HAL
open science

Une méthode pour la prévision de la stabilité à long terme d'exploitations minières : applications aux mines de sel exploitées par la méthode des chambres et piliers

Farid Laouafa, Mehdi Ghoreychi, Xavier Daupley

To cite this version:

Farid Laouafa, Mehdi Ghoreychi, Xavier Daupley. Une méthode pour la prévision de la stabilité à long terme d'exploitations minières : applications aux mines de sel exploitées par la méthode des chambres et piliers. Journées nationales de géotechnique et de géologie, Jun 2004, Lille, France. pp.355-364. ineris-00972462

HAL Id: ineris-00972462

https://ineris.hal.science/ineris-00972462v1

Submitted on 3 Apr 2014

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

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

UNE METHODE POUR LA PREVISION DE LA STABILITE A LONG TERME D'EXPLOITATIONS MINIERES : APPLICATIONS AUX MINES DE SEL EXPLOITEES PAR LA METHODE DES CHAMBRES ET PILIERS

F. LAOUAFA, M. GHOREYCHI & X. DAUPLEY
Institut National de l'Environnement Industriel et des Risques (INERIS)
Parc Technologique Alata, BP 2, 60550 Verneuil-en-Halatte

RÉSUMÉ - L'impact à long terme des cavités laissées par les mines, en particulier les mines de sel conduit à s'interroger sur leur stabilité à long terme sous l'effet de la fissuration et du fluage du massif rocheux. A partir de modélisations numériques, une méthode d'évaluation de la stabilité à long terme est proposée. Une correction des approches classiques est apportée à l'aide d'abaques issus de la modélisation confrontée à la réalité.

1. Introduction

De nombreux gisements de sel exploités en France, au cours des deux derniers siècles, ont déjà connu ou connaîtront une cessation de leurs activités. Cette situation conduira dans les années à venir, à un nombre croissant d'exploitations abandonnées de sel. Quelles que soient les méthodes utilisées, les anciennes exploitations minières ont laissé de nombreuses cavités souterraines. L'existence de tels vides au sous-sol soulève la question de leur comportement à long terme d'un point de vue de l'impact sur la sécurité des personnes et des biens et de la protection de l'environnement.

Les méthodes classiques de prévision de la stabilité (au sens géotechnique et non thermodynamique) des ouvrages miniers sont, pour la plupart, conçues pour le dimensionnement d'ouvrages et ne sont donc souvent pas adaptées à l'étude de stabilité à long terme des ouvrages abandonnés. Par exemple, dans le cas d'une exploitation par la méthode de chambres et piliers abandonnés, le critère de rupture *stricto sensu* des piliers est communément établi par comparaison de la résistance (pondérée) en compression uniaxiale du matériau avec la sollicitation estimée par la méthode dite de l'aire tributaire. Or se basant sur un tel critère de stabilité, de nombreuses exploitations qui sont à l'heure actuelle, stables devraient être effondrées.

Nous nous intéressons dans cet article plus spécifiquement aux mines de sel exploitées par la méthode des chambres et piliers abandonnés. Le sel gemme présente un comportement viscoplastique sans seuil responsable du fluage des parois des ouvrages souterrains. C'est pourquoi dans le cas de ce type d'exploitation, la problématique est double : la première est relative au comportement à court terme des piliers vis-à-vis de leur stabilité mécanique et la seconde est spécifique à l'évolution dans le temps de l'endommagement, des déformations, des contraintes, etc., induite par le fluage des piliers. Le fluage a naturellement des conséquences en terme d'affaissements en surface du sol et en terme de tenue des piliers, du toit immédiat et des terrains de recouvrement.

La méthode proposée ici, apporte une correction significative à la méthode de l'aire tributaire. La méthode proposée est bâtie sur les mêmes hypothèses à l'exception d'une seule: la prise en compte du frettage entre le pilier et le toit et/ou le mur qui conduit à générer des contraintes latérales qui augmentent considérablement la stabilité mécanique du pilier. Les facteurs correctifs sont obtenus à l'aide de modélisations numériques par éléments finis. Le recours à ce type de modélisation est inévitable du fait du caractère non homogène des champs de contraintes et de déformations et de surcroît dans un problème non linéaire. Nous observons que la prise en compte du frettage se traduit par une diminution très importante du déviateur des contraintes. Dans une analyse vis-à-vis de la rupture ou de l'endommagement, cela conduit à une réserve de résistance, fonction de l'élancement du pilier. Dans un milieu viscoplastique

sans seuil (tel que celui admis pour les évaporites), cela conduit à une diminution de la vitesse de fluage et par conséquence, de la diminution déformation viscoplastique.

Le retour d'expérience de nombreuses exploitations de sel en France et à l'étranger a permis le calage du modèle. On vérifie en particulier que des cas d'instabilité mécanique et/ou d'accidents survenus dans certaines exploitations sont bien expliqués par le modèle. Les abaques issus des études menées sur le modèle ainsi validé fournissent une méthode d'analyse intéressante. Elle conjugue la simplicité et la pratique d'utilisation de la méthode de l'aire tributaire avec l'apport indéniable (sous quelques hypothèses) de la modélisation numérique. Notons toutefois que dans le cadre d'une analyse en elastoplasticité, la méthode proposée est également applicable à d'autres mines que les mines de sel.

