



HAL
open science

Modélisation des instabilités en mécanique des roches : application à l'exploitation de la concession de Drouville

Robert Nothnagel

► **To cite this version:**

Robert Nothnagel. Modélisation des instabilités en mécanique des roches : application à l'exploitation de la concession de Drouville. Géologie appliquée. École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 2003. Français. NNT : 2003ENMP1117 . pastel-00579528

HAL Id: pastel-00579528

<https://pastel.hal.science/pastel-00579528>

Submitted on 24 Mar 2011

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.

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur Gérard Vouille, mon directeur de thèse, pour m'avoir guidé pendant ce travail en partageant sa grande expérience à travers les discussions précieuses aussi bien scientifiquement qu'humainement que nous avons eues.

Je sais gré à Monsieur Bernard Feuga et à Monsieur Jean-François Thimus de l'intérêt qu'ils témoignent à mon travail en acceptant de le juger.

Je remercie Madame Françoise Homand, Monsieur Michel Derancourt et Monsieur Jack-Pierre Piguet pour l'honneur qu'ils me font en participant au jury de cette thèse.

J'exprime ma reconnaissance au Directeur du Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol, Monsieur Damien Goetz ainsi que son prédécesseur Monsieur Nicolas Cheimanoff pour m'avoir donné la possibilité d'effectuer ce travail au sein du CGES.

Je remercie Michel Tijani pour les journées passées devant l'ordinateur et devant les formulaires administratives afin de rendre ce travail possible.

Je tiens à remercier la Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est pour leur collaboration à ce travail.

Enfin, je voudrais remercier tous ceux qui m'ont entouré durant ma thèse et qui ont, par leur amitié, rendu ma vie au sein du CGES une expérience joyeuse et inoubliable.

Ich möchte mich gerne bei meinen Eltern bedanken, die mir durch Ihre unerschöpfliche
Zuwendung meine Gegenwart und Zukunft geschenkt haben.

für meinen Bruder Manfred

Table des matières

Introduction	1
1 Problématique	3
1.1 Contexte géographique et géologique	3
1.2 La Compagnie des Salins du Midi et Salines de l'Est	3
1.3 Production du sel dans les concessions Gellenoncourt et Réméréville	6
1.3.1 Principe d'exploitation	7
1.3.2 Problèmes liés à l'hydrofracturation	7
1.3.3 Historique des événements pendant l'exploitation de la concession de Gellenoncourt	8
1.4 L'aspect de sûreté du terrain à long terme	11
1.4.1 La méthode «extensive»	13
1.4.2 La méthode «intensive»	14
1.5 Perspectives autour de l'effondrement	14
1.5.1 Critique de la méthode d'exploitation utilisée jusqu'à présent	15
1.5.2 Motivation pour continuer l'exploitation à Gellenoncourt	15
1.5.3 Risques associés à l'exploitation «intensive»	16
1.5.4 L'idée d'un effondrement progressif	16
1.6 Recherche d'une solution quantitative	17
2 Théories et Méthodes de Résolution	19
2.1 L'extraction du sel gemme - Généralités	19
2.2 Techniques d'exploitation du sel par dissolution	20
2.2.1 Extraction par puits isolé	21
2.2.2 Extraction par puits multiples en communication	22
2.3 Conditions pour l'apparition d'un effondrement	25
2.3.1 Critères sur la possibilité d'un effondrement	26
2.3.2 Dissolutions parasites et son impact sur la stabilité du terrain	32
2.4 Application de la mécanique des roches à la conception de techniques de dissolution	33
2.5 Aspects de la simulation numérique du comportement du terrain	34
2.5.1 Généralités	35
2.5.2 Géométrie	36
2.5.3 Caractéristiques mécaniques de la roche	37
2.5.4 Traitement des hétérogénéités du terrain	38
2.5.5 L'effet d'échelle	40
2.5.6 L'hydrogéologie	41

2.5.7	Les interactions physico-chimiques entre le liquide et la roche	42
2.6	Choix de la méthode de résolution numérique	43
3	Paramétrage de la simulation numérique	45
3.1	Conception d'une simulation numérique du terrain	45
3.1.1	La géologie	45
3.1.2	La géométrie	46
3.1.3	Paramètres mécaniques des roches	52
3.1.4	Considérations hydromécaniques	65
3.1.5	Contraintes initiales dans le massif	70
3.2	Calage des paramètres	71
3.2.1	Méthodes de rétro-analyse	73
3.2.2	Choix d'une rétro-analyse pour le cas SG4/5	76
3.2.3	Application de la rétro-analyse sur SG4/5	76
3.2.4	Résultats de la rétro-analyse	86
4	Modélisation d'une exploitation intensive	89
4.1	Contraintes et limitations de l'exploitation	89
4.1.1	Aspects géométriques	89
4.1.2	Aspects hydrogéologiques	90
4.1.3	Aspects techniques	92
4.2	Schéma d'exploitation envisagé	92
4.3	Aspects numériques de l'exploitation intensive	94
4.3.1	Modélisation des instabilités aux éléments finis	95
4.3.2	Alternatives et possibilités d'amélioration	99
4.4	Études géomécaniques et modélisation numérique	100
4.4.1	Discussion des calculs en 2D (en symétrie axiale)	101
4.4.2	Interprétation des résultats en 2D	115
4.4.3	Discussion des calculs en 3D	119
4.4.4	Interprétation des résultats des calculs en 3D	132
4.5	Conclusion sur la modélisation	135
	Conclusion générale	139
	Recommandations et perspectives	141
	Bibliographie	143

A	Géologie de la Concession de Gellenoncourt	149
B	Homogénéisation d'un cube stratifié (selon Salamon)	153
C	Mesure de la vitesse du son	157
C.1	Mesures sur des matériaux non-associés au terrain de Gellenoncourt	158
C.2	Mesures d'échantillons provenant du sondage SGrA	159
C.2.1	Grès à Roseaux [148–156m]	159
C.2.2	Marnes versicolores [191,5–199,5m]	160
C.3	Déduction indirecte des caractéristiques mécaniques R_c et E	161
C.3.1	Grès à Roseaux [148–156m]	161
C.3.2	Marnes versicolores [191,5–199,5m]	162
D	Mesures de perméabilité, porosité et salinité	163
D.1	Perméabilité	164
D.2	Porosité	165
D.2.1	Pycnométrie	165
D.2.2	Salinité et correction de la porosité	166
E	Figures supplémentaires	167
E.1	Modélisation en 2D	168
E.1.1	Plastification locale du pilier	168
E.1.2	Maillage du modèle 2D	169
E.1.3	Modèle 2D avec un pilier de 25 mètres	170
E.1.4	Paramétrage des calculs en 2D	180
E.2	Modélisation en 3D	182
E.2.1	Maillage	182
E.2.2	Déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$	185
E.2.3	Paramétrage des Matériaux	196

Introduction

Un énorme gisement halitique du Bassin Parisien oriental, près de la surface, représente le fondement d'une grande industrie salifère. Les premières mines qui ont profité de cette richesse naturelle sont apparues au 19ème siècle. Leurs techniques d'extraction par chambre et pilier étaient simples ce qui permettait l'extraction du sel dans de nombreux sites miniers.

En 1859, la mine Saint Nicolas fut la première exploitation à Varangeville, une commune située dans la vallée de la Meurthe près à Nancy. La première période d'exploitation s'arrêta suite à un effondrement brutal en 1873 [76]. Malgré cet incident tragique, l'exploitation de «l'or blanc» s'est poursuivie, mais avec la crainte permanente qu'un tel incident puisse se reproduire...

Pendant que la mine de sel continuait son exploitation sous des conditions de sécurité élevée, de nouvelles méthodes d'extraction par dissolution se sont développées de plus en plus dans la région. Cela représentait certains avantages pour l'exploitant car le sel dissous était pur et facile à récupérer.

Actuellement, plusieurs compagnies exploitent le même gisement halitique par dissolution, notamment Solvay, Novacarb et la Compagnie des Salins du Midi et Salines de l'Est (CSME), propriétaire de la mine Saint Nicolas et d'une saline à Varangeville.

L'exploitation du sel dans la concession de Gellenoncourt, appartenant à la CSME, a débuté en 1965. On a utilisé la méthode d'exploitation par puits multiples en communication, avec un puits d'extraction et plusieurs points d'injection de l'eau douce. La communication hydraulique entre ces puits a été achevée par l'hydrofracturation. Les fractures établies d'une telle façon ont servi comme conduites de saumure entre les puits d'injection et d'extraction.

Le champs d'exploitation a évolué pendant les années, on a changé des points d'injection, juste le puits d'extraction a été maintenu. Ce qu'on ignorait, c'est que l'hydrofracturation avait créé un vaste réseau de conduites souterraines, et que pendant des années de la saumure non saturée a transité dans des cavités abandonnées sans qu'on s'en est rendu compte. La conséquence de cette situation a été la disparition de la garde de sel abandonnée par précaution au toit des cavités et, lorsque la largeur des cavités était suffisamment importante, le foudroyage progressif des strates marno-argileuses susjacentes a débuté sans aucune possibilité d'arrêter ce processus.

Début mai 1998, un effondrement s'est produit à l'aplomb des anciennes cavités SG4-SG5 qui a permis d'observer l'impact en surface de ce type de phénomène : Un cratère

d'environ 200 x 150 mètres s'est formé dans le champ exploité. Bien sûr, l'événement était attendu, et des précautions avaient été prises. Mais cet effondrement n'a pas seulement laissé un vide dans la nature, il a remis en question la méthode d'exploitation *per se* et nos assurances quant à une stabilité à long terme.

Cette thèse cherche une réponse à ces questions : Comment peut-on continuer l'exploitation dans un tel champ, quelles sont les techniques à utiliser, comment peut-on surmonter les difficultés associées, qu'est-ce qu'il faut faire dans un cas similaire ? Ainsi, l'arrêt de l'ancienne méthode d'exploitation donnera naissance à une nouvelle méthode, meilleure, qui sera adaptée au terrain, plus contrôlable et plus efficace que l'ancienne.

Dans la première partie, on essaiera de situer la problématique générale de l'exploitant dans un contexte limité par la géologie, et l'historique des événements. Nous discuterons la conception d'une exploitation «intensive» qui ouvre de nouvelles perspectives sur une éventuelle réactivation du champ d'exploitation.

On s'intéresse dans le 2^{ème} chapitre aux techniques d'exploitation dans la perspective de la planification d'une exploitation intensive. Dans ce contexte, on s'intéresse surtout à la capacité de contrôler la dissolution et l'évolution géométrique des cavités souterraines. D'un autre côté, on réfléchit sur les possibilités d'évaluer la stabilité ou l'instabilité d'un ouvrage souterrain dans le domaine de la mécanique de roches. Il s'avère que dans la configuration complexe qu'on doit étudier, seules des simulations numériques permettent d'apporter des éléments d'appréciation assez précis sur des conditions d'apparition des instabilités que l'on cherche à provoquer. Pour permettre la mise en oeuvre de ces simulations, le comportement du terrain doit être bien déterminé, et parfois il faut appliquer des hypothèses simplificatrices pour rendre la simulation numérique faisable.

Dans le chapitre trois, on détermine des paramètres numériques qui permettent la prédiction du comportement du terrain à Gellenoncourt. Les hypothèses et observations faites dans les chapitres précédents seront utilisées. Pour rendre compte de l'effet d'échelle et d'autres paramètres inconnus, nous employerons la méthode de la rétro-analyse. Ceci nous donnera un jeu de paramètres qui permet de simuler le comportement du terrain de Gellenoncourt.

Dans la dernière partie, on développe la modélisation d'une nouvelle méthode d'exploitation intensive qui respecte de multiples contraintes géométriques, hydromécaniques et techniques. Le schéma proposé sera d'abord testé par des calculs simplifiés en deux dimensions. Puis, leurs résultats serviront comme point de départ pour des simulations tridimensionnelles, qui nous confirmeront et préciseront notre idée de départ, celle d'une exploitation «intensive».

Chapitre 1

Problématique

1.1 Contexte géographique et géologique

La concession d'exploitation de Gellenoncourt, exploitée par la Compagnie des Salins du Midi et Salines de l'Est (CSME), est située en Lorraine dans le département de Meurthe et Moselle, à 20 km à l'est de Nancy et à 15 km au nord-est de Varangeville (voir la figure 1.1 a et figure 1.1 b).

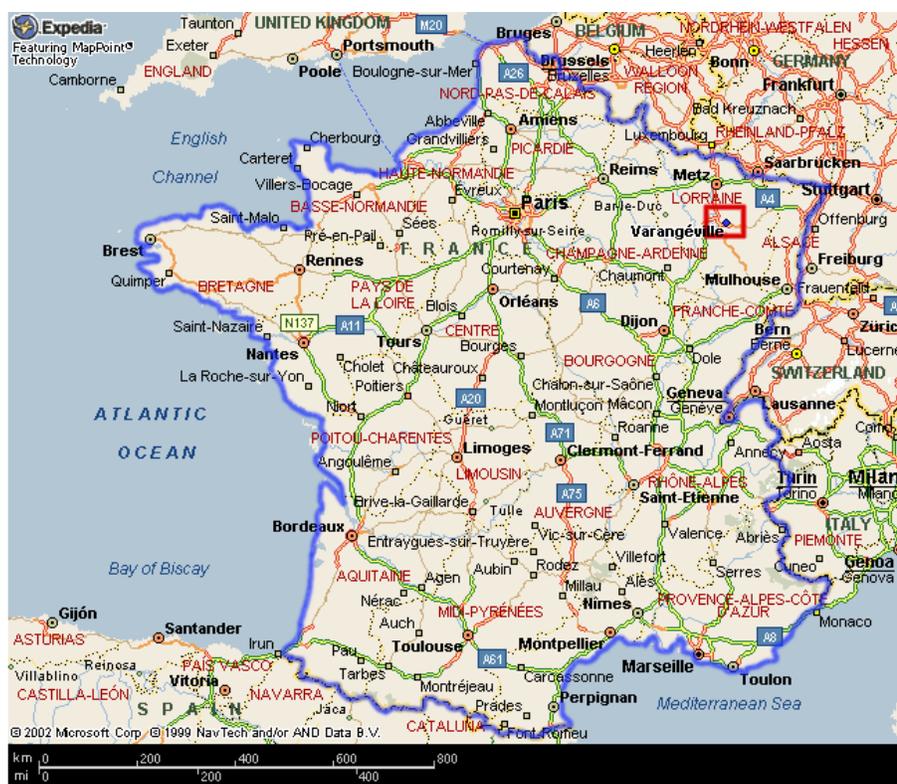
La CSME exploite la partie est du gisement de sel keuperien de Lorraine-Champagne qui se forma dans le Trias, plus précisément dans le Karnien, une époque du Keuper. Associé avec la formation du Bassin Parisien, le dépôt du sel s'étend sur plus de 200 kilomètres de l'est à l'ouest et 100 km du nord au sud. Avec une pente générale vers l'ouest, la formation halitique arrive aux grandes profondeurs de 2000 mètres et plus (Buffet, [9]) vers la région parisienne.

La répartition spatiale des formations géologiques en association avec le gisement halitique fut le sujet d'une étude effectuée en 1983 (Marchal, [38]). La situation des formations keupériennes peut être généralisée par la figure 1.2 (Megnier, [39]). La formation salifère exploitée à Varangeville est située dans les marnes irisées inférieures du Keuper, à une profondeur d'environ 200 à 300 mètres. Malgré la variabilité géologique dans la région, deux niveaux repères ont toujours été retrouvés dans les sondages : la Dolomie limite de la Lettenkohle et la Dolomie moyenne (Dolomie de Elie de Beaumont).

