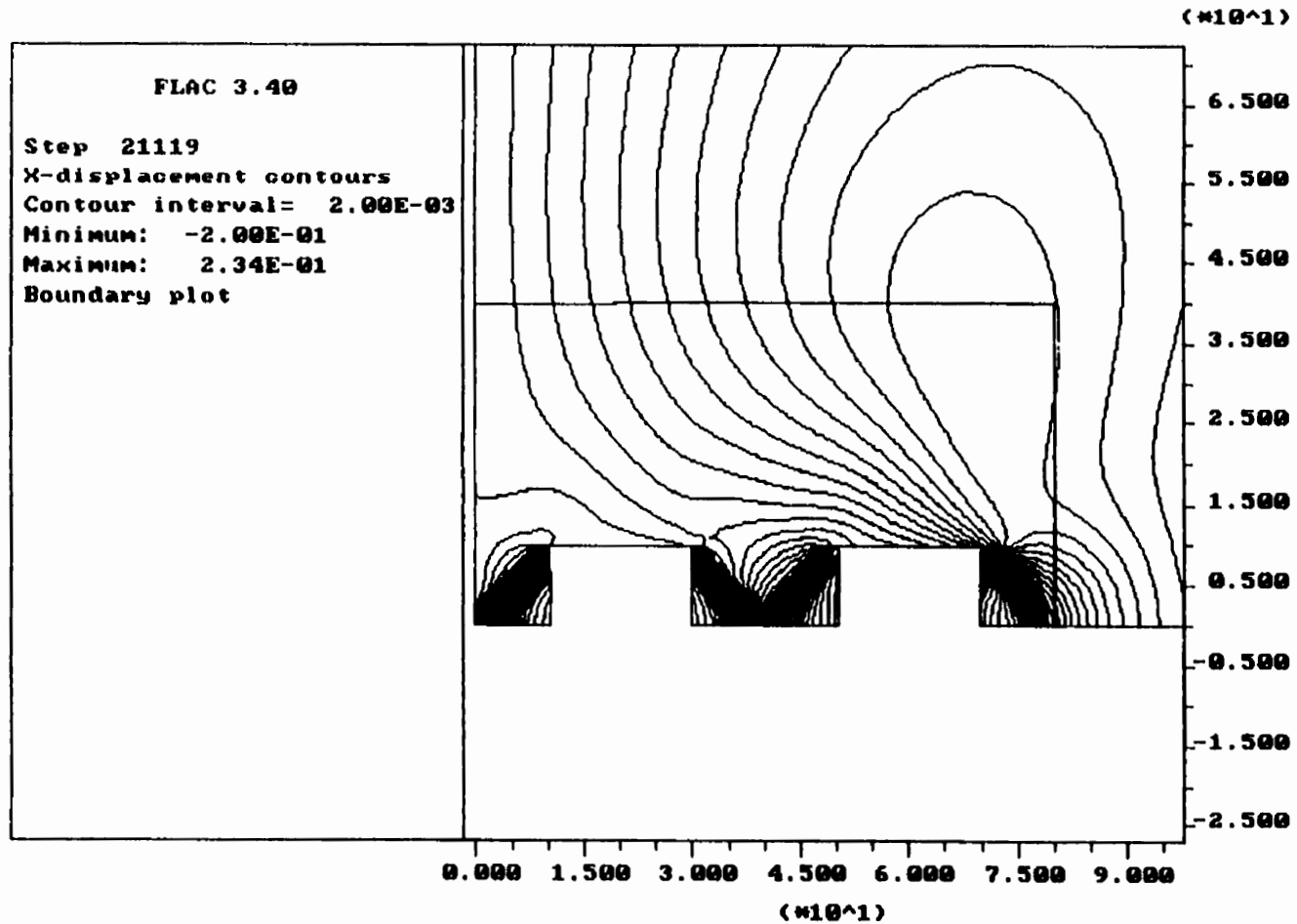


Figure IV.20: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa} = 7.1 \text{ MPa}$, lieux d'égale déplacement horizontal (m), (piliers en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

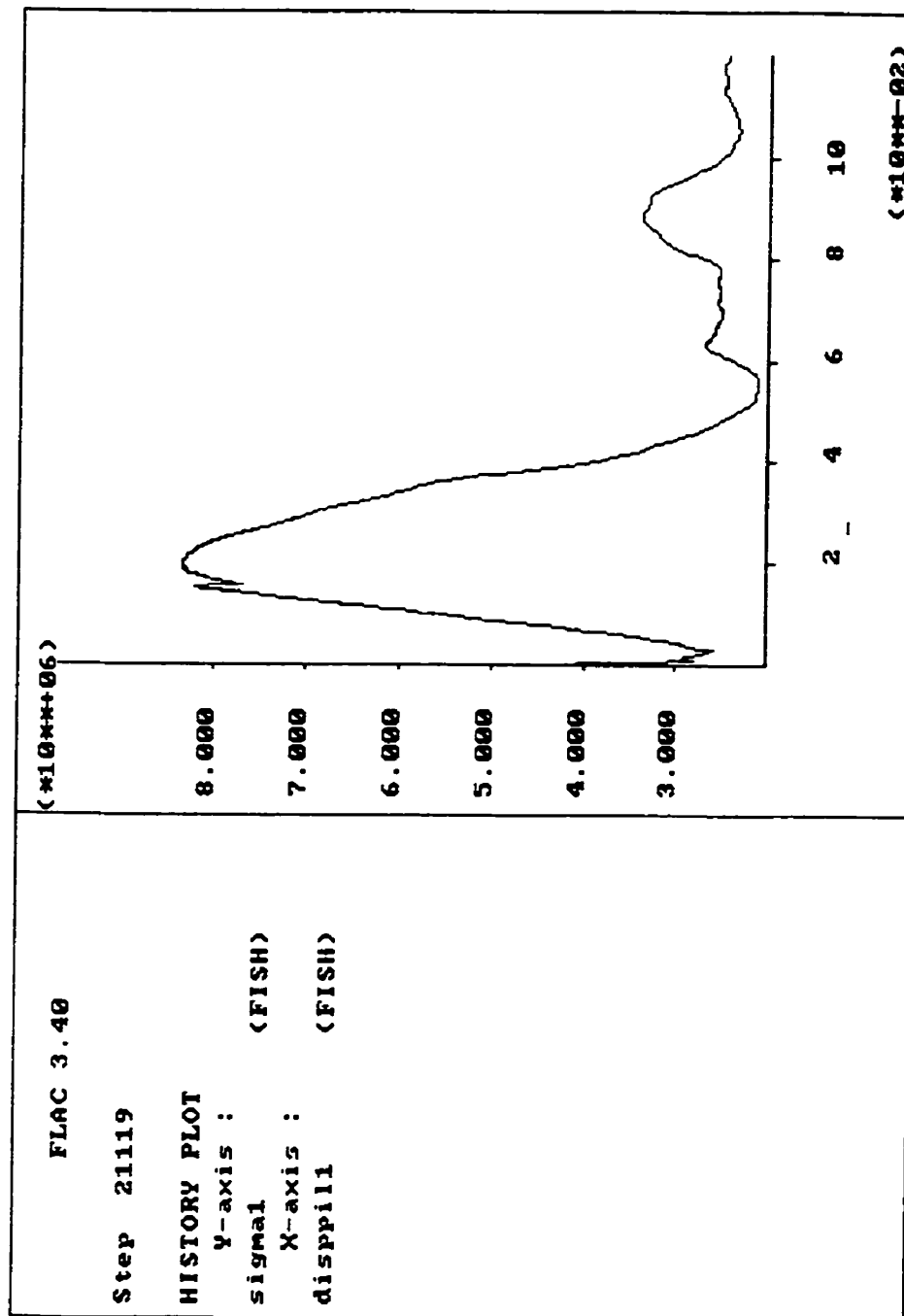


Figure IV.21: Propriétés initiales, Cas IV, $C_p^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B₂ en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