L'intérêt principal de la méthode est qu'elle évite le recours ultérieur à une modélisation numérique.

2. Comportement rhéologique du sel gemme

Le comportement mécanique des évaporites, en particulier le sel gemme, a fait l'objet de nombreuses recherches tant expérimentales que théoriques (Langer, 1981 ; Vouille et al., 1981 ; Munson et al., 1982 ; Carter et al., 1983 ; Spiers, 1989 ; Stockes, 1989 ; Ghoreychi, 1990, Cristescu et al., 1998). Les mécanismes microscopiques responsables de la déformation de sel sont bien connus et intégrés dans les modèles rhéologiques. Les mécanismes de déformation des cristaux de halite (NaCl) sont principalement issus des mouvements de dislocations (montées et glissement), de la diffusion et du mécanisme des solution-précipitation. Ces différents mécanismes se traduisent par un comportement viscoplastique dépourvu de tout seuil : en d'autres termes tout déviateur de contraintes non nul induit inévitablement des déformations différées. Le phénomène de viscosité conduit tout naturellement à poser des problèmes aux limites dépendant du temps ou de la vitesse de sollicitation (*rate dependent problems*). Bien que les modèles de comportement visqueux soient sans seuil, nous utiliserons la terminologie de viscoplasticité ou d'élasto-visco-plasticité du fait du caractère irréversible des déformations.

Parmi les nombreux modèles rhéologiques proposés pour décrire le comportement du sel (Pouya, 1991) deux sont couramment utilisés. Le modèle de Norton et le modèle de Lemaitre. Le modèle de Norton qui est très utilisé dans le monde suppose que, sous déviateur de contrainte constant, la vitesse de déformation se stabilise définitivement après une phase transitoire. Contrairement au modèle de Norton, le modèle de Lemaitre stipule, sous les mêmes conditions de sollicitations, une décroissance continue de la vitesse de déformation. Dans ce dernier modèle, il n'y a pas lieu de distinguer les phases transitoire et stationnaire puisque cette dernière n'existe pas.

Soulignons que malgré ses différences, ces deux modèles (de puissance) retranscrivent très bien les principales caractéristiques du comportement du sel gemme à savoir : un comportement viscoplastique dépourvu de tout seuil de fluage, dépendance de ce comportement vis-à-vis de la seule partie déviatorique du tenseur de contraintes, caractère standard des lois proposées (lois associées : critère et potentiel de viscoplasticité identiques), ainsi que la forte dépendance des vitesses de déformation à la température. Dans la suite de l'article, nous présentons des résultats obtenus avec le modèle de Lemaitre, largement utilisée en France (Vouille, 1981), dont nous rappelons l'expression ci-dessous.

$$\frac{\partial \boldsymbol{\varepsilon}^{vp}}{\partial t} = A e^{\left(\frac{-B}{T}\right)} \left(\frac{\sigma_{eq}}{\sigma_0}\right)^n \left(\varepsilon_{eq}^{vp}\right)^m \frac{\partial \sigma_{eq}}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \tag{1}$$

Dans cette expression $\boldsymbol{\varepsilon}^{vp}$ désigne le tenseur des déformations viscoplastiques, $\boldsymbol{\sigma}$ le tenseur des contraintes de Cauchy, σ_{eq} la contrainte équivalente de Von Mises ($\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{3}{2}\boldsymbol{S}:\boldsymbol{S}}$) ou

s désigne le tenseur des déviateurs de contraintes ($s = \sigma - \frac{tr(\sigma)}{3}\mathbf{I}$). Cette expression fait intervenir le paramètre d'écrouissage, la déformation viscoplastique équivalente ε_{eq}^{vp} ($\varepsilon_{eq}^{vp} = \sqrt{\frac{2}{3}\varepsilon^{vp} : \varepsilon^{vp}}$). La contrainte σ_0 est la contrainte de référence (1 MPa) et T la température en degré Kelvin. Les paramètres du modèle caractérisant le sel considéré sont A, B, n et m. Soulignons que lorsque m est égal à zéro, le modèle de Lemaitre prend la forme particulière du modèle de Norton. L'expression du modèle de Lemaitre utilisée dans le code de calculs aux éléments finis VIPLEF adopte l'écriture suivante dans le cas particulier mono dimensionnel pour un essai de fluage :

$$\varepsilon^{vp} = \left(\frac{\sigma_{eq}}{K}\right)^{\beta} t^{\alpha} \tag{2}$$