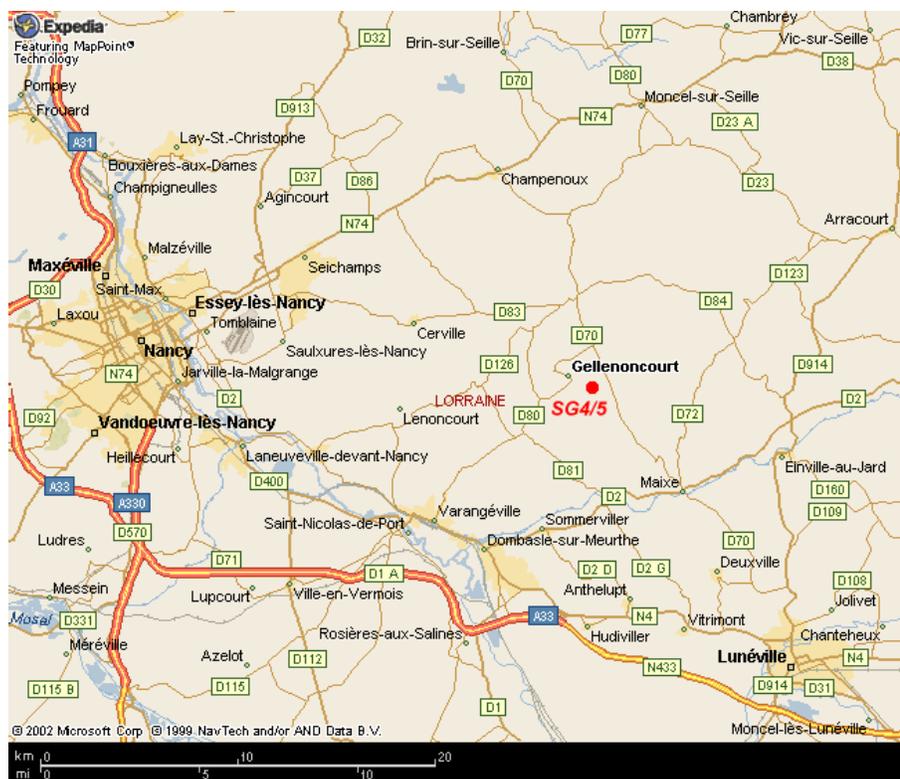
La stratigraphie de Gellenoncourt peut être généralement caractérisée par des strates décrites dans le tableau 1.1. Plus de détails se trouvent dans l'annexe A.

1.2 La Compagnie des Salins du Midi et Salines de l'Est

Créée en 1856, la CSME est aujourd'hui le premier salinier indépendant en Europe. Avec ses 14 implantations en Europe et 4 en Afrique, elle fait un chiffre d'affaire annuel d'environ 250 millions d'euros et a un effectif de 2400 employés. La production annuelle



(a) Emplacement de la mine de Gellenoncourt par rapport à la France



(b) Vue détaillée de la région autour de Gellenoncourt

FIG. 1.1: Cartes géographiques sur l'emplacement de la mine de Gellenoncourt

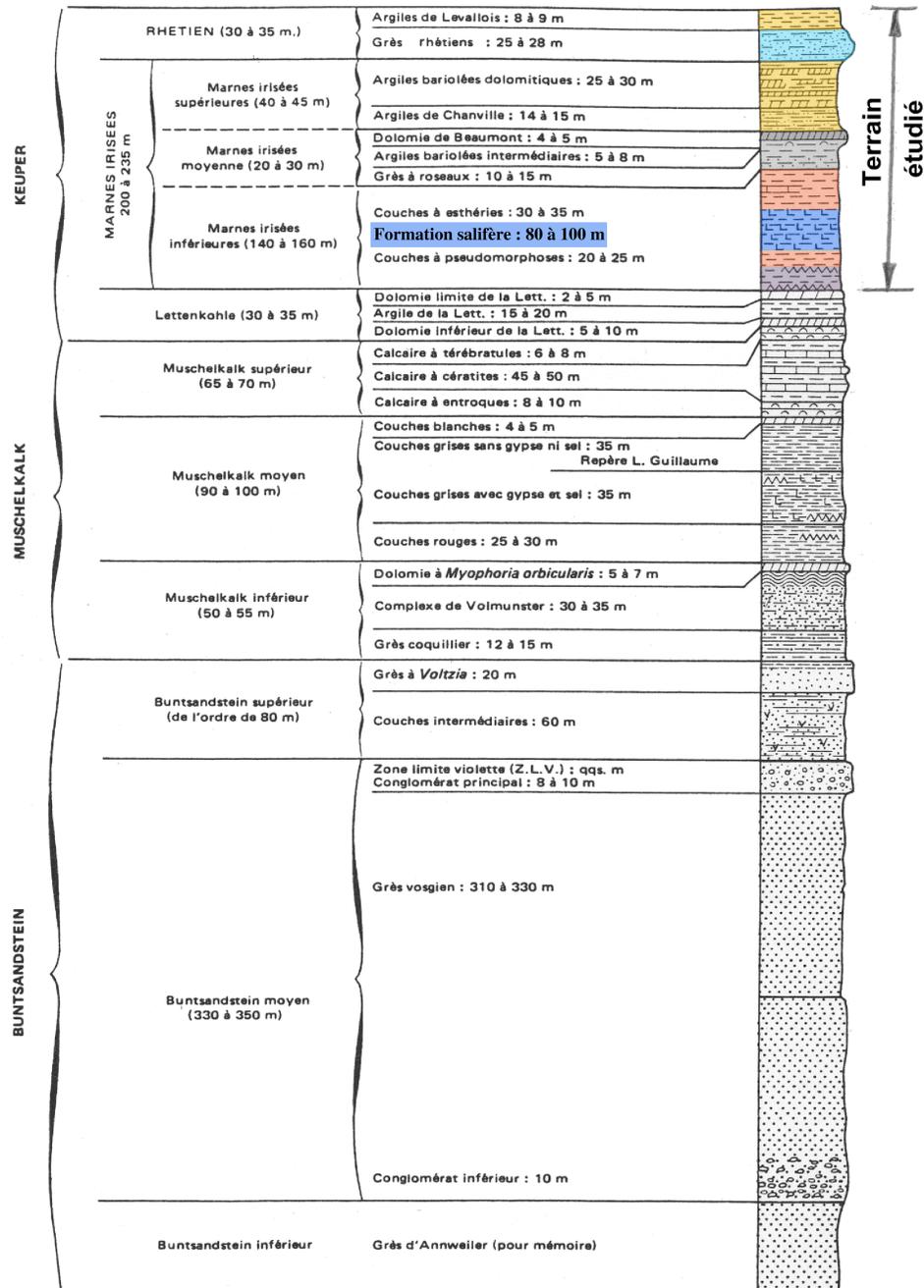


FIG. 1.2: Coupe géologique des formations keupériennes dans la partie est du Bassin Parisien (d'après Megnien [39], 1980)

nom de la strate	profondeur	détails
les strates au dessus de la Dolomie de Beaumont	0 - 136 m	marnes et argilites altérés, l'aquifère Grès Rhétien
La Dolomie de Elie de Beaumont	136 - 145 m	dolomicrite, argileuse, niveau de repère dans le bassin de Paris
Les argiles bariolées intermédiaires	145 - 146 m	marnes, argilites gris, rouges, vertes, épaisseur variable
Le Grès à Roseaux	146 - 170 m	2 faciès : gréseuse et argileux-silteux
Les Marnes Versicolores	170 - 230 m	marneux-anhydritiques
La formation salifère	230 - 290 m	groupé en 5 faisceau de différente salinité
Les couches à Pseudomorphoses	290 - 315 m	fortes couches anhydritiques et dolomitiques

TAB. 1.1: La composition stratigraphique du terrain de Gellenoncourt (selon Marchal [38])

en sel est de 4,5 millions de tonnes, dont 71,5% sel de mer, 13,5% sel gemme et 15% de sel igné (Salins du Midi, [35]).

Le groupe des Salins du Midi s'est implanté sur plusieurs marchés différents :

- le marché grand public avec sa production de sel de table
- le secteur agro-alimentaire pour les traiteurs d'aliments industriels
- l'agriculture
- l'industrie chimique
- la sécurité routière (sel de déneigement)

A Varangeville, on traite le sel gemme de la mine St. Nicolas ainsi que la saumure produite par lixiviation provenant des concessions de Gellenoncourt et Réméréville.

1.3 Production du sel dans les concessions Gellenoncourt et Réméréville

Pendant presque cent ans, les Salins du Midi ont exploité le dépôt salifère par des puits isolés. Depuis 1965, la méthode a été remplacée par la technique de l'hydrofracturation. Autrefois technique très prometteuse, elle fut à l'origine de l'évolution non-contrôlée d'un réseau de cavités et provoqua enfin le développement d'un cratère.

1.3.1 Principe d'exploitation

L'exploitation minière du gisement du sel est basée sur la lixiviation par injection d'eau douce. Pour atteindre la formation salifère, des puits sont creusés jusqu'au mur de l'unité N et aménagés (installation des tuyaux à 7 pouces = 178 mm). Le puits en aval-pendage sert normalement de point d'extraction (Nigbor, [49]). Avec un espacement entre 100 et 150 mètres dans un maillage hexagonal, les puits sont soumis à des hautes pressions (16 MPa à Gellenoncourt et Réméréville) et aux hauts débits pour hydrofracturer le terrain à la base de la formation halitique (unité N). La fissuration s'installe vite et se propage dans la direction de la moindre résistance (Wallner, [81]). Avec un peu de chance, une connexion hydraulique s'établit entre les puits. Puis, on commence avec l'injection de l'eau douce sous haute pression pour pouvoir élargir et convertir les fissures en «tunnels» qui serviront par la suite comme canaux d'extraction.

Lorsque les points d'injection sont rattachés au réseau et entrent en communication avec le puits d'extraction, on introduit de l'eau douce, cette fois-ci à faible pression (1,2 – 1,5 MPa à la surface) dans le circuit, et on récupère la saumure. Avec un taux d'extraction entre 340 et 350 m^3 par heure et environ 2 millions m^3 de saumure par année, ce type d'exploitation nécessite la production de 3 ou 4 puits par an.

De cette façon, le réseau d'exploitation de Gellenoncourt a été soumis aux changements permanents, partant par les premiers forages (SG1, 2, 3, 4 et 5) l'exploitation s'est poursuivie jusqu'au dernier puits (SG36, creusé en 1991). En total, 22 puits ont été interconnectés et partageaient le même point d'extraction¹ Avec chaque installation d'un point d'injection, la technique de l'hydrofracturation devrait assurer le liaison entre ce nouveau puits et le réseau existant. Des consignes pour abandonner les cavités en toute sécurité (Vouille, [80, 77]) devraient être respectées. Selon ces recommandations, toutes les cavités doivent maintenir une garde de 10 mètres de sel gemme afin de protéger les strates supérieures de l'infiltration de l'eau. En plus, les puits doivent rester accessibles aux mesures par ultrason.

1.3.2 Problèmes liés à l'hydrofracturation

A partir des années 1960 et durant presque 20 ans, la méthode d'exploitation par hydrofracturation a eu les faveurs des exploitants de sel. Cette manière de récupérer les gisements halitiques, en réduisant considérablement les coûts opératoires, a certainement contribué à sa popularité dans ce secteur minier. Cette technique minimise d'ailleurs le risque d'étouffer la production par des débris intercalaires. Elle possède un taux de production plus élevé que dans la méthode «standard» (extraction par puits isolé) et arrive à mieux saturer la saumure.

Malgré ses avantages, l'utilisation de cette méthode se heurte à diverses difficultés : Le processus de l'hydrofracturation dans le sel semble imprévisible, et toutes les tentatives pour améliorer les méthodes de reconnaissance ont échouées. Il paraît évident que

¹Effectivement, le champ d'exploitation contient 44 puits, dont plusieurs ont été développés de manière isolé, d'autres ont été mis en communication avec un petit nombre de puits voisins. Le champs le plus grand en communication a été celui contenant SG4/5.

la surcharge hydraulique introduit des forts pics de tension dans des fissures qui se développent ainsi dans la direction la plus faible. La connaissance des contraintes initiales dans la formation peut aider ici, mais les résultats obtenus ne sont pas concluants (Nigbor [49]).

Le problème est encore aggravé par le fait que la propagation de la fissuration échappe à la détection malgré des tentatives multiples. Alors la création des fissures ainsi que leur propagation dans l'espace se déroulent hors du contrôle de l'opérateur.

1.3.3 Historique des événements pendant l'exploitation de la concession de Gellenoncourt

A Gellenoncourt, l'exploitation sur le gisement halitique a débuté en 1965. Après avoir effectué l'hydrofracturation, une production avec 1,3 millions de m^3 de saumure par an (ce qui correspond à un équivalent de 400 000 tonnes de sel par an avec une saturation de saumure de 300 g/litre) a été mise en route. En 1973, la production fut augmentée à 600 000 tonnes/an (équivalent à $2 \cdot 10^6 m^3$ de saumure/an).

Pendant leur exploitation, l'évolution des cavités souterraines a été soigneusement surveillée. Pour cela, on s'est servi de la méthode de mesure par des sondes à l'ultrason. Cette méthode consiste en insérant un émetteur / récepteur des ondes sonores dans un puits. On mesure le temps entre l'émission et la réception d'un «écho» ainsi que la position de la sonde pour pouvoir localiser un point de la paroi de la cavité.

Au début des années 1980, les relevés sonars ont indiqué que les cavités SG4 et SG5 se sont rejointes. On a pu aussi constater que la garde de sel de 10 mètres abandonnée pour protéger les marnes susjacentes contre l'impact de l'eau a été dissoute. L'effondrement des couches au contact avec la saumure a commencé immédiatement (voir la figure 1.3 et le tableau 1.2) et s'est accéléré en 1991. Ce processus s'est arrêté seulement lorsque la Dolomie de Beaumont, agissant comme une plaque ou une poutre en flexion, fut atteinte.

Il est remarquable que l'effondrement de SG4/5 ne s'est pas produit à vitesse constante. Les premières mètres se sont effondrés dans l'immédiat. Après, le processus a stagné, et pendant une dizaine d'années la progression s'est ralentie. Enfin au début des années 1990, l'effondrement a repris de vitesse et est monté jusqu'à la Dolomie en moins d'un an.

Pour pouvoir expliquer ce qui s'est passé, des effets autres que purement mécaniques peuvent être envisagés. Notamment, l'interaction chimique de la roche avec la saumure semble responsable d'un tel développement (voir aussi : chapitre 2.5.7). La progression irrégulière du foudroyage semble associée à la présence et à l'épaisseur des différentes couches anhydritiques dans les marnes versicolores.

En 1992, à la découverte de cette évolution rapide, la CSME a arrêté la totalité de la production de saumure dans la concession de Gellenoncourt. Bien que les cavités SG4 et SG5 aient été mises hors service dans les années 1970, il apparaît que la lixiviation avait pu continuer à cause du passage de saumure non saturée provenant d'autres points d'injection.

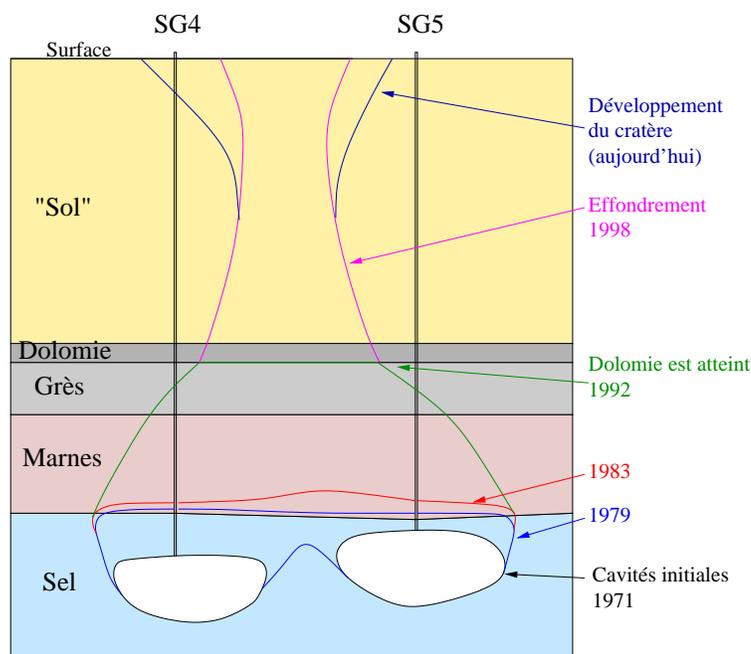


FIG. 1.3: Historique de l'effondrement des cavités SG4/5. Le processus de foudroyage à été schématisé, mais les proportions géométriques ont été respectées.

année	niveau relatif du toit de la cavité SG4 à l'interface sel-marnes	niveau relatif du toit de la cavité SG5 à l'interface sel-marnes
1971	-20 m (toit de sel : -217m, toit de SG4 : -237m)	-1.5 m (toit de sel : -220m, toit de SG5 : -221.5m)
1979	+2 m (toit de SG4 a atteint les marnes susjacentes)	+3 m (toit de SG5 a atteint les marnes susjacentes)
1981	+2 m	+4 m
1983		+5 m
1984	+5 m	+9 m (quelques coupes sonar indiquent même +14m)
1992	SG 4/5 (jointes) atteignent dans moins d'un an la Dolomie de Beaumont (à z=-145m)	

TAB. 1.2: Historique de l'effondrement des couches subjacentes à la formation salifère : niveau du toit des cavités SG4 et SG5 par rapport au niveau du toit de sel.