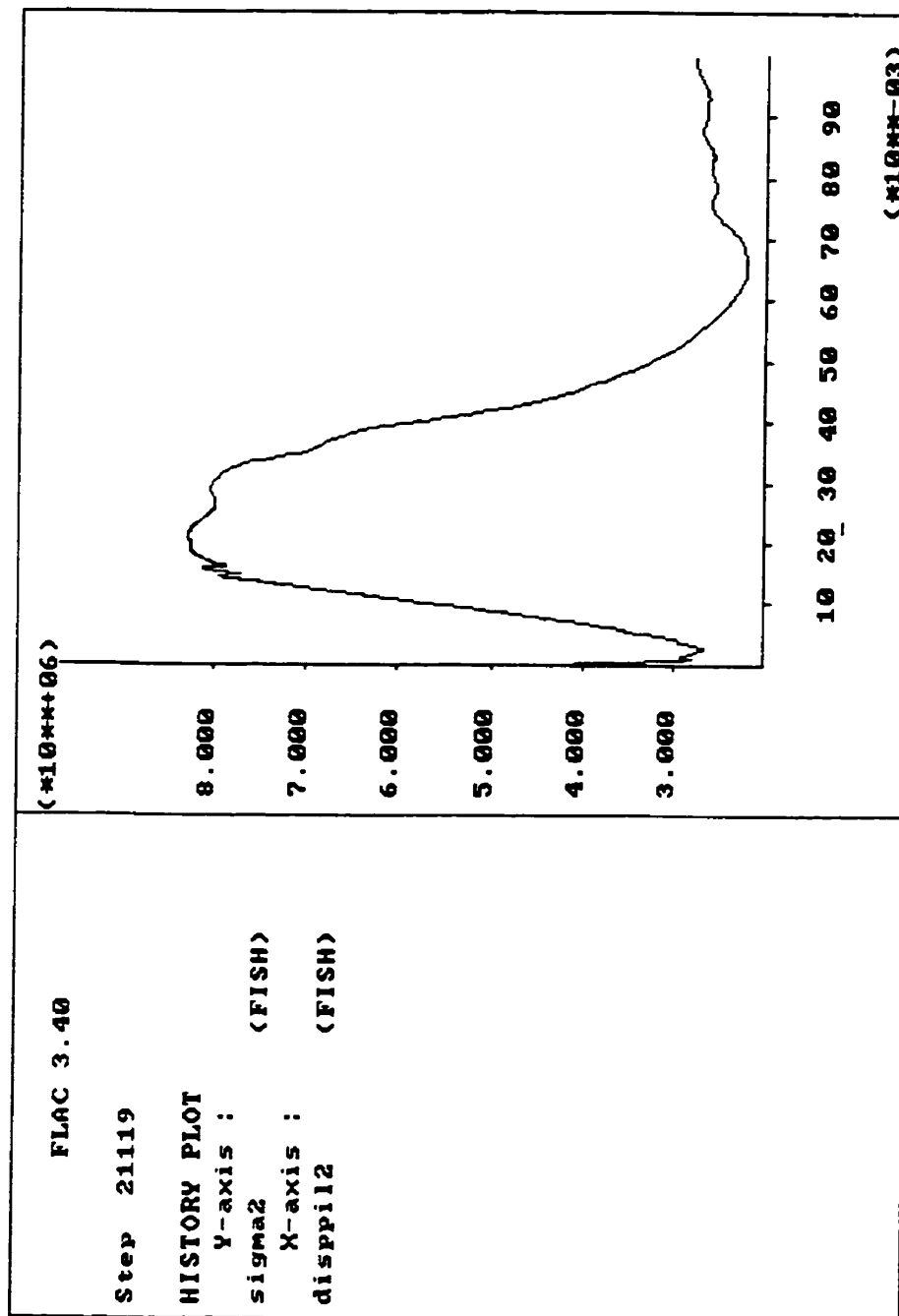


Figure IV.22: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{\sigma}^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponge-pilier (P_a, m), (pilier B_1 en rupture).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

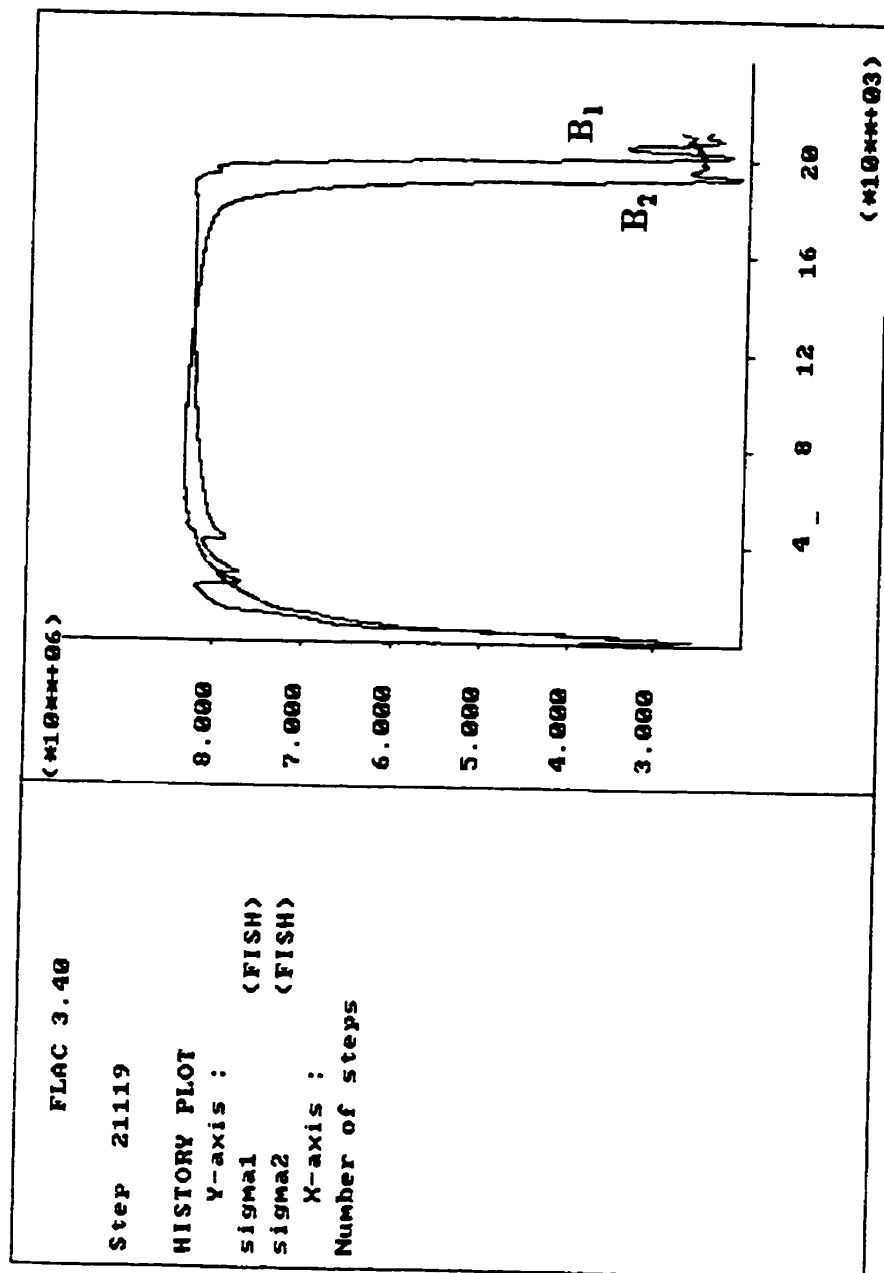


Figure IV.23: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur des piliers en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier B₁ et B₂ en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_1.sav

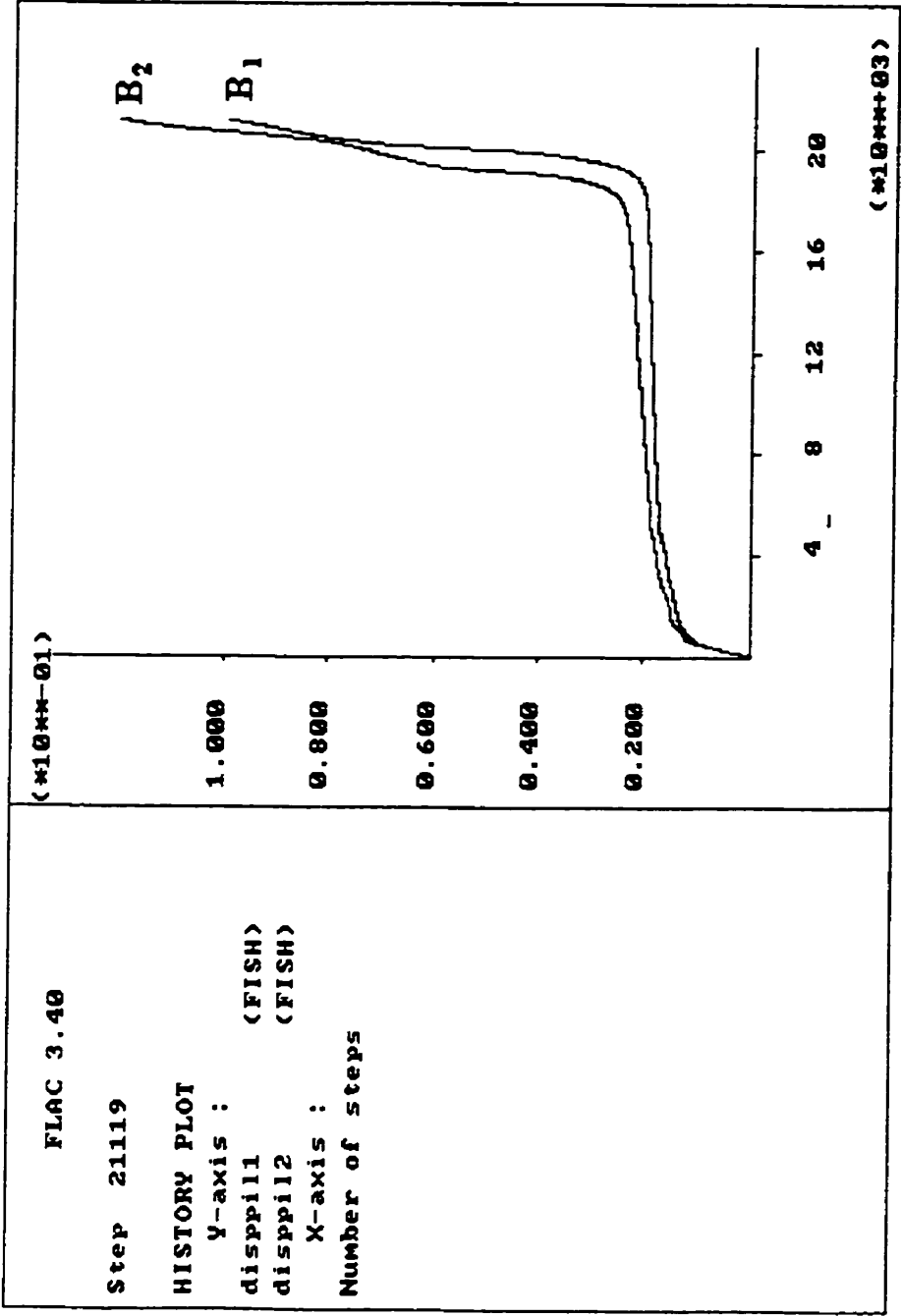


Figure IV.24: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^H = 0.1MPa$, $\sigma_a = 7.1 MPa$, déplacements axial moyen à l'interface éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier B₁ et B₂ en ruptures).