C'est à cette relation que nous ferons référence dans toute la suite de cet article. Notons que l'initiation et le développement de la fissuration du sel sont relativement peu connus. La grande ductilité de ce matériau confère effectivement au sel une aptitude à développer de grandes déformations sans nécessairement se rompre. Pour des valeurs de contraintes moyennes faibles, la rupture apparaît lorsque le sel est soumis à des vitesses de déformation relativement importantes (Wallner, 1983, Hunche, 1993), comme ce peut être le cas à court terme autour des ouvrages souterrains. C'est ainsi qu'est expliquée l'accélération brutale de la vitesse de déformation (fluage tertiaire), constatée en laboratoire, conduisant à la rupture d'échantillons soumis aux essais de fluage. Notons en outre que la rupture du sel intervient également en traction, comme c'est le cas de toutes les roches. En compression, les résultats d'études (Cristescu et al., 1991, Thorel, 1994; Thorel et al., 1996) portant essentiellement sur le comportement à court terme du sel suggèrent que ce matériau ne puisse subir une rupture différée à moins qu'il soit déjà endommagé à court terme par suite d'une sollicitation dépassant son seuil d'endommagement (Thorel, 1994). Ce résultat, obtenu en laboratoire est à vérifier in situ.

3. Méthode classique de l'analyse de stabilité

La stabilité à court terme des piliers est généralement estimée en comparant la sollicitation (estimée à l'aide de la méthode dite de l'aire tributaire (AT)) à la résistance en compression uniaxiale (Rc) du matériau constituant le pilier. Si w est la largeur des chambres de la mine et si Lp est la largeur des piliers, alors la méthode AT stipule que la contrainte verticale agissant en moyenne dans le pilier est :

$$\sigma_{AT} = \frac{g\sum_{i=1}^{n}\rho_i H_i}{1-\tau}, \quad \text{avec} \quad \tau = 1 - \frac{(Lp)^2}{(Lp+w)^2} \tag{3}$$

Expression dans laquelle g est la gravité et les produits ($\rho_i H_i$) représentent la masse des couches constituant le recouvrement. τ est le taux de défruitement (rapport de la surface exploitée sur la surface totale).

Remarques :

- La contribution mécanique des bancs du recouvrement n'est pas prise en compte (le recouvrement est totalement pesant). Or, le recouvrement peut participer au soulagement des piliers. La présence de bancs raides, par exemple, tels que les bancs

d'anhydrite ou de dolomie peut contribuer à une réduction substantielle de la sollicitation s'exerçant sur le plier.

- La méthode de l'aire tributaire ne fait pas apparaître dans sa formulation les caractéristiques géométriques de l'exploitation tant au niveau des piliers que de l'exploitation globale. Le mode de distribution des efforts au sommet des piliers dépend fortement de la forme géométrique de l'exploitation. Si par exemple une dimension de la mine est très grande par rapport aux autres ont doit alors s'attendre à un plan de flexion privilégié et donc un mode de sollicitations particulier.
- L'hypothèse qui est certainement la plus forte dans cette approche concerne le frettage (interactions mécaniques mur-pilier et toit-pilier) des piliers. Cette caractéristique est absente dans la méthode AT qui considère, au vu de son expression, des plans de glissement parfaitement lisses aux extrémités des piliers et de ce fait une sollicitation homogène (mono-dimensionnelle sans contrainte de confinement et de cisaillement) au sein des piliers. En aucun moment, les dimensions géométriques des piliers (notamment son élancement) n'apparaissent explicitement. Cette démarche est certes sécuritaire vis-à-vis d'un calcul à la rupture, en terme de dimensionnement mais semble être pessimiste et irréaliste dans la démarche de l'analyse de la stabilité d'ouvrages existants.

L'interaction toit-pilier et toit-mur peut être prise en compte par la modélisation numérique de manière relativement simple. La contribution du frettage au comportement des piliers est certes complexe au vu du caractère non homogène des champs des contraintes et de déformations et de plus, dans une problématique non linéaire. Le frettage a pour conséquence de limiter considérablement le déplacement latéral aux extrémités du pilier. Les parties supérieure et inférieure se déforment donc très peu. Les effets en terme statique sont que des champs de contraintes latérales (non homogène) et de cisaillement se développe dans le pilier. Ces champs ont pour conséquence de réduire considérablement le déviateur de contraintes et donc d'augmenter la résistance du pilier vis-à-vis de la rupture, en s'écartant du critère de rupture et en réduisant la vitesse de déformation. Nous proposons, dans la section suivante, une méthode pour palier à cette lacune.

4. Corrections apportées : principes et méthodes

L'approche proposée ici vise à corriger de manière significative la contrainte σ_{AT} tout en conservant la simplicité de la méthode. Nous supposons, en plus d'autres hypothèses non développées ici, que la contrainte verticale s'exerçant dans les piliers $\bar{\sigma}$ peut s'exprimer de la manière suivante :

$$\bar{\sigma} = C_{RE}\ C_P\ \sigma_{AT} \tag{4}$$

Expression dans laquelle C_{RE} ($C_{RE} \leq 1$) représente le coefficient de réduction qui traduit la prise en compte de la contribution mécanique du recouvrement et de la géométrie de l'exploitation et C_P ($C_P \leq 1$) le coefficient de réduction qui traduit la prise en compte du frettage des piliers. Pour le moment, nous supposerons $C_{RE} = 1$. Quant à la détermination du coefficient C_P, elle est effectuée à l'aide de modélisations numériques par éléments finis pour un pilier schématisé en axisymétrie, de Hauteur H et de diamètre L (Figure 1). En supposant une double symétrie, nous ne modélisons que la quart supérieur droit du pilier. Le pilier est surmonté d'une partie rigide (quasi indéformable) et cette dernière est soumise à une contrainte verticale P. Toutes ces caractéristiques ainsi que les conditions aux limites cinématiques et statiques sont représentées sur la figure 1 (a) et le maillage sur la figure 1 (b).