Les études sur la stabilité du terrain (Combes, [13]) ont indiqué qu'il y avait un risque fort de rompre la Dolomie qui avait stoppé la propagation de l'effondrement jusqu'à ce jour. Cette couche une fois cassée, le développement d'un cratère à la surface semblait hautement probable. Cependant, la connaissance sur l'état de la Dolomie et sa résistance dans le massif rocheux n'étant pas très satisfaisante, il n'était pas possible à ce moment là de faire des prévisions sur la probabilité, le moment exact et l'ampleur d'un effondrement.

Grâce aux analyses géomécaniques, la structure autour de la cavité SG4/5 a été jugée *potentiellement* instable. Des arrangements ont été faits pour que la sécurité soit assurée à tout moment :

- Un périmètre de sécurité a été tracé et clôturé
- une fossé cimenté a été construit pour pouvoir conduire la saumure expulsée lors de l'effondrement vers un premier barrage d'une capacité de $25\,000\ m^3$.
- Une seconde barrière a été mise en place pour contenir la saumure dégorgeant de la première. Le volume total de cette construction fut alors de $100\,000\ m^3$.
- Les Salins ont construit une deuxième clôture autour de la zone en danger d'effondrement en utilisant du fil de fer barbelé et des panneaux d'avertissement.
- Des études hydrogéologiques ont été entreprises pour étudier l'impact de la montée de saumure dans l'aquifère du rhétien (Combes [12] et Cordier [15]).
- Les mairies des communes d'alentours ont été informées de la situation.

Les dernières mesures de la géométrie de la cavité SG4/5 ont été effectuées en 1995. Juste après, une phase de pompage a été initiée pour baisser le niveau de la saumure dans le réseau des cavités souterraines. Sans la contre-pression de la saumure, la base de la dolomie devait alors subir une sollicitation supplémentaire.

Pendant un an et demi, aucune réaction sur cet abaissement du niveau de saumure n'a pu être observée. Les responsables de l'exploitation ont alors décidé de remplir la cavité avec de l'eau douce, initiant la reprise de la lixiviation dans SG4/5. En élargissant la cavité existante, on espérait pouvoir forcer la rupture de la dolomie.

Un volume de $287\,638\ m^3$ d'eau douce (hors l'eau atmosphérique qui doit être ajoutée dans le bilan) a été introduit dans SG4/5. A la fin de ce cycle de production, $250\,000\ m^3$ de saumure saturée par $300\ g\ Na-Cl/litre$ ont été extraits, ce qui correspond à $75\,000$ tonnes ou bien $35\,211\ m^3$ de sel gemme. Supposons une cavité SG4/5 cylindrique d'une hauteur de 25 mètres et un rayon r de $71,5$ mètres dans la formation salifère, on arrive à calculer un volume de

$$r = 71,5\ m, \quad h = 25\ m$$

$$V_{SG4/5} = r^2\pi h = 401\,515\ m^3$$

Avec un changement volumique ΔV de seulement $35\,211\ m^3$, l'augmentation du rayon Δr est de 3 mètres seulement, donc le rayon final sera de $74,5$ m. Cependant, le changement de la géométrie résultant n'a pas pu être vérifié par des mesures in situ à cause de l'impossibilité d'accéder au terrain en toute sécurité. Il se peut alors que seulement une

partie du sel extrait provienne de SG4/5, le reste étant dissout ailleurs dans le réseau de Gellenoncourt.

Le pompage a été interrompu de nouveau en 1997, la cavité fut encore vidée, et début mars 1998, pendant la nuit, un cratère s'est formé à la surface. Ni les mesures de subsidence, ni les enregistrements sismiques ont pu constater une activité du terrain avant la rupture. Seul avant-coureur d'un effondrement a été la montée du niveau de la saumure dans le réseau d'exploitation quelques heures avant.

La cheminée, créée par cet effondrement, avait la forme d'une ellipse avec des diamètres de 40 par 45 mètres. La pente du cratère initial s'avérait très raide (voir la figure 1.4 a). A la surface, il était de dimension elliptique de 65 par 90 mètres (Buffet, [9]). Avec le temps, la pente du cratère a diminué et représente aujourd'hui une valeur entre 40 et 45 degrés. Lors de la première diminution de la pente, le terrain s'est écoulé et a bouché la cheminée initiale. Aujourd'hui, la zone effondrée comprend une aire elliptique de 200 par 150 mètres, avec un lac d'eau douce au niveau de l'aquifère (figure 1.4 b).

L'effondrement marque la fin d'une quarantaine des années de production de la concession de Gellenoncourt. L'administration ne pouvant évidemment pas permettre que l'ancienne méthode d'exploitation, visiblement hors contrôle, soit réutilisée, la recherche sur des méthodes alternatives pour la poursuite de l'exploitation a été alors engagée. La thèse présentée ici s'inscrit dans ce contexte.

1.4 L'aspect de sûreté du terrain à long terme

La propagation de la cavité SG4/5 a provoqué une discussion intense sur la sûreté des exploitations minières à Gellenoncourt. Il est incontestable que des vides, créés par l'extraction minière au fil du temps, comportent un risque d'un effondrement à long terme. A cause de sa caractéristique viscoplastique, le sel se comporte presque comme un fluide à l'échelle géologique (Tijani et Vouille, [72]). Certaines cavités ont alors tendance à se refermer au bout de milliers d'années, d'autres perdent leur intégrité et peuvent être à l'origine d'un nouvel effondrement.

Les paramètres qui aident à évaluer ce risque à long terme sont

- la taille et la forme des cavités
- la localisation des cavités (contexte géologique, la profondeur et le voisinage avec d'autres cavités)
- le taux d'augmentation de volume par foisonnement (Wassmann, [82])
- les contraintes in situ
- l'hydrogéologie
- le comportement mécanique du massif

Une partie du sel produit dans Gellenoncourt ne peut pas être associée à l'augmentation volumique des cavités *connues*. On présume alors l'existence d'un grand réseau de conduits souterrains qui seraient à l'origine de cette production supplémentaire. En ce qui concerne la stabilité du massif à long terme, la présence d'un tel réseau doit être pris en compte.



(a) 25 jours après l'effondrement



(b) 133 jours après l'effondrement

FIG. 1.4: Photographies de l'effondrement de SG4/5 en 1998

Avec un tel nombre de paramètres qui contrôlent la stabilité du système, une prévision fiable du comportement du terrain à long terme devient particulièrement difficile. Néanmoins, une décision sur l'avenir de Gellenoncourt doit être prise. Ici, on peut envisager deux principes fondamentaux d'exploitation qui se font concurrence :

La méthode dite «extensive» où l'on limite l'extension des cavités créées par dissolution pour assurer la stabilité des terrains du recouvrement et par l'opposition la méthode dite «intensive» où l'on s'efforce de récupérer la plus grande partie du gisement au détriment de l'intégrité des terrains du recouvrement.

1.4.1 La méthode «extensive»

Si on sait contrôler les extensions des cavités souterraines, on peut mettre en place un réseau de galeries qui satisfont aux exigences de sécurité au niveau de la géotechnique. Il suffit de se placer dans un champ vierge en créant des cavités isolées avec un espacement assez large (en ajoutant des facteurs de sécurité considérables) pour qu'une stabilité des ouvrages souterrains soit assurée. Parfois, on fait même l'extrapolation du comportement visqueux du sel pour démontrer que les vides d'aujourd'hui se refermeront au fil de temps (Salter [59]). Ceci reste certainement hypothétique car l'extrapolation sur plusieurs millénaires d'une loi, déterminée à partir d'essais de fluage pendant quelques mois, est certainement risquée.

A partir des mesures de subsidence, un grand nombre de modèles souvent à la base de la «théorie des Affaissements de Surface» permet la prédiction du mouvement du terrain pendant et après l'exploitation (Bekendam [5] et Reitze [54]).

Quelques auteurs ont publié des articles qui permettent même d'évaluer le risque d'un effondrement avec développement d'un cratère. Dans ces cas, les paramètres des modèles ont été calés avec des expériences réelles (Belvedere Spinello, [41]).

Les avantages d'une méthode d'exploitation «extensive» sont :

- la grande expérience en exploitation «extensive» par dissolution dans presque tous les pays du monde.
- la facilité de calculer des structures «stables»
- des avantages en terme d'hydrogéologie car on tente de protéger la formation salifère contre une infiltration des eaux provenant de diverses nappes phréatiques.

En revanche, la méthode est loin d'être parfaite car :

- Les cavités réelles sont souvent de forme irrégulière, ce qui doit être compensé par des facteurs de sécurité plus élevés, ce qui entraîne une perte de ressources.
- Dans la phase de conception d'un champ d'exploitation, les paramètres géomécaniques sont mal connus. Pour compenser ce fait, on ajoute encore un facteur de sécurité pour ne pas faire face au risque d'une évolution imprévue.
- L'effet viscoplastique de la formation salifère joue un rôle important sur le comportement des ouvrages souterrains à long terme. L'exploitation se déroule dans une

très courte période de temps, mais les cavités doivent rester ouvertes pour des millénaires. La surveillance et l'indemnisation de dégâts éventuels initié par un processus de subsidence lente ou brutale peuvent anéantir le profit créé par l'exploitation de la cavité.

1.4.2 La méthode «intensive»

Un approche opposé est la méthode d'une exploitation «intensive». Ici, on initie volontairement la rupture du massif au dessus de l'exploitation minière. De cette façon, on obtient une stabilité ultime du terrain ; la subsidence contrôlée empêche tous mouvements futurs de la surface.

Les avantages évidents de cette méthode sont :

- La sécurité du terrain est assurée, le risque à long terme est fortement diminué.
- Sans avoir à ajouter un facteur de sûreté, l'exploitation est beaucoup plus rentable. Le taux de récupération est généralement très élevé.

Pourtant il faut admettre qu'on fait face à une série d'obstacles :

- La conception d'une méthode «intensive» au début d'une exploitation sans avoir fait des expériences sur ce terrain est très difficile. Pour mieux comprendre le comportement du terrain, l'observation d'un effondrement sera souhaitable.
- Les calculs d'un système instable sont très complexes et les simulations numériques peuvent conduire à des temps de calcul prohibitifs.
- En provoquant un effondrement jusqu'à la surface, on perturbe l'environnement ce qui signifie que l'utilisation de cette méthode sera limitée par les intérêts des communes, du voisinage et des autorités.
- La rupture du massif peut libérer des aquifères qui peuvent devenir l'origine d'une lixiviation incontrôlée de la formation salifère. Dans ce cas, des problèmes de stabilité peuvent apparaître ailleurs. Par tous les moyens, il faut éviter qu'une circulation permanente de l'eau douce au niveau du dépôt halitique s'installe.
- En sens inverse on court aussi le risque d'une pollution, par la saumure, des aquifères de surface.

1.5 Perspectives autour de l'effondrement

Suite aux développements imprévisibles des cavités SG4 et SG5, l'autorité minière (la D.R.I.R.E.) a décidé de figer la remise de nouvelles concessions à l'exploitant. A son point de vue, l'exploitation d'un nouveau champ devrait considérer la possibilité de passer à chaque instant à un scénario d'exploitation «intensive». En même temps, l'extraction de saumure à Gellenoncourt a été arrêtée pour des raisons de sécurité. Un permis de réouverture de l'exploitation sera envisageable seulement si une méthode d'extraction «intensive» peut être appliquée. En souhaitant prendre le minimum de risque vis à vis d'un effondrement futur, l'administration maintient que seul ce mode d'extraction est raisonnable pour l'avenir de la concession à Varangeville.

1.5.1 Critique de la méthode d'exploitation utilisée jusqu'à présent

Les motivations initiales de la CSME dans le choix de la méthode d'exploitation par puits multiples interconnectés étaient évidents : un système facile à aménager et des bénéfices économiques importants en comparaison avec l'alternative d'une production de saumure par puits isolés.

A la lumière de l'expérience acquise après une trentaine d'années de pratique de cette méthode, il semble que les inconvénients l'emportent sur les avantages.

Le principal de ces inconvénients est l'absence de contrôle du développement de la fracturation hydraulique et par suite une méconnaissance de l'extension du réseau de fractures. Aujourd'hui, la CSME se retrouve dans la situation où des conduits multiples d'extension et de tracé inconnu traversent le sous-sol des concessions Gellenoncourt et Réméréville. Il est d'ailleurs même possible que les limites de la zone hydrofracturée se trouvent au dehors de la zone attribuée à l'exploitation minière.

On voit donc que la mise en communication des puits par fracturation hydraulique n'est pas adaptée pour contrôler la dissolution dans un massif halitique et la poursuite de l'extraction du sel avec la même méthode ne peut être envisagée car elle présente un risque d'ampleur inconnu.

Une poursuite de l'extraction du sel avec la même méthode n'est pas du tout envisageable car la stabilité du terrain reste toujours hors de contrôle. L'hydrofracturation peut être à l'origine d'une lixiviation «sauvage» dans les endroits non accessibles à la mesure, et présente ainsi un risque d'ampleur inconnu.

1.5.2 Motivation pour continuer l'exploitation à Gellenoncourt

La poursuite de l'extraction du gisement halitique à Gellenoncourt par une méthode «intensive» semble raisonnable pour les raisons suivantes :

- Après un effondrement du terrain, la question sur sa stabilité à long terme ne se pose plus. Si on provoque l'effondrement du terrain d'une manière locale et contrôlée, il n'y aura quasiment aucun risque de se retrouver confronté à des subsidences brutales comme celle de SG4/5.
- Seule une petite partie du gisement a été extraite lors de la première période d'exploitation qui maintenait la stabilité de l'ensemble (sauf l'exception de SG4/5). Une méthode d'extraction «intensive» permettra l'augmentation des ressources en sel, ce qui sera de grand intérêt économique pour l'exploitant.

Quant à l'hydrogéologie, la rupture des strates subjacentes à la cavité SG4/5 a permis l'accès des eaux atmosphériques et de la nappe phréatique aux formations halitiques. La crainte que ceci pourrait initier une dissolution sauvage du sel, n'a pas pu être confirmé. En effet, les masses rocheuses mobilisées lors de l'effondrement ont limité l'accès aux strates halitiques. En supposant une perméabilité très faible du «bouchon», et en prenant en compte la différence de masse volumique entre l'eau douce (1 kg/l) et la saumure (1,2–1,3 kg/l), et en évitant un écoulement souterrain de la saumure, la seule dissolution du sel se fera par diffusion et sera donc négligeable.

1.5.3 Risques associés à l'exploitation «intensive»

L'exploitation «intensive» est basée sur la dissolution contrôlée jusqu'à la rupture du massif. Cette rupture doit être localisée et prévisible pour que personne ne soit exposé au danger. Les questions qui se posent sont les suivantes :

- Comment peut-on prédire la rupture du terrain ?
- Comment réduire la zone d'effondrement à un minimum pour augmenter la sécurité des travaux ?
- Comment peut-on exploiter le gisement en toute sécurité pendant que notre but est l'effondrement finale de la zone exploitée ?
- Quels sont les méthodes d'extraction à utiliser pour ne pas polluer l'aquifère avec de la saumure ?

La recherche des réponses à ces questions fait aussi l'objectif de cette thèse ; des éléments de réponse seront donnés dans les chapitres 3 et 4.

