



RAPPORT D'ÉTUDE
DRS-15-152897-05557A

15/06/2015

**Recherche des mécanismes des fractures
observées dans le stockage de StocaMine
à partir de modélisations 3D**

INERIS

*maîtriser le risque |
pour un développement durable*

Recherche des mécanismes des fractures observées dans le stockage de StocaMine à partir de modélisations 3D

Direction des Risques du Sol et du Sous-sol

StocaMine

PREAMBULE

Le présent rapport a été établi sur la base des informations fournies à l'INERIS, des données (scientifiques ou techniques) disponibles et objectives et de la réglementation en vigueur.

La responsabilité de l'INERIS ne pourra être engagée si les informations qui lui ont été communiquées sont incomplètes ou erronées.

Les avis, recommandations, préconisations ou équivalents qui seraient portés par l'INERIS dans le cadre des prestations qui lui sont confiées, peuvent aider à la prise de décision. Etant donné la mission qui incombe à l'INERIS de par son décret de création, l'INERIS n'intervient pas dans la prise de décision proprement dite. La responsabilité de l'INERIS ne peut donc se substituer à celle du décideur.

Le destinataire utilisera les résultats inclus dans le présent rapport intégralement ou sinon de manière objective. Son utilisation sous forme d'extraits ou de notes de synthèse sera faite sous la seule et entière responsabilité du destinataire. Il en est de même pour toute modification qui y serait apportée.

L'INERIS dégage toute responsabilité pour chaque utilisation du rapport en dehors de la destination de la prestation.

Autre personne ayant contribué à cette étude : Jean-Claude Pinte, Chef de Projets, Ingénieur à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol.


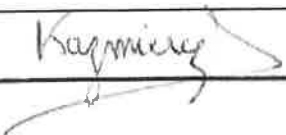

	Rédaction	Vérification	Approbation
NOM	F. LAOUAFA	J-B. KAZMIERCZAK	M. GHOREYCHI
Qualité	Ingénieur à l'unité Risques Naturels, Ouvrages et Stockages à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Responsable de l'unité Risques Naturels, Ouvrages et Stockages à la Direction des Risques du Sol et du Sous-sol	Directeur des Risques du Sol et du Sous-sol
Visa			

TABLE DES MATIÈRES

1. CONTEXTE DE L'ETUDE	5
2. OBJECTIFS.....	7
3. MODELISATION DES CONSEQUENCES DU RABASSENAGE	9
4. EVALUATION DE L'IMPACT DES STOTS.....	13
4.1 Stot linéaire (mur allongé) et Stot localisé (gros pilier)	13
5. MODELISATIONS 3D DES PHENOMENES AFFECTANT LA STABILITE DU TOIT.....	17
5.1 Choix du modèle	17
5.2 Analyse des résultats	19
6. CONCLUSIONS	27
7. REFERENCES	29
8. ANNEXES.....	31

1. CONTEXTE DE L'ETUDE

Cette étude fait suite à la visite technique du site de StocaMine effectuée par l'INERIS à la demande des MDPA, le 6 novembre 2014, aux différents échanges entre INERIS et MDPA, et en particulier aux précisions apportées par MDPA dans son courrier électronique du 11 février 2015.

L'objectif est l'analyse des mécanismes ayant conduit à la fracturation du toit, phénomène observé lors de différentes visites. En effet deux systèmes de fractures verticales perpendiculaires marquées dans leur localisation et orientation ainsi que des décollements pratiquement horizontaux de bancs ont été observés au toit du secteur de StocaMine actuellement emprunté pour le retrait des déchets.

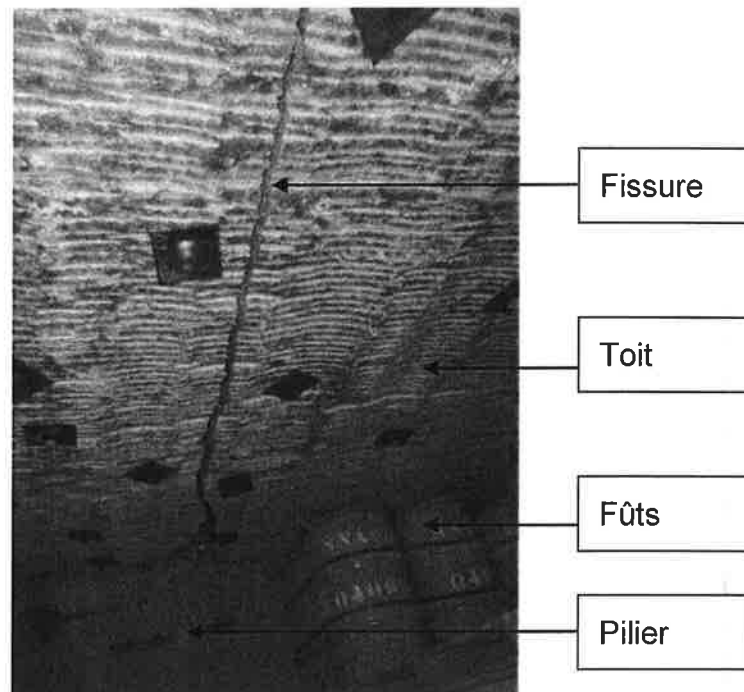


Figure 1 : Vue d'une fissure transversale au toit (source, SOLDATA 2015)

L'une des fractures verticales se situe dans la direction longitudinale de la voie pratiquement au milieu de celle-ci. Elle est recoupée par des fissures perpendiculaires transversalement par rapport à la voie (*Figure 1*). Les fractures transversales se situent principalement à mi-largeur des piliers (leur largeur étant de 20 m). Cette fracturation affecte plus particulièrement le premier tronçon de l'allée 3 du bloc 21 (MDPA, 2014, *Figure 2*). Plus récemment, une inspection des MDPA a montré également l'existence de fissures au toit des entrées accessibles des blocs 16 et 26 (*Figure 2*).

Notons que les fractures transversales sont plus ou moins ouvertes. Elles traversent le toit et les parements de la voie.

Quant au décollement des bancs. Ils affectent le banc de sel gemme du toit immédiat des voies au niveau des intercalaires insolubles marno-anhydritiques qui sont fréquentes aux MDP.

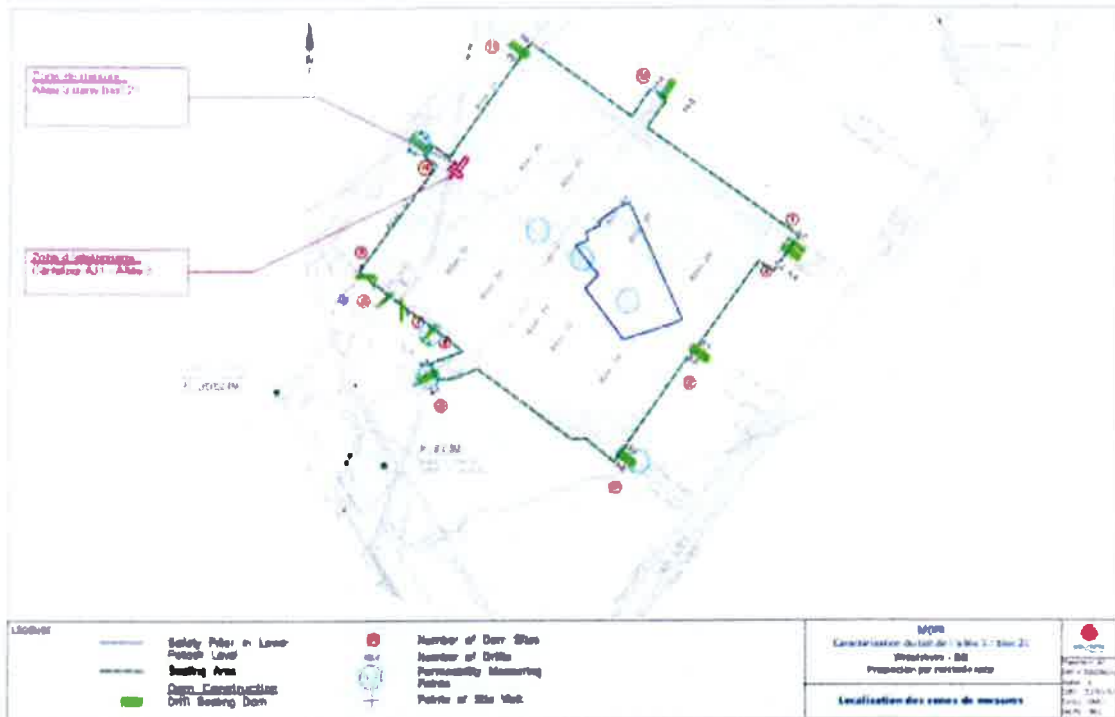


Figure 2 : Zones affectées par les fissures (source, MDP A 2015)

La Figure 3 ci-dessous, montre un exemple de relevé de fractures effectué au toit du bloc 21 et de l'allée A3 (MDP A 2015).

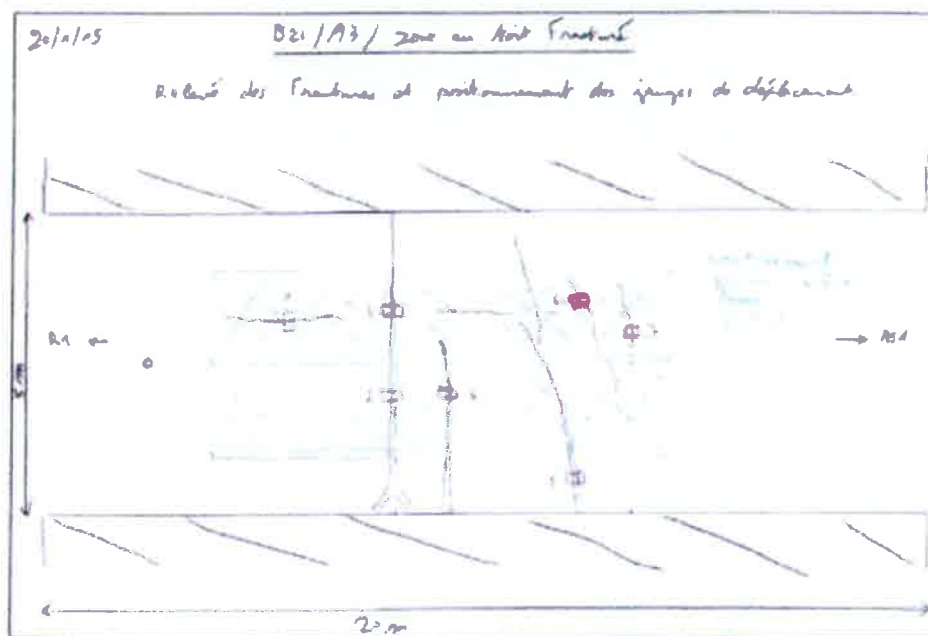


Figure 3 : Exemple de relevé de fractures au toit (source, MDP A 2015)

Ces discontinuités présentes dans trois directions perpendiculaires pouvant être de nature à affecter la stabilité mécanique du site et occasionner le risque de chutes de blocs instables, les MDPA se posent la question sur les mécanismes mis en jeu et leur incidence sur la sécurité du chantier et du personnel.

Sans attendre les résultats des investigations en cours, les MDPA procèdent au confortement du toit par boulonnage.

2. OBJECTIFS

Rappelons que l'INERIS a réalisé il y a quelques années plusieurs études sur le devenir du stockage des déchets de StocaMine. Ces études étaient menées dans le cadre de deux principaux scénarios suivants :

- 1- le stockage illimité des déchets disponibles au fond ;
- 2- le déstockage partiel ou total de ces déchets et leur transport et restockage dans d'autres sites.

Parmi les différentes études réalisées figurent les études géomécaniques fondées à la fois sur les mesures des déplacements effectuées in situ et la modélisation numérique. La présente étude met à profit ces travaux en particulier les données validées.

Nous analysons ici en premier lieu l'effet mécanique de l'élargissement (dit rabassenage, dans le jargon minier local) d'une voie (ici des voies doubles, configuration très répandue aux MDPA). Pratiquée par les MDPA pour permettre le retrait partiel des déchets, cette opération avait pour but d'augmenter les dimensions (hauteur et largeur) de la voie pour la rendre opérationnelle et praticable par les différents engins motorisés. Le rabassenage adopté par les MDPA a consisté d'une part à élargir latéralement la voie en excavant une partie des piliers (ayant une section de 20 x20 m) sur 0,50 m et d'autre part d'augmenter la hauteur de la voie par une excavation du mur sur une profondeur de 0,50 m également.

Nous vérifierons ensuite dans ce rapport l'influence des stots laissés pendant l'exploitation de potasse à une vingtaine de mètres au-dessus du stockage. On peut distinguer deux stots. Le premier dont la forme géométrique s'approche de celle d'un très gros pilier. Celui-ci est localisé au niveau des blocs 15, 16, 25 et 26 (Figure 4). Le second stot dont la forme géométrique s'apparente plus à un mur allongé (au sens du génie civil, à ne pas confondre avec le mur au sens minier qui désigne le plancher) est localisé au niveau des blocs 21 et 22 (Figure 4).



Figure 4 : Localisation des stots (plan, source *MDPA*)

La présence des stots situés au toit du stockage pose la question de leurs effets sur la distribution des contraintes (notamment la contrainte verticale) au niveau du stockage.

Sur la base de ces constatations tant qualitatives que quantitatives et à partir d'une analyse paramétrique, nous avons construit un modèle tridimensionnel intégrant, quelques piliers, les galeries et les recoupes. Le modèle ainsi que les différentes hypothèses adoptées seront présentés.

Plusieurs variantes du modèle 3D ont été effectuées dans le but de consolider les premières observations qui se dégagent de la modélisation numérique.

Ce rapport se conclut par une discussion sur les mécanismes mis en évidence par la modélisation et une confrontation avec les observations in-situ.

Le document présente la démarche et les principaux résultats. Pour faciliter la lecture, une partie importante des résultats est reportée en annexe.

3. MODELISATION DES CONSEQUENCES DU RABASSENAGE

Pour des raisons techniques déjà évoquées, MDPA a eu recours à un rabassenage d'une voie sur les deux voies doubles (*Figure 5*).

Les voies doubles sont constituées de deux voies de 4 m de largeur et séparées par un pilier de 3 m (*Figure 5*).

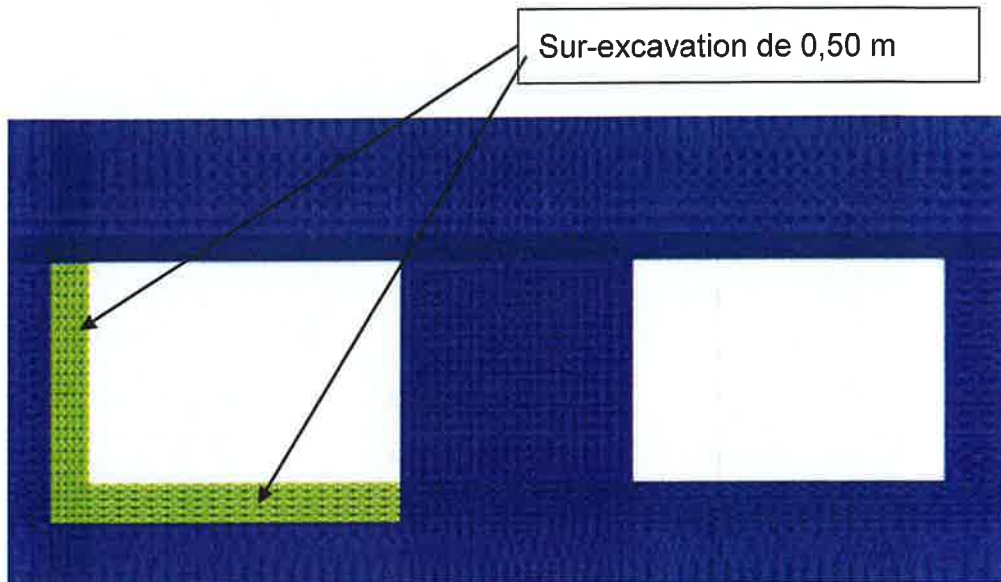


Figure 5 : Maillage-Zoom : voie double et localisation du rabassenage

La résolution numérique des conséquences du rabassenage s'est effectuée en s'appuyant sur le modèle de la *Figure 6* et en adoptant les hypothèses et la chronologie suivantes :

1. Analyse des voies en déformations planes (justifiant le calcul en 2D).
2. Analyse dans le cadre des petites perturbations (petites déformations).
3. Etat de contrainte initiale isotrope et lithostatique (hypothèse justifiée dans une formation évaporitique).
4. Analyse transitoire (fluage) de 0 à 10 ans (il s'agit d'un ordre de grandeur et non d'une durée précise, retenir une dizaine d'années). En supposant que le temps $t=0$ représente la création de la voie double.
5. Excavation (rabassenage) supposée instantanée.
6. Analyse transitoire (fluage) de 10 à 20 ans (là aussi une dizaine d'années, pour fixer les repères) de la nouvelle configuration géométrique. Les différents champs (contraintes, déplacement, déformation totale et visqueuses, etc.) constituent l'état initial du problème relatif à l'excavation.

Le modèle (*Figure 6*) présente 2 plans de symétrie (à gauche et à droite). Les déplacements verticaux sont bloqués à la base du modèle et une pression égale à la pression lithostatique est appliquée au sommet du modèle. Les paramètres géomécaniques sont ceux des précédentes études ajustés par des mesures in situ (voir l'annexe IV).