Job Title :
From File : init7_1.sav

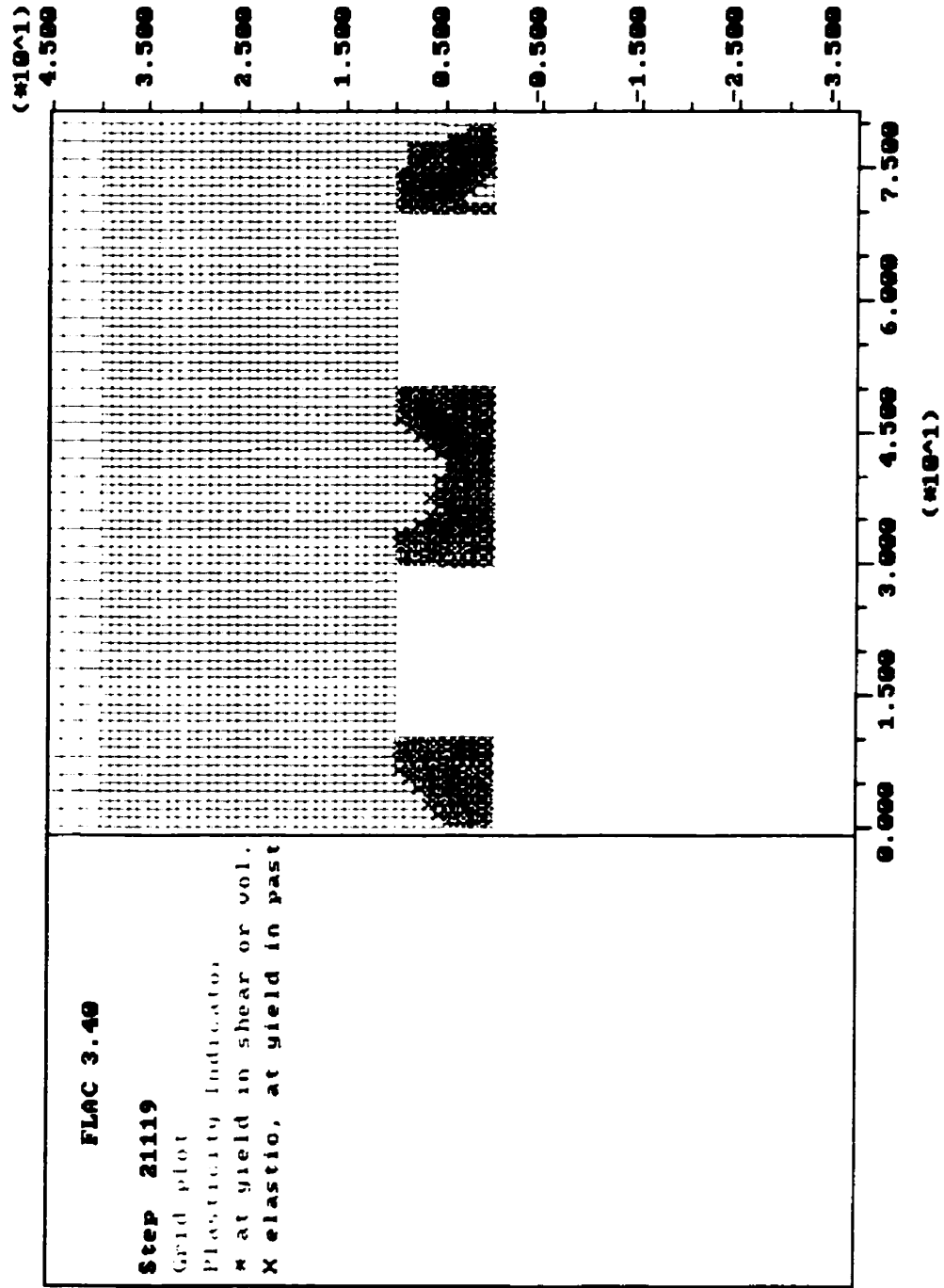


Figure IV.25: Propriétés initiales, Cas IV, $C_o^M = 0.1 MPa$, $C_o^L = 7.1 MPa$, indicateurs de plasticité, (Pilier B₁ et B₂ en ruptures).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

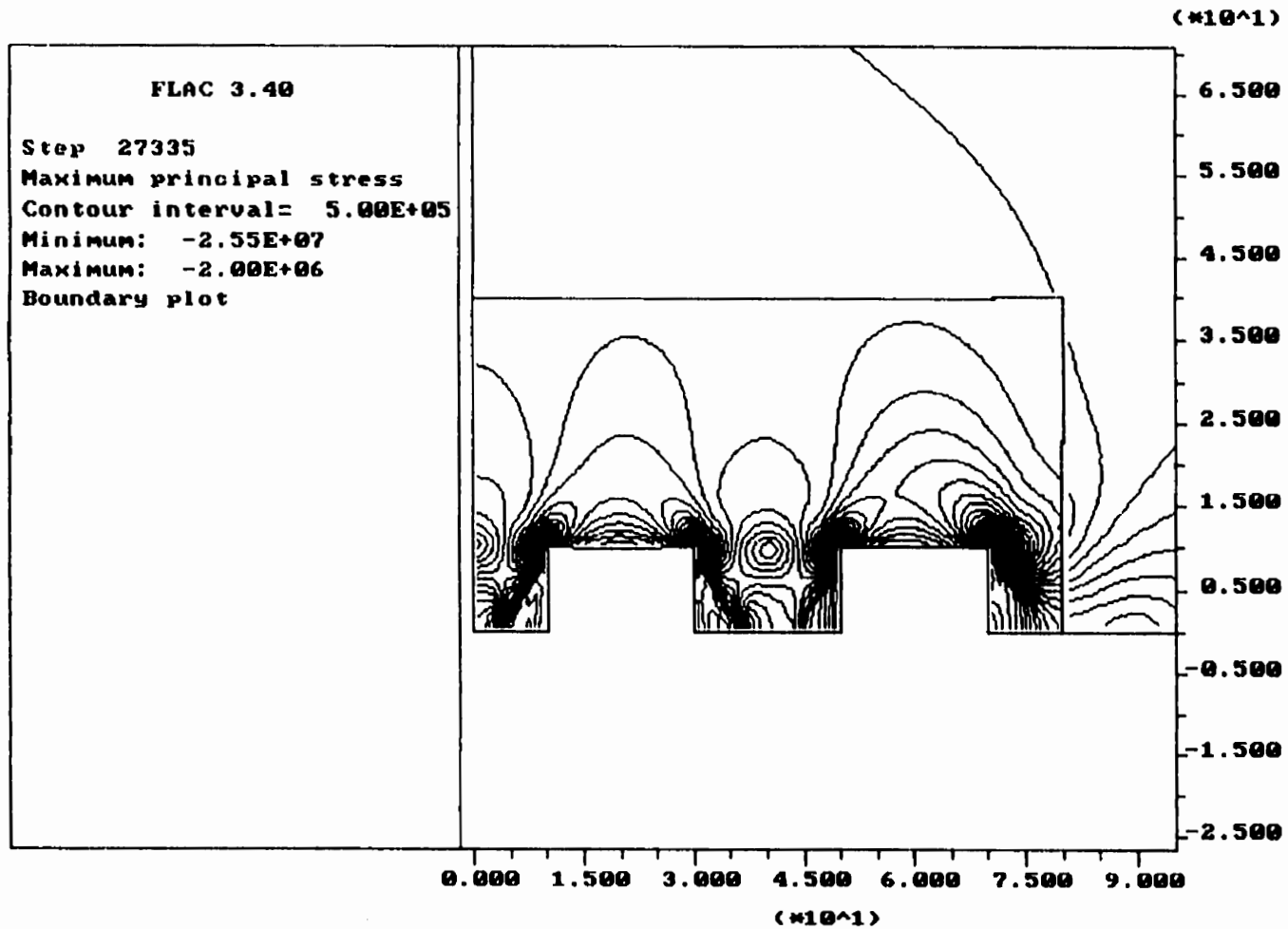


Figure IV.26: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{\sigma}^M = 7.2$ MPa, lieux d'égale contrainte principale majeure (Pa), (piliers stables).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