1.5.4 L'idée d'un effondrement progressif

Comme indiqué dans le chapitre 1.5.3, une poursuite de l'extraction dans un champ déjà partiellement exploité n'est possible qu'avec le contrôle total sur l'évolution de l'effondrement. Une démarche logique a été retenue pour atteindre ce but :

1. Une cavité, avec un emplacement et une géométrie à priori inconnus, doit être développée dans le voisinage immédiat de SG4/5. Cette nouvelle cavité sera mise en place et exploitée en toute sécurité pendant un certain temps.
2. En poursuivant la lixiviation de cette cavité, sa géométrie va évoluer en réduisant la largeur de la bande de massif non exploitée qui la sépare de la cavité SG4/5. La marge de sécurité vis-à-vis d'une rupture et d'un effondrement va se réduire et cette deuxième phase sera contrôlée à distance jusqu'à ce qu'un effondrement ait été achevé. Mais cette fois-ci, la subsidence brutale sera anticipée et ne présentera aucun risque pour l'homme. L'emplacement de la deuxième cavité devra être choisi de telle façon que la rupture du massif rejoigne le cratère existant.
3. Une troisième cavité, située maintenant à côté de SG4/5 et de la deuxième cavité déjà effondrée, sera développée. A ce stade, l'effondrement devrait se produire beaucoup plus facilement car, à l'aplomb de cette troisième cavité, la couche de dolomie dont la rupture provoque les mouvements de surface n'est plus encastrée que sur deux² côtés.
4. On répétera le schéma à partir de 3.

Pour permettre une dissolution à haut débit, plusieurs cavités doivent être développées en même temps. Ceci est faisable en amenant une seule cavité à l'effondrement lorsque les autres sont encore dans un état «stable» mais déjà en production.

²en supposant un élargissement de la zone effondrée en forme de spirale

1.6 Recherche d'une solution quantitative

Les chapitres précédents expliquent le contexte du travail actuel. Pour répondre aux nombreuses questions évoquées ci-dessus, une méthode de résolution quantitative doit être développée. Les données fournies par la C.S.M.E., ainsi que les méthodes numériques utilisées au Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol (CGES) permettent la création d'une simulation numérique du comportement du terrain à Gellenoncourt.

Les événements autour de SG4/5 donnent un bon aperçu du mécanisme de foudroyage dans ce massif. On a pu en déduire des caractéristiques importantes pour caler le modèle numérique. La prise en compte de nombreux essais sur les propriétés physiques des différentes couches stratigraphiques permet de bien ajuster la simulation à la réalité. En même temps, il faut faire attention à ce que les propositions soient techniquement réalisables, car des limitations au niveau des techniques d'exploitation s'imposent.

Des nombreux problèmes associés à ce travail ont été mentionnés ci-dessus. Les chapitres suivants vont aborder ces questions plus en détail.

Chapitre 2

Théories et Méthodes de Résolution

Ce chapitre traite les méthodes et théories qui ont été nécessaires pour créer la simulation d'une nouvelle méthode minière. Avant d'avancer avec la modélisation concrète du problème (voir les chapitres 3 et 4), on détermine ici les contraintes de la modélisation. Ces conditions s'imposent soit par la technique d'exploitation elle-même, soit par les limitations des méthodes numériques. La connaissance des deux devient alors nécessaire pour qu'une solution réaliste à la problématique posée puisse être trouvée.

2.1 L'extraction du sel gemme - Généralités

La provenance du sel pour les besoins de notre vie quotidienne est diverse. Une grande partie provient du sel de mer, produit par l'évaporation de l'eau de mer. Une autre source sont les mines de sel classiques, où le dépôt halitique est exploité en sous-sol en utilisant les mêmes techniques que pour d'autres minerais. La troisième technique de l'extraction du sel utilise la solubilité du sel gemme, et l'extraction se fait par des puits qui accèdent au dépôt salifère.

L'idée d'extraire du sel gemme par lixiviation n'est pas nouvelle, la dissolution du sel par puits isolés est apparu au XIX^{ème} siècle. Les principes de cette technique sont simples :

Au début, on creuse un puits de petit diamètre (aujourd'hui, on n'exécute pas les 800 mm de diamètre) pour accéder à la formation halitique. Ensuite, on installe des tubages de l'extraction dans le puits. On injecte de l'eau douce dans le tubage et on retire la saumure. Avec la poursuite de la dissolution, on crée des cavités dans le sous-sol.

Naturellement, la dissolution se fait surtout dans la partie haute de la cavité, résultant en une augmentation du diamètre du toit. Les résidus insolubles par contre se déposent dans la partie basse de la cavité. Avec l'évolution de la cavité, un ajustement de la hauteur du point d'injection et d'extraction devient nécessaire afin de ne pas gêner la circulation de l'eau dans la saumure.

Le code minier exige d'ailleurs que le développement des cavités soit strictement contrôlé. Ce contrôle est fait grâce à des mesures de sondes à ultrason. Des émetteurs /

récepteurs d'ultrason sont introduits dans la cavité remplie de saumure. La sonde émet un signal qui est reflété par la paroi de la cavité et détectée par le récepteur. Si la vitesse du son dans la saumure est connue (en prenant en compte la température et la densité du liquide), la distance peut être évaluée par l'équation simple :

$$d = \frac{1}{2} v_{fl} \cdot t$$

où d est la distance entre la paroi de la cavité et l'émetteur/récepteur, $v_{fl} = f(\vartheta_{fl}, \rho_{fl})$ est la vitesse du son dans le fluide (avec la température ϑ et la densité ρ), et enfin t qui représente le temps entre l'émission du signal et sa réception.

En répétant cette mesure à partir de plusieurs positions et avec des angles d'inclinaison et des azimut différents, on obtient une série des coupes verticales à partir desquelles on construit la surface de la cavité en trois dimensions (voir les figures 2.1 a et b)

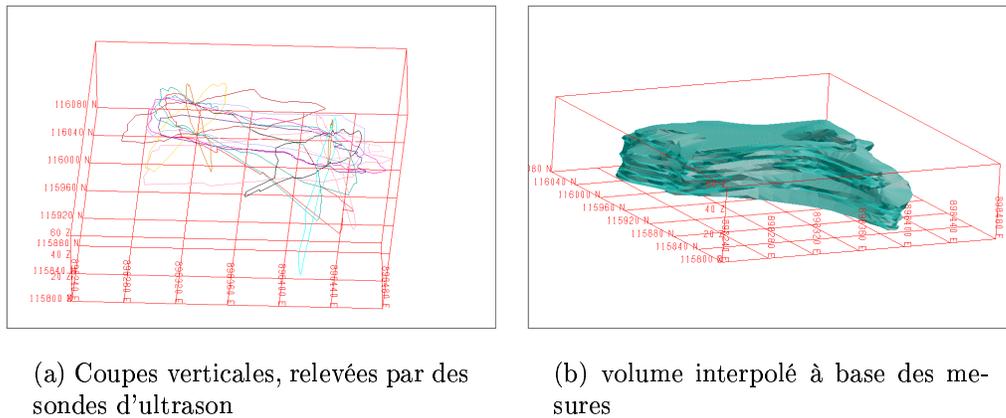


FIG. 2.1: Profils verticaux d'une cavité souterraine et interpolation volumique résultante

Si la forme de la cavité souterraine correspond à la taille maximale prévue, on arrête la production. Le tubage de production est retiré et le puits sera condamné.

2.2 Techniques d'exploitation du sel par dissolution

La méthode d'extraction par lixiviation étant relativement simple, les exigences économiques et géotechniques nécessitent quand-même des approches plus sophistiquées qu'une simple injection d'eau douce.

Si le choix d'une méthode n'est pas bien adapté aux besoins d'un exploitant, on risque des problèmes de stabilité, de sécurité et des pertes économiques importantes. Pour satisfaire les besoins d'un exploitant, le bon choix d'une méthode d'exploitation est de première importance. Sans aller trop dans les détails, on discutera les différentes méthodes possibles, leurs points forts et faibles, et leurs applications dans l'industrie minière.

2.2.1 Extraction par puits isolé

La figure 2.2 (Nigbor, [49]) montre schématiquement le principe de la méthode de d'extraction du sel par puits isolé. Après avoir creusé un puits avec des méthodes habituelles de forage minier, on introduit et cimente le tubage de soutènement. Puis, on insère le tubage de production. La dissolution s'effectue ensuite par l'injection de l'eau douce dans l'annulus du tubage de soutènement ou, dans le cas d'une circulation inverse, dans le tubage de production suspendu à l'intérieur. En injectant l'eau sous pression, on soulève automatiquement la saumure qui s'extrait ensuite très facilement.

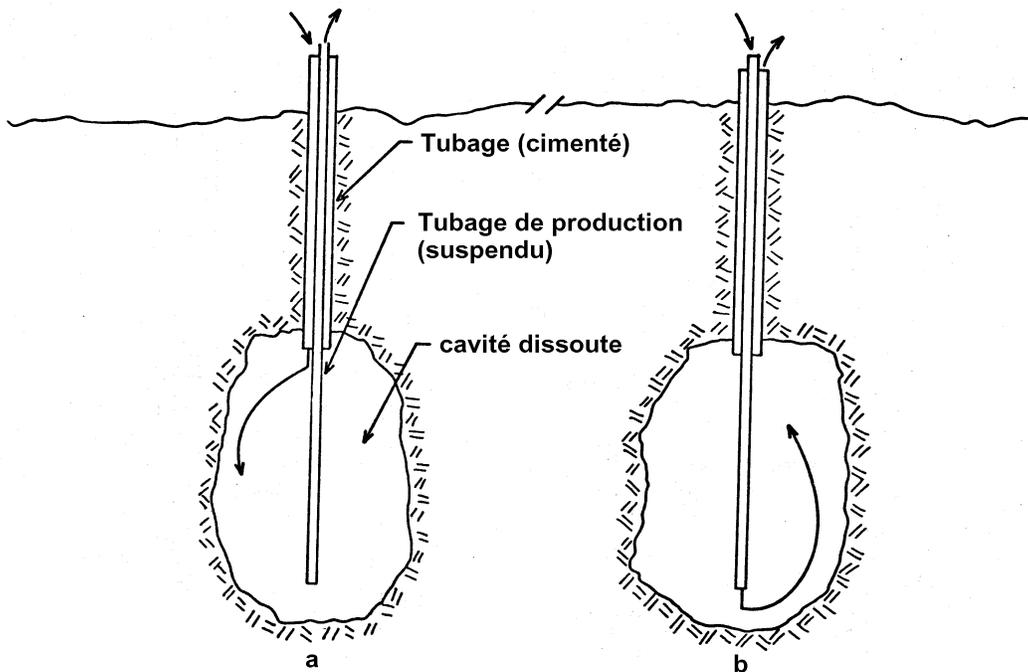


FIG. 2.2: Schéma d'une exploitation du sel par puits isolé

Généralement, on distingue deux méthodes de circulation :

- a) **circulation directe** : l'eau est injectée dans l'annulus, l'extraction s'effectue par le tubage de production (figure 4.2 a)
- b) **circulation inverse** : l'eau est injectée par le tubage de production, et on récupère la saumure sur l'annulus entre les deux tubages (figure 4.2 b)

Souvent, un deuxième tubage de production est inséré dans le puits afin de pouvoir faire varier la hauteur de l'injection d'eau douce. Cette méthode est nommée «injection intermédiaire», elle permet de mieux contrôler le processus de dissolution et par conséquent la forme résultant de la cavité.

La contrôle de la forme de la cavité s'effectue aujourd'hui souvent à l'aide d'une couverture d'hydrocarbure ou d'air injectée dans la partie supérieure de la cavité. Brevetée en

1933 par Trump, l'idée était d'empêcher la dissolution du sel à travers cette couverture, et de telle manière à forcer une dissolution latérale. L'eau douce, qui a un poids volumique moins grand que la saumure, montre toujours une tendance à dissoudre les parties les plus hautes de la cavité. Cette propriété physique a eu comme conséquence le développement des cavités du type «sombbrero» inversé (voir la figure 2.3), ce qui provoque des instabilités dans les couches sous-jacentes aux bancs halitiques. L'utilisation de la technique de l'injection intermédiaire et le contrôle du niveau de la couverture permet une translation facile de la zone la plus active en dissolution, d'où un meilleur contrôle du processus de dissolution.

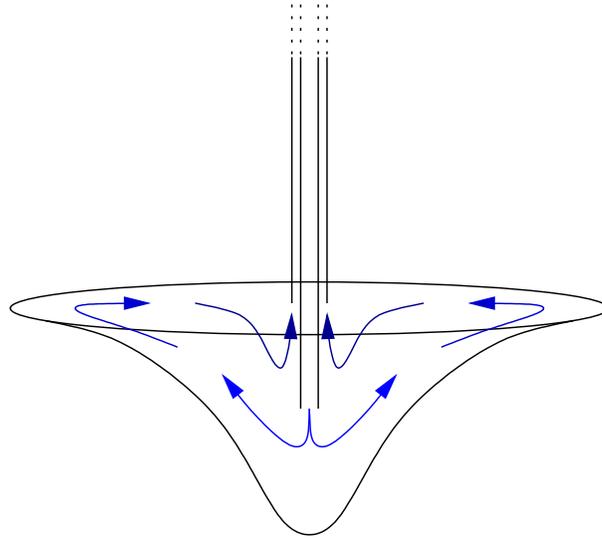


FIG. 2.3: Schéma de la dissolution d'une cavité ayant la forme d'un «sombbrero» inversé.

2.2.2 Extraction par puits multiples en communication

Historiquement quatre méthodes d'extraction par puits multiples ont été utilisées ; selon Nigbor [49], ces méthodes utilisées sont :

- 1) **coalescence naturelle** Cette méthode souvent employée avant les années 1950 représente une extension de la méthode d'extraction par puits isolé. Après une première étape de production par puits isolé, on provoque la jonction des cavités en modifiant la circulation. En injectant de l'eau douce dans l'un des puits, l'autre sert comme point d'extraction. Ceci a permis une augmentation de la capacité de la production, mais en créant des problèmes divers : la coalescence des cavités fut parfois difficile à réaliser sans provoquer la dissolution des couches protectrices contre le toit du sel, qui ont été prévues pour maintenir la stabilité.
- 2) **coalescence par couverture** Quand deux cavités voisines sont en activité pendant une courte période de temps, et si on injecte de la couverture sur un niveau assez bas, on initie une dissolution rapide en direction radiale. La méthode offre un meilleur

contrôle du processus de la dissolution, mais les problèmes associés à la longueur du tubage librement exposé ont été signalés (chute de roche détruisant l'infrastructure de la caverne).

- 3) **coalescence par hydrofracturation** Très moderne dans les années 1960 et 1970, cette méthode permettait de faire communiquer les puits isolés. La fracturation représente la méthode la plus économique pour mettre en oeuvre une coalescence. Sa mise en route (voir aussi le chapitre 1.3.1) est simple, mais des problèmes associés avec cette méthode (voir le chapitre 1.3.2) sont d'une telle importance que l'utilisation de cette méthode dans un nouveau champ d'exploitation n'est pas recommandable. La perte de contrôle sur le processus de dissolution peut entraîner de grandes difficultés au niveau de la stabilité à court et à long terme.
- 4) **coalescence par forage directionnel** La méthode la plus prometteuse utilise une technologie provenant de l'industrie pétrolière. Avec des outils de forage adaptés, des puits d'aujourd'hui peuvent être déviés vers l'horizontale avec un angle de 12 à 15 degrés par 100 pieds (30,48 mètres)(Conti, [14]). Cette technologie permet alors la création d'une communication entre des puits isolés :
 - a) on essaie de retrouver un puits vertical existant avec le forage horizontal (Fincher, [21]), ou bien
 - b) on crée le forage horizontal et on essaie après de le joindre avec un puits vertical (Thoms et Gehle, [66]).

La façon de mettre en oeuvre la coalescence peut varier en fonction de la géométrie du dépôt (profondeur, pente du gisement, ...), mais le principe est clair : dès qu'une communication entre les deux puits est possible, on assigne le puits vertical comme point d'extraction, le puits horizontal contient le tubage d'injection. Au fur et à mesure, le point d'injection est retiré pour pouvoir mieux contrôler le développement de la grande cavité (d'une forme d'un long tunnel, voir la figure 2.4, Thoms et Gehle [66]). Enfin, l'utilisation d'une couverture permet d'augmenter la précision et l'efficacité de cette méthode.

Dans le contexte géologique du dépôt salifère à l'est du Bassin Parisien, on retrouve des méthodes d'exploitation intéressantes :

Les Compagnies Solvay et Novacarb ont réussi d'adopter des méthodes d'exploitation «intensives» par puits multiples.

Le schéma d'exploitation de Novacarb consistait en exploitant des cavités isolés dans un champ vierge. Il s'est trouvé que quelques cavités isolés se sont jointes pendant cette période d'exploitation, et cet effet sera utilisé pour élargir la portée des cavités jointes jusqu'à un effondrement sera achevé.