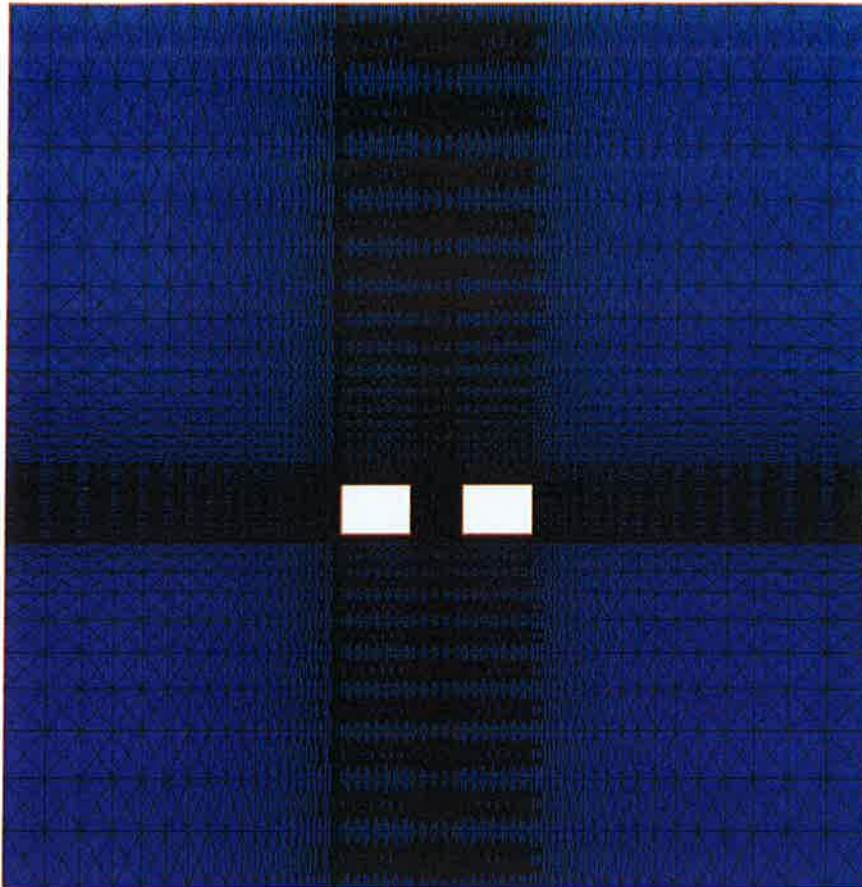


Figure 6 : Maillage-modèle global: voies doubles, pilier central, zones à excaver et pilier de sel.

Nous avons choisi d'illustrer les conséquences de l'excavation par l'analyse du déplacement ou de la convergence en fonction du temps et en certains points du toit et du mur. Les résultats obtenus sont illustrés sur les *Figure 7*, *Figure 8* et *Figure 9*.

La Figure 7 représente l'évolution temporelle de la convergence (CV (t)) exprimée en % et évaluée au milieu de la voie. :

$$CV(t) = \frac{\Delta H(t)}{H_0} \times 100$$

H et H₀: respectivement hauteur et hauteur initiale de la voie

Le taux de convergence est d'environ 1,04 % an⁻¹ avant rabassenage. Il augmente légèrement après l'excavation pour atteindre 1,20 % an⁻¹. La discontinuité ou le saut (sur la *Figure 7* à 10 ans) provient du fait que la convergence est fonction de la hauteur de la voie (H = 2,80 m). Celle-ci variant (augmentant) brusquement de 0,50 m (rabassenage du mur) à t égal 10 ans, le ratio définissant la convergence à 10 ans s'en trouve brutalement diminué par un facteur 0,85 :

$$CV(t = 10\text{ans}) = \frac{\Delta H}{H + 0,5} = \frac{\Delta H}{H(1 + \frac{0,5}{H})} = \frac{1}{1 + \frac{0,5}{H}} \times \frac{\Delta H}{H} = 0,85 \frac{\Delta H}{H}$$

Notons qu'au temps t=10 ans (**après excavation** instantanée) les déplacements verticaux sont identiques à ceux obtenus au temps t=10 ans (**avant excavation** instantanée).

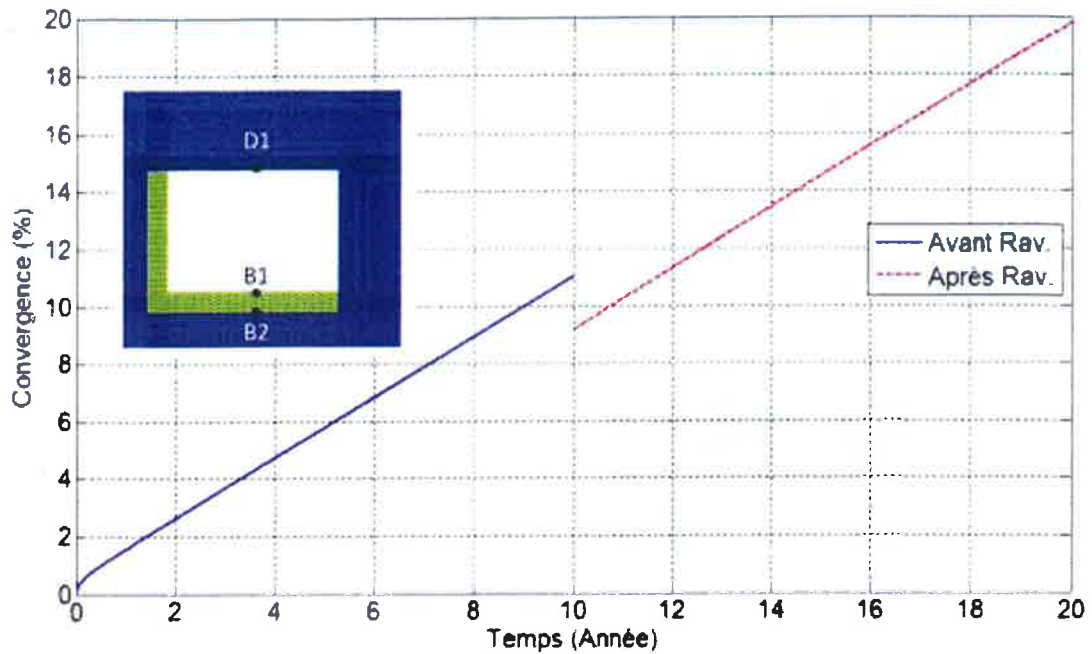


Figure 7 : Convergences : B1-D1 (avant Rav¹) et B2-D1(après Rav)

Ce faible effet sur le taux de convergence est également illustré sur la Figure 8.

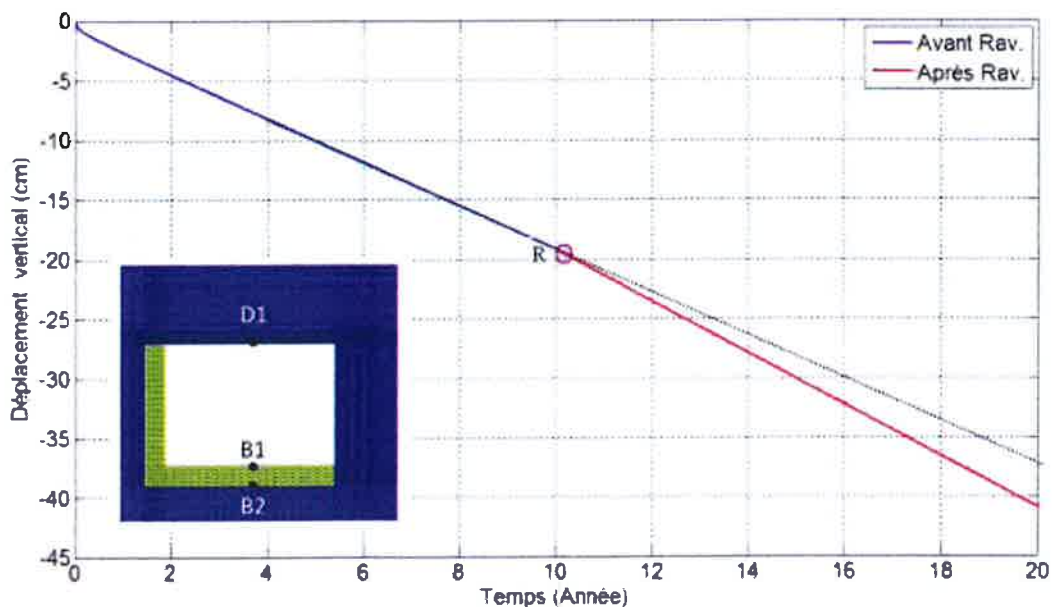


Figure 8 : Déplacement du point D1 avant et après Rav.

On observe en effet au point R (date de l'excavation) une légère augmentation de la vitesse de convergence (caractérisée par la pente des droites). La ligne en pointillé correspond au déplacement que l'on aurait obtenu après 20 ans et sans excavation. On notera que la différence est d'environ 5 cm.

¹ Rav : représente le rabassenage

Les mêmes remarques sont effectuées à l'examen de la *Figure 9*, avec une légère différence cependant. En effet le point P2 qui était avant excavation au droit du pilier (intersection pilier-toit), se trouve après excavation dans le toit. C'est pourquoi l'inflexion est plus prononcée pour ce point.

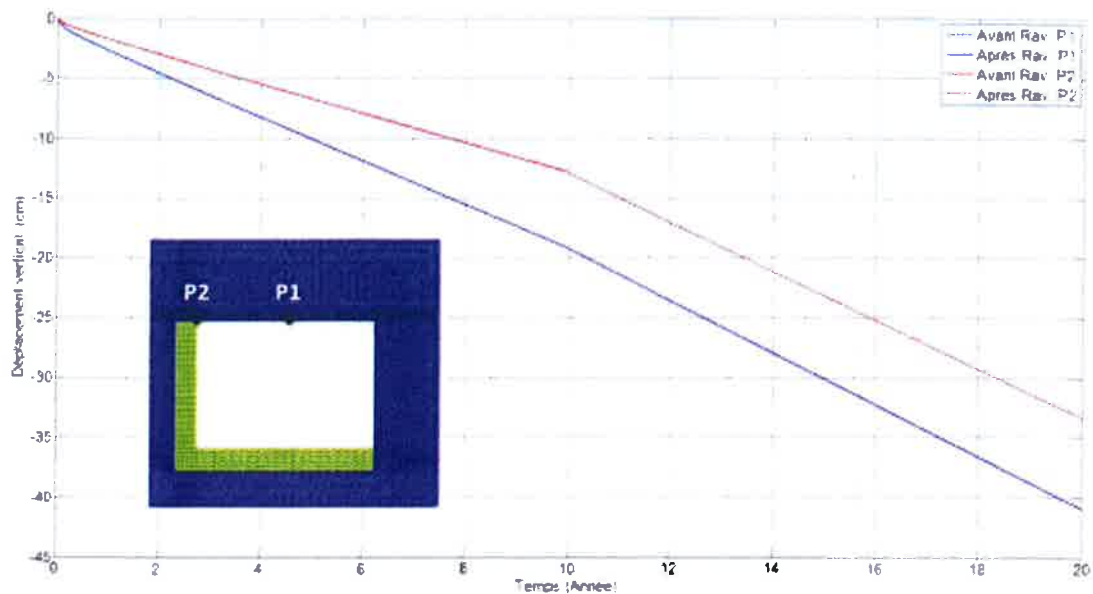


Figure 9 : Déplacement du point P1 et P2 avant et après Rav.

L'analyse de l'effet du rabassenage a uniquement porté sur le fluage (la composante visqueuse du comportement mécanique). En augmentant la portée de 0,50 m, le déviateur des contraintes qui est le moteur du fluage. **Ces résultats indiquent que l'effet du rabassenage est négligeable sur la vitesse de fluage. De ce fait, le rabassenage ne semble pas être responsable des désordres constatés in situ.**

4. EVALUATION DE L'IMPACT DES STOTS

On peut observer sur la *Figure 4* que le stockage et les couches sus-jacentes ne présentent pas de symétrie particulière tant sur la géométrie du stockage que sur les surcharges induites par le recouvrement (incluant les couches potassiques inférieure, CI, et supérieure, CS).

La sollicitation mécanique au niveau du stockage dépend de la nature et de la configuration des terrains et travaux sus-jacents.

4.1 STOT LINEAIRE (MUR ALLONGE) ET STOT LOCALISE (GROS PILIER)

La question de la présence de stot au niveau des couches potassiques sus-jacentes au stockage et de leur effet sur la distribution spatiale de la contrainte verticale au niveau de ce dernier se pose tout naturellement.

La question posée est la suivante : Quelle est la valeur de la contrainte au toit du stockage (à environ -550 m) ?

Pour y répondre, nous avons adopté, dans le cadre d'une analyse paramétrique, deux formes géométriques de stot (*Figure 10*) :

- 1 stot- gros pilier. L'analyse est menée en axisymétrie ;
- 1 stot-mur allongé. L'analyse est menée en déformations planes.

Représentation plane

Représentation à symétrie axiale

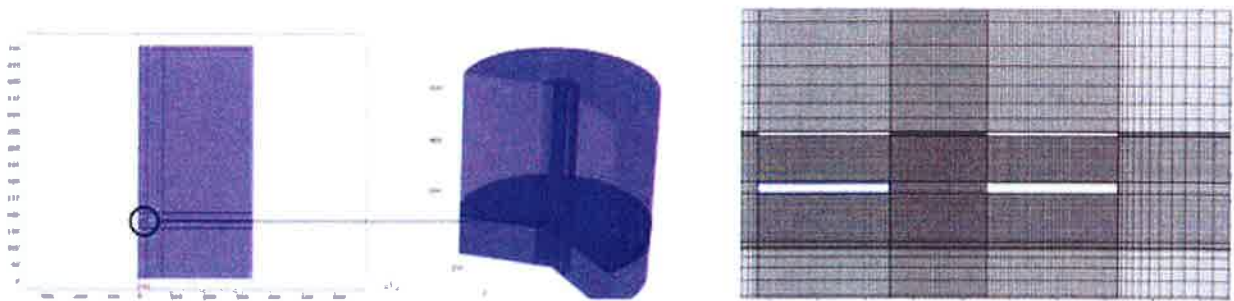


Figure 10 : Stot-pilier (symétrie axial) à gauche et au centre et stot-mur à droite.

Les différents modèles prennent en compte l'intégralité du recouvrement. L'analyse paramétrique porte sur le rayon du pilier modélisé en symétrie de révolution, la largeur du mur, la portée des galeries supposées toujours vides (non effondrées) (*Figure 11*) transférant intégralement les efforts aux stots.

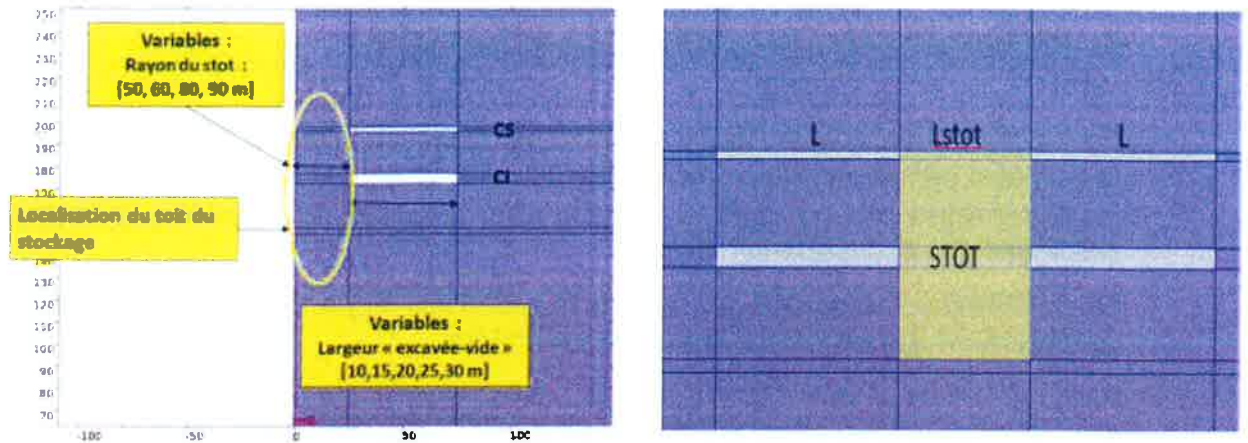


Figure 11 : Zoom : Stot-pilier (symétrie axial) à gauche et stot-mur à droite. Localisation des couches potassiques supérieure (CS) et inférieure (CI), et présentation des différentes variables.

Notons que les différentes configurations adoptées surestiment la valeur de la contrainte verticale au toit du stockage. Il nous a semblé plus intéressant de représenter l'amplification de la contrainte lithostatique initiale $S_0 = \gamma H$ soit :

$$\text{Amplification: } \frac{\sigma_v}{|S_0|} = \frac{S_{zz}}{|S_0|}$$

On observe sur la figure ci-dessous pour un pilier de 50 m de rayon (100 m de largeur) que dans la configuration la plus défavorable (galerie de 50 m de large), l'augmentation de contrainte verticale est d'environ 15 % ce qui reste relativement modérée.

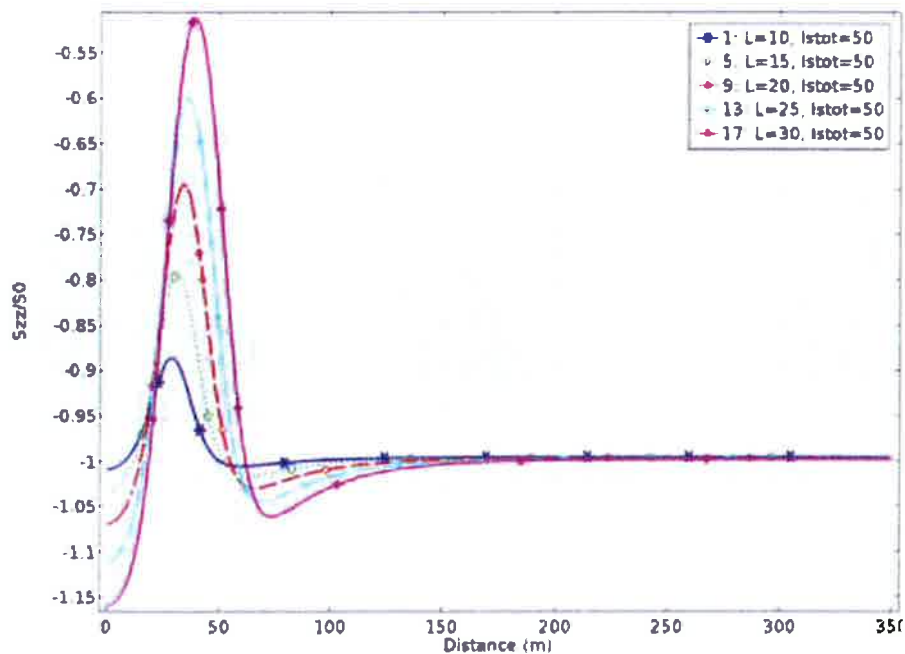


Figure 12 : Exemple d'amplification de la contrainte verticale pour un gros pilier de 50 m de rayon (100 m de largeur) et différentes portées de galeries.