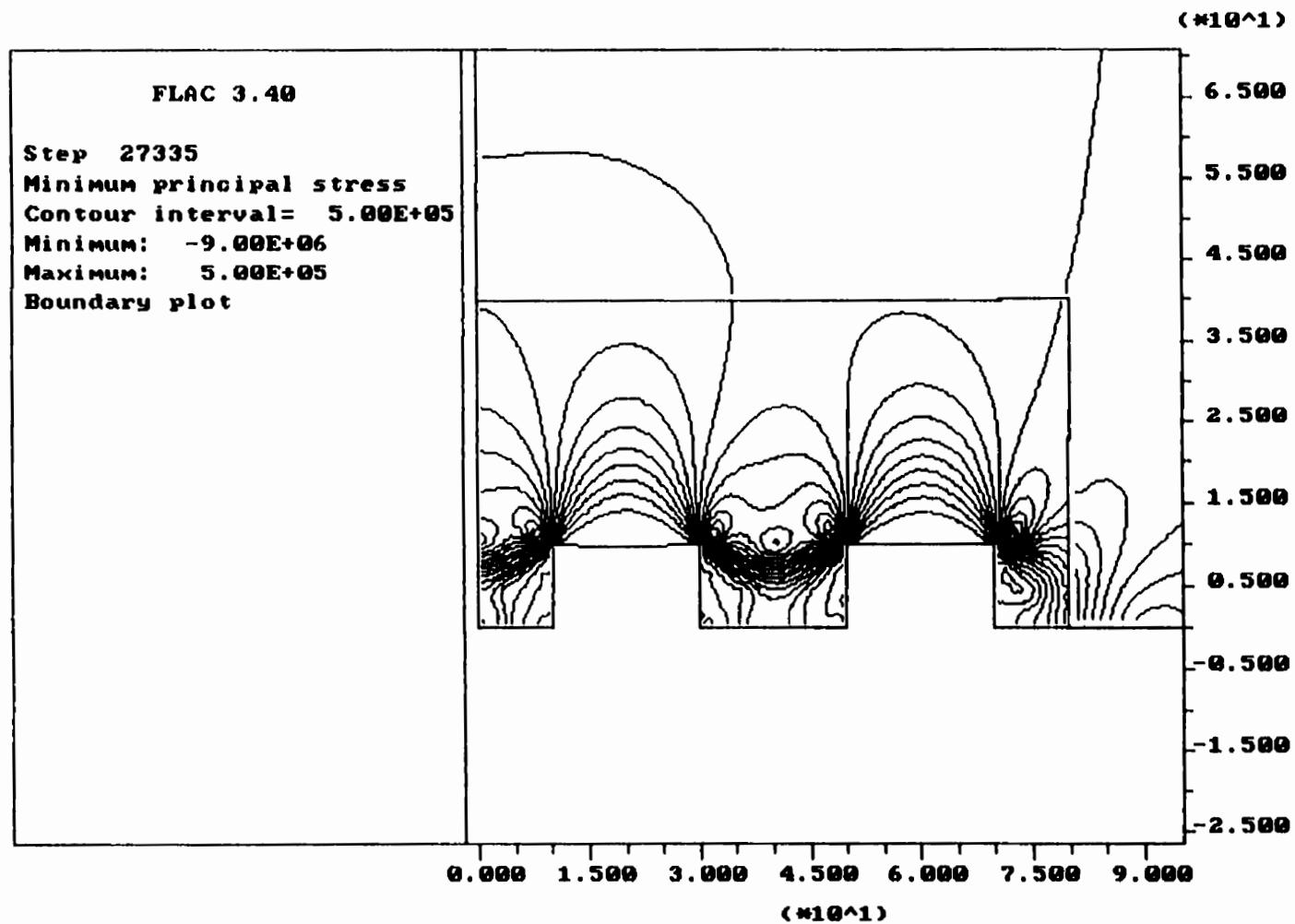


Figure IV.27: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{\sigma}^M = 7.2$ MPa, lieux d'égale contrainte principale mineure (Pa), (piliers stables).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

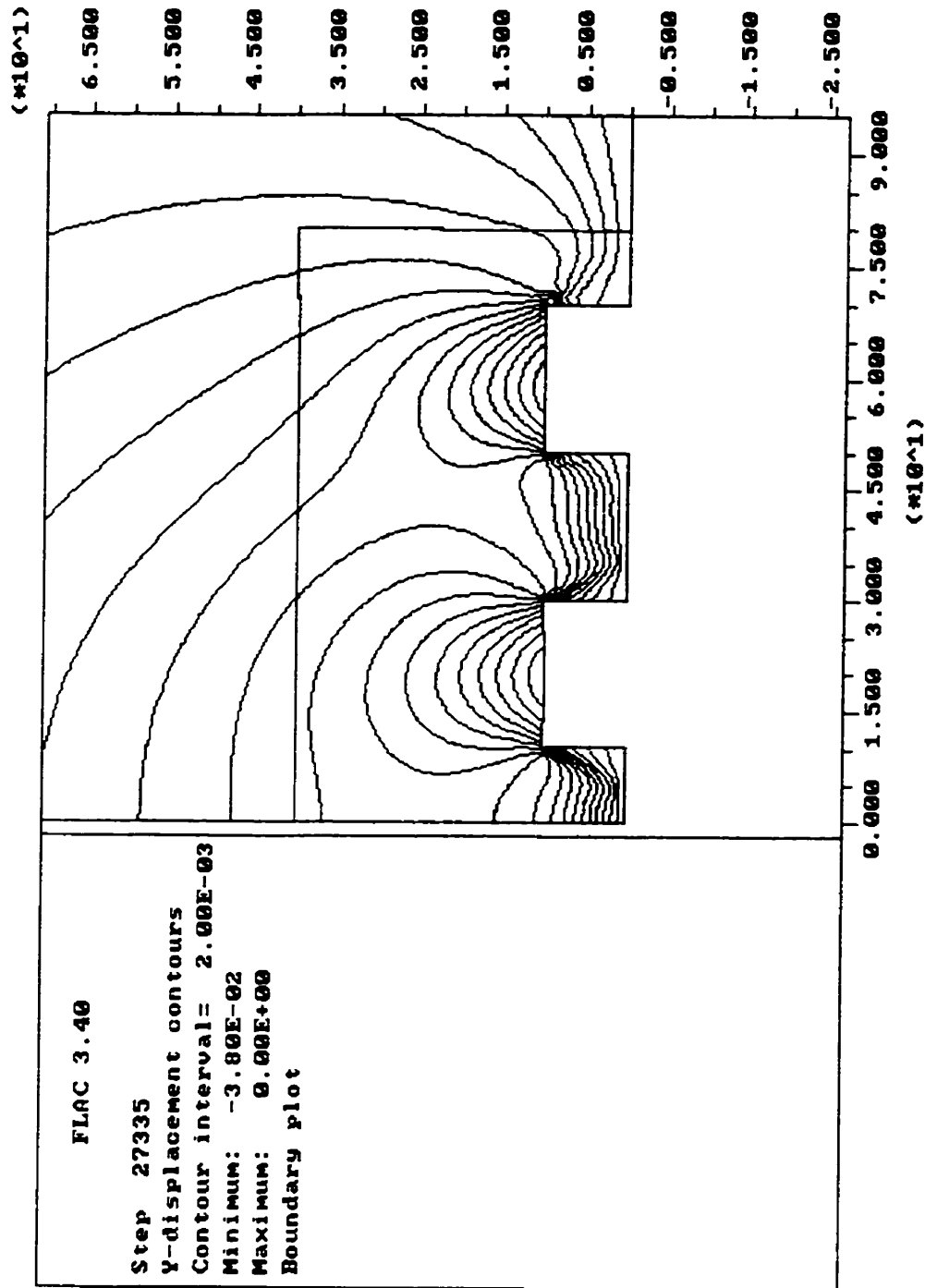


Figure IV.28: Propriétés initiales, Cas IV, $C_n^M = -0.1MPa$, lieux d'égale déplacement vertical (m), (piliers stables).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : init7_2.sav