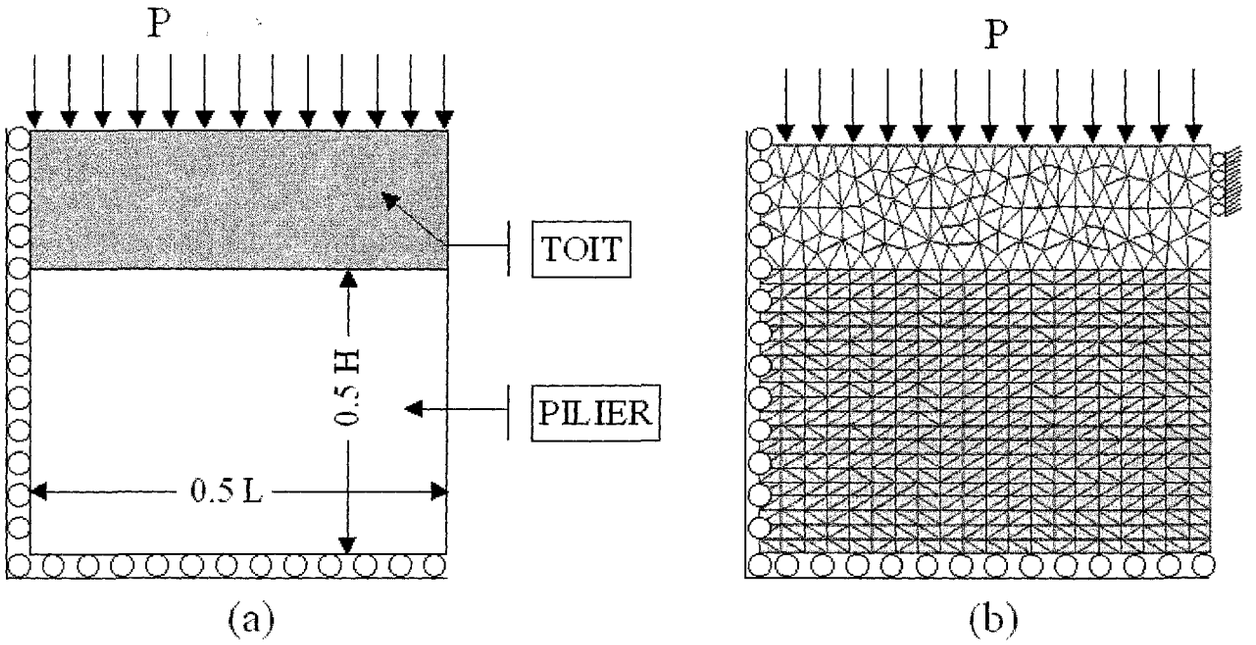

Figure 1. Modèle géométrique de base et maillage.

Dans le cadre d'une analyse à la rupture et pour un élancement de pilier donné $\lambda = HL^{-1}$, la sollicitation P est graduellement augmentée jusqu'à la non convergence du processus itératif utilisé dans le code de calculs. La non convergence pour un algorithme suffisamment robuste, et dans le cas d'un problème d'évolution quasi-statique, traduit la perte d'équilibre partielle ou globale du système. L'augmentation peut être considérée comme étant la conséquence d'une augmentation du taux de défruitement ou due à une hauteur de recouvrement plus élevée. Le critère de rupture du pilier est défini par la non convergence du procédé itératif. Soulignons que dans cette approche, sont exclues toutes analyses de bifurcations, qu'elles soient en mode localisé ou diffus. Dans un problème aux limites, les tenseurs de contraintes sont d'ordre 2. Les réponses (non homogènes) en contraintes décrivent dans l'espace des contraintes des chemins admissibles plus ou moins quelconques. L'espace des contraintes principales est de dimension 3 mais la symétrie axiale le réduit à 2. Le critère de rupture basé sur la résistance en compression uniaxiale implique un chemin de réponse confondu avec l'axe de la contrainte majeure (indépendant de la contrainte mineure car nulle). Le frettage va engendrer une contrainte principale mineure dont l'intensité et l'évolution varient en fonction de *P*. La rupture n'est donc plus caractérisée par le scalaire Rc (résistance à la compression uniaxiale) mais par le couple Rc et la pente du critère, uniquement fonction de l'angle de frottement interne. Lorsque la rupture est atteinte pour une valeur $\overline{P}$ (issue des modélisations), nous en déduisons le coefficient $C_P(\phi, C, \lambda)$:

$$C_P(\phi, C, \lambda) = \frac{Rc}{\overline{P}} \tag{5}$$

La valeur de la contrainte à prendre en compte dans l'analyse de stabilité est alors $C_P\ \sigma_{AT}$ qui est à comparer à la résistance Rc. Notons que $C_P(\phi, C, \lambda)$ dépend de l'angle frottement ϕ, de la cohésion C et de l'élancement du pilier λ. L'expression (5) pourrait être réécrite sous la forme suivante :

$$\overline{Rcp} = \overline{P} = \frac{Rc}{C_P(\phi, C, \lambda)} \quad \Rightarrow \quad \overline{Rcp} \geq Rc \tag{6}$$

Cette expression exhibe alors une "pseudo" résistance en compression uniaxiale $\overline{Rcp}$ du pilier qui est déterminée numériquement par modélisation.