La compagnie Solvay a repris cette idée de faire joindre des cavités isolés en développant une nouvelle méthode d'exploitation intensive dite «exploitation par piste».

Cette méthode s'applique sur un champ d'exploitation vierge. Le long d'une droite de 1,5 kilomètres, des puits d'exploitation sont forés avec un espacement de 50 mètres. Puis, des petites cavités sont développées à la base de la formation halitique. Ce processus de

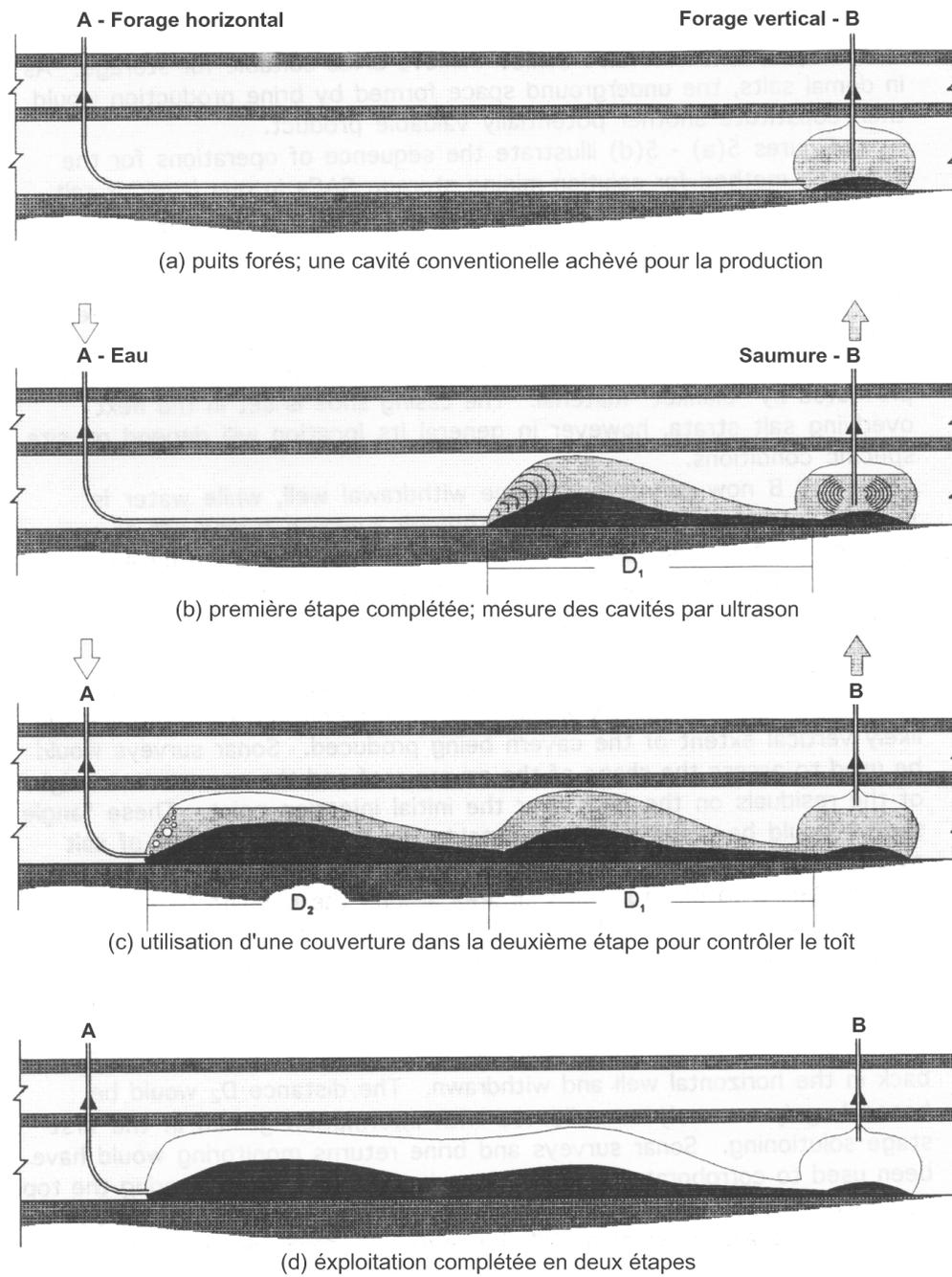


FIG. 2.4: Méthode d'une exploitation par tunnel horizontal (Thoms et Gehle, [66])

dissolution primaire est contrôlé par une couverture d'air, le diamètre de la cavité augmente rapidement à cause de la pureté de la unité N à la base de la formation halitique.

Ainsi, les puits sont mis en communication sans avoir recours à la technique de la hydrofracturation. Ensuite, on injecte de l'eau douce dans les puits dans un côté de la piste, la saumure saturée est extrait à l'autre bout du champ d'exploitation (voir la figure 2.5). L'injection dans un puits est maintenue jusqu'à l'effondrement du puits. Puis, le point d'injection est transféré vers le puits suivant (plus proche au point d'extraction).

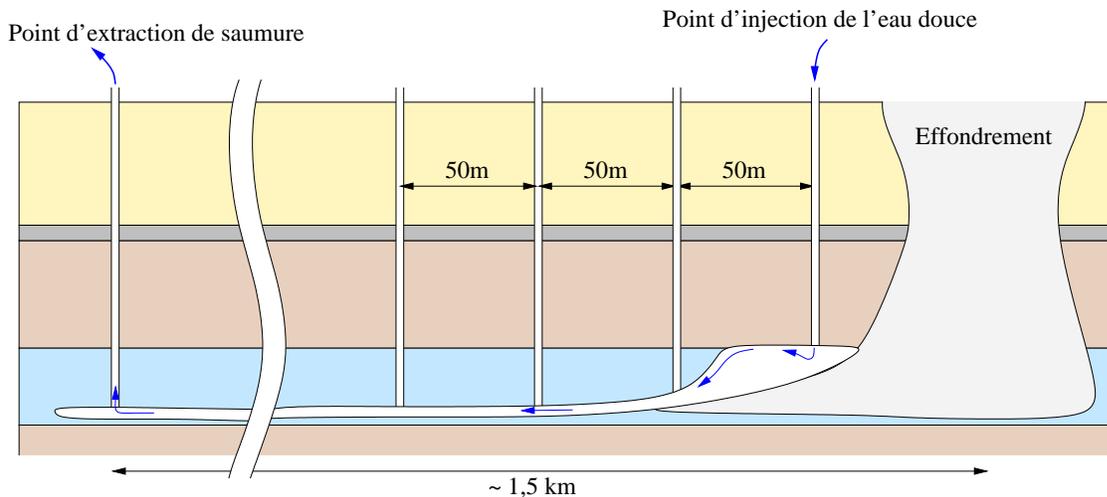


FIG. 2.5: Schéma d'exploitation intensive utilisé par la compagnie Solvay près de Gellenoncourt

La méthode d'exploitation intensive utilisé par Solvay permet d'obtenir un bon taux de récupération du gisement halitique avec un minimum de coûts opératoires. Malheureusement, l'application *directe* de cette méthode à un massif contenant des hydrofractures, des canaux souterrains et des cavités préexistants nous semble impossible.

2.3 Conditions pour l'apparition d'un effondrement

La création des vides en sous-sol comporte toujours le risque qu'une instabilité ait lieu à un moment donné. Généralement, la compagnie minière essaie de ne pas arriver à ce point d'insécurité. En utilisant des modèles géomécaniques complexes, on essaie de s'assurer contre une perte de sûreté, voir un effondrement brutal.

Par la suite, on discutera les méthodes et chiffres clefs qui nous permettent d'évaluer le risque d'un effondrement jusqu'à la surface.

2.3.1 Critères sur la possibilité d'un effondrement

Pour qu'une cavité souterraine puisse s'effondrer et pour que cette instabilité puisse se propager jusqu'à la surface, il faut satisfaire quelques points critiques (selon Hendron, [26]). Cela nécessite :

1. la présence d'un toit de la cavité avec un diamètre maximal pour atteindre la limite de stabilité
2. un volume de la cavité souterraine assez grand
3. un mécanisme déclenchant
4. des conditions favorables au niveau de la géométrie et des contraintes naturelles

Précisons ces conditions d'un point de vue géomécanique :

2.3.1.1 Une cavité avec un toit susceptible d'instabilité :

Pour qu'un effondrement ait lieu, il faut premièrement une instabilité au niveau du toit de la cavité. La stabilité de ce toit dépend des caractéristiques physiques, chimiques et géométriques de la plaque résistante.

Au niveau physique, la résistance de la roche en compression et en cisaillement joue un rôle important, ainsi que son poids volumique.

L'effet de la saumure sur le toit de la cavité est très important. Il est connu que la saumure déclenche une détérioration chimique quand elle vient au contact avec des couches anhydritiques-marneuses. Un tel changement peut amener le système vers une instabilité ultérieure.

L'influence de la géométrie sur la stabilité est décrite par l'épaisseur de la plaque et sa forme (elliptique, circulaire, ...).

Si la plaque est fissurée ou possède une grande perméabilité et porosité, le fluide s'infiltre dans sa structure et diminue les contraintes effectives dans la roche, ce qui favorise la rupture.

Les calculs de stabilité peuvent être menés de manière différentes :

- l'évaluation la plus simple consiste à calculer la force liée à la masse de la plaque (peu importe sa forme) (voir la figure 2.6) et sa redistribution sur le bord en forme de contraintes de cisaillement

$$F = \rho g h_i \cdot A_i$$

$$\tau = \frac{F}{s_i \cdot h_i}$$

En appliquant le critère de Mohr-Coulomb, on obtient la rupture si

$$\tau > \sigma_N \tan \varphi + C \quad \left(C = \frac{R_c \cdot (1 - \sin \varphi)}{2 \cos \varphi} \right).$$

Dans ces relations ci-dessus, F représente la force gravitationnelle cumulée de la plaque rocheuse (avec des caractéristiques physiques $\rho =$ masse volumique, $g =$ accélération gravitationnelle, h_i et A_i représentant la hauteur et l'aire de la plaque i , τ est la contrainte en cisaillement, s_i est la circonférence de la plaque, σ_N représente la contrainte horizontale encastrant la plaque, C est la cohésion du matériau, R_c sa résistance en compression simple et φ l'angle de frottement interne.

Bien sûr, cette approche pour déterminer la stabilité est simpliste, mais elle apporte une première estimation.

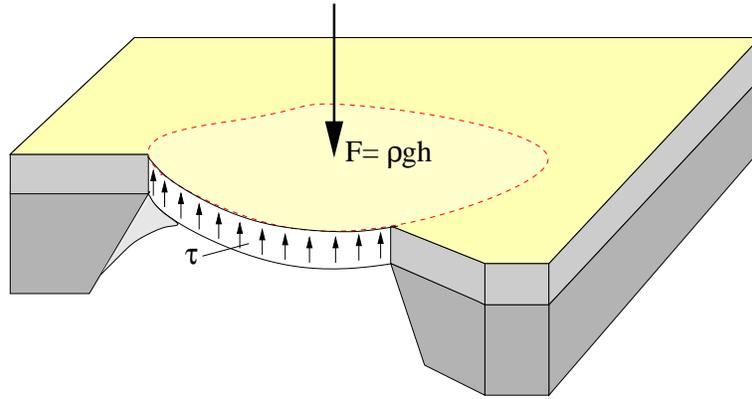


FIG. 2.6: Schéma d'une plaque au-dessus d'un vide, exposé à une force F (dû à son propre poids ou bien dû à la poussée du terrain)

- Avec la théorie des poutres, Obert & Duval (1967)[50] et Duval (1976)[18] calculent les contraintes régnant sur un banc du toit en flexion avec encastrement aux bords de la manière suivante :

$$\sigma_{max} = \frac{\rho g l^2}{2h} + \sigma_H$$

où σ_{max} correspond aux contraintes maximales (en traction ; convention de signe : compression = négatif), σ_H est la contrainte horizontale, ρg représente le poids volumique, l la portée du banc et h la hauteur. On voit clairement qu'une diminution de σ_H (= augmentation des contraintes en compression) diminue σ_{max} et stabilise le banc.

- En tenant compte du moment des efforts horizontaux sur la structure déformée, Tincelin et Sinou [74] ont proposé des formules pour le calcul des moments fléchissants et des contraintes s'exerçant sur les bancs du toit. On retrouve ainsi les équations suivantes pour des valeurs de moments fléchissants du banc i de largeur l , encastré en A et B et freiné par une force N :

$$M_A = M_B = -\frac{pl^2}{12} \left[\frac{3(\tan u_i - u_i)}{u_i^2 \tan u_i} \right] = \frac{pl^2}{12} \cdot \psi(u_i) \quad (2.1)$$

$$\text{avec } u_i = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{N_i}{E_i I_i}}$$

N_i est la force de frottement du banc i d'épaisseur h_i et correspond à la force critique d'Euler¹ lorsque $N_i = \frac{4\pi^2 E_i I_i}{l^2}$. $N_i = q_i h_i$, $p = \rho g h_i$, ψ représente une fonction majorante qui prend en compte le flambement engendré par les forces N_i . I_i est le moment d'inertie du banc h_i :

$$I_i = \frac{h_i^3}{12} \cdot \frac{1}{1 - \nu_i^2}$$

où ν_i = coefficient de Poisson du banc h_i .

Les bancs étant constitués de roche fissurée, il ne peut pas y avoir de formation de contraintes de traction (résistance en traction $R_t = 0$). Si une flexion survient, le banc se décollera et seul son propre poids pèsera sur lui-même verticalement, tandis que horizontalement les contraintes initiales σ_H du massif persisteront. Ensemble avec le moment de flexion, un profil des contraintes dans les appuis apparaît, de variation linéaire entre σ_{min} et σ_{max} (voir fig. 2.7 a). Au stade de forte flexion, des zones de traction (ou si $R_t = 0$, des zones à contrainte nulle) se développent (fig 2.7 b), le moment de flexion devient alors

$$M = \frac{\sigma_{max}}{2} h_i' \left[\frac{h_i}{2} - \frac{h_i'}{3} \right] \text{ avec } q h_i = \sigma_{max} \frac{h_i'}{2}$$

d'où nous tirons :

$$\sigma_{max} = \frac{2q}{3 \left[\frac{1}{2} - \frac{M}{q h_i^2} \right]}, \text{ si } \sigma_{min} = 0 \text{ et } h_i' \leq h_i \quad (2.2)$$

La rupture sera instantanément atteinte si :

$$|\sigma_{max}| \geq |R_c|$$

Si on introduit dans équation 2.2 l'expression pour le moment de flexion M (équation 2.1), on obtient comme critère de rupture d'un banc :

$$\text{rupture si } R_c \leq \frac{8 \cdot \sigma_H}{6 - \left(\frac{\rho g l^2 \psi(u_i)}{h \sigma_H} \right)}$$

Si on veut représenter une plaque circulaire au lieu d'un banc bidimensionnel, le moment de flexion maximal se trouve au bord de la structure (sans prise en compte de l'effet de flambement) décrit par Timoshenko et Woinowsky-Krieger [73] selon l'équation suivante :

$$(M_r)_{r=a} = -\frac{p a^2}{8}$$

ce qui amène à un critère de rupture différent :

$$\text{rupture si } R_c \leq \frac{2 \cdot \sigma_H}{3 \left(\frac{1}{2} - \frac{\rho g a^2}{8 \sigma_H \cdot h} \right)}$$

¹ M_a et M_b deviennent ∞ lorsque $u_i \rightarrow \pi$ correspondant à $N_i = \frac{4\pi^2 E_i I_i}{l^2}$ qui est la force critique de flambement d'Euler dans le cas de la poutre doublement encastree.