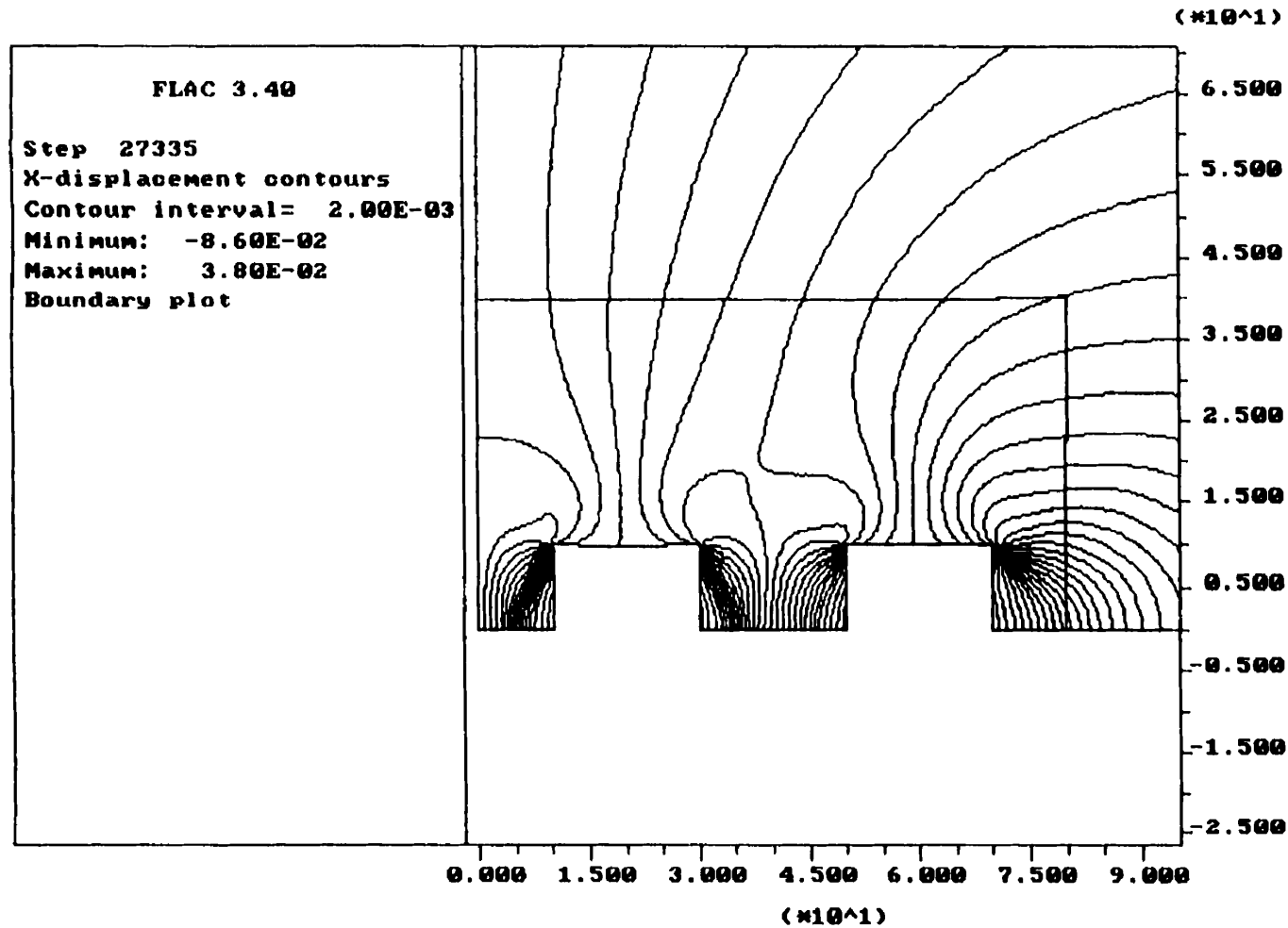


Figure IV.29: Propriétés initiales, Cas IV, $C_{\sigma}^M - 0.1 \text{ MPa} = 7.1 \text{ MPa}$, lieux d'égal déplacement horizontal (m), (piliers stables).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
From File : init7_2.sav

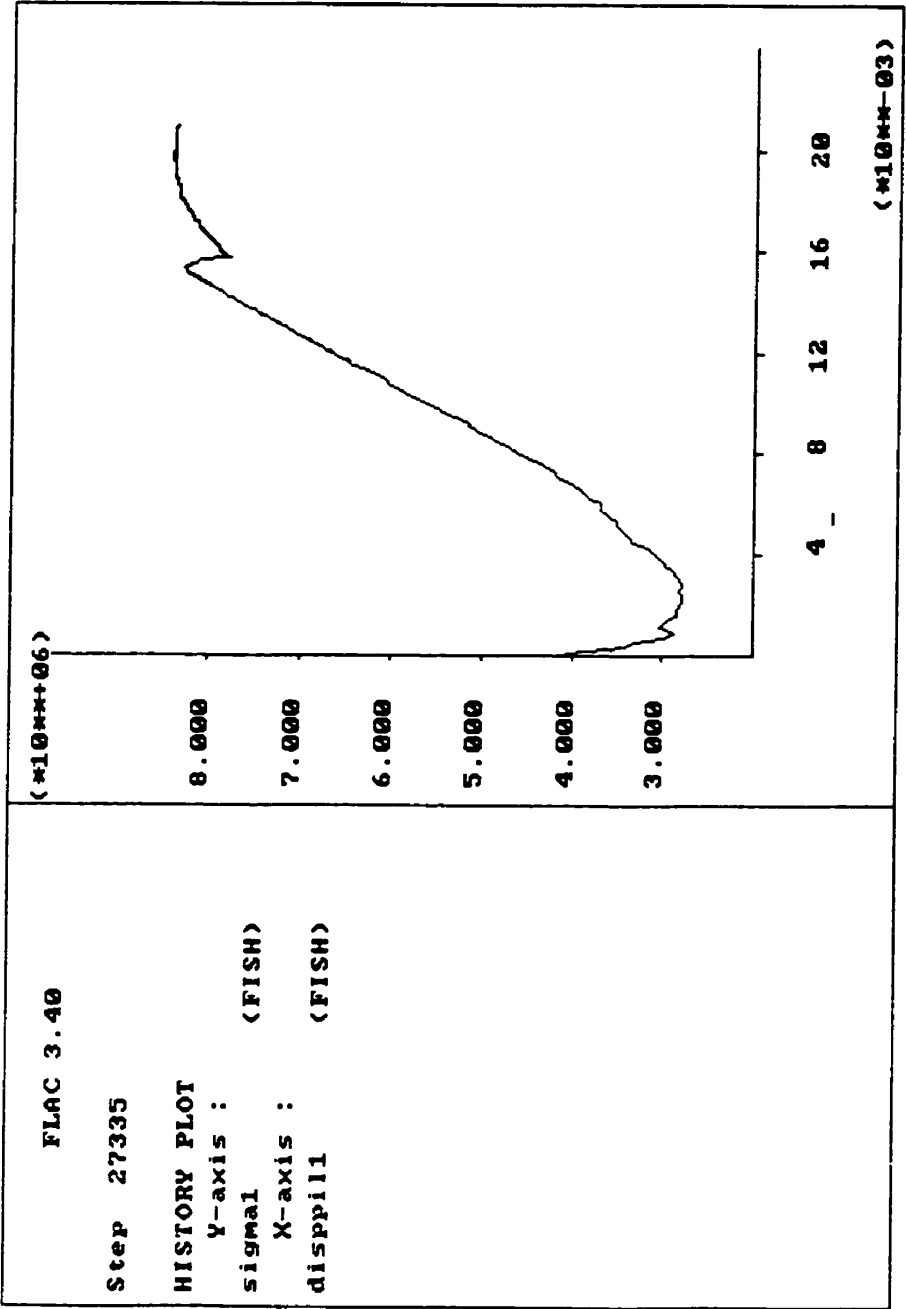


Figure IV.30: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^M - 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier (Pa, m), (pilier B₂ stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

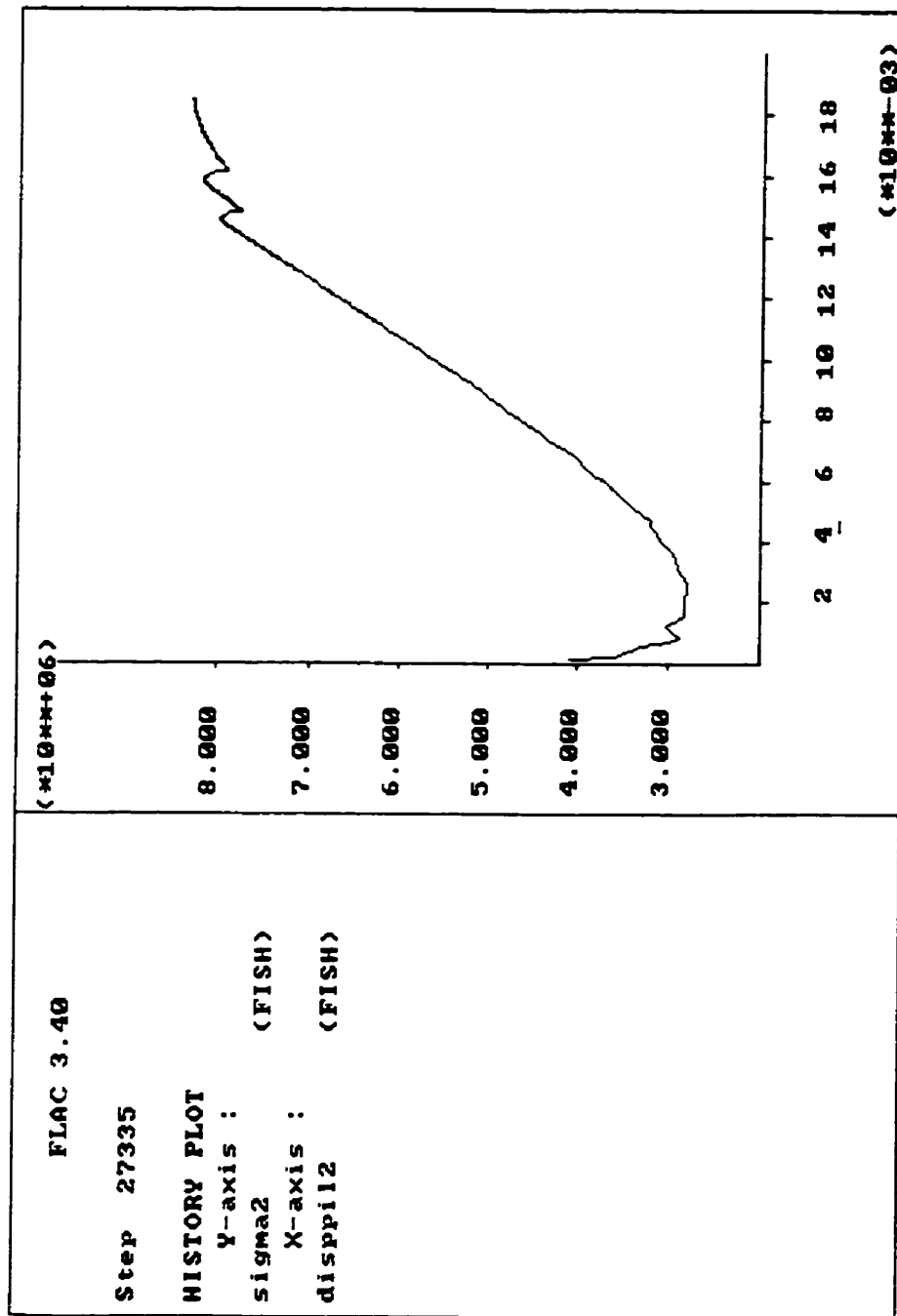


Figure IV.31: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^M \sim 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction du déplacement axial moyen à l'interface éponge-pilier (Pa, m), (pilier B₁ stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