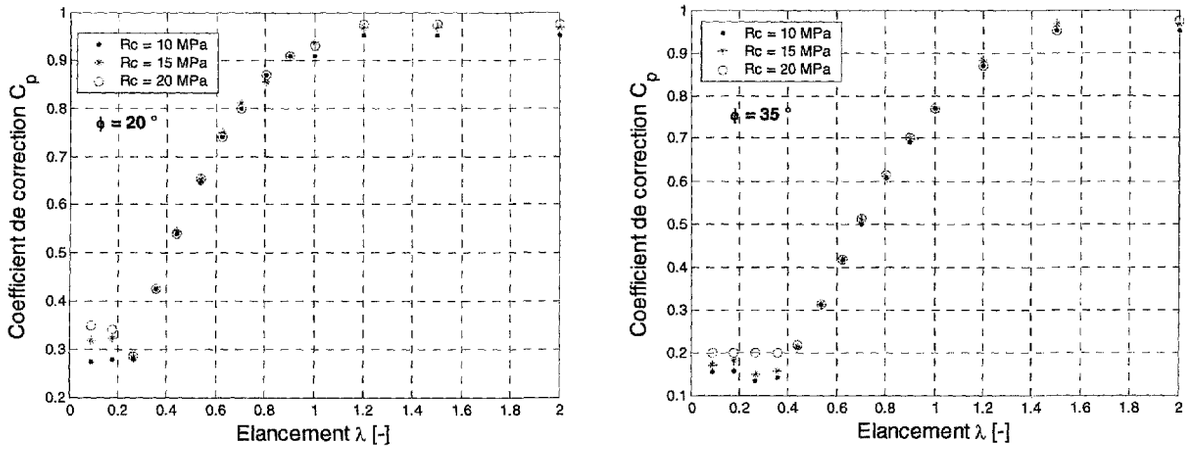

Figure 2. Coefficient de correction C_p fonction de λ pour différents Rc et angles de frottement.

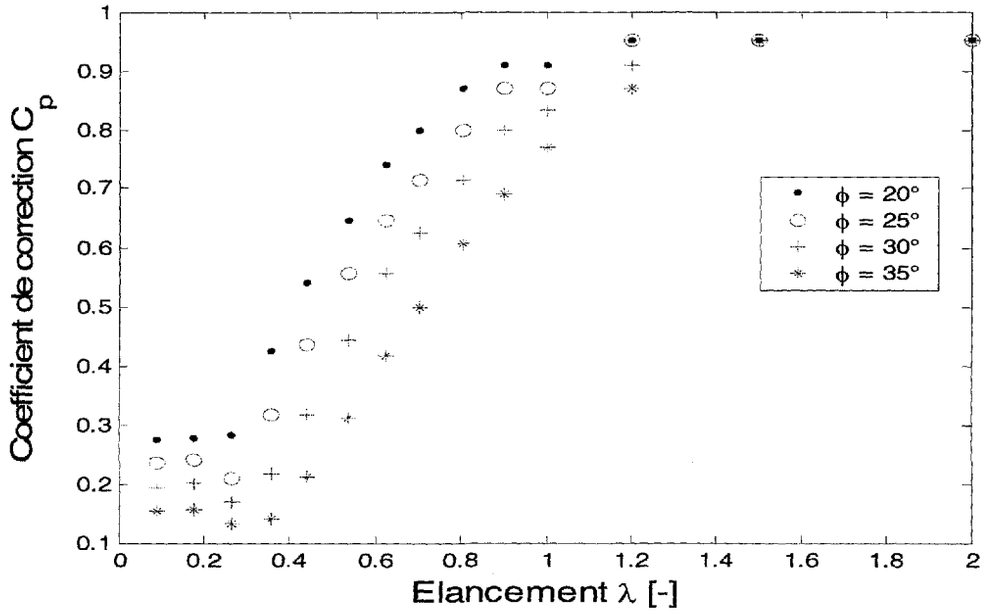

Figure 3. Coefficient de correction C_p fonction de λ pour différents Rc et angles de frottement.

Les figures 2 et 3 montrent l'influence considérable de l'élancement du pilier. La valeur de C_p tend asymptotiquement vers 1 (cas homogène). Le palier à gauche ne traduit pas une rupture du pilier mais une plasticité qui n'est plus contenue au voisinage des bords du piliers (effets de peau). On observe également que pour un angle de frottement donné, le coefficient C_p est indépendant de Rc. Le critère de rupture adopté étant celui de Mohr-Coulomb, ont en déduit la non-dépendance vis-à-vis de la cohésion (Fig. 4). On remarquera également la forte contribution de l'angle de frottement dans la valeur de C_p (Fig. 4).