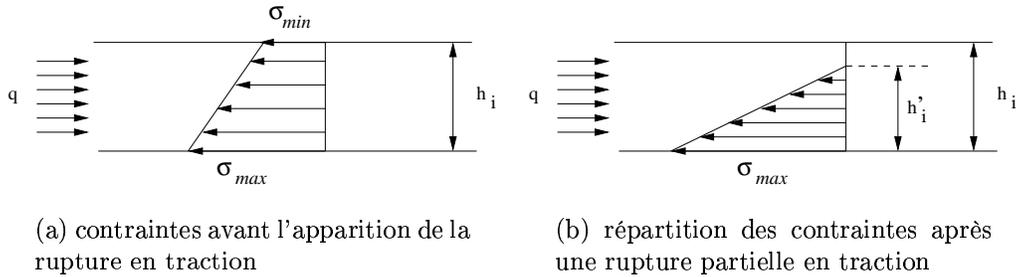


FIG. 2.7: Répartition des contraintes dans les appuis d'une poutre sous flexion et rupture partielle

- Guarascio et al. [24] proposent une méthode approximative pour évaluer la portée maximale d'un banc rocheux. Les hypothèses employées dans cette approche sont les suivantes :
 - Le massif rocheux au dessus de la poutre en flexion est partiellement fracturé et exerce une contrainte verticale supplémentaire (W) sur la poutre.
 - On admet que la rupture du toit apparaît au centre de la poutre.
 Les auteurs imposent l'égalité entre le moment résistant à la flexion et le moment de flexion dans un plan vertical au centre de l'arc (voir figure 2.8) :

$$M_{\text{résistant}} = M_{\text{flexion}}$$

$$F \cdot \frac{2}{3} R_m \frac{h_i}{2} = \frac{pl^2}{8}$$

$$\text{où } F = \frac{1}{2} R_m \frac{h_i}{2}$$

h_i = épaisseur du banc

R_m = résistance en compression simple à long terme

p = poids net par unité longueur supporté par l'arc = $(\gamma_s - \gamma_{fl}) H_a$

H_a = hauteur du matériau fracturé pesant sur l'arc

γ_s = poids volumique du matériau fracturé (sol, ...)

γ_{fl} = poids volumique de la saumure

Tous ces modèles ont pour but la prédiction de la portée maximale d'un toit non supporté. Ils peuvent apporter des indices importants dans l'évaluation de la stabilité du système. Mais les approches se différencient dans les hypothèses faites sur la phénoménologie de la rupture, surtout en ce qui concerne le chargements verticaux de la structure.

En réalité, le terrain exerce des efforts verticaux sur la plaque, qui va se fléchir et commencer de se détacher. Avec la création des joints entre les strates, l'effort vertical s'annule graduellement, en commençant dans le centre de la poutre. Chaque équation est adaptée à une problématique spécifique, mais aucune ne possède la capacité d'expliquer le déroulement d'un effondrement du début jusqu'à la fin.

Pour cette raison, malgré le grand nombre des modèles pour décrire l'instabilité des cavités, l'évaluation de l'éventualité d'un effondrement reste encore très difficile (Passaris et al., [53]).

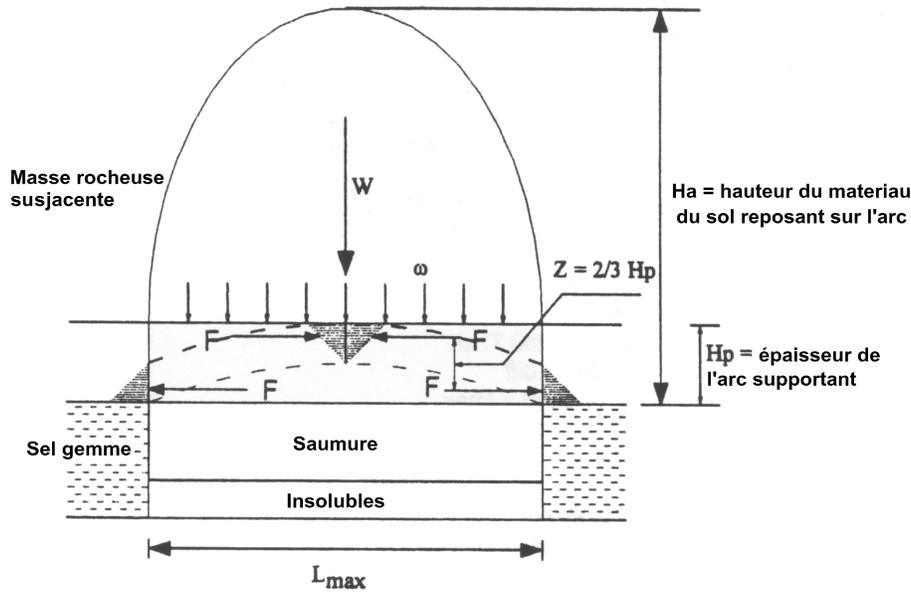


FIG. 2.8: Hypothèse d'existence d'un arc supportant le poids du terrain subjacent (Guarascio, [24])

Passons donc au deuxième point nécessaire pour le développement d'un cratère (selon Hendron, [26]) :

2.3.1.2 Le volume minimal d'une cavité souterraine susceptible de s'effondrer :

Quand la largeur d'une caverne approche ou bien dépasse sa valeur critique, le toit de la structure se rompt. Ce mécanisme de foudroyage progresse jusqu'à ce que l'équilibre soit atteint (en créant une voûte, par exemple). Si ceci n'est pas possible, le processus continuera jusqu'à l'apparition d'un affaissement à la surface ; ou bien il s'arrêtera suite au foisonnement des masses rocheuses fracturées qui empêchent le décollement des strates encore intactes.

Le foudroyage des bancs rocheux provoque une sédimentation au fond de la cavité souterraine. Ces débris ne forment pas une couche compacte, mais ils laissent du volume vide dans le sédiment, rempli seulement par la saumure. On observe alors une augmentation volumique du matériau, appelée «foisonnement». La différence entre le nouveau volume de la roche sédimentée et l'ancien volume de la roche compacte ΔV réduit constamment le volume libre de la cavité. Si jamais toute la cavité était remplie avec la roche foisonnée, le processus de foudroyage s'arrêterait :

$$V_{\text{cavité}} - V_{\text{sédiment}} \geq 0$$

Le taux de foisonnement s'exprime par le volume des résidus et du remblai sédimenté divisé par le volume de la roche intacte initiale (non fracturée)(selon Wassmann, [82]) :

$$F_B = \frac{V_{\text{sédiment}}}{V_{\text{roche initiale}}}$$

Ce facteur F_B («bulking factor» = taux de foisonnement) dépend du type de la roche, variant entre 2,00 pour des roches dures, environ 1,25 – 1,40 pour des roches moins dures, jusqu'au sable, le silt et des argiles qui ne montrent quasiment pas d'augmentation de volume (F_B entre 1,00 et 1,25).

Si le foudroyage d'une cavité est ainsi arrêté par son propre remblai, on observe un tassement du terrain avec une vitesse qui décroît avec l'avancement de la compaction du sédiment. En général, une zone de subsidence plus ou moins large se forme, tout en préservant l'intégrité et la stabilité du terrain.

Dans le cas contraire où le taux de foisonnement n'est pas assez grand pour arrêter le processus de foudroyage, un effondrement brutal devient possible.

2.3.1.3 Un mécanisme déclenchant

Une cavité susceptible de développer un cratère à la surface nécessite selon Hendron [26] un événement déclenchant : Celui-ci pourra être :

- Un élargissement d'une cavité par lixiviation
- Le changement de la composition de la saumure (saturée → non-saturée, alors la densité de la saumure ρ_{fl} décroît et la pression hydraulique vers les couches du toit diminue)
- Une diminution de la pression dans la cavité (en baissant par exemple la hauteur du niveau de la saumure, même souvent au dessous du toit de la cavité, ce qui enlève tout support hydraulique)
- L'avancement d'une détérioration physico-chimique des strates au contact avec l'eau.

2.3.1.4 Des conditions favorables au niveau de la géométrie et des contraintes naturels

Pour qu'un effondrement puisse avoir lieu, le processus de foudroyage doit continuer jusqu'à ce qu'il atteigne la surface.

Selon les caractéristiques mécaniques du terrain et les contraintes naturelles, le processus de rupture manifeste un angle de foudroyage spécifique pour chaque strate. Si l'angle de foudroyage α est inférieur à 90° , la portée de la cavité ouverte diminue avec la progression de la zone foudroyée. Ainsi, on peut atteindre une portée du toit stable, et le processus de foudroyage s'arrête (voir la figure 2.9 a).

Si par contre, la profondeur des ouvrages souterrains n'est pas assez importante, une telle situation stable ne peut pas être atteinte, l'effondrement devient alors inévitable (voir la figure 2.9 b).

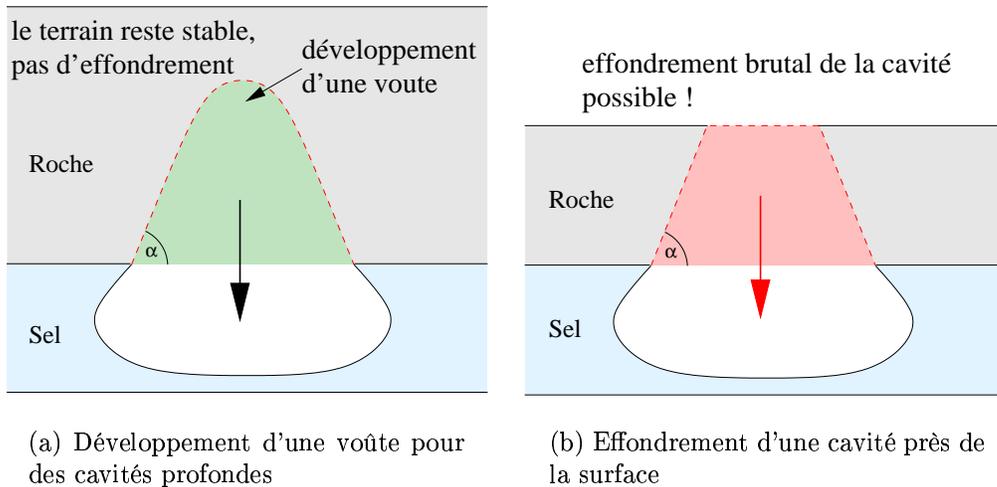


FIG. 2.9: Influence de l'angle de foudroyage et de la profondeur de la cavité sur la possibilité d'un effondrement brutal

2.3.2 Dissolutions parasites et son impact sur la stabilité du terrain

Au cours d'une exploitation, le développement d'un effondrement jusqu'à la surface n'est pas souhaité par l'exploitant. Dans ces conditions si une telle situation se produit ce ne peut être qu'accidentellement et nous en indiquons ci après les principales raisons :

2.3.2.1 Dissolution sauvage

L'exploitation des anciennes mines change les contraintes autour du terrain, ce qui peut permettre à un aquifère d'accéder à la formation halitique. Une dissolution sauvage se met en route et de grandes cavités dissoutes se forment. La seule condition pour cela est une circulation permanente de l'eau douce au niveau de la formation salifère. Une telle dissolution peut rester inaperçue pendant très longtemps. Si les conditions pour la formation d'un cratère sont atteintes, on risque d'obtenir un effondrement à la surface. Un bon exemple de ce développement sont les affaissements formés à Weeks Island en Louisiane aux États-Unis en 1992 et 1995. L'effondrement a eu lieu au dessus d'une ancienne mine qui par la suite avait été utilisée pour le stockage stratégique de pétrole. La dissolution a commencé dans les années 1970 avec la formation d'une fissure et l'interconnexion de la mine souterraine avec un aquifère lors de l'exploitation. Des écoulements d'eau dans la mine ont été détectés (Kumar, [34]), mais on n'a pas considéré qu'ils étaient aussi importants pour que la stabilité du terrain soit remise en question. L'utilisation de la mine comme stockage de pétrole à faible pression a conservé un gradient hydraulique qui a permis une dissolution du sel continue pendant de longues années (Neal [46, 47] et Thoms, [67]).

2.3.2.2 *Dissolution non surveillée*

Dans les premières exploitations de sel par lixiviation, la surveillance du développement des cavités souterraines a été souvent négligée. Ceci a eu pour conséquence des développements anarchiques dont on a pu tirer des enseignements intéressants :

1. La technologie sur les gardes d'air ou d'huile pour protéger le toit du sel n'existait pas. Si on n'arrêtait pas l'exploitation, le toit de la formation salifère était exposé à la saumure. En ignorant la vraie forme de la cavité, l'exploitation a été parfois poursuivie, et la dissolution dans la cavité s'est concentrée surtout dans la partie supérieure (dissolution d'une cavité ayant la forme d'un «sombbrero» inversé — voir la figure 2.3 sur page 22). La portée du toit libre ne cessait pas de grandir, ce qui a mené les anciennes exploitations à des situations fréquemment instables.
2. Le manque de surveillance a permis que les cavités puissent se rejoindre. Là encore, la portée du toit a pu s'agrandir considérablement.
3. Sans contrôle sur le processus de dissolution, la structure des cavités souterraines est généralement très irrégulière, ce qui crée des problèmes au niveau de la stabilité à long terme.

Pour conclure ce chapitre définissant les facteurs qui rendent possible un effondrement du terrain, il faut que nous citions de nombreux ouvrages et articles qui ont été écrits à ce propos et qui nous indiquent l'importance du contrôle sur le processus de dissolution souterraine. Plusieurs auteurs (Coates, Myers, Nieto, Thoms, Neal et Sevenker [11, 44, 48, 65, 47, 46, 62]) discutent sur de nombreux exemples des effondrements de cavités qui sont, selon eux, toujours liés à la mauvaise utilisation des techniques d'exploitation. D'autres ont étudié des aspects liés à la subsidence des cavités souterraines et évoquent des méthodes pour évaluer la stabilité du terrain (Ege, Kumar, le SMRI², Neal et Thoms [19, 34, 41, 45, 67]).

2.4 Application de la mécanique des roches à la conception de techniques de dissolution

Dans le chapitre précédent, on a vu qu'il existe des bornes critiques, au delà desquelles des effondrements deviennent possibles. Ces bornes, sans qu'on sache toujours les définir précisément, sont liées aux contraintes naturelles, aux caractéristiques des roches dans le massif et à la géométrie des volumes souterrains.

Nous avons vu aussi que des techniques modernes de dissolution qui permettent de bien contrôler le développement géométrique d'une cavité souterraine peuvent être à notre disposition.

Ces deux aspects nous amènent à l'idée de dissoudre des cavités de telle façon qu'on puisse provoquer *volontairement* un effondrement jusqu'à la surface!

²SMRI = «Solution Mining Research Institute», un organisme qui rassemble des connaissances concernant l'exploitation du sel par dissolution

Dans le plupart des cas, l'exploitation du sel par dissolution se fait par des méthodes «extensives». Il est compréhensible qu'avec une connaissance limitée du comportement mécanique du terrain, la prédiction d'un effondrement contrôlé représente une tâche difficile.

Néanmoins, suite aux conditions géologiques favorables dans les alentours de Varangeville, Solvay utilise déjà une méthode d'exploitation intensive dans leur concessions, les travaux s'effectuent dans des champs *vierges* (voir aussi dans chapitre 2.2.2, page 2.2.2).

Quand on exploite un gisement salifère vierge, on peut compter sur une certaine régularité dans le champ. A partir d'une première expérience, la poursuite d'une exploitation intensive devient plus facile à gérer. Les analyses en retour lors d'un premier effondrement indiquent des adaptations nécessaires pour pouvoir continuer avec succès. La géométrie utilisée ne change pas, la méthode ne change pas.

Pour le cas de la concession de Gellenoncourt, la situation est différente. Le passage à une méthode d'extraction «intensive» dans un champ déjà soumis à plusieurs années d'exploitation peut poser des problèmes :

- l'emplacement des nouveaux puits créés est lié à la position des anciennes cavités. Géométriquement, une méthode d'exploitation intensive doit être assez flexible pour bien s'adapter aux conditions du terrain.
- Le dépôt salifère contient un réseau de conduites dont la localisation est inconnue. La technique d'extraction doit prendre cela en compte et éviter que la saumure non-saturée circule dans ce réseau d'une façon non-contrôlée.
- La dissolution doit être bien surveillée, le contrôle renforcé nécessite un accès physique aux puits (installation et maintien de l'infrastructure, contrôle du développement de la cavité par sonar, contrôle du niveau de la couverture). La sécurité de la structure doit être assurée à tout moment.
- Le passage d'une première phase d'exploitation, toute en gardant l'intégrité du massif rocheux, vers un effondrement *assuré* doit s'effectuer sous des conditions contrôlés.

Le démarche, pour que les conditions ci-dessus soient vérifiées, est décrite en détail dans le chapitre 4.1.3 (page 92). Une discussion générale sur la méthode d'exploitation intensive et spécialement en ce qui concerne le cas de la CSME à Varangeville a été menée dans les chapitres 1.4.2 et 1.5.2.