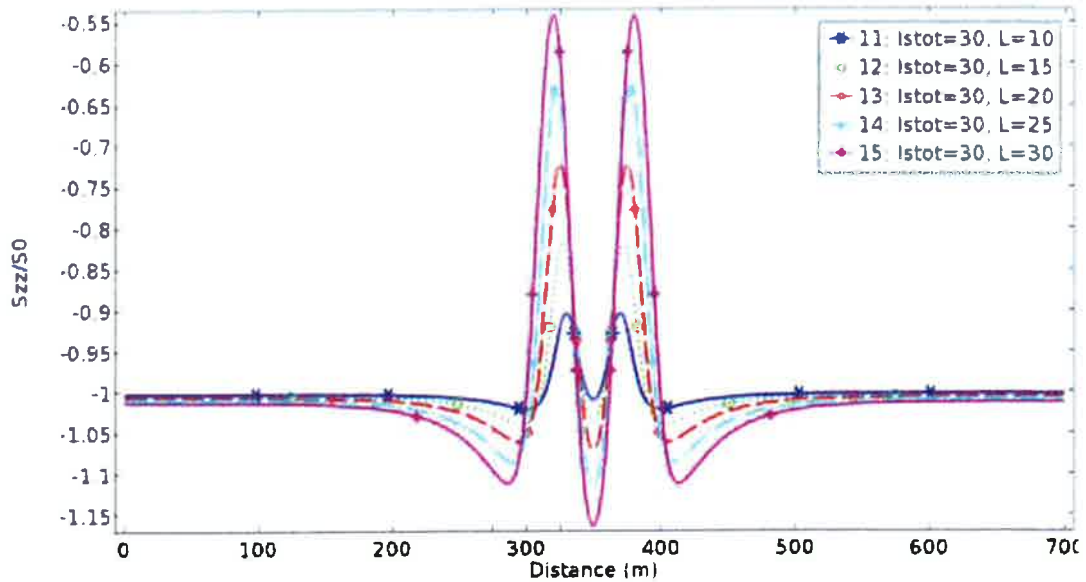


Figure 13 : Exemple d'amplification de la contrainte verticale pour un mur allongé de 30 m de largeur et différentes portées de galeries.

La remarque exprimée plus haut pour le stot sous l'aspect d'un gros pilier est aussi valable pour le stot allongé sous la forme d'un mur. En d'autres termes, des grandes largeurs de stots n'engendrent que peu de surcharges sur le toit du stockage. Ceci est confirmé par les nombreux calculs effectués et présentés en annexe II. Localement, l'excédent de sollicitation verticale sera de quelques pourcents de la contrainte initiale. Elle restera très localisée et ne peut pas concerner une zone étendue. Notons également que cet excédent est suivi dans l'espace par une décharge non négligeable. Quoiqu'il en soit et quelque soit la distribution spatiale de la contrainte verticale au toit du stockage, elle doit vérifier l'équilibre global à la cote \bar{z} (ici, selon l'axe z) :

$$\int_0^L \sigma_v(\bar{z}, x) dx = \gamma \bar{z} L$$

Ainsi, nous pouvons conclure que la surcontrainte engendrée par la présence des stots laissés par l'exploitation minière sus-jacente au stockage n'est pas significative et ne peut pas expliquer les désordres observés au niveau du stockage. L'épaisseur du banc salifère séparant la couche potassique inférieure (CI) et le toit du stockage semble suffisante pour atténuer ou redistribuer les contraintes concentrées au niveau des stots.

5. MODELISATIONS 3D DES PHENOMENES AFFECTANT LA STABILITE DU TOIT

5.1 CHOIX DU MODELE

Bien que le stockage ne présente pas de symétrie particulière, on peut y observer une "cellule unitaire" périodiquement constituée de piliers, allées et recoupes (Figure 14).

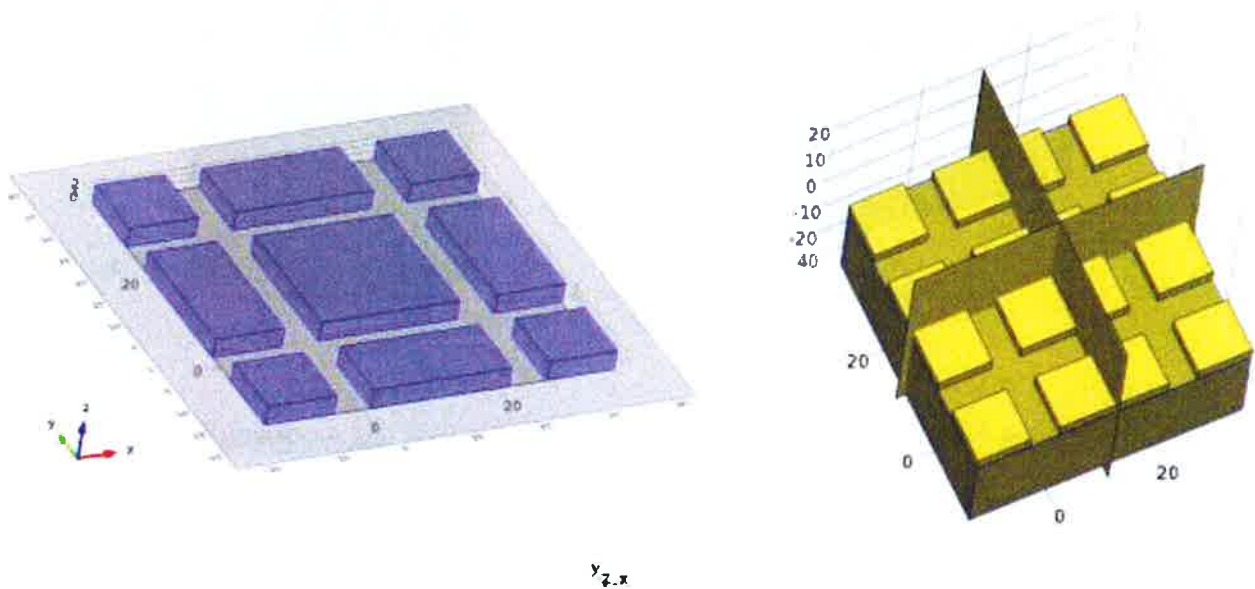
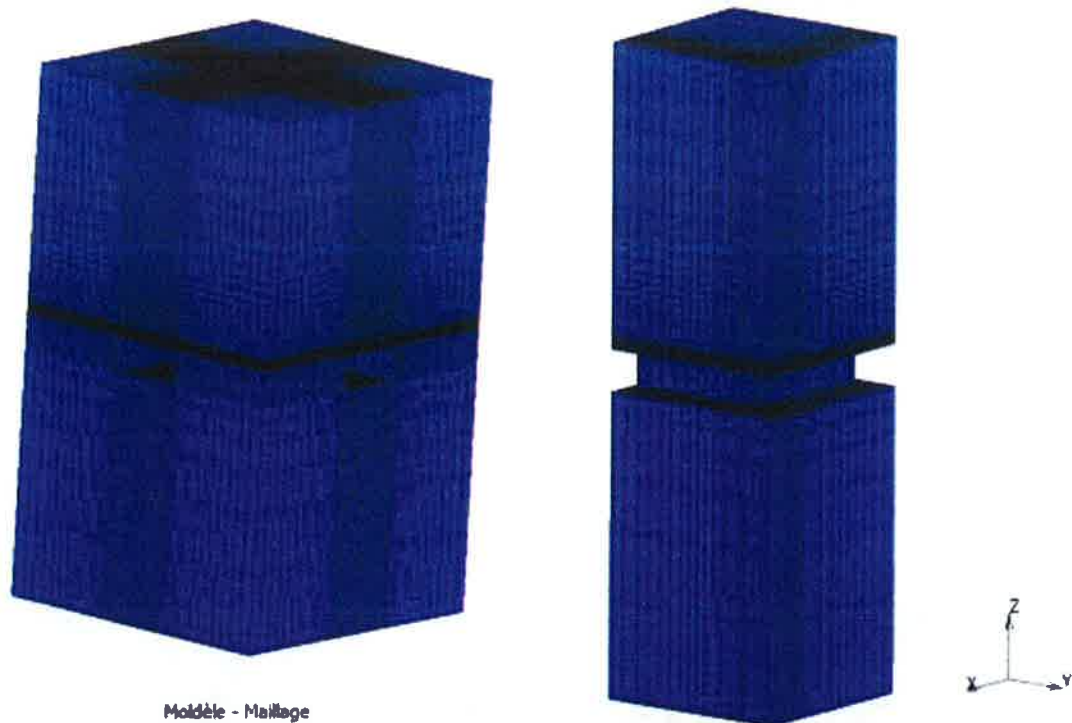


Figure 14 : Vue des piliers, allées et recoupes (à gauche) et vue 3D de cette ensemble avec les deux plans de symétrie.

Les principales caractéristiques géométriques de la cellule retenue sont les suivantes :

- Pilier de 20 m x 20 m et de 2,80 m de hauteur
- Allées et recoupes de 5,5 m de largeur
- Toit du stockage positionné à -550 m



Modèle - Maillage

Figure 15 : Maillages des modèle 3D utilisés pour les modélisations

Pour des raisons de faisabilité et de précision des calculs, nous avons travaillé sur deux géométries dont les maillages sont illustrés sur la figure ci-dessus.

Les dimensions du modèle (*Figure 15*, gauche) sont les suivantes :

- Largeur de 25,5 m
- Longueur de 25,5 m
- Hauteur de 42,80 m (mur de 20 m et toit de 20 m et 2,80 m de pilier)

Les conditions aux limites (*Figure 15*, gauche) sont les suivantes :

- Plan de symétrie pour les quatre cotés verticaux
- Plan de symétrie à la base du modèle
- Pression de 11,45 MPa (poids des terrains sus-jacent) appliquée sur la partie supérieure du modèle.

Les conditions initiales (*Figure 15*, gauche) sont les suivantes :

- Champ de contraintes initiales lithostatique et isotrope (hypothèse justifiée pour les évaporites):

$$\sigma_{xx}(z) = \sigma_{yy}(z) = \sigma_{zz}(z) = \gamma \times z$$

Chronologie et intervalle temporel d'étude.

- La création des allées et recoupes est effectuée en une dizaine de jours. Elle ne respecte pas la chronologie exacte, mais nous sert à stabiliser le problème évolutif en temps. La période de temps considérée depuis la création des vides et de 10 et 15 ans.

Paramètres géomécaniques.

- Le milieu est considéré matériellement homogène : constitué des terrains salifères dont les paramètres sont fournis dans le tableau de l'Annexe IV

5.2 ANALYSE DES RESULTATS

Afin de vérifier la robustesse des résultats et pour apprécier leur sensibilité, nous avons mené une analyse paramétrique en modifiant le modèle de référence (Tableau 2).

	Modèle de référence	Modèle moins élancé	Modèle souple	Modèle rigide	Modèle sur sollicité
Hauteur du pilier (m)	2,80	2,50	2,80	2,80	2,80
Pression lithostatique (MPa)	11,45	11,45	11,45	11,45	11,45 x 1,1
Module d'Young (MPa)	25000	25000	25000 x 0,9	25000 x 1,1	25000

Tableau 1 : Déviation (en grisé) par rapport au modèle de référence

Nota : Une variation de plus ou moins 10% autour d'une valeur bien qu'en soi faible, a pour objectif de mieux cerner le poids d'une incertitude modérée pouvant peser sur une valeur de référence.

En plus des analyses effectuées avec le modèle dit de référence, nous avons étudié l'effet des facteurs suivants sur l'initiation des fractures :

- l'élancement du pilier ;
- la rigidité du toit ;
- l'effet de la sollicitation appliquée au sommet du modèle.

Les Figure 16 et Figure 17 illustrent la distribution spatiale du déplacement vertical pour le modèle global et au niveau du stockage, déplacement respectivement obtenu avec le modèle de référence. Pour les autres composantes du déplacement, le lecteur peut se référer à l'annexe III.

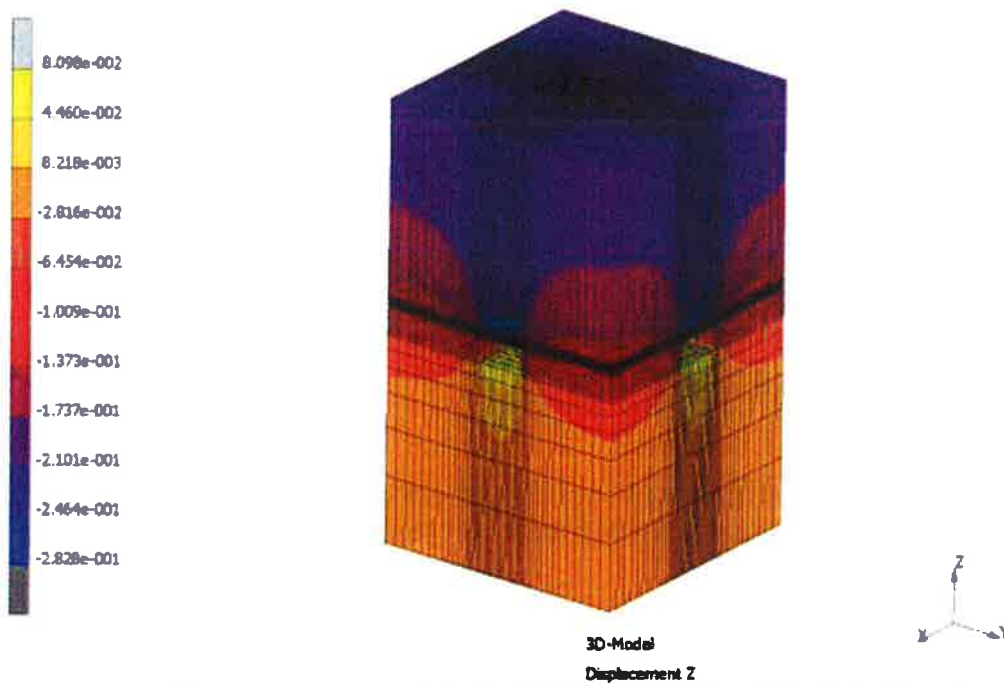


Figure 16 : Vue 3D globale du champ de déplacement vertical après 10 ans obtenu avec le modèle de référence (*unité le m*).

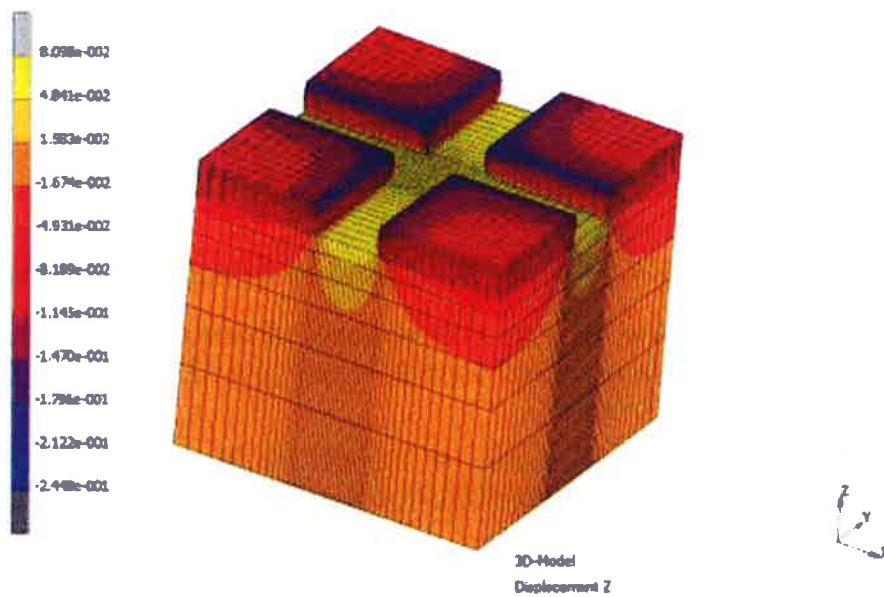


Figure 17 : Vue 3D au niveau des piliers-recoupes-allées du champ de déplacement vertical après 10 ans, obtenu avec le modèle de référence (*unité le m*).

La *Figure 18* montre (en couleur bleu) que des zones en traction apparaissent dans la direction horizontale y . Il s'agit de facettes dont la normale est parallèle à l'axe de y . Pour des raisons de symétrie, le même phénomène est observé en ce qui concerne les contraintes de traction dans la direction horizontale donnée par l'axe x .