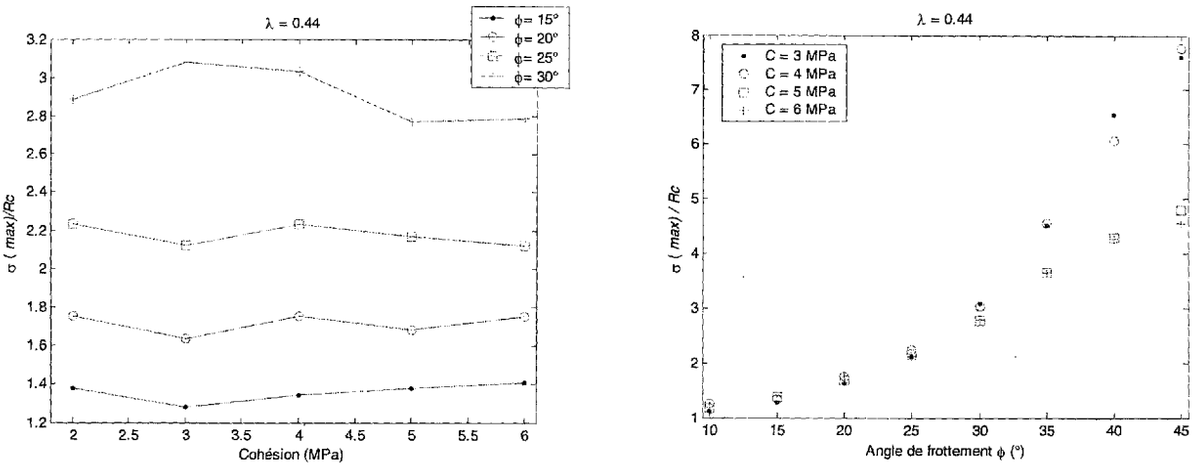

Figure 4. Graphes de $\frac{\overline{P}}{Rc} = f(C)$ et de $\frac{\overline{P}}{Rc} = g(\phi)$ ($\sigma_{\max} = \overline{P}$).

Dans une approche élasto-viscoplastique, une sollicitation P d'intensité constante est appliquée, et les vitesses de déplacements du sommet du pilier sont calculées. Le problème étant tridimensionnelle, les variables sont tensorielles ($\varepsilon^{vp}, \varepsilon, \sigma$) ou vectorielles ($\underline{u}$, $\dot{\underline{u}}$). Le problème est de plus non homogène, donc toutes les variables en un point matériel donné, dépendent des coordonnées de ce point. Nous définissons la déformation 'homogénéisée' sur l'ensemble du pilier, comme le rapport de la convergence (CV) des piliers sur la hauteur H.

$$\varepsilon = \frac{CV}{H} = \varepsilon = \varepsilon^{e} + \varepsilon^{vp} = \frac{C_{RE} C_P \sigma_{AT}}{E} + \left(\frac{C_{RE} C_P \sigma_{AT}}{K} \right)^{\beta} t^{\alpha} \tag{7}$$

Puisque le produit $C_{RE}\ C_P$ est strictement inférieur à 1, la relation $\overline{\sigma} = C_{RE}\ C_P\ \sigma_{AT}$ peut être réécrite de la manière suivante :

$$\overline{\sigma} = C_{RE}\ C_P\ \sigma_{AT} \Leftrightarrow \overline{\sigma} = \sigma_{AT} - \zeta \sigma_{AT}, \quad \text{avec} \quad \zeta = 1 - C_{RE}\ C_P \tag{8}$$

Nous remarquons une diminution du déviateur des contraintes grâce au développement d'un confinement latéral. Les figures ci-dessous donnent quelques illustrations de la méthode proposée, utilisée dans le cadre des petites déformations et pour un jeu de paramètres (K, α, β).

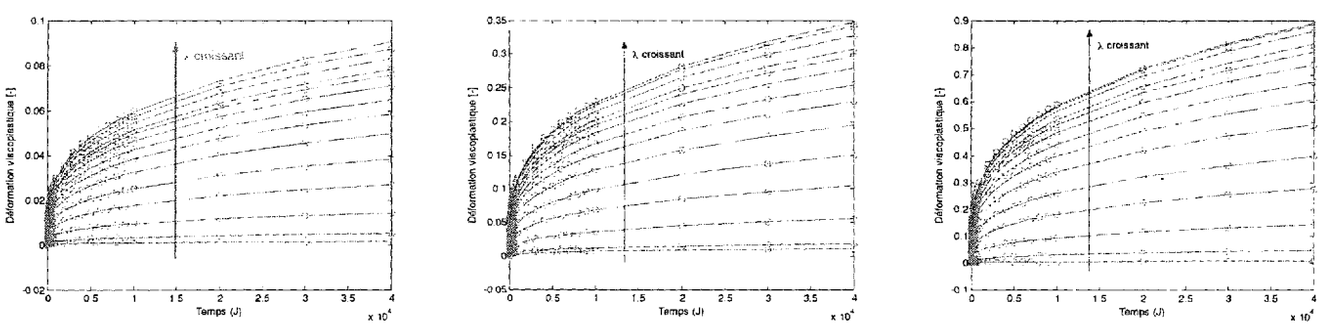

Figure 5. Evolutions de la déformation viscoplastique pour 3 hauteurs de recouvrement différentes (H=200 300,500m), $\tau = 60\%$. Les cercles sont les résultats des modélisations. Les courbes sont issues de la relation (7).