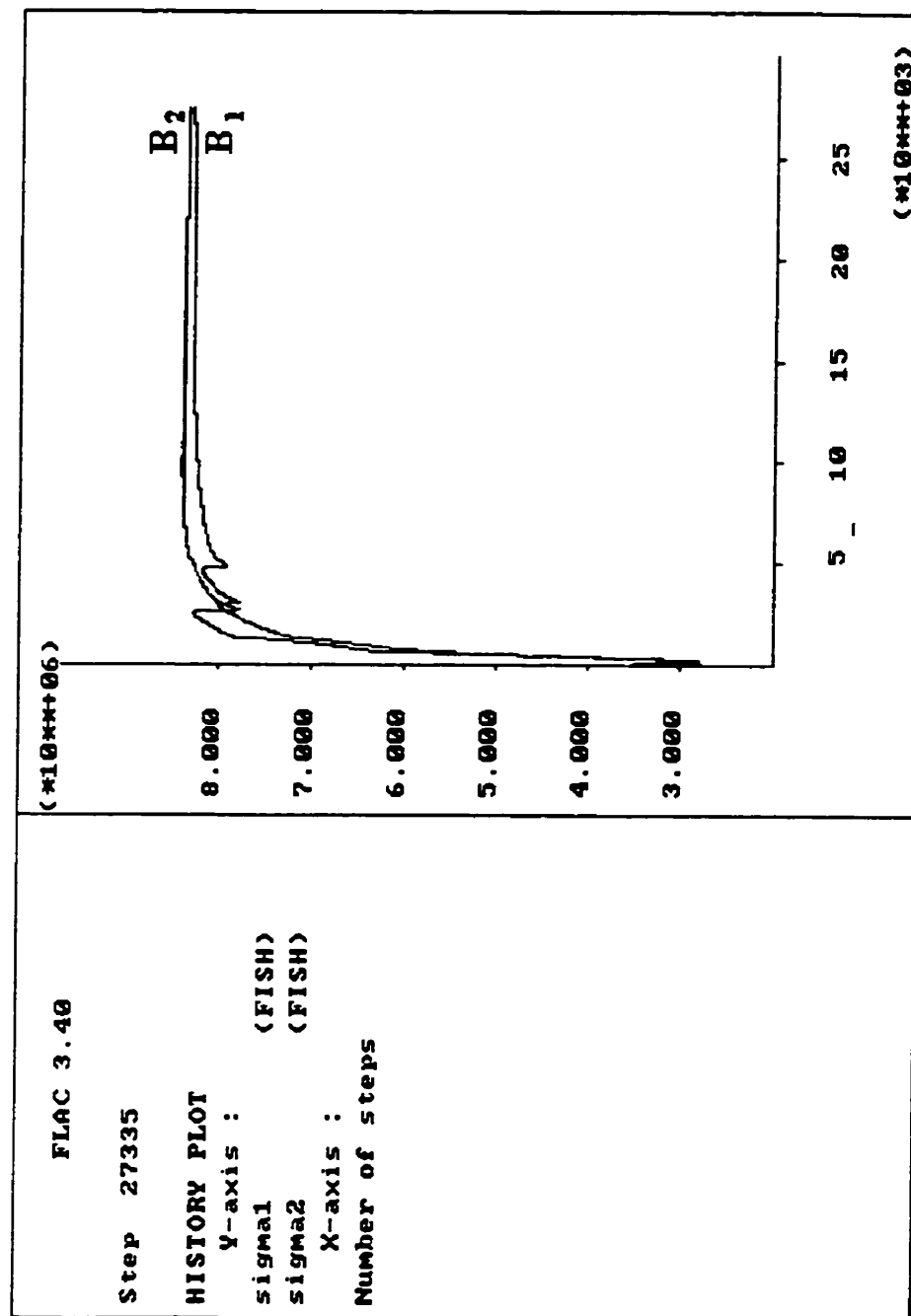


Figure IV.32: Propriétés initiales, Cas IV, $C_v^M = 0.1MPa = 7.1 MPa$, contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier en fonction des cycles de calcul (Pa), (Pilier B₁ et B₂ stable).

Job Title : Model Strain Softening/Hardening
 From File : init7_2.sav

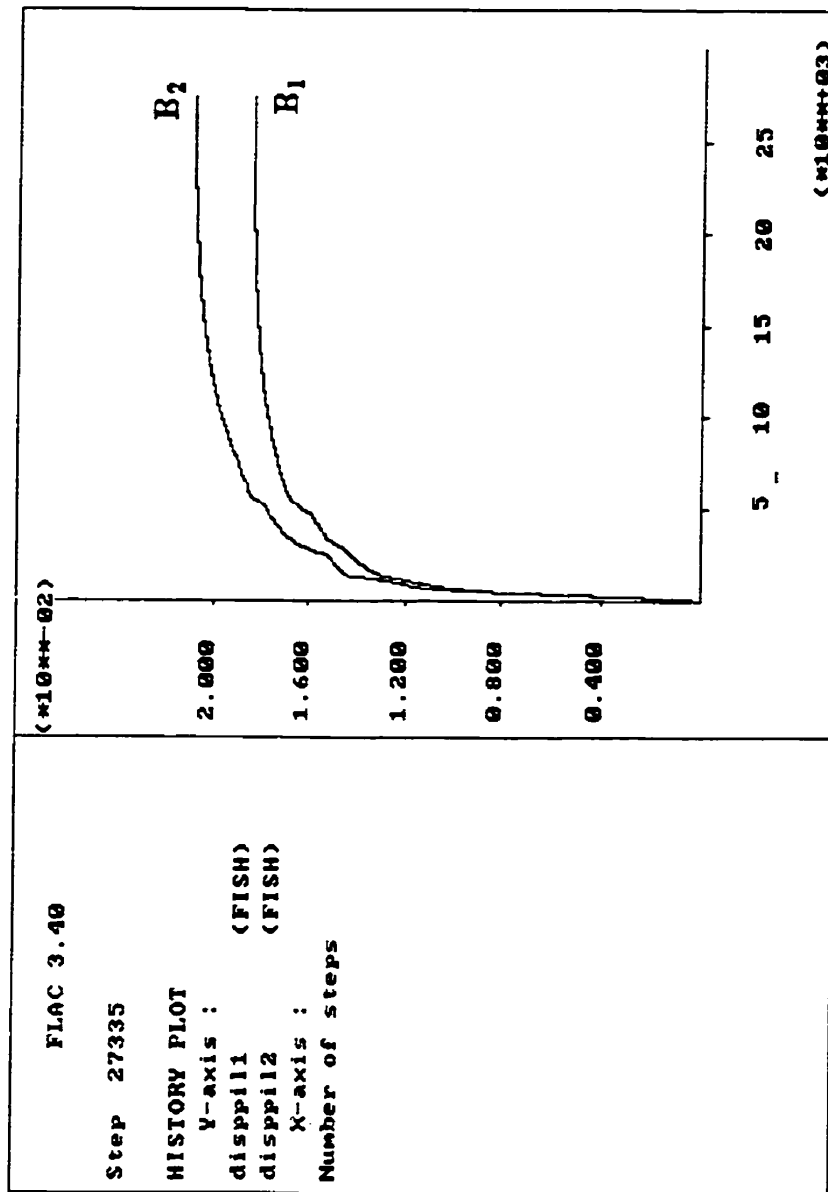


Figure IV.33: Propriétés initiales, Cas IV, $C_u^M = 0.1 MPa$, $\sigma_a = 7.1 MPa$, déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier en fonction des cycles de calcul (m), (Pilier B₁ et B₂ stable).