2.5 Aspects de la simulation numérique du comportement du terrain

Dans le chapitre 2.3.1, nous avons commenté les approches analytiques qui permettent d'évaluer la possibilité d'un effondrement du terrain. Ces approches ne se sont concentrées que sur le toit de la cavité, sans s'intéresser à l'impact du volume souterrain sur le système.

La réaction du massif entier, suite au creusement des cavités, peut être étudiée par diverses méthodes. Selon Hoek [27], plusieurs auteurs³ ont développé des réponses *analytiques* à cette question. D'autres ont réussi à développer des lois empiriques pour classer

³Brown [8], Kirsch [33], Love [37], Muskhelishvili [43], Savin [61]

le massif (Barton [4], Bieniawski [6], Laubscher [36]) afin de pouvoir faire des prédictions sur son comportement.

Dans la catégorie des solutions analytiques, on ne traite que des cas très simples (des cavités sphériques, des tunnels circulaires, et des cavités cylindriques). De plus, on ne prend pas en compte de l'hétérogénéité du massif rocheux comme l'influence des joints, par exemple.

Par contre, en ce qui concerne les approches empiriques, elles sont bien adaptées pour évaluer la stabilité des ouvrages souterrains dans un contexte minier. Barton [4] par exemple a développé la méthode du «Q-Value» qui permet de classer la qualité du massif rocheux en fonction du soutènement nécessaire pour obtenir une cavité stable. Bieniawski [6] et Laubscher [36] ont trouvé un autre moyen empirique pour classer le massif. Leur méthode du M.R.M.R. («Mine Rock Mass Rating») prend en compte une multitude de facteurs qui influencent la stabilité des ouvrages souterrains, dont l'état et l'orientation des joints et la présence d'eau. Le M.R.M.R. permet de définir si une cavité est susceptible de se rompre ou si elle restera stable. Les deux extrêmes sont séparés par une zone transitoire, qui reflète l'imprécision empirique de la méthode.

Le défaut principal des deux approches fondamentales – les méthodes analytiques et les méthodes empiriques – est qu'elles ne savent pas prendre en compte l'interaction avec d'autres cavités souterraines. Ceci nous pose un problème, car notre objectif est de trouver un emplacement idéal pour les nouvelles cavités souterraines dans un terrain antérieurement exploité. Ces approches ne sont pas appropriées pour évaluer l'interaction entre plusieurs cavités.

Des calculs numériques seront alors nécessaires pour mieux comprendre la réaction du massif. Dans ce cas, il faut veiller à ce que le choix des méthodes numériques soit adapté à la tâche qui doit être accomplie. Selon la problématique principale du projet, on doit être capable de favoriser ou d'exclure certains des méthodes numériques existantes. Pour cela, une bonne connaissance des phénomènes qui interviennent dans le terrain doit être assurée.

2.5.1 Généralités

Pour être en mesure de rendre un système complexe comme celui d'une exploitation minière accessible aux simulations numériques, des nombreux phénomènes naturels doivent être pris en compte. Cela demande un grand nombre d'études pour enfin pouvoir tenter la traduction de la «réalité» dans un «modèle numérique» simplifié.

Typiquement, on caractérise le terrain par ses propriétés

- géologiques
- géométriques
- physico-chimiques
- hydrogéologiques et
- géomécaniques.

Pour mieux connaître la géologie, on se sert souvent des mines voisines. Idéalement, on peut accéder au même gisement dans lequel la nouvelle mine sera située ce qui permet de meilleures interprétations du terrain. Sinon, il faut faire des campagnes de sondages, ce qui présente l'inconvénient d'être très coûteux.

Pendant l'exploitation, on introduit des sondes sonar dans la cavité qui permettent la construction d'une image tridimensionnelle du vide souterrain. La reconnaissance géométrique pose alors moins de problèmes.

La roche, par contre, peut entrer en interaction physico-chimique avec l'atmosphère, l'eau douce ou la saumure. La réaction du terrain, exposé à des conditions physico-chimiques différentes, est généralement mal connue. Les carottes des sondages devraient être immédiatement conservées afin d'éviter toute détérioration pendant leur stockage. Malheureusement, elles sont souvent en contact avec les agents atmosphériques avant être soumises aux essais dans un laboratoire. Les résultats obtenus ne correspondent alors plus à la réalité in situ, et une compensation numérique de résultats aussi biaisés semble difficile.

Les subsidences à la surface nous donnent des indications très importantes sur le comportement du terrain. Leurs apparitions permettent une meilleure compréhension du processus de foudroyage et du rôle des strates subjacentes (du point de vue mécanique). A l'aide des méthodes inverses, on arrive à mieux déterminer le comportement du terrain.

L'apparition d'un effondrement brutal apporte des renseignements supplémentaires très intéressants : En observant les diverses pentes naturelles du terrain, la prédiction du comportement du terrain pendant la rupture s'améliore.

2.5.2 Géométrie

Le suivi à intervalles réguliers du processus de lixiviation permet en général une bonne reconstruction de la géométrie souterraine. Néanmoins, en fonction de la technologie utilisée, les résultats diffèrent de la réalité in situ. Les erreurs de mesure sont liées à la détection du pic d'un signal sonore, l'angle d'ouverture de l'émetteur, la vitesse du son estimée dans le milieu, la diffraction du signal et l'orientation de la sonde vers le nord magnétique (Société SOCON, [63]). Alors que les sondes récentes savent compenser des fautes de mesures liées aux phénomènes physiques, la marge d'erreur est assez grande avec les anciennes méthodes de mesure (par exemple $\pm 10\%$ d'erreur en volume seulement lié à la méconnaissance de la vitesse du son).

Le passage à la modélisation pose un problème différent. La géométrie d'une cavité souterraine est souvent très irrégulière, sans plan de symétrie et avec une paroi rugueuse. Dans la modélisation, on préfère la simulation des cavités lisses et symétriques. L'adaptation du modèle à la réalité se fait en coupant la vraie géométrie avec des plans horizontaux. L'intersection du volume avec le plan donne un polygone auquel on fait correspondre un cercle de même aire. Ainsi, la vraie géométrie est transformée en un modèle avec une axe de révolution.

2.5.3 Caractéristiques mécaniques de la roche

Le comportement du massif dépend en grande partie des caractéristiques mécaniques des roches qui le constituent. L'hétérogénéité et la complexité naturelle des dépôts rend une simulation numérique du comportement rocheux très difficile. En choisissant des échantillons «représentatifs», on essaie de reconstruire une loi du comportement de la couche. Malgré cela, ce travail s'avère très long et difficile et nécessite souvent l'utilisation de la statistique (évaluation de la distribution des données, de la valeur moyenne et de l'écart-type,...).

Dans la plupart des cas, il existe un certain nombre de lois de comportement classiques qui sont intégrées dans les codes de calculs, par exemple :

- Loi d'élasticité de Hooke
- Critères de rupture de Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown, von Mises, CamClay
- diverses lois d'elastoviscoplasticité

Normalement, le spécialiste de la mécanique des roches fait des suppositions sur le comportement mécanique selon la roche testée, et il choisit ainsi des essais adaptés pour pouvoir paramétrer la loi. Dans tous les essais, le jeu des paramètres suivant est relevé :

- le module de Young E
- le coefficient de Poisson ν
- la résistance à la rupture en compression simple R_c
- la résistance à la rupture en compression triaxiale
- la résistance à la rupture en traction simple R_t

Avec ces paramètres, on calcule ensuite les paramètres *cohésion* C et *angle de frottement interne* ϕ du critère Mohr-Coulomb.

Quand l'échantillon rentre en plasticité, d'autres paramètres sont retenus :

- le coefficient de Poisson plastique ν_{pl} , mesuré par la dilatation volumique de l'échantillon
- la résistance résiduelle du matériau après la rupture R_r
- la déformation nécessaire pour arriver à la résistance résiduelle en compression simple

Les deux dernières données permettent de déterminer le module d'écrouissage H .

En viscoplasticité, on peut encore mesurer

- l'effet du temps et d'un déviateur constant sur la déformation viscoplastique
- l'effet de la température sur la déformation viscoplastique

Tous ces paramètres sont relevés au cours d'essais de compression réalisés à l'aide de presses hydrauliques ; la résistance en traction est mesurée à l'aide de l'essai Brésilien ; les essais pour déterminer les caractéristiques viscoplastiques peuvent se dérouler par exemple dans des cellules triaxiales sous pression constante ou avec des paliers de contraintes et de température.

D'autres valeurs qui sont toujours relevées sont :

- la vitesse du son v_p dans l'échantillon (généralement dans la direction longitudinale)
- les dimensions de l'échantillon (largeur \times hauteur \times diamètre)
- la masse de l'échantillon

Si on soupçonne une anisotropie de la roche, on essaie d'effectuer des essais aussi dans les autres directions, notamment parallèlement et perpendiculairement au plan de l'hétérogénéité. Malheureusement ceci pose un problème pratique car les échantillons proviennent souvent des carottes de forage où un prélèvement des échantillons dans une autre direction devient difficile.

2.5.4 Traitement des hétérogénéités du terrain

On a vu dans le chapitre précédent que, dans la modélisation, on a tendance à simplifier la réalité pour rendre le problème accessible aux méthodes numériques dont on dispose. Des strates, identifiées dans un modèle numérique, représentent un ensemble des roches ayant plus ou moins le même comportement. En réalité, ces strates «idéalisées» sont composées d'une multitude des bancs de diverses roches, tous avec des caractéristiques différentes. Parfois il devient inévitable de passer par une étape d'homogénéisation afin de pouvoir représenter la strate correspondante avec une approche de milieu continu.

Salamon [57] a montré une méthode d'homogénéisation en utilisant un milieu équivalent au massif stratifié. On postule dans cette analyse que les couches sont homogènes, isotropes transverses, et que leur puissance et leur propriétés élastiques varient aléatoirement. En plus, on fait l'hypothèse que la masse rocheuse reste continue après sa déformation, et qu'il n'y aura pas de déplacement relatif dans les interface entre les couches. L'analyse des coefficients d'élasticité homogénéisés repose sur la comparaison de deux cubes de taille identique, dont l'un est coupé dans du massif rocheux, l'autre dans le matériau homogène équivalent. En admettant que les strates dans le cube soient parallèles les unes aux autres, un couple de faces du cube rocheux est coupé parallèlement, les deux autres perpendiculairement à cette stratification. La longueur des arêtes du cube doit être assez grande pour représenter le massif rocheux.

Un cube ainsi défini possède une symétrie axiale. Son comportement sera donc invariant par rotation autour de l'axe perpendiculaire à la stratification. Le milieu équivalent sera par conséquent aussi isotrope transverse, les relations contraintes-déformation sont décrites par :

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E_1}(\sigma_{11} - \nu_1\sigma_{22} - \nu_2\sigma_{33}), \quad (2.3)$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E_1}(-\nu_1\sigma_{11} + \sigma_{22} - \nu_2\sigma_{33}), \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{\nu_2}{E_1}(-\sigma_{11} - \sigma_{22}) + \frac{1}{E_2}\sigma_{33}, \quad (2.5)$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{\sigma_{12}}{G_1}, \quad \varepsilon_{13} = \frac{\sigma_{13}}{G_2}, \quad \varepsilon_{23} = \frac{\sigma_{23}}{G_2}, \quad (2.6)$$

où l'axe x_3 est perpendiculaire à la stratification et

$$G_1 = \frac{E_1}{2(1 + \nu_1)}. \quad (2.7)$$

Pour évaluer les cinq coefficients d'élasticité indépendants (dans les équations 2.3 à 2.6), les distributions en contraintes et déformations les plus simples *admissibles* dans le cube rocheux sont utilisées. Finalement, les résultats sont obtenus en assurant que les énergies de déformation stockées dans les deux cubes sont identiques. Pour des raisons de facilité, les équations présentées ici ne sont valables que dans le cas des couches isotropes, où la $i^{\text{ème}}$ couche possède des modules de Young E_i , des coefficients de Poisson ν_i et des épaisseurs h_i .

Admettons que la dimension de l'arête du cube soit L , et que $\varphi_i = \frac{h_i}{L}$ pour tout $i = 1, 2, \dots, n$ ou n représente le nombre des couches présentes dans le cube, alors $\sum \varphi_i = 1$. Toutes les sommes seront par la suite entre $i = 1$ et n .

En faisant quelques hypothèses (pour E_2 et ν_2 : $\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = 0$; pour E_1 et ν_1 : $\varepsilon_{22} = 0$, $\sigma_{33} = 0$, voir en détail dans l'annexe B) les cinq modules deviennent alors :

$$\nu_1 = \frac{\sum \frac{\varphi_i \nu_i E_i}{1 - \nu_i^2}}{\sum \frac{\varphi_i E_i}{1 - \nu_i^2}}, \quad \nu_2 = (1 - \nu_1) \sum \frac{\varphi_i \nu_i}{1 - \nu_i}, \quad (2.8)$$

$$E_1 = (1 - \nu_1^2) \sum \frac{\varphi_i E_i}{1 - \nu_i^2}, \quad E_2 = \frac{1}{\left\{ \sum \frac{\varphi_i (1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)}{(1 - \nu_i) E_i} + \frac{2\nu_2^2}{(1 - \nu_1) E_1} \right\}}, \quad (2.9)$$

$$G_2 = \frac{1}{\sum \frac{\varphi_i}{G_i}}. \quad (2.10)$$

L'équation 2.7 donne avec les relations 2.8 à 2.10 :

$$G_1 = \sum \varphi_i G_i, \quad (2.11)$$

donc le quotient G_1/G_2 sera toujours supérieur à 1 car

$$\frac{G_1}{G_2} = \Phi = \left(\sum \varphi_i G_i \right) \left(\sum \frac{\varphi_i}{G_i} \right) > 1.$$

Si les distributions de E_i , ν_i et φ_i sont connues, les équations 2.8 à 2.10 sont alors utilisables pour estimer les modules d'un milieu équivalent [75].

2.5.5 L'effet d'échelle

Le massif n'est pas seulement constitué de la masse rocheuse mais comprend aussi des fissures et des liquides qui circulent dedans. Les joints subissent une altération, les parois deviennent par la suite ductiles et ne montrent aucune résistance en cisaillement.

Les laboratoires de mécanique des roches souhaitent d'évaluer les caractéristiques du massif rocheux en faisant des essais représentatifs. Pour cela, souvent les carottes *intactes* (sans fissuration ou affaiblissement visible) sont sélectionnées pour être soumises à des essais en compression uni- et triaxiaux. Or, les résultats obtenus de cette manière ne représentent que les caractéristiques d'une roche saine.

Soumettre le massif avec toutes ces inhomogénéités à un tel test n'est physiquement pas possible. Des presses qui peuvent recevoir des échantillons d'un ordre de 100 mètres n'existent évidemment pas. Malgré cela, les recherches, notamment de Hoek et Brown [28], ont montré que la résistance à la compression simple diminue si on augmente la taille de l'échantillon. Les données pour cette constatation proviennent des investigations sur de nombreux piliers de charbon observés dans des mines sud-africaines.

L'influence des joints a été incluse dans diverses formulations empiriques de la stabilité du massif. Bieniawski, Laubscher et Barton sont arrivés à lier empiriquement la résistance du massif (déduit avec leur méthodes de classification du massif rocheux) à la fréquence, l'orientation, l'angle de frottement et le remplissage des joints (Bieniawski (RMR⁴) [6], Laubscher (MRMR⁵) [36], Barton (Q-Value) [4]).

Une approche analytique de Hyun-Koo Moon et Chang-Yong Kim [42] calcule l'influence des joints sur les caractéristiques mécaniques du massif rocheux. Cependant, cette approche ne permet qu'une évaluation du massif quand les caractéristiques de la roche saine *et* des joints sont connues.

L'effet d'échelle sur le processus de rupture a été recherché par divers auteurs (par exemple Archambault [1] et Bahedi [2]) qui ont pu constater que la résistance en cisaillement et en compression (voir figure 2.10, Archambault [1]) subit une diminution importante avec l'augmentation du volume rocheux étudié. Bahedi a observé qu'en dotant des échantillons avec des fissures pré-fabriquées, la résistance de l'échantillon diminue en fonction de la fréquence et l'orientation des «joints» artificiels. D'ailleurs, il constate une diminution de l'angle de frottement interne et une résistance en compression qui s'approche de la résistance résiduelle.

Contrairement aux roches intactes, le massif rocheux est considéré comme n'ayant aucune résistance en traction. Ceci s'explique par la prise en compte des joints qui ne possèdent que des caractéristiques très faibles au niveau de la cohésion et de la résistance en traction.