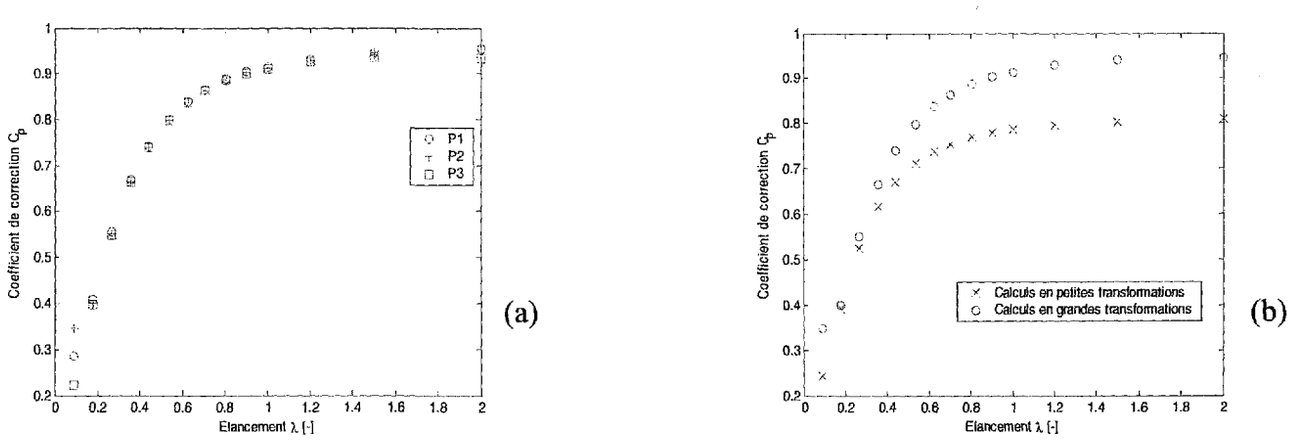

Figure 6. Coefficient de correction C_P fonction de λ en petites déformations pour trois jeux de paramètres (K,α,β) (a), C_P fonction de λ en grandes déformations (b).

Nous observons sur la figure 5 que la relation analytique 7 reproduit parfaitement les résultats issus de la modélisation numérique. La figure 6 (a) illustre l'indépendance des coefficients correcteurs vis-à-vis des paramètres du modèle, on notera toutefois une diminution significative de C_P si l'analyse est menée en grandes déformations (hypothèse justifiée si le fluage est important) (Fig. 6 (b)). Le problème mécanique posé par la présence de viscosité dépend du temps. Il en est de même pour les réponses en contraintes, déformations, déplacements, etc. Au vu de sa formulation, le coefficient C_P dépend également du temps $C_P = C_P(t)$. Pour un élancement donné, on observe sur la figure 7(a) que ce dernier croît pour atteindre rapidement une valeur constante. Cela pourrait être dû à une redistribution des contraintes qui tendrait à homogénéiser ce champ par une relaxation des contraintes.

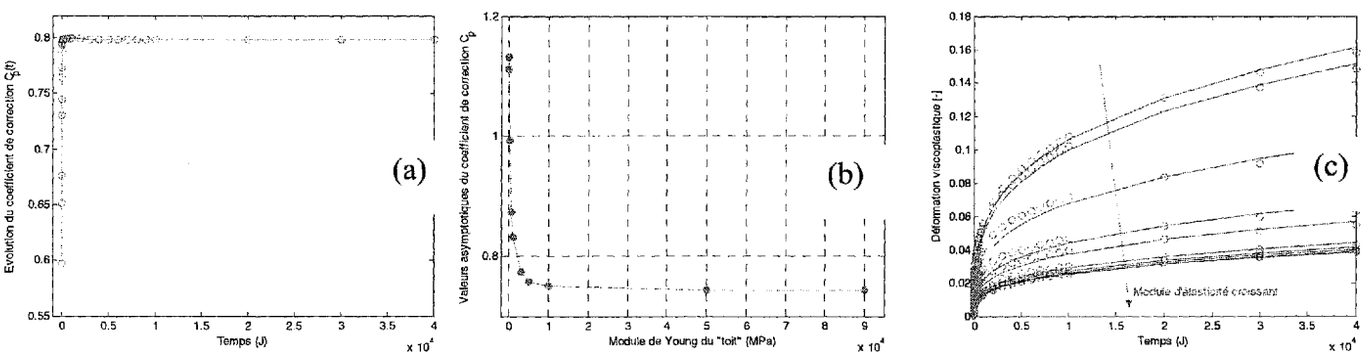

Figure 7. Coefficient $C_P(t)$ fonction du temps (a), $C_P(E)$ en fonction de la raideur (E) du toît (b), déformations viscoplastiques fonction de la raideur (E) du toit (c).