Job Title :
From File : init7_2.sav

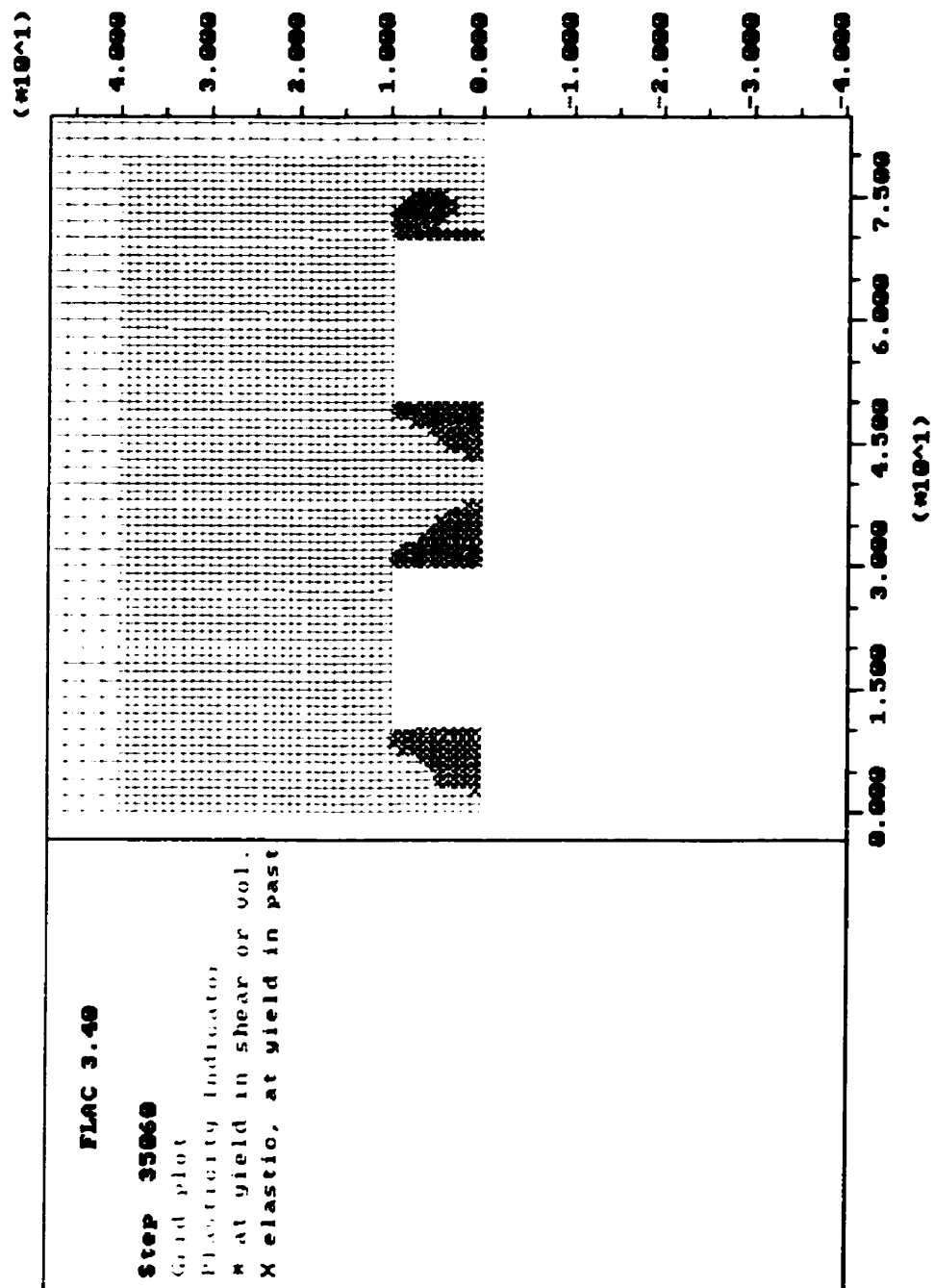


Figure IV.34: Propriétés initiales, Cas IV, $C_o^M = -0.1MPa = 7.1 MPa$, indicateurs de plasticité, (Pilier B₁ et B₂ stable).

Annexe V

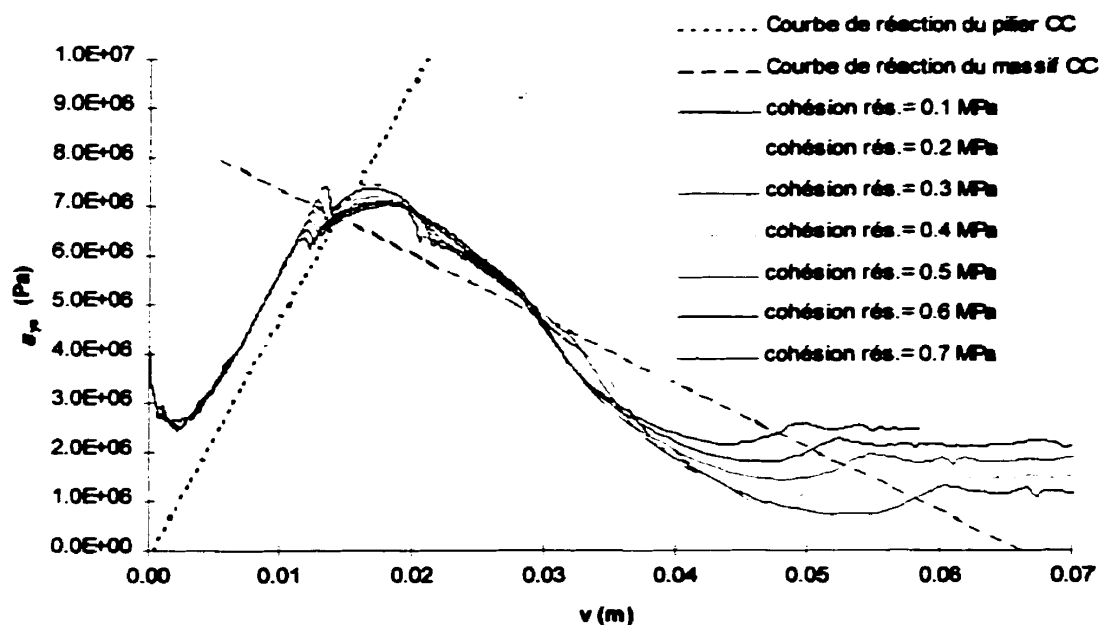


Figure V.1: Effet de la variation de c_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M = 0.1 \text{ MPa}$).

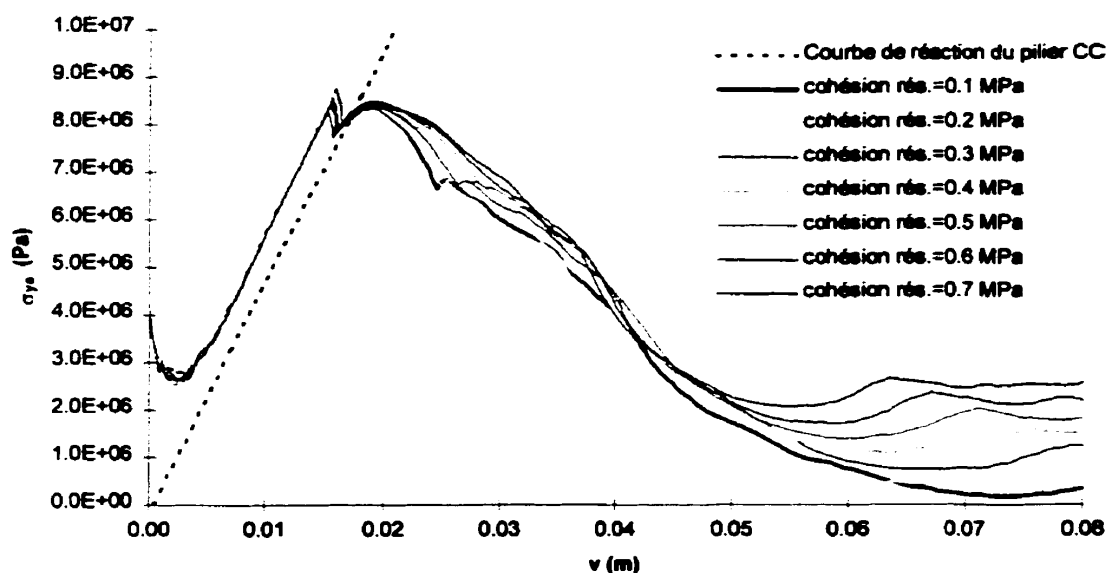


Figure V.2: Effet de la variation de c_r pour le pilier B₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M = 0.1 \text{ MPa}$).

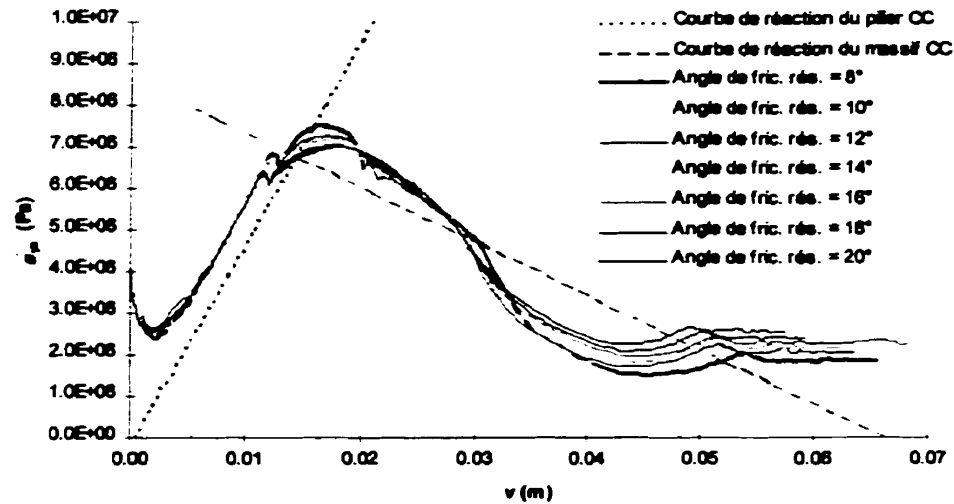


Figure V.3: Effet de la variation de ϕ_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa}$).