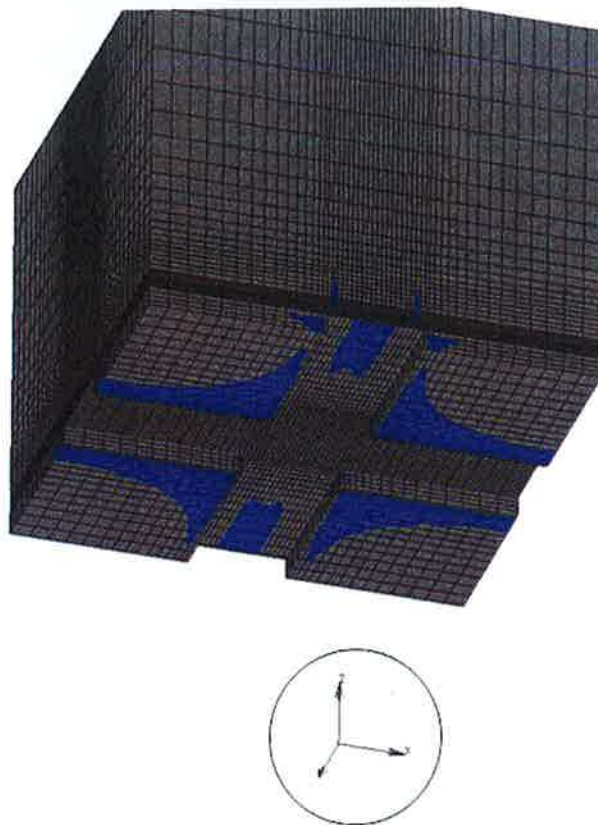


Figure 18 : Contrainte S_{yy} positive (traction): Vue de dessous du toit 10 ans après le creusement (obtenu avec le modèle de référence).

Nous observons que le toit est affecté par des contraintes de traction qui se propagent dans ce dernier, notamment au voisinage des piliers.² Nous observons également des contraintes de traction qui se développent au niveau des piliers. Ceci est illustré sur la figure ci-après.

² Le modèle utilisé sous-estime a priori l'extension des fractures dans l'espace, étant donné le fait que l'amplitude des contraintes de traction n'est pas limitée à la valeur de la résistance à la traction du massif salifère (inférieure à 1 MPa à moyen ou long terme)

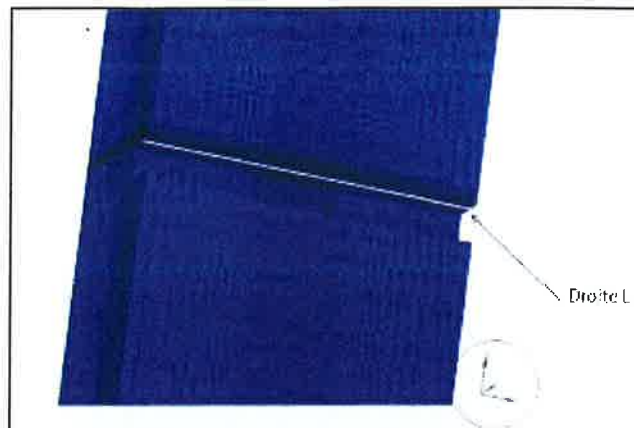


Figure 19 : Définition de la droite d'analyse L passant par le toit du stockage et parallèle à l'axe y.

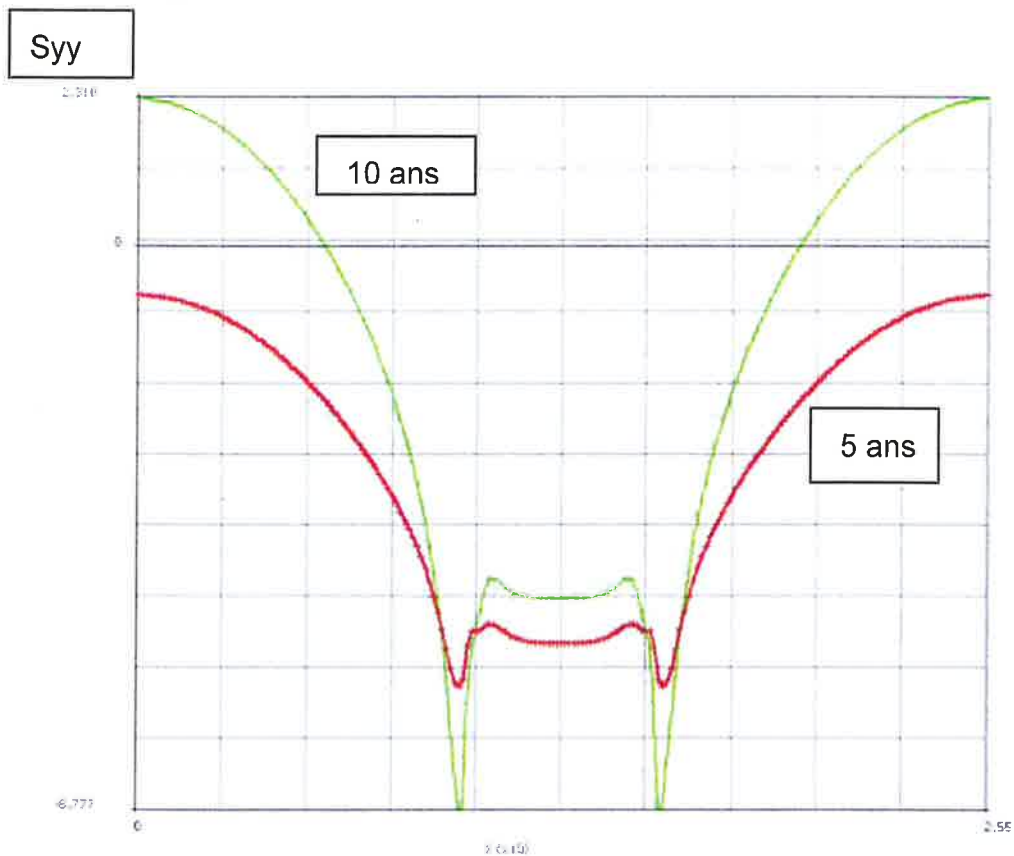


Figure 20 : Distribution de la contrainte S_{yy} le long de la droite L à 5 et 10 ans (obtenu avec le modèle de référence. L'axe des abscisses représente la distance en m et l'axe des ordonnées la contrainte en MPa. La convention de signe est celle de la mécanique des milieux continus (contrainte positive en traction et négative en compression).

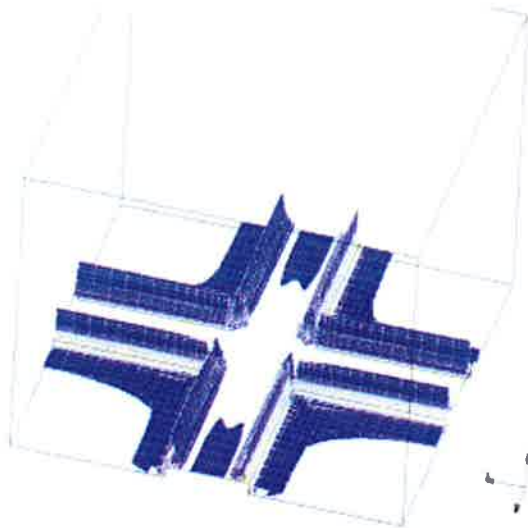


Figure 21 : Vue 3D des zones affectées par la traction dans la direction y ($S_{yy} > 0$) dans le toit et piler après 10 ans (obtenu avec le modèle de référence). On y observe l'allée, recoupe, toit et piliers.

Notons qu'il se développe également après un certain temps suivant le creusement des contraintes de traction dans la direction verticale z (Figure , Annexe III). Le lecteur peut se reporter à l'annexe III pour d'autres visualisations de la distribution spatiale des contraintes de traction.

Nous nous intéressons ci-dessous à l'évolution temporelle du déplacement du segment AB, de la contrainte S_{yy} et du déplacement vertical selon Z du point B (Figure 22) pour différentes configurations (tableau 2).

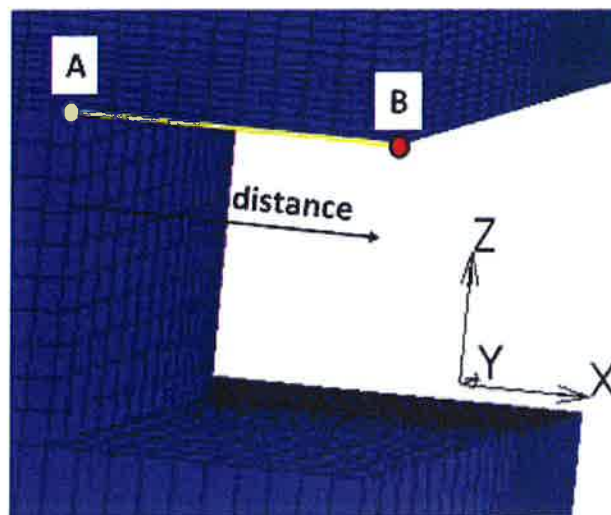


Figure 22 : Segment AB transversal (perpendiculaire à l'axe d'une allée) situé au toit et à mi-largeur du pilier.

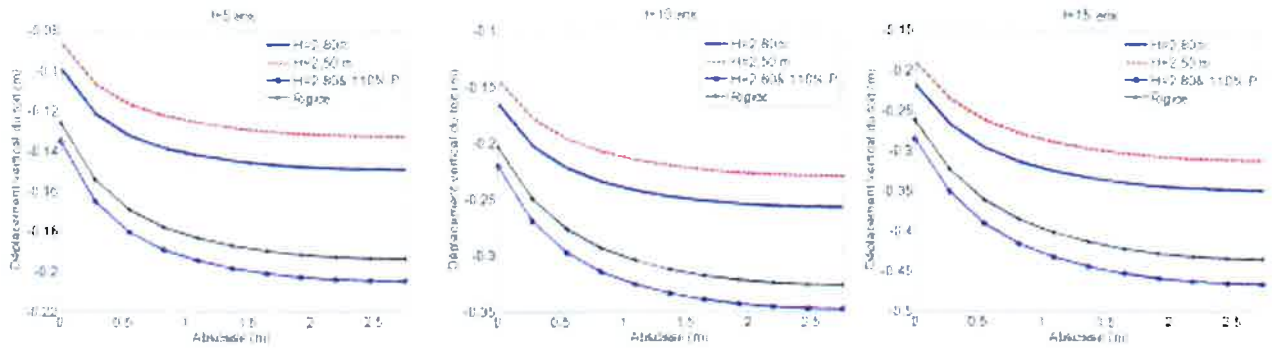


Figure 23 : Déplacement vertical du segment AB appartenant au toit du stockage à 5, 10 et 15 ans après le creusement et pour différentes configurations étudiées (Tableau 1).

Les courbes ci-dessous représentent donc le déplacement vertical du segment AB pour chaque configuration et pour trois instants, 5, 10 et 15 ans. On y observe l'effet des variations par rapport au modèle de référence (H=2,80 m). Pour exemple dans la configuration « H=2,80 m & 110 % P » nous n'avons modifié, par rapport au modèle de référence, uniquement la pression exercée au sommet du modèle en l'augmentant de 10 %. La pression plus élevée induit un déplacement plus élevée dont la proportionnalité n'est pas du même ordre que celle de la charge P. L'élanement le plus petit (H=2,50) présente le plus faible déplacement vertical. Cela montre que le déplacement du toit est conditionné par le fluage du pilier et non par la « flexion » du toit.

On observe donc sur la figure ci-dessus que le déplacement varie significativement en fonction des caractéristiques du problème (Tableau 1) mais que cette différence se réduit avec le temps. Comme on pouvait s'y attendre, le déplacement le plus faible est obtenu pour le pilier présentant le plus faible élanement. Le déplacement le plus élevé est obtenu avec la pression lithostatique la plus élevée. Une augmentation de 10% de la pression lithostatique induit une augmentation de l'ordre de 50 % du déplacement (ce résultat est logique et s'explique par le comportement mécanique très non linéaire des formations salifères). Ce qui est le plus surprenant est l'intensité du déplacement lorsque l'on augmente le module de Young de 10 % (par linéarité cela revient à augmenter le module de cisaillement et de compressibilité de 10 %). Le différentiel provient selon nous de la déformation élastique instantanée ε^e , le déplacement résultant de la déformation totale $\varepsilon(t)$:

$$\varepsilon(t) = \varepsilon^e + \varepsilon^{vp}(t)$$

Une rigidité élastique plus élevée (module d'élasticité plus élevé) conduit à un report plus important de la charge sur les piliers et par conséquent une déformation instantanée plus élevée. Le fluage atténue toutefois cette différence pour certaines configurations comme on peut l'observer ci-dessous.

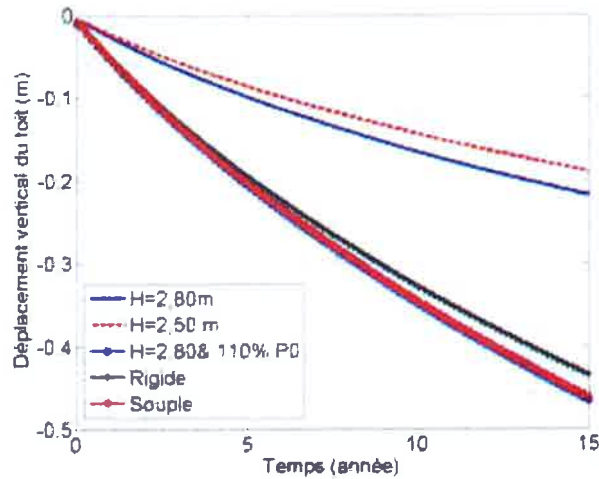


Figure 24 : Déplacement vertical du point A en fonction du temps et pour différentes configurations étudiées. (Tableau 1)

Le déplacement du point A ne dépend pas linéairement d'une variable étudiée (Il est la solution d'un problème aux limites non-linéaire et non homogène). Il y résulte d'une contribution du fluage des piliers, de la flexion du toit et sa déformation verticale. L'un ou l'autre de ces mécanismes peut être prépondérant selon la configuration.

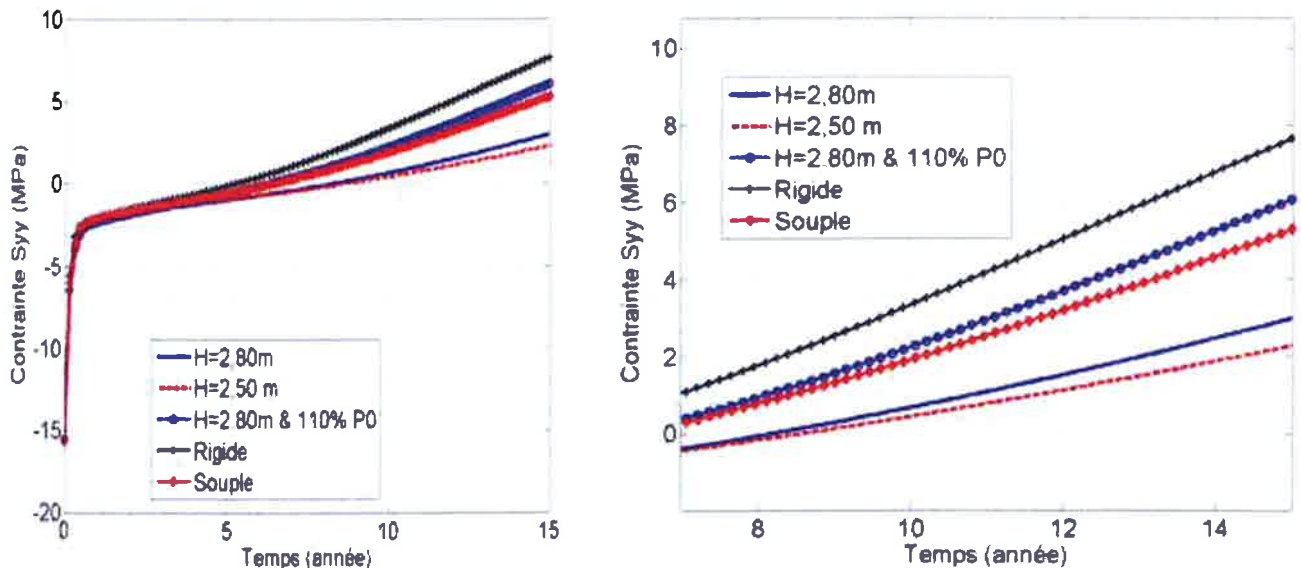


Figure 25 : Evolution temporelle de la contrainte horizontale S_{yy} au point A en fonction du temps depuis le creusement et pour différentes configurations étudiées (tableau 1) et zoom à droite.

Pour toutes les configurations considérées, des contraintes de traction se développent au niveau du point A (Figure 25). On observe sur cette figure que la contrainte horizontale S_{yy} est initialement négative (en compression) mais avec le temps, celle-ci devient nulle puis positive (traction) jusqu'à ce qu'elle dépasse la valeur de la résistance à la traction du sel (entre 1 et 2 MPa). Pour des raisons de symétrie, on observerait (pour un autre point symétrique à la diagonale du modèle) le même phénomène pour la composante S_{xx} .

Notons qu'au delà de la résistance à la traction, les valeurs de contraintes obtenues par le modèle employé n'ont pas de sens physique. Ce sont les mécanismes déclenchant la fracturation qu'il convient de retenir plutôt que des valeurs précises. De ce fait, les résultats de cette modélisation apportent un éclairage important quant aux instabilités mécaniques des ouvrages de StocaMine. En effet, il est bien connu en Mécanique des Roches que des contraintes de traction doivent être évitées puisque les roches en général sont pratiquement dépourvues de toute résistance à la traction à long terme.

L'examen visuel effectué lors de la visite technique du site par l'INERIS, le 23 avril 2015 corroborent les résultats de la modélisation en ce sens qu'il s'agit bien d'un phénomène de fracturation induite par des contraintes de traction plutôt que celles induites par des sollicitations de compression et de cisaillement. Dans le vocabulaire utilisé par les mécaniciens de solides (Broek, 1982) il s'agit bien d'une fissuration en mode I (Figure 26).