Il apparaît sur les figures 7(b) et 7(c) que le frettage parfait (synonyme de module d'élasticité infini pour le toit) entre toit et pilier est parfaitement justifié. D'autres modélisations qui prennent en compte une partie du toit (en console) confirment ces constatations.

Précisons que l'approche proposée à été validée par comparaison avec des résultats issus de modélisations de cas réels ainsi que par comparaison avec quelques données in situ. Par exemple, dans le cas réel d'une mine de sel (piliers 10 x 10 m, H = 4,5m, $\lambda = 0,45$), avec un recouvrement de 135 m et un taux de défruitement de 75 %, nous obtenons à l'aide de (7) et compte tenu des caractéristiques mécaniques du sel considéré ($\alpha = 0,303, \beta = 3,4, K = 1,07$), $\varepsilon = 52\ mm/m$ (mesure in situ $\varepsilon = 55\ mm/m$) et $\dot{\varepsilon} = 0,142\ an^{-1}$ (mesure in situ $\dot{\varepsilon} = 0,148\ an^{-1}$). D'autres validations vis-à-vis de la rupture sont en cours.

5. Conclusions

Le recours à la méthode classique de l'étude de stabilité des piliers peut être justifié au stade du dimensionnement d'une exploitation par chambres et piliers, mais peut conduire à des résultats souvent trop pessimistes pour l'évaluation de la stabilité des exploitations existantes. Une correction de cette méthode a été proposée à partir d'une approche fondée sur la modélisation numérique, confrontée au retour d'expérience d'exploitations de sel. La méthode proposée tient compte des contraintes horizontales développées au cœur des piliers. Ce facteur est d'autant plus important que l'élancement du pilier est faible. Les résultats de cette étude ont permis de proposer des abaques susceptibles d'être employés, désormais sans recours aux calculs numériques

6. Références Bibliographiques

Carter N.L., Hansen F.D.(1983) Creep of rocksalt. *Tectonophysics*. vol. 92, 275-333.

Cristescu N., Hunsche U. (1991), A constitutive equation for salt, *7th Int. Cong. Rock Mech.*, Aachen, Sept. 16-20, Balkema

Cristescu N., Hunsche U. (1998), *Time effects in Rock Mechanics,* Wiley.

Fokker P.A., Kenter C.J., Rogaar H.P. (1993), the effect of fluid pressure on the mechanical stability of rock salt, *Proc. 7th symp. on salt,* Elsevier Sci. Pub.

Fries G., Berest P., Beaudoin B.(1983) Eléments d'un inventaire des gisements de sel français. *Annales des mines*, 39-46.

Ghoreychi M., Berest, Hardy H.R.Jr., Langer M.(1996) *The Mechanical Behavior of Salt.* Proc. the Third Conference, Trans Tech Publisher, Germany, ISBN 0-87849-1000-7.

Ghoreychi M.(1990) Conséquences du comportement thermomécanique du sel pour la conception et la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs. *Stockage en Souterrain, Presses des Ponts et Chaussées*, 229-243.

Hunsche U. (1993) Failure behaviour of rock salt around underground cavities, *7th symp. on Rock Salt,* Kakihana H. Ed., Elsevier B., Amsterdam.

Langer M. (1981) The rheological behavior of rocksalt. *Proc. First Conf. Mech. Behavior of Salt, Trans Tech Publications*, Germany, 201-240.

Lemaitre J., Chaboche (1988) J.L. *Mécanique des matériaux solides*. Dunod, Paris.

Munson D.E., Dawson P.R. (1982) A work hardening/recovery model of transient creep of salt during loading and unloading. *Proc 23rd US Symp. Rock Mech.* 299-307.

Pouya A. (1991) *Comportement rhéologique du sel gemme : application à l'étude des excavations souterraines*. Mémoire de thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Thorel L.(1994) *Plasticité et endommagement des roches ductiles – Application au sel gemme*. Mémoire de thèse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

Thorel L., Ghoreychi M., Cosenza P., Chanchole S. (1996) Damage and failure of Salt Rock under dry or wet conditions. *4th Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Montréal (Canada).

Spiers C.J., Peach C.J.(1989) Development of dilatancy and permeability in rocks during creep : experiments on rock salt as rock analog. *Int. Geol. Congr.*, Washington D.C., vol. 3, 162-173.

Stokes R.J.(1989) Mechanical properties of polycrystalline NaCl. *Int. Geol. Congr., Proc.* British Ceramic Society, vol 8-6, 189-207.

Vouille G., Tijani M., de Grenier F.(1981) Experimental determination of the rheological behavior of Tersanne rock salt. *Proc. the First Conf. On "the Mechanical Behaviour of Salt",* Pennsylvania State University.

Wallner M.(1983) Stability calculation concerning a room and pillar design in rock salt, *Proc. 5th Int. Cong. Rock Mech.,* Melburne, Australia, April.