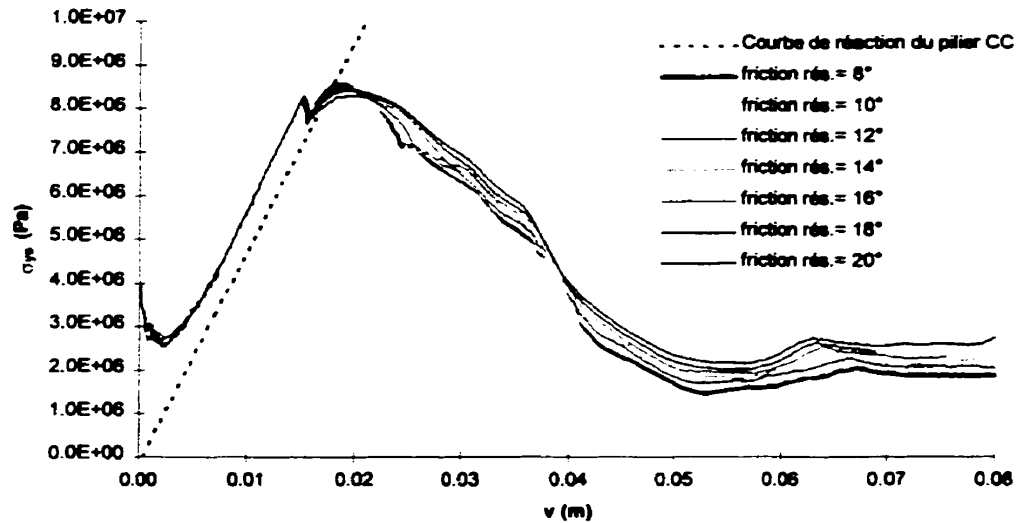


Figure V.4: Effet de la variation de ϕ_r pour le pilier B₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa}$).

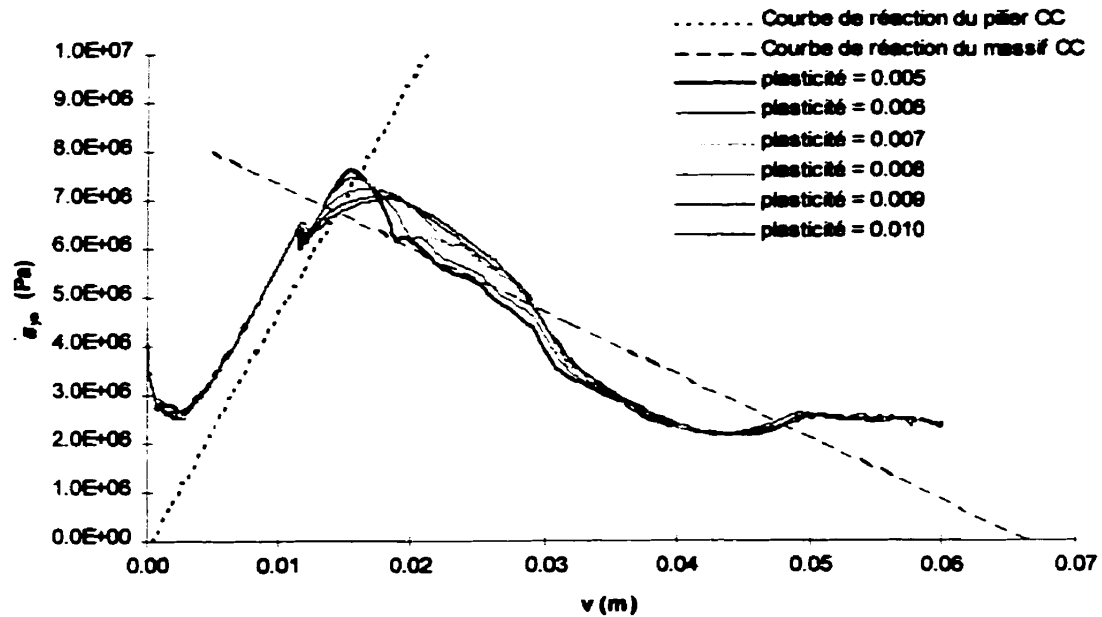


Figure V.5: Effet de la variation de la déformation plastique pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M = 0.1 \text{ MPa}$).

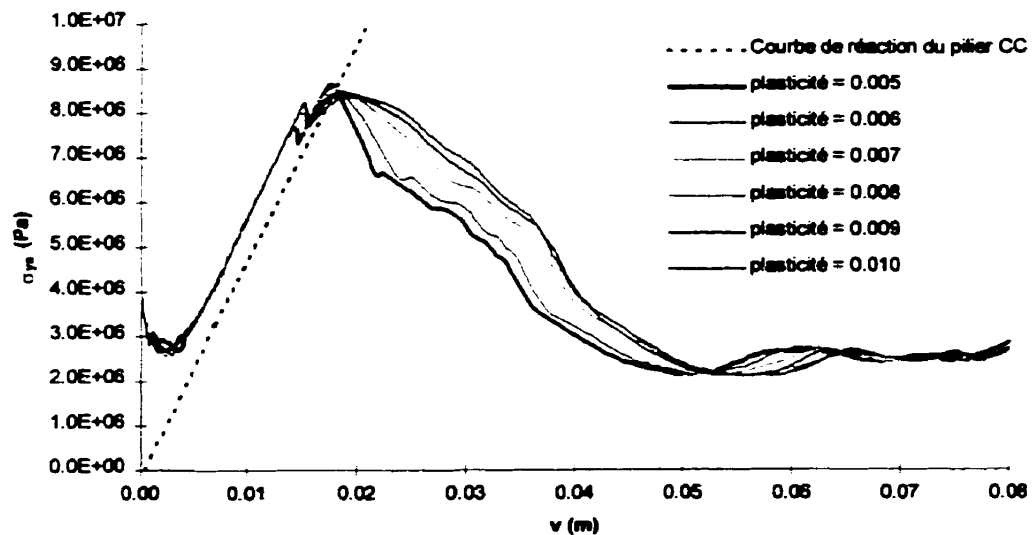


Figure V.6: Effet de la variation de la déformation plastique pour le pilier B₂ du Cas IV sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M = 0.1 \text{ MPa}$).

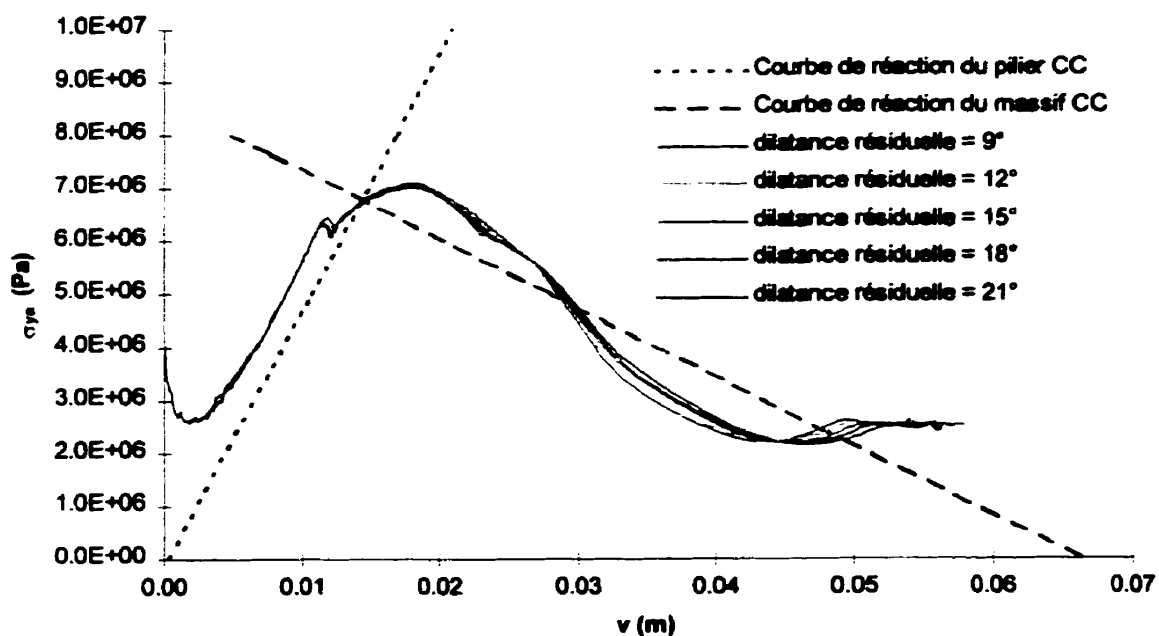


Figure V.7: Effet de la variation de Ψ_r pour le Cas I sur la courbe contrainte axiale moyenne à la mi-hauteur du pilier contre le déplacement axial moyen à l'interface éponte-pilier pour les conditions ($C_{oL}^M - 0.1 \text{ MPa}$).