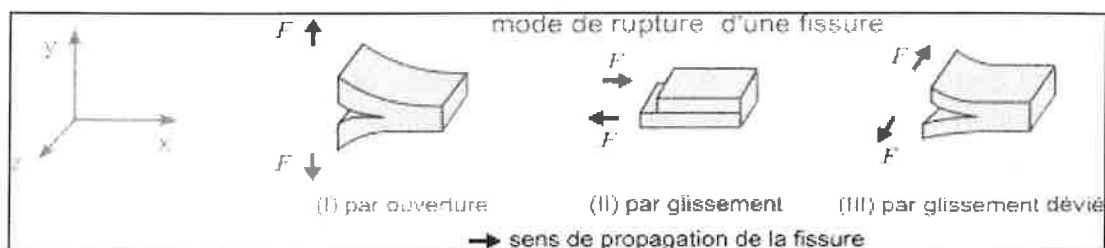


Figure 26 : Modes de rupture d'une fissure

Il convient de souligner que ce phénomène de fracturation par traction rencontré sur le site de Stocamine semble inévitable dans toutes les configurations étudiées. Toutefois, en fonction de la configuration considérée (Tableau 1), la rupture par traction peut être avancée ou retardée de quelques années et on retrouve bien par le modèle les phénomènes observés in situ : le réseau des fractures transversales observés est créé par traction du fait de l'expansion horizontale des piliers. Ce phénomène s'accroît dans le temps en raison du fluage du sel. De ce fait, la fracturation transversale ne semble pas être spécifique à un secteur précis de StocaMine ; elle est susceptible d'affecter tous les secteurs exploités par la méthode de chambres et piliers, selon l'amplitude de fluage du secteur considéré.

6. CONCLUSIONS

Les voies actuellement empruntées pour le retrait partiel des déchets de StocaMine sont affectées par une série de discontinuités orientées dans trois directions perpendiculaires distinctes :

- 1- des décollements pratiquement horizontaux des bancs de sel sur des plans d'impuretés marno-anhydritiques ;
- 2- une fracturation verticale passant longitudinalement par le milieu de certaines voies ;
- 3- un faisceau des fractures également verticales perpendiculaires à la première et situées transversalement dans les voies.

Si les deux premières discontinuités sont rencontrées dans certaines conditions dans beaucoup d'ouvrages souterrains notamment miniers, des fractures transversales y sont rarement observées et leurs mécanismes responsables ne sont pas bien connus.

Ce fait ainsi que les risques de chutes de blocs, liés aux fractures développées dans trois directions perpendiculaires a conduit les MDPA à solliciter l'expertise de l'INERIS pour identifier les causes et les conséquences éventuelles de ce phénomène.

Dans ce but, nous avons procédé à des modélisations 3D (nécessitée par la configuration du site exploité par la méthode des chambres et piliers et intégrant les blocs de stockages délimités par des voies, allées et recoupes) en considérant l'ensemble des facteurs qui nous semblaient affecter, à des degrés variés, l'état de stabilité mécanique des voies touchées par la fracturation : élargissement des voies (dit rabassenage, pratiqué pour permettre le passage des engins pour le retrait des déchets), stots laissés dans le passé pendant l'exploitation des couches potassiques (à une vingtaine de mètres au dessus du stockage) et enfin la déformation du toit, du mur et des piliers de StocaMine induite par le fluage des terrains salifères.

Afin de cerner l'influence des principaux paramètres intervenants, nous avons réalisé une étude paramétrique ce qui renforce notre confiance dans les conclusions de cette étude.

Les résultats des différents calculs numériques permettent d'affirmer que l'élargissement des voies et la présence des stots miniers affectent bien les sollicitations mécaniques des voies mais les surcharges induites sont relativement modérées et ne sont pas de nature à donner naissance au phénomène de fracturation observé.

En revanche, les modélisations 3D mettent bien en évidence que le fluage des terrains salifères est le principal responsable du phénomène de fracturation observé. En particulier, la fracturation transversale affectant les voies est provoquée par l'expansion horizontale progressive des piliers dont la hauteur diminue sans cesse (et entraîne l'expansion du pilier, le fluage de sel se produisant sans variation de volume) sous l'effet du fluage du sel. Cette expansion des piliers impose un étirement au toit, ce qui génère des contraintes de traction horizontales croissantes avec le temps. Ces contraintes en dépassant la résistance à la traction du sel (très faible, 1 à 2 MPa au maximum, à court terme et pratiquement négligeable à long terme) donnent naissance à des fractures transversales qui se manifestent tôt ou tard au milieu des piliers de toutes les voies.

Par ailleurs, des contraintes de traction verticales liées à la flexion du toit (déformation verticale) apparaissent dans la direction longitudinale des voies. Enfin, des plans de discontinuités potentiels liés aux nombreux intercalaires marno-anhydritiques présents au toit de StocaMine conduisent à un décollement progressif des bancs salifères. Ces décollements qui se produisent sur des plans pratiquement horizontaux sont inévitables dans les voies horizontales dont le toit traverse les bancs d'impuretés à faible pendage et peu épais. Ils se produisent également dans les voies qui suivent le pendage. Ces décollements sont évidemment facilités par l'action de la pesanteur, au toit des ouvrages.

On conçoit le risque de chutes des blocs de sel et d'impuretés du toit des voies sous l'effet des trois discontinuités perpendiculaires susceptibles de se croiser et de s'ouvrir de plus en plus consécutivement au fluage inévitable du sel et de l'effet de la gravité.

Inhérent au fluage du sel, à la méthode d'exploitation par chambres et piliers et au fort litage du sel des MDPA, ce phénomène n'est pas spécifique à un secteur donné et peut se produire tôt ou tard dans toutes les voies de StocaMine. Il peut être ralenti par un boulonnage efficace du toit sans que le risque d'instabilité mécanique puisse être définitivement écarté.

7. REFERENCES

D. Broek (1982). Elementary Engineering Fracture Mechanics. Springer.

Laouafa, F. (2010). Etude géomécanique du stockage de StocaMine. Rapport INERIS–DRS10-108130-14273A.

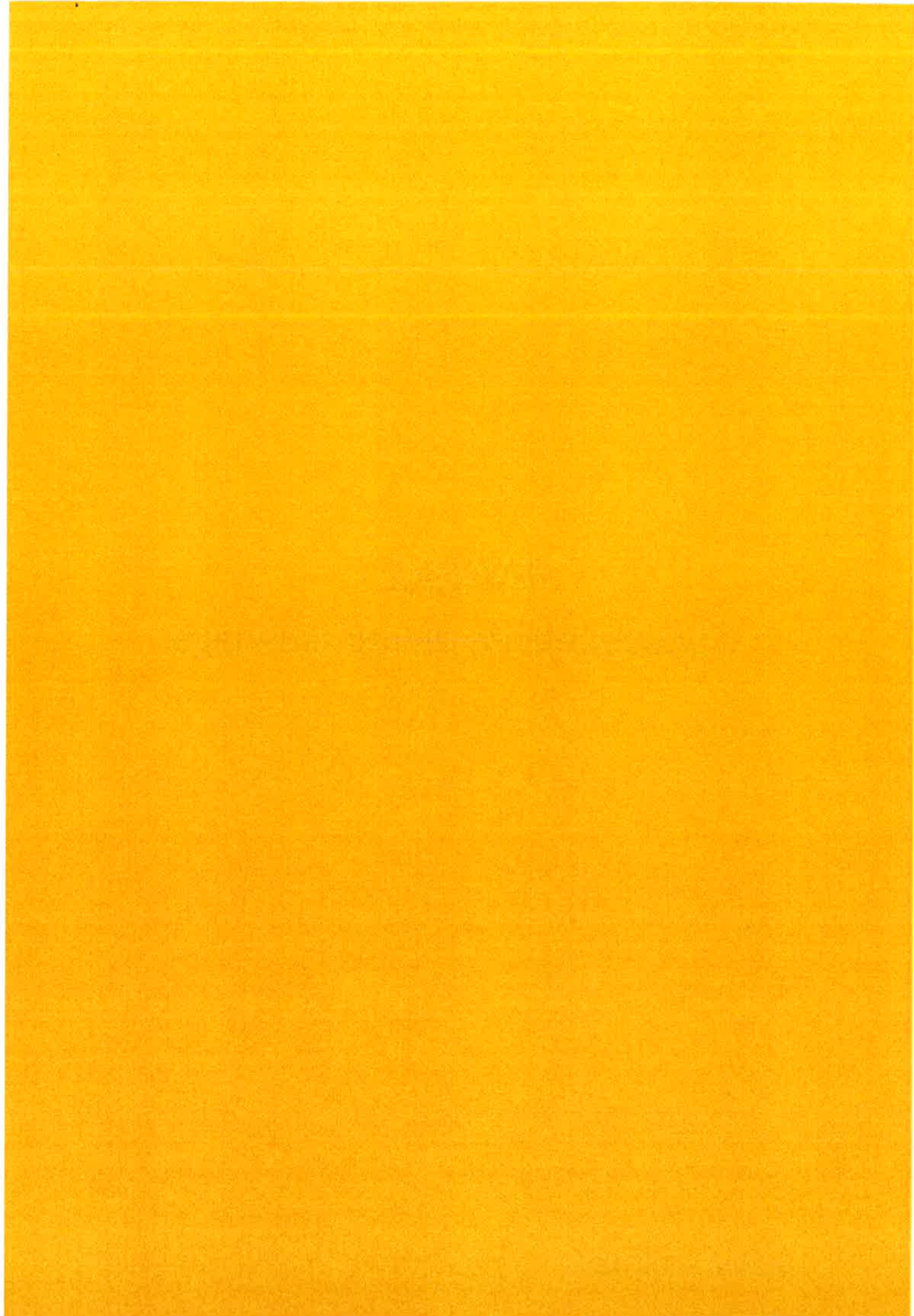
Mogenier, C. (2015). Rapport d'étude géophysique -Wittelsheim Bloc 21 / Allée 3 – 00029074. SOLDATA Geophysic.

Roman, J. (2015). Stockage de déchets StocaMine. Note de synthèse suite à la « visite d'inspection du 6 novembre 2014 ». MDPA.

8. ANNEXES

Nom	Légende	Pages
Annexe I	Conséquences du rabassenage	3 A4
Annexe II	Effet du STOT sur la contrainte verticale au toit du stockage	5 A4
Annexe III	Sorties graphiques du modèle 3D	8 A4
Annexe V	Modèle rhéologique et limites de la modélisation	4 A4

ANNEXE I
Conséquences du rabassenage



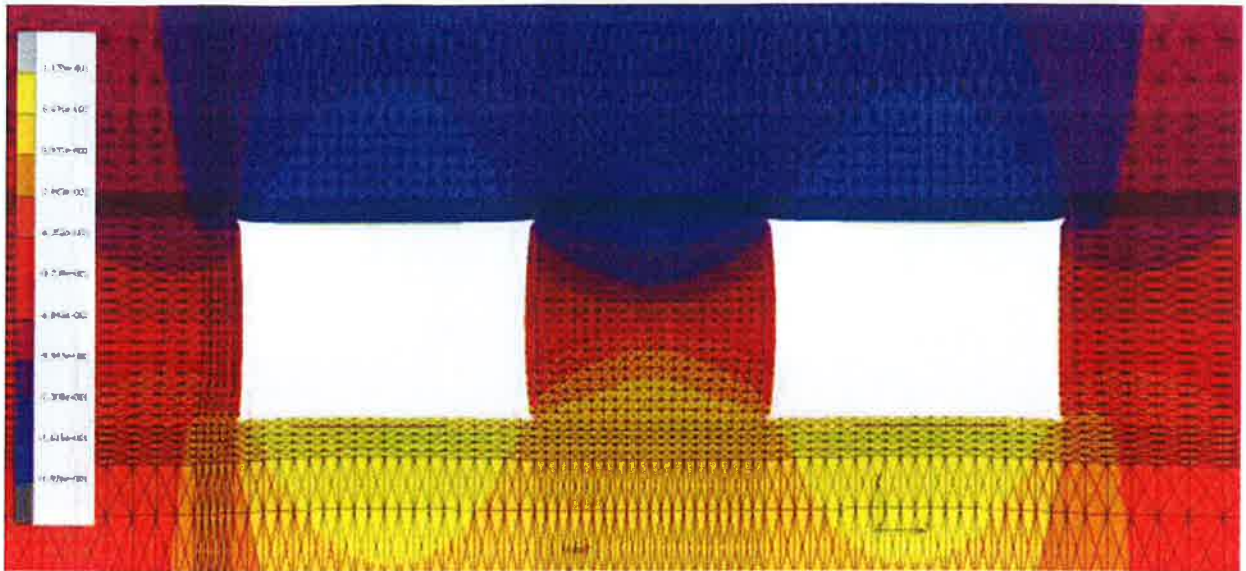


Figure 1. Déformée et déplacement vertical 10 ans après le creusement et avant le rabassage (facteur d'amplification de la déformée égale à 1)

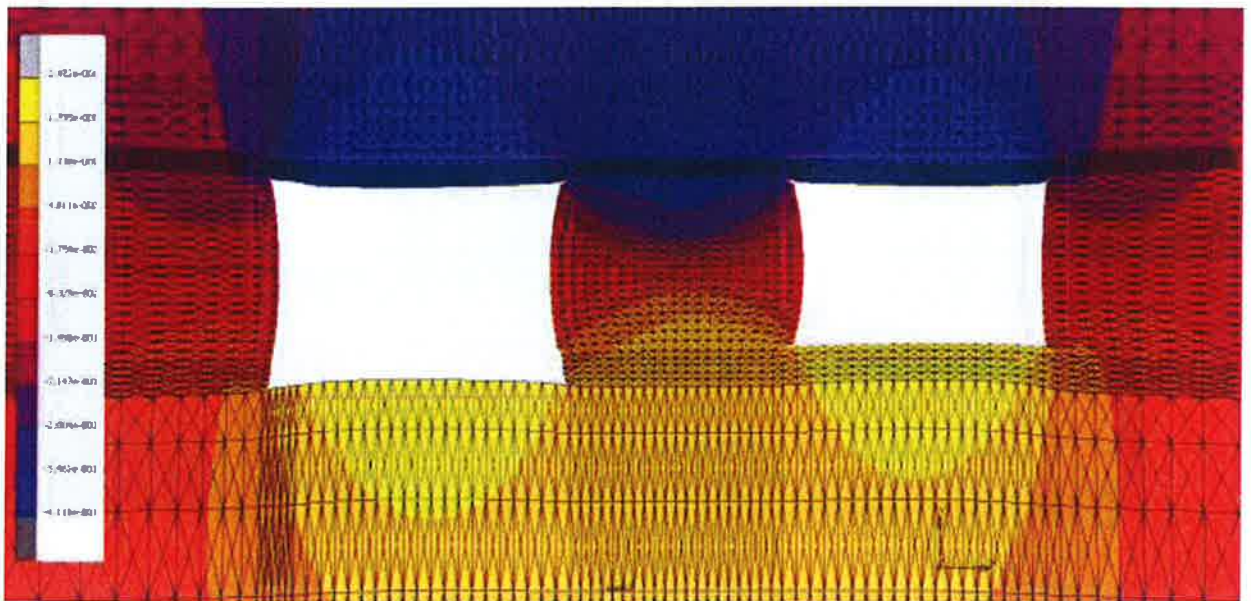


Figure 2. Déformée du maillage et déplacement vertical à 10 ans, après le rabassage (facteur d'amplification de la déformée égale à 1)

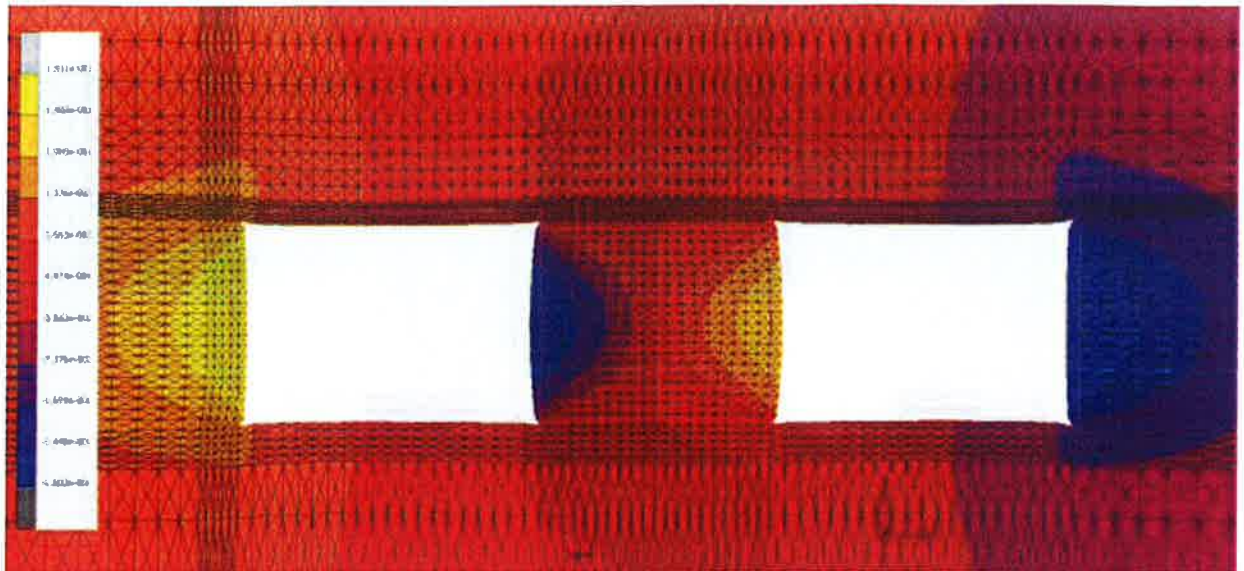


Figure 3. Déformée et déplacement horizontal 10 ans après le creusement avant le rabassenage (facteur d'amplification de la déformée égale à 1)

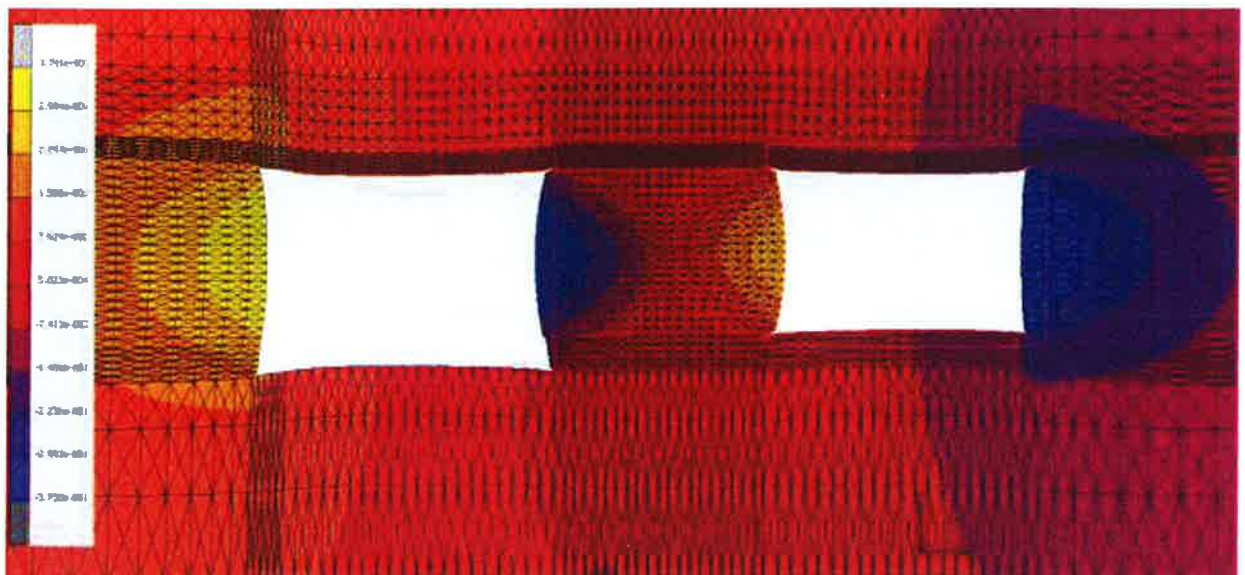


Figure 4. Déformée et déplacement horizontal à 10 ans après le rabassenage (facteur d'amplification de la déformée égale à 1)

ANNEXE II

Effet du STOT sur la contrainte verticale au toit du stockage

the 1990s, the number of people aged 65 and over in the United States is projected to increase from 20 million to 35 million, and the number of people aged 75 and over from 10 million to 17 million (U.S. Census Bureau 1997).

As the number of people aged 65 and over increases, the number of people aged 75 and over increases at a faster rate. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%. The number of people aged 65 and over is projected to increase from 20 million in 1990 to 35 million in 2010, an increase of 75%. The number of people aged 75 and over is projected to increase from 10 million in 1990 to 17 million in 2010, an increase of 70%.

STOT - PILIER

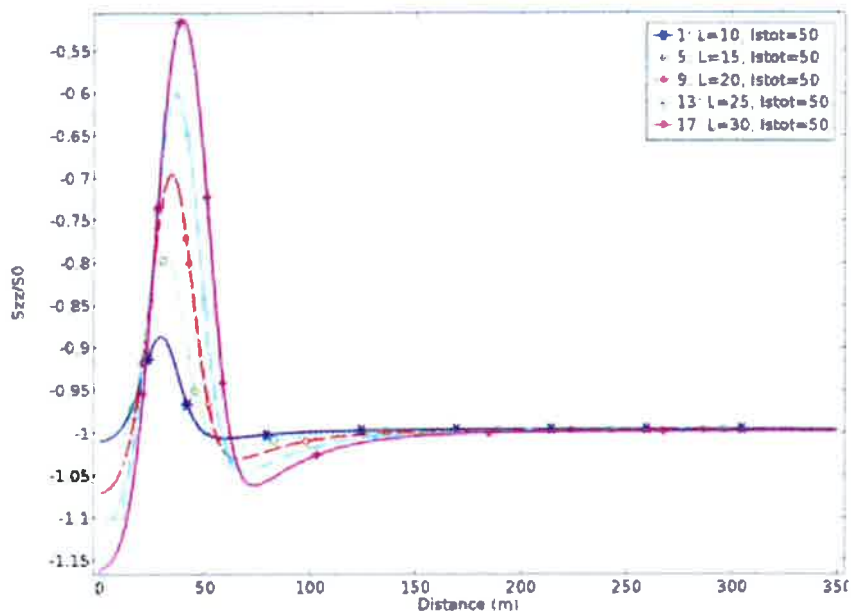


Figure 1. Contrainte verticale normalisée par rapport à la contrainte initiale au toit du stockage pour un **pilier** de 50m de rayon (modélisé en axisymétrie)

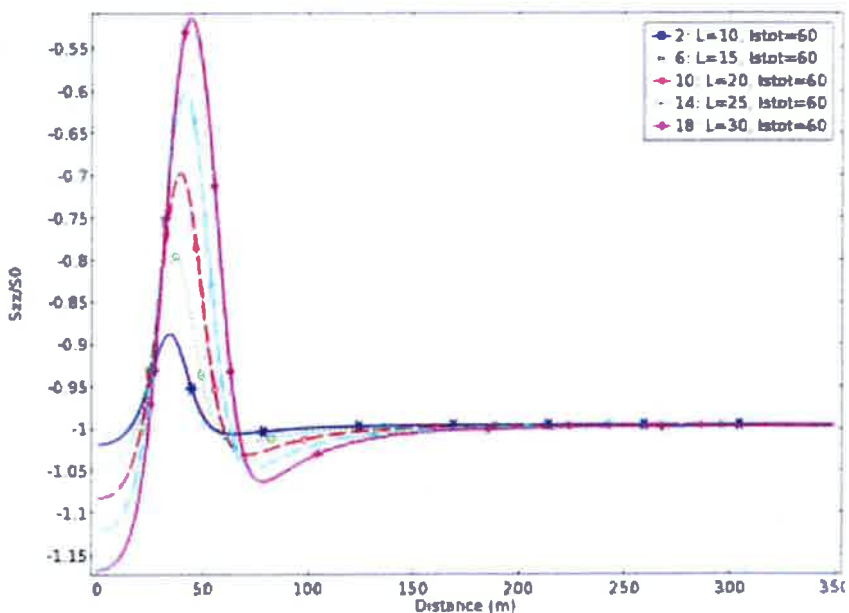


Figure 2. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un **pilier** de 60 m de rayon

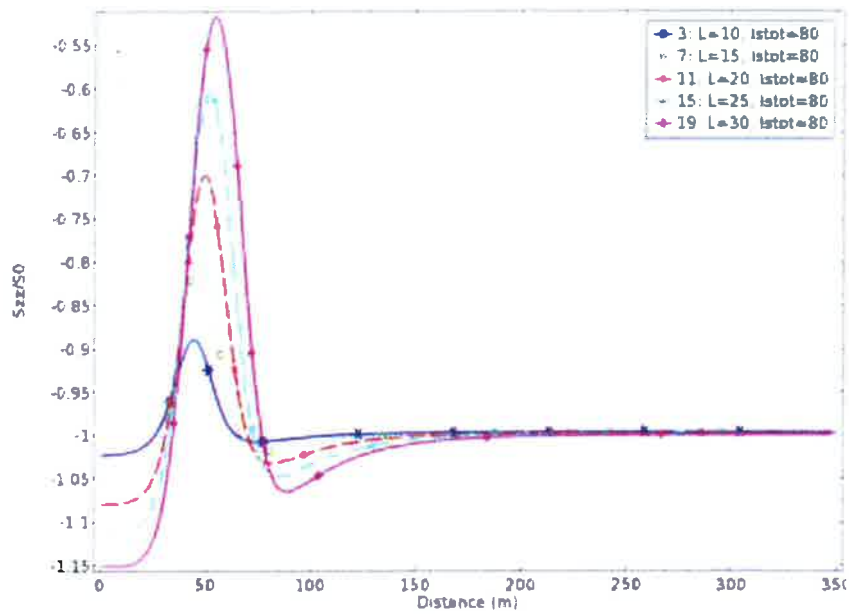


Figure 3. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un **pilier** de 80 m de rayon

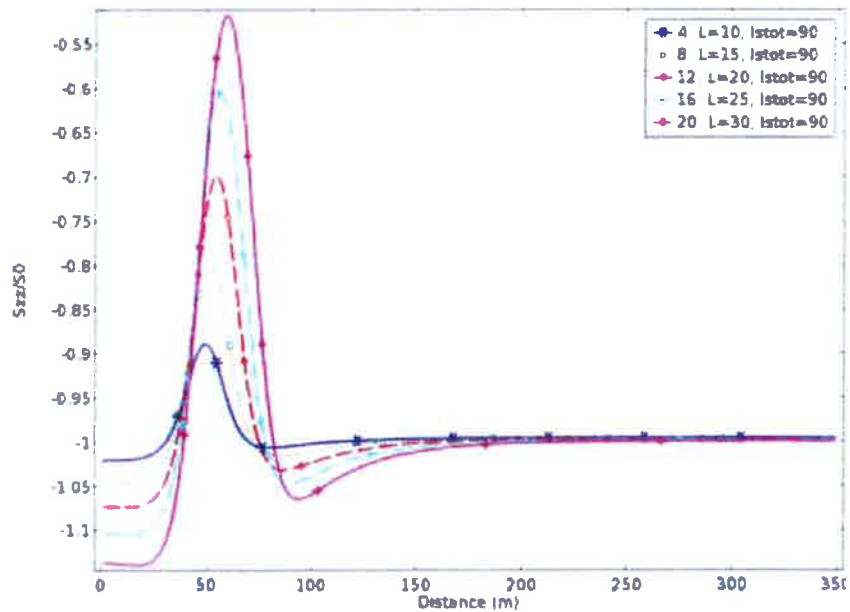


Figure 4. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un **pilier** de 90 m de rayon

STOT – MUR ALLONGE

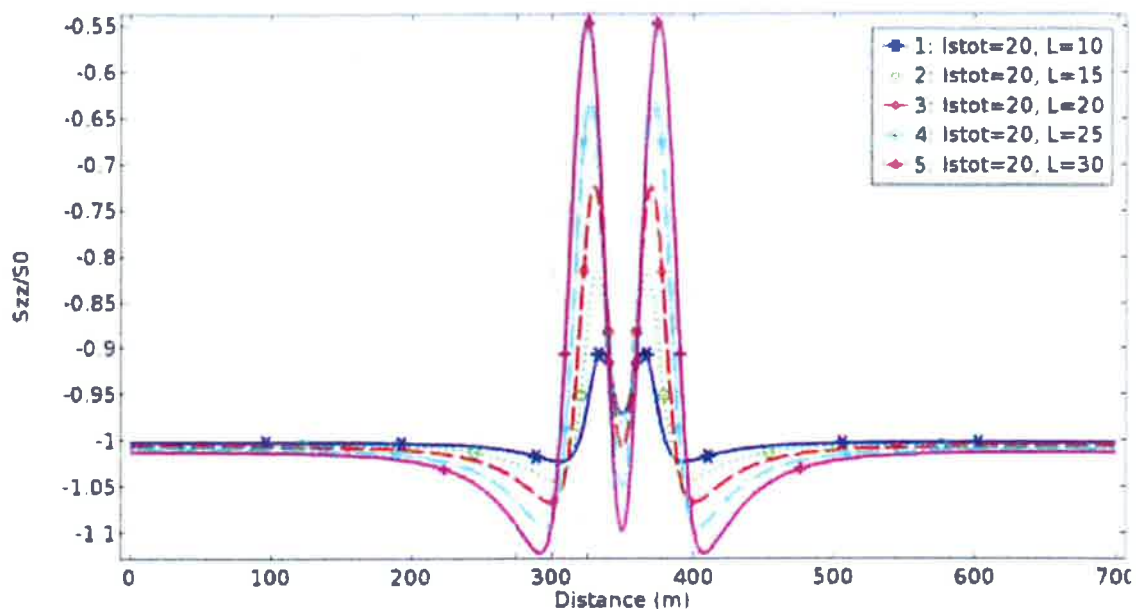


Figure 4. Contrainte verticale normalisée par rapport à la contrainte initiale au toit du stockage pour un mur de 20 m d'épaisseur

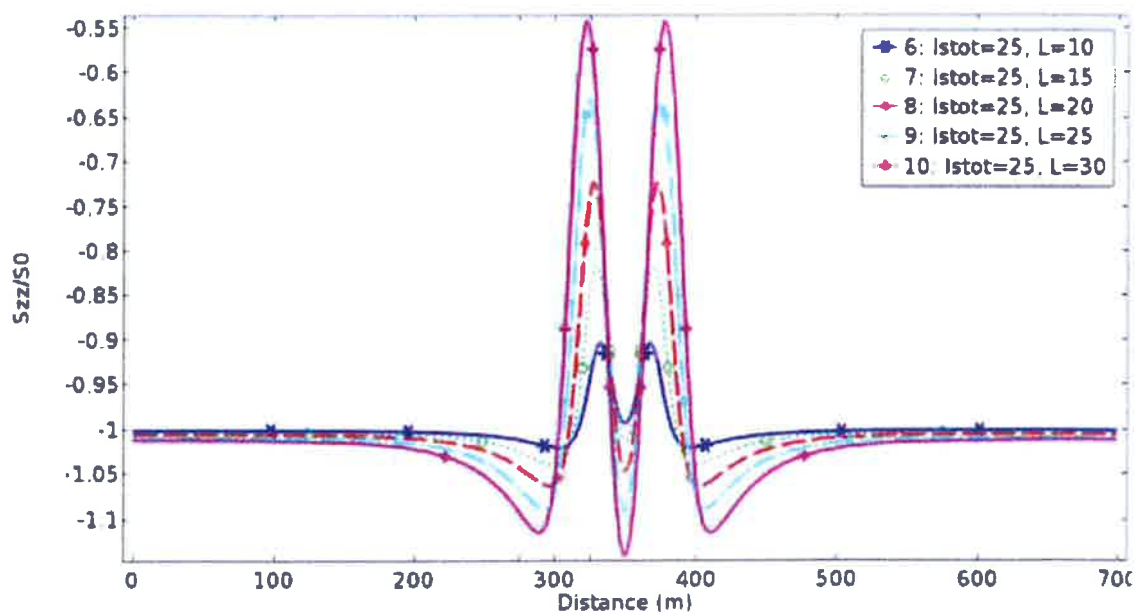


Figure 5. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un mur de 25 m d'épaisseur

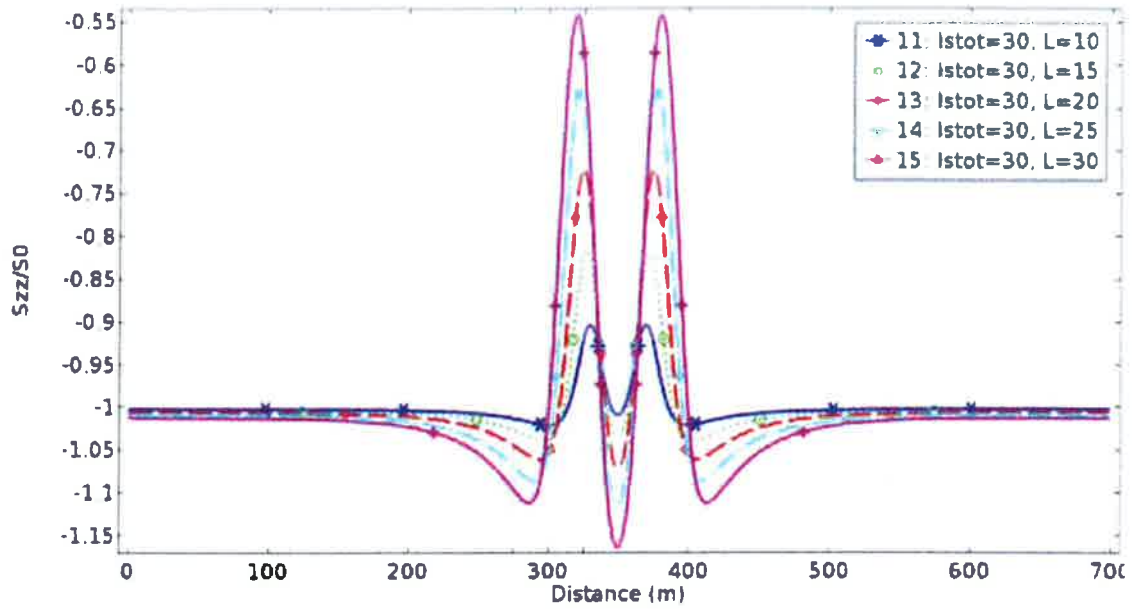


Figure 6. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un mur de 30 m d'épaisseur

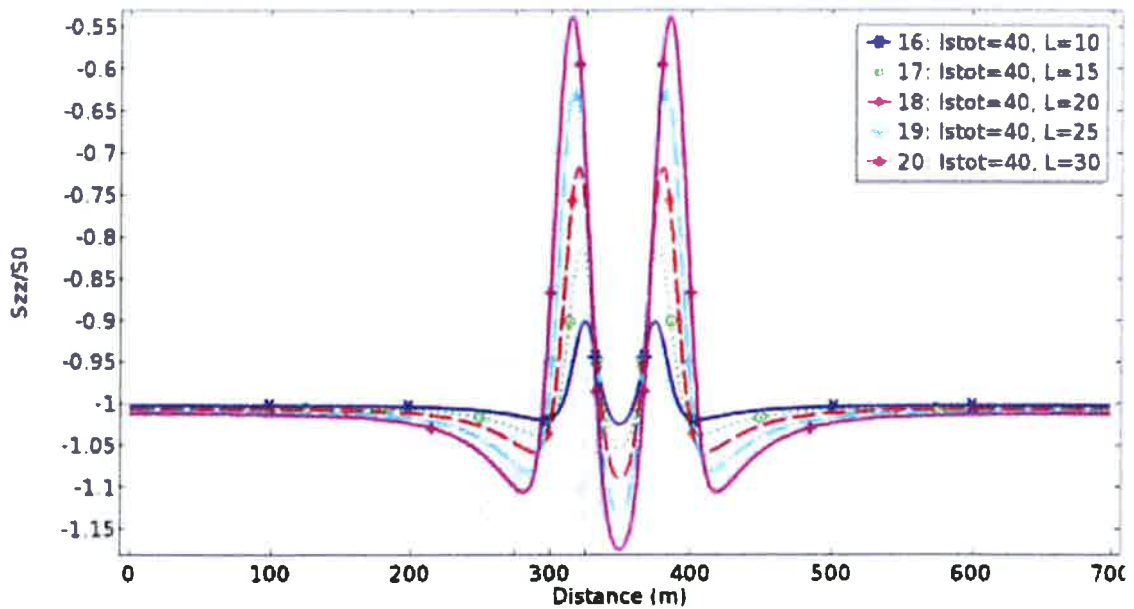


Figure 7. Contrainte verticale normalisée au toit du stockage pour un mur de 40 m d'épaisseur

ANNEXE III
Sorties graphiques du modèle 3D

the following: (1) the number of individuals in the population, (2) the number of individuals in the population that are infected, and (3) the number of individuals in the population that are susceptible.

Let N denote the total number of individuals in the population, I denote the number of individuals in the population that are infected, and S denote the number of individuals in the population that are susceptible. Then, the total number of individuals in the population is given by

$$N = I + S \quad (1)$$

Let β denote the transmission rate, and let γ denote the recovery rate. Then, the rate of change of the number of individuals in the population that are infected is given by

$$\frac{dI}{dt} = \beta SI - \gamma I \quad (2)$$

Let δ denote the death rate. Then, the rate of change of the number of individuals in the population that are susceptible is given by

$$\frac{dS}{dt} = -\beta SI - \delta S \quad (3)$$

Equations (1), (2), and (3) are the basic equations of the SIR model. They can be solved to obtain the number of individuals in the population that are infected and the number of individuals in the population that are susceptible as a function of time.

The basic equations of the SIR model can be solved to obtain the number of individuals in the population that are infected and the number of individuals in the population that are susceptible as a function of time. The solution is given by

$$I(t) = \frac{\beta S_0 I_0}{\beta S_0 + \gamma} \left(1 - e^{-\frac{\gamma}{\beta S_0} t} \right) \quad (4)$$

and

$$S(t) = S_0 e^{-\frac{\beta S_0}{\gamma} t} \quad (5)$$

where S_0 and I_0 are the initial number of individuals in the population that are susceptible and the initial number of individuals in the population that are infected, respectively.

The basic equations of the SIR model can be solved to obtain the number of individuals in the population that are infected and the number of individuals in the population that are susceptible as a function of time. The solution is given by

$$I(t) = \frac{\beta S_0 I_0}{\beta S_0 + \gamma} \left(1 - e^{-\frac{\gamma}{\beta S_0} t} \right) \quad (6)$$

and

$$S(t) = S_0 e^{-\frac{\beta S_0}{\gamma} t} \quad (7)$$

where S_0 and I_0 are the initial number of individuals in the population that are susceptible and the initial number of individuals in the population that are infected, respectively.

The basic equations of the SIR model can be solved to obtain the number of individuals in the population that are infected and the number of individuals in the population that are susceptible as a function of time. The solution is given by

$$I(t) = \frac{\beta S_0 I_0}{\beta S_0 + \gamma} \left(1 - e^{-\frac{\gamma}{\beta S_0} t} \right) \quad (8)$$

and

$$S(t) = S_0 e^{-\frac{\beta S_0}{\gamma} t} \quad (9)$$

where S_0 and I_0 are the initial number of individuals in the population that are susceptible and the initial number of individuals in the population that are infected, respectively.

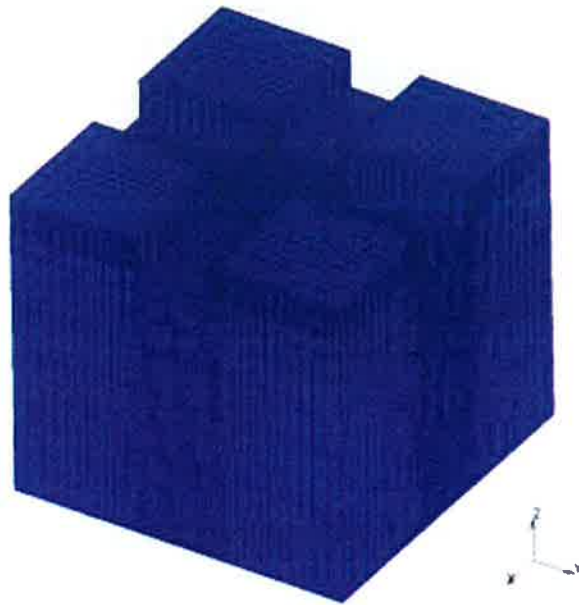


Figure 1. Vue 3D des piliers, allée et recoupes

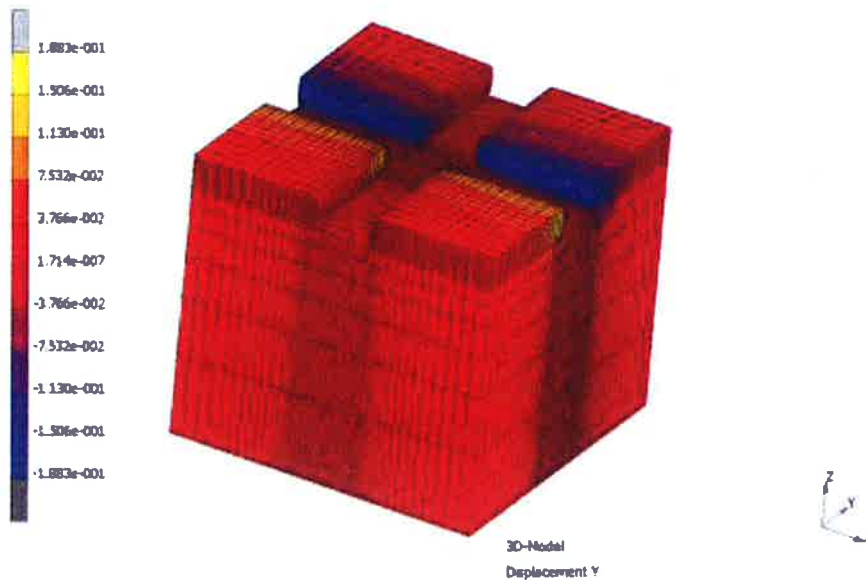


Figure 2. Déplacement U_y selon la direction y après 10 ans

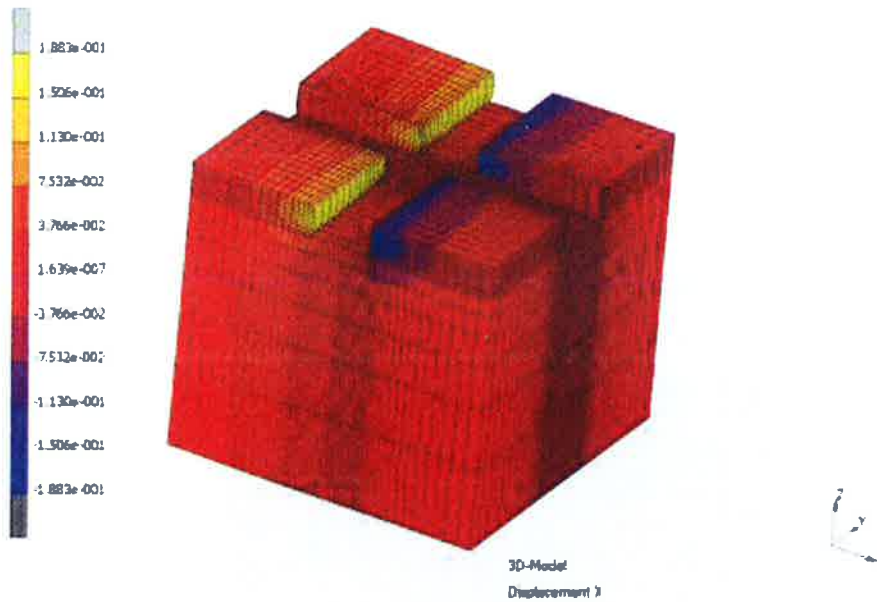


Figure 3. Déplacement U_x selon la direction x après 10 ans

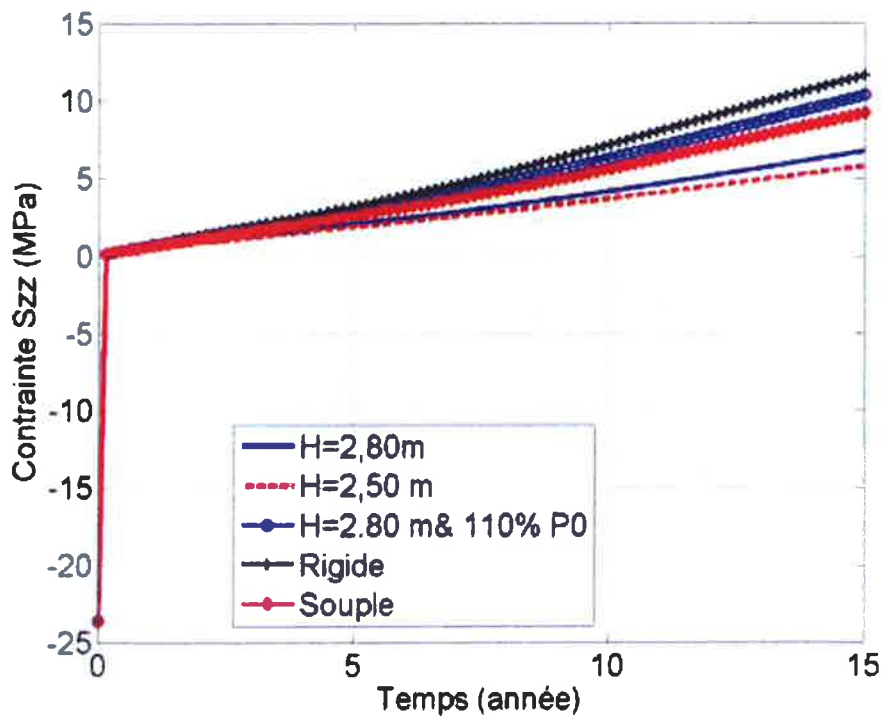


Figure 4. Evolution temporelle de la contrainte verticale S_{zz} au point A

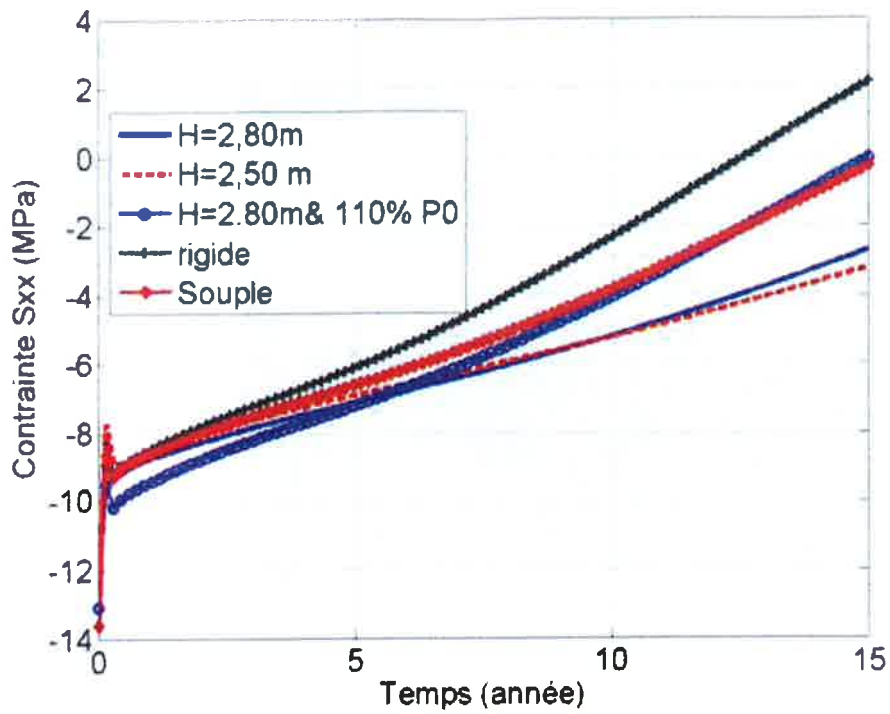


Figure 5. Evolution temporelle de la contrainte horizontale S_{xx} au point A

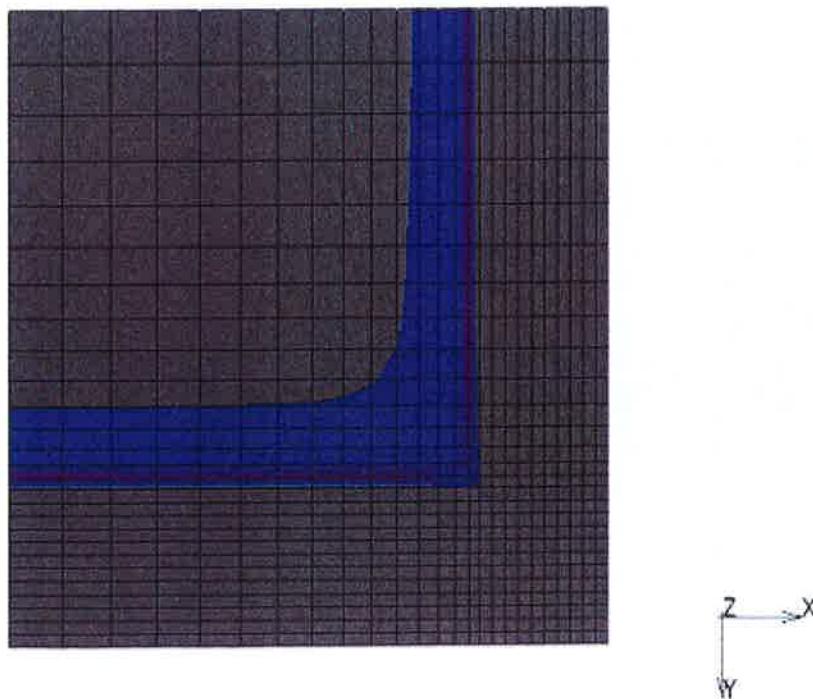


Figure 6. Vue de dessous de contrainte S_{yy} en traction (après 5 ans). Seul le pilier est sujet à de telle traction

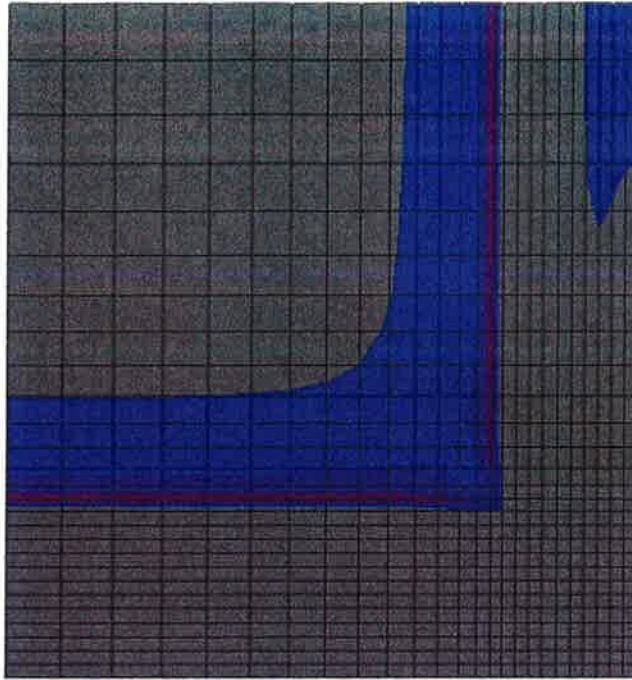


Figure 7 Vue de dessous de contrainte S_{yy} en traction (après 10 ans). Le pilier ainsi que le toit sont sujets à de telle traction.

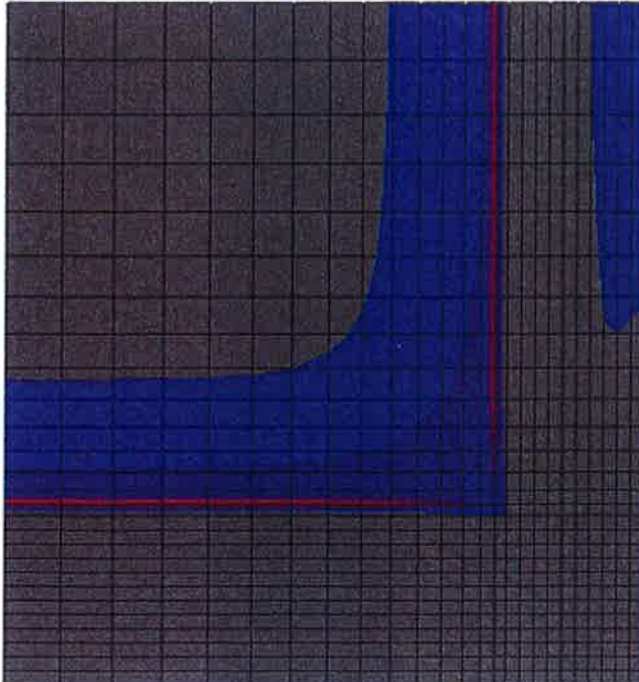


Figure 8. Vue de dessous de contrainte S_{yy} en traction (après 10 ans). Le pilier ainsi que le toit sont sujets à de telle traction.

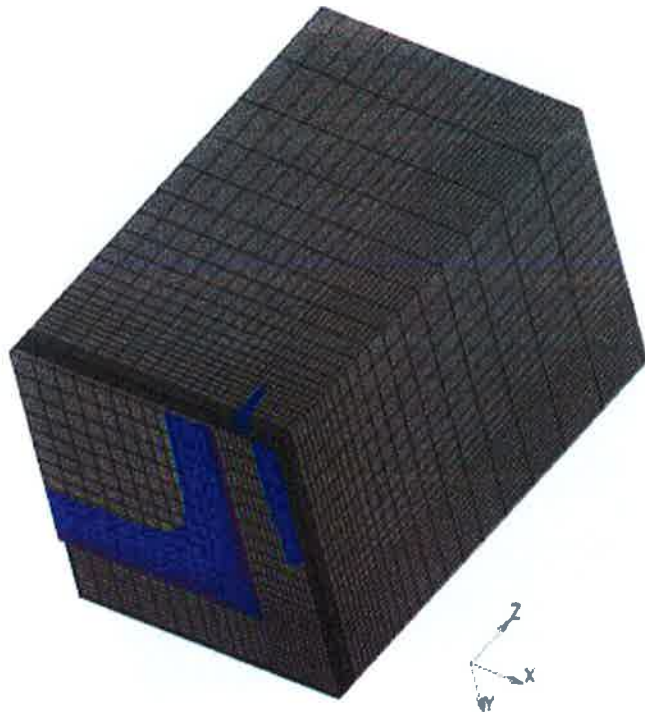


Figure 9. Vue 3D de S_{yy} en traction après 10 ans. On observe que le toit est également sujet à de la traction dans la direction y.

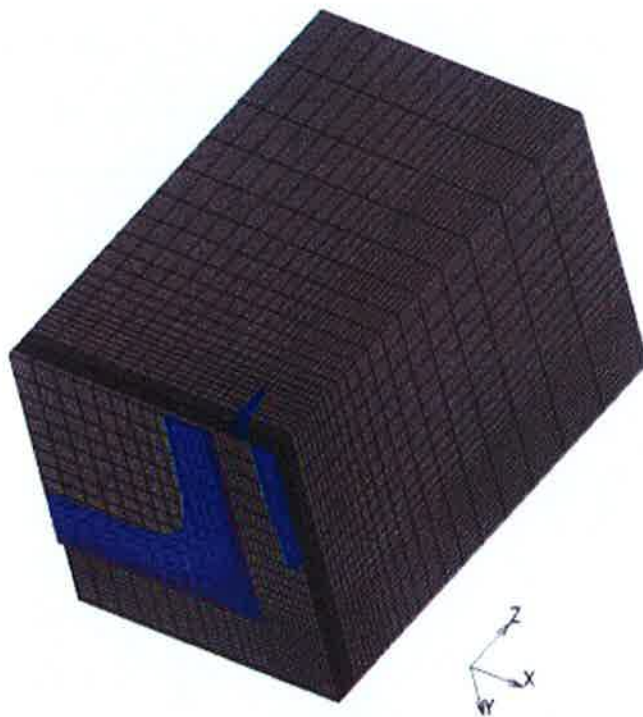


Figure 10. Vue 3D de S_{yy} en traction après 15 ans. On observe que le toit est également sujet à de la traction dans la direction y.

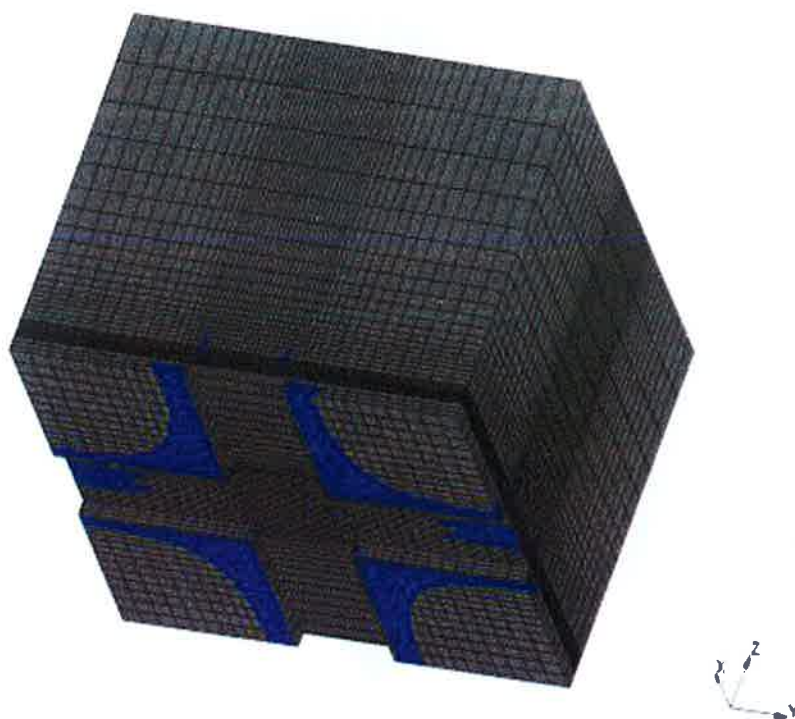


Figure 11. Autre vue 3D de S_{yy} en traction après 15 ans. On observe que le toit est également sujet à de la traction dans la direction y

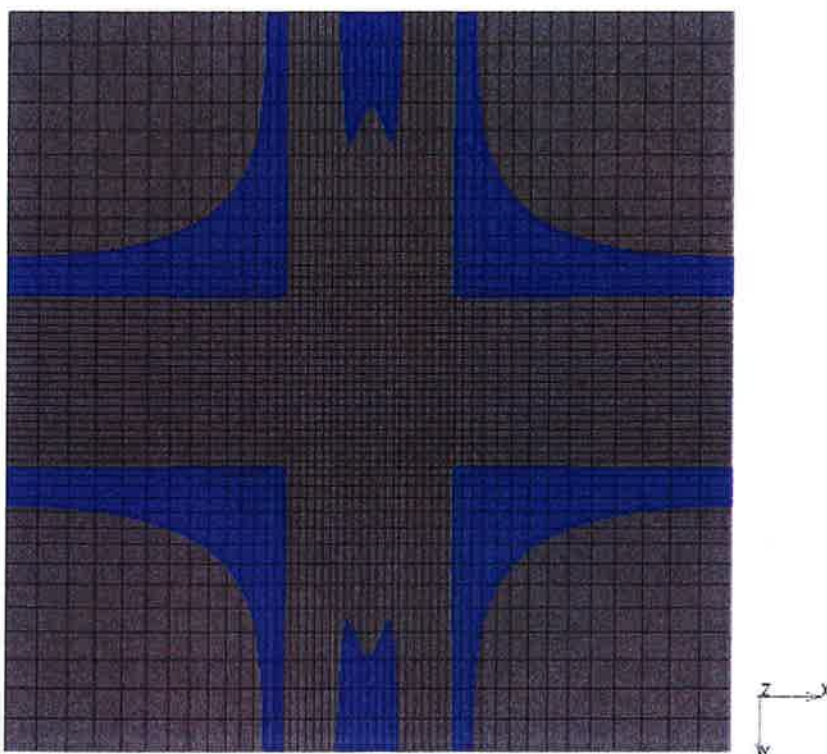


Figure 12. Vue du toit et des piliers sujet à de la traction dans la direction y.

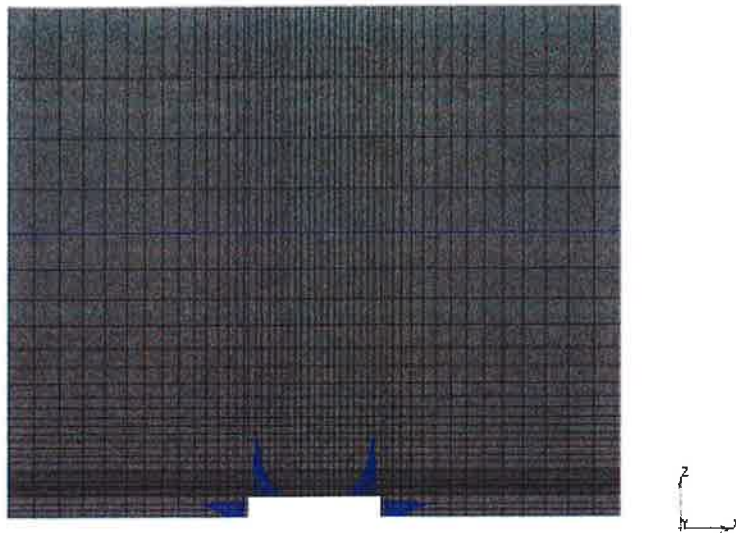


Figure 13. Vue de face du recouvrement et des piliers sujet à de la traction dans la direction y

Notons qu'il se développe également après un certain temps des contraintes de traction dans la direction vertical z (Figure).

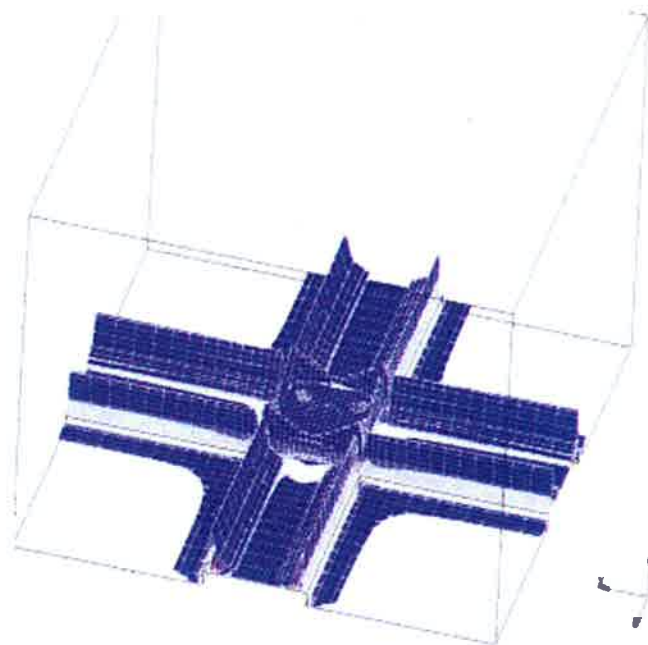


Figure 14. Vue 3D des zones affectées par la traction dans la direction z ($S_{zz} > 0$) dans le toit et piler après 10 ans (obtenu avec le modèle de référence). On y observe l'allée, recoupe, toit et piliers.

ANNEXE IV

Modèle rhéologique et limites de la modélisation

MODELE RHEOLOGIQUE UTILISE ET LIMITES DE LA MODELISATION

Modèle rhéologique

Sont rappelés brièvement les paramètres du modèle retenu pour décrire le comportement mécanique de la formation salifère. Ce modèle a été présenté de façon détaillé dans le rapport d'étude géomécanique de Stocamine (Laouafa, 2010). Rappelons que ce modèle fut calé sur les mesures in-situ réalisées pendant une dizaine d'années (Laouafa, 2010)

Les principaux traits du comportement rhéologique des terrains salifères sont résumés ainsi :

1- une aptitude au fluage plus ou moins importante. Elle se traduit par des déformations irréversibles (viscoplasticité) qui se manifestent sous toute contrainte déviatorique, même très faible et ne dépendent pas de la contrainte moyenne (la déformation se produit sans variation de volume) ;

2- le seuil de déclenchement du fluage sous contrainte déviatorique est pratiquement nul (non mesurable). Ce phénomène se traduit par l'absence de tout seuil de viscoplasticité dans les modèles rhéologiques utilisés pour le sel et d'autres évaporites.

3- les vitesses des déformations différées augmentent, d'une manière non linéaire, avec la contrainte déviatorique. Dans les modèles rhéologiques, cette dépendance est exprimée à l'aide d'une loi de puissance. L'exposant du déviateur est en général compris entre 3 et 5, selon la variété de sel. Il en découle que la vitesse de convergence est multipliée par un facteur compris entre 8 et 32, si la profondeur de l'ouvrage est doublée ;

4- la vitesse de fluage croît également d'une façon exponentielle avec la température. Cette dépendance est exprimée par la loi d'Arrhenius (fréquemment utilisée en thermodynamique) ;

5- le fluage de sel est accéléré par suite d'une fissuration (d'où le fluage dit « tertiaire » observé en laboratoire qui conduit à la ruine de l'échantillon) ;

6- le fluage de sel est accéléré en présence de l'humidité et de la saumure. Ce phénomène n'a lieu qu'au contact du fluide ; il ne peut se manifester loin de la paroi des ouvrages où le fluide ne peut pratiquement pas s'infiltrer du fait de la perméabilité négligeable du sel intact (non-endommagé) ;

7- au-delà d'un certain niveau de sollicitation, le sel se fissure. A la différence du fluage, le seuil d'endommagement du sel dépend aussi bien de la contrainte moyenne que du déviateur (comme la plupart des roches). Le risque d'endommagement est d'autant plus important que le matériau est soumis à une faible contrainte moyenne : la roche est endommagée plus facilement à la paroi d'un ouvrage que loin de la paroi ;

8- le comportement mécanique du sel gemme est très sensible à la température. Ce fait tient à trois facteurs :

- a- les contraintes d'origine thermique sont plus fortes dans le sel que dans la plupart des géomatériaux. Cela est dû en particulier à la valeur du coefficient de dilatation thermique du sel (α proche de $4.10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$), qui est trois fois plus élevée que la moyenne des roches. Comme par ailleurs, la valeur du module d'élasticité de sel (E) est voisine de 25000 MPa, la contrainte thermique ($\sigma_{th} = E\alpha\Delta T$) générée par la variation de la température (ΔT) peut être estimée à $1 \text{ MPa}/^\circ\text{C}$;
- b- la diffusion de la température est plus rapide dans le sel (et d'autres évaporites) que dans la moyenne des roches. Cela tient à la valeur de conductivité thermique du sel, voisine de $5 \text{ W.m}^{-1}.\text{K}^{-1}$, trois fois plus élevée que la moyenne des géomatériaux ;
- c- la diminution de la viscosité du sel avec la température (évoquée plus haut).

Tout en s'accordant sur ces principaux traits du comportement thermomécanique du sel gemme, deux principaux modèles rhéologiques ont été proposés pour le comportement viscoplastique (fluage) de ce matériau. Le modèle de Lemaitre, proposé par l'Ecole des Mines de Paris (Vouille, 1981). D'après ce modèle, le fluage du sel se ralentit dans le temps et son évolution est exprimée par une loi de puissance du temps. Ce modèle est systématiquement employé par l'Ecole des Mines de Paris pour les mines de sel, en France (Varangéville et Einville) et les cavités de stockage d'hydrocarbures.

L'autre modèle est le modèle de Norton (dénommé également modèle de Norton-Hoff), largement utilisé pour le sel à travers le monde. Ce modèle considère qu'au-delà d'une phase transitoire de courte durée, le fluage atteint un régime stationnaire (évolution linéaire en fonction du temps).

Nous avons retenu sur la base des résultats obtenus lors de précédente étude (Laouafa, 2010) le modèle de Norton. Pour ce modèle, le taux de déformation viscoplastique $\underline{\dot{\epsilon}}^{vp}$ s'exprime ainsi (sous forme tensorielle) :

$$\underline{\dot{\epsilon}}^{vp} = A \exp(-B/T) (Q/Q_0)^n \frac{\partial Q}{\partial \underline{\sigma}}$$

$\underline{\dot{\epsilon}}^{vp}$ = vitesse de déformation viscoplastique, Q : déviateur de contrainte (contrainte effective de Mises, en MPa) et A , B , n : paramètres du modèle ; $Q_0 = 1 \text{ MPa}$

Paramètres élastiques		Paramètres viscoplastiques (modèle de Norton)		
E : Module de Young (MPa)	Coefficient de Poisson (-)	A (jour ⁻¹)	B (Kelvin)	n (-)
25000	0,25	0,022	4700	4,0

Tableau : Modèle de fluage retenu par l'INERIS, ajusté par des mesures in situ (Laouafa, 2010)

LIMITES DE LA MODELISATION

Le modèle précité ainsi que les autres n'ont pas vocation à décrire l'endommagement, la facturation et son évolution. Les modélisations numériques que nous avons réalisées s'effectuent dans le cadre de milieux continus ("élasto-visqueux") hors du formalisme de la plasticité (au sens large du terme) et de la mécanique de la rupture.

Des éléments sur la perte de stabilité d'un ouvrage peuvent cependant être obtenus par l'analyse (à posteriori) de l'évolution du taux de déformation. Un changement ("accélération") est en général synonyme d'une dégradation ou d'un endommagement du matériau.

Le modèle ne décrit pas de manière explicite la fracturation et sa propagation au sein de l'ouvrage mais donne, après l'analyse et "extrapolation" des résultats, suffisamment d'informations pour recenser les mécanismes physiques présents et leurs éventuelles conséquences. La fracturation, ou plus exactement la rupture en traction, sera analysée en comparant les composantes normales du tenseur de contraintes. Si l'une³ d'entre elles dépasse la résistance en traction de l'ordre de 1 à 2 MPa alors on pourra conclure raisonnablement qu'il y a rupture en traction.

Le modèle a pour vocation de décrire l'initiation de la fissuration mais pas son développement (propagation). Les recherches dans le domaine de la mécanique de la rupture sont nombreuses notamment en métallurgie, béton matériaux composites, etc. Cependant les objets considérés dans ces études sont de petites dimensions (centimétriques) et/ou parfaitement caractérisés.

Cette discipline requiert des éléments que nous ne possédons pas à l'échelle spatiale du problème qui nous intéresse : ténacité en tout points du milieu; énergie de rupture et mécanisme de dissipation, distribution spatiale "exacte" des hétérogénéités, etc.

C'est pourquoi la "fissuration" sera analysée à posteriori sur la base des résultats obtenus par modélisations.

³ Normalement il faudrait comparer la plus grande (convention de la mécanique des milieux continus) valeur propre du tenseur de contrainte à la résistance à la traction.