En ce qui concerne le module de Young, l'effet d'échelle n'est pas clair. Thuro et al. [68] constatent que leurs mesures du module de Young ne montrent aucune évolution avec l'augmentation de la taille de l'échantillon utilisé.

⁴RMR = «Rock Mass Rating»

⁵M.R.M.R = «Mine Rock Mass Rating»

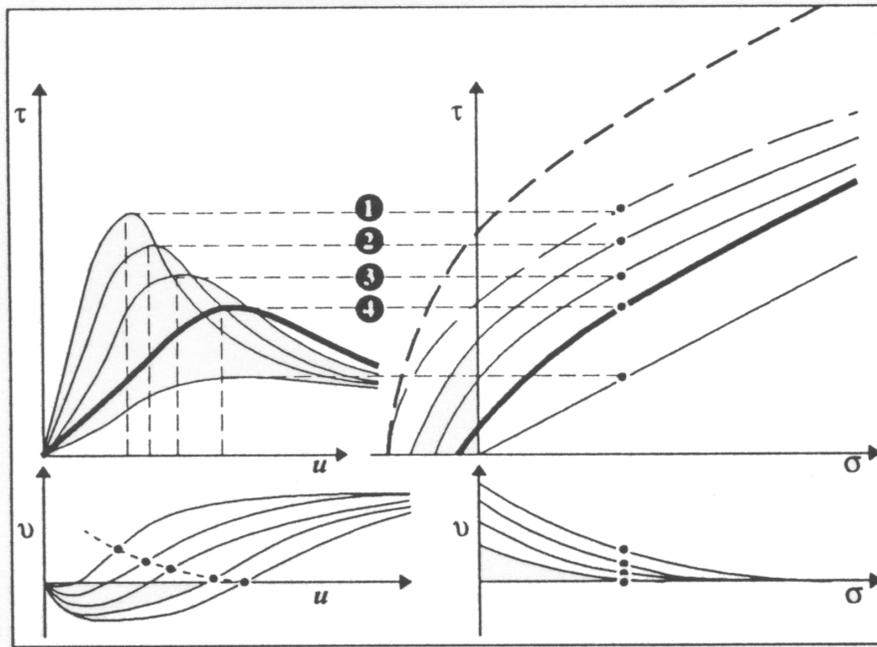


FIG. 2.10: L'évolution des caractéristiques mécaniques de la roche dépendant du volume considéré (1 à 4 = taille d'un échantillon jusqu'à la taille du massif) (Archambault, [1])

Le coefficient de Poisson montre une nette tendance d'augmentation avec la fracturation du massif (Bahedi, [2]).

Pour les calculs numériques, l'utilisation de matériaux homogénéisés sera souhaitable. L'effet d'échelle décrit le changement des caractéristiques mécaniques par rapport à la taille de volume considéré. Le concept du VER (volume élémentaire représentatif) nous donne la grandeur d'un volume à partir duquel toute variation volumique supplémentaire n'a plus d'influence sur le comportement mécanique. L'effet d'échelle s'annule. Habituellement, les simulations numériques ne prennent en compte qu'un matériau homogénéisé équivalent qui représente alors la masse rocheuse entière (Moon, [42]).

2.5.6 L'hydrogéologie

Les propriétés hydrogéologiques d'un terrain jouent un rôle essentiel dans l'évaluation de la stabilité de la structure. Si un matériau possède une certaine perméabilité et porosité, les eaux provenant d'autres formations peuvent s'infiltrer et remplir les pores du banc rocheux. Ceci a des impacts sur le comportement mécanique du matériau. Dans un milieu saturé non drainé, la charge totale σ_{tot} est répartie sur le squelette de la roche où les appuis entre les grains portent la charge dite effective σ_{eff} , et sur la pression du liquide interstitiel p_{fl} . On obtient alors :

$$\sigma_{\text{tot}} = \sigma_{\text{eff}} + p_{fl}$$

Les critères qui font intervenir la contrainte moyenne, comme Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Hoek-Brown, Cam-Clay, etc., sont liés aux valeurs de σ_{eff} . La présence d'une pression interstitielle hydrostatique diminue les contraintes effectives dans la roche, mais le déviateur $s_{ij} = \sigma_{ij} - (tr(\sigma_{ij})/3) \delta_{ii}$, responsable principal de la rupture, reste constant. Sous le même chargement total, une roche avec pression interstitielle est alors beaucoup plus susceptible à se rompre (voir aussi figure 2.11) qu'une roche sèche.

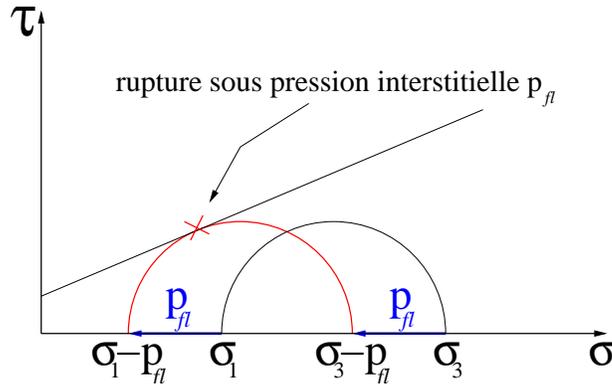


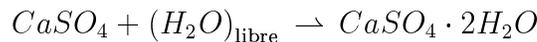
FIG. 2.11: Critère de rupture de Mohr-Coulomb et l'influence d'une pression interstitielle sur la stabilité d'un matériau

Ce phénomène peut s'installer dans des couches de toute perméabilité. Même dans des bancs à faible perméabilité, des fractures naturelles du massif facilitent l'infiltration des liquides (l'eau provenant de l'aquifère au dessus, remplacé peu à peu par la saumure des cavités adjacentes) et une saturation du milieu s'installe. La création des ouvrages souterrains provoque l'apparition de zones fissurées supplémentaires, ouvrant ainsi des voies supplémentaires pour l'infiltration des liquides.

2.5.7 Les interactions physico-chimiques entre le liquide et la roche

Dans la plupart des cas, les dépôts salifères stratiformes sont accompagnés par des bancs anhydritiques qui intercalent les bandes halitiques. Souvent, les anhydrites forment aussi le toit du sel. Le comportement de ces couches anhydritiques en contact avec de l'eau (la saumure) a des répercussions importantes sur la stabilité d'un ouvrage souterrain.

Il n'existe pas de forme stable de l'anhydrite en contact avec l'eau. L'anhydrite absorbe l'eau et change son chimisme interne :



L'anhydrite devient par conséquent du gypse qui possède des propriétés mécaniques inférieures à l'anhydrite. L'anhydrite possède une solubilité relativement forte dans l'eau (jusqu'à 3g/litre) (Gysel, [25]) ce qui dépasse la solubilité du gypse. Dans des considérations de stabilité à la limite d'une rupture, la dissolution dans les appuis et les fissures peut jouer un rôle décisif, au moins à long terme.

Entre les bancs d'anhydrite, on trouve fréquemment des bancs argilo-marneux intercalés. Ils possèdent souvent un fort potentiel d'adsorption d'eau ce qui mène à un gonflement important de ces couches (Gysel [25], Freissmuth [22]). Le changement volumique augmente la sollicitation des bancs d'anhydrite libres, et le processus mène au foudroyage des couches concernées.

Nous estimons que la stabilité d'un toit composé d'anhydrite et d'argilite devrait alors être influencé par la présence de saumure (voir aussi dans le chapitre 3.1.4.1, page 66).

2.6 Choix de la méthode de résolution numérique

La sélection de la méthode numérique à utiliser doit d'une certaine manière refléter l'ensemble des problèmes qui doivent être résolus. Dans cette thèse, les questions auxquelles on essaie de répondre sont :

- la simulation d'un l'effondrement
- la simulation de l'impact d'une exploitation au terrain dans le voisinage d'un ouvrage ancien

Les nécessités d'un point de vue numérique sont :

- Le code employé doit être capable de représenter correctement une structure souterraine complexe en tenant compte des matériaux multiples.
- Chaque matériau ou région peut avoir des lois rhéologiques indépendantes.
- L'influence de l'eau doit être représentée, l'impact de la fissuration ainsi que l'existence des milieux saturés doit être représentable.
- La simulation doit prendre en compte des interfaces entre des matériaux (joints) et ses caractéristiques mécaniques

La complexité de la structure qu'on tente de simuler est assez éloignée d'un cas idéalisé pour lequel existent des résolutions analytiques en 2D et 3D (voir aussi le chapitre 2.5, page 35).

La méthode des frontières («boundary method») ne considère que la frontière des ouvrages souterrains ; le massif est représenté par un milieu continu infini et homogène. Il est très difficile de représenter plusieurs matériaux et des lois de comportements différents (Hoek, [27]).

Les méthodes numériques de résolution fondées sur la théorie des éléments discrets sont déjà beaucoup plus flexibles. L'application typique se fait dans le cas d'un massif rocheux fracturé sous la forme d'un milieu discontinu (Rode, [56]). La discrétisation de la structure est faite en découpant le terrain en blocs, liés par des joints. En revanche, dans le cas où des discontinuités existent dans le massif, mais où leur fréquence, leur orientation et leur taille n'ont pas été évaluées, cette démarche perd sa justification car le paramétrage des joints et le découpage en blocs devient très difficile.

La méthode des éléments finis permet de prendre en compte tous les points nécessaires indiqués ci-dessus. Pour une application, on doit considérer que les hétérogénéités stratigraphiques sont distribuées irrégulièrement et que leur extension est beaucoup plus petite que les dimensions du volume élémentaire représentatif (VER) que l'on considère de l'ordre de 20 m. D'une part, les hétérogénéités stratigraphiques sont aléatoires (à l'intérieur des Marnes, par exemple) et peuvent être homogénéisées selon l'approche de Salamon [57]. D'autre part, les irrégularités entre les lithofaciès peuvent être représentées par des éléments joints. L'interaction avec l'eau peut être prise en compte par des calculs de couplage hydromécaniques car on considère que les couches susjacentes à la formation salifère sont saturées de liquide.

Pour notre problématique, une modélisation numérique par éléments finis nous semble bien adaptée (Rode, [56]), surtout en ce qui concerne le fait que seulement un minimum d'hypothèses serait nécessaire pour suffisamment bien représenter le comportement du terrain.

Chapitre 3

Paramétrage de la simulation numérique

La mise au point d'une simulation du terrain de Gellenoncourt est un processus complexe. Elle nécessite l'implantation des connaissances du terrain ainsi qu'une série d'hypothèses et de simplifications. Ce chapitre décrira comment les données spécifiques de Gellenoncourt s'intègrent dans une simulation, et précisera toutes les techniques à utiliser pour des problématiques similaires.

3.1 Conception d'une simulation numérique du terrain

L'idée consiste à mettre au point un simulateur capable de prévoir toute interaction du terrain avec l'activité minière du sous-sol. Comme méthode numérique de résolution, on a choisi la méthode des éléments finis. La validité des calculs dépend alors d'un jeu de paramètres, bien adaptés au terrain et aux besoins de la modélisation.

Dans le chapitre précédent, la discussion était centrée sur les aspects «physiques» d'une éventuelle modélisation. Dans la réalisation de la simulation, on essaie d'en tenir compte en faisant des simplifications pour rendre la méthode numérique plus efficace. Par la suite, on décrira l'assemblage des données dans un modèle unifié.

3.1.1 La géologie

La géologie locale de Gellenoncourt est peu différente de la géologie régionale (voir l'annexe A). Les strates les plus importantes du terrain local sont :

- Des diverses couches au-dessus de la Dolomie de Beaumont, qui ne jouent pas de rôle particulier dans le modèle final. Le plus grand intérêt est dû à la présence d'un aquifère actif dans cet ensemble d'horizons, le Grès Rhétien. Son toit étant d'environ 50 mètres au dessous de la surface. Avec une épaisseur d'environ 20 mètres, ce grès est de première importance vis-à-vis de l'hydrogéologie du terrain (Combes et Cordier, [12, 15]).

- La Dolomie de Elie de Beaumont, située à une profondeur de 136 à 145 mètres, représente une couche très raide susceptible de supporter une charge beaucoup plus grande que les autres strates.
- Le Grès à Roseaux, une couche plutôt homogène, au dessous de la dolomie, d'une épaisseur d'environ 25 mètres.
- les marnes versicolores, qui comprennent une multitude de couches d'anhydrite intercalées avec des argiles de différentes compositions chimiques. Malgré leur variabilité, le modèle ne prendra en compte qu'un seul matériau «équivalent».
- La formation halitique, notamment les unités N, O et P (voir l'annexe A, page 150) sera identifiée par les calculs comme un seul matériau. Les différences en teneur du sel n'ont pas été prises en compte, car les paramètres mécaniques du sel obtenus dans la concession de Cauroy (Tijani et Vouille, [71]) n'apportent aucune indication sur cette question.
- Les marnes du mur, ou aussi nommées «unité M» intercalent la formation halitique, forment la dernière lithostratè comprise dans la modélisation. Bien qu'il y ait d'autres formations sousjacentes, le modèle numérique sera limité par cette couche.

Le tableau suivant (3.1) montre les cotes des strates ainsi définies dans plusieurs puits (SG1 à SG 10). Figure 3.1 montre une représentation 3D de quelques horizons géologiques différents.

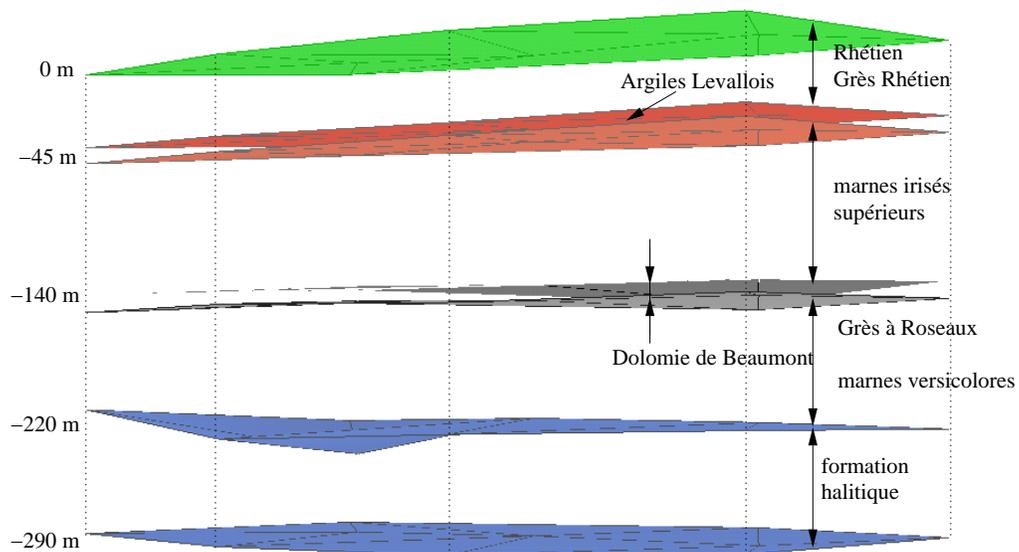
Puits SG		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Coordonnées	x (Nord)	116 114	116 151	115 939	115 992	116 034	115 821	115 858	116 011	115 722	115 871,5
	y (l'Est)	898 144,6	898 309	898 242	898 426	898 319	898 377	898 551,6	898 561	898 535,5	898 660
Niveau (N.G.F.)											
Surface		244,75	246,92	248,13	250,23	248,215	254,411	254,58	251,367	258,574	251,919
Argiles de Levallois	Toit	198,75	201,42	200,13	206,13	203	203,411	209	208	210,5	209,4
	Mur	188,75	194,92	191,13	198,73	192	196,411	201	197	203	199,9
Dolomie de Beaumont	Toit	106	109	109	113,23	112	112,5	117	98	117,574	115,919
	Mur	95	100,7	102	103,76	103	104	108	102	110,574	105,919
Formation Salifère	Toit	33,75	25,52	23,13	33,23	28,22	31	36	30	37,5	31,9
	Mur	-44,25	-39,58	-39,74	-37,27	-37,84	-36	-33,25	-33,483	-27,826	-29,581

TAB. 3.1: Coordonnées et informations géologiques concernant les puits SG1 à SG10. Le mur des Argiles de Levallois marque le toit du Grès Rhétien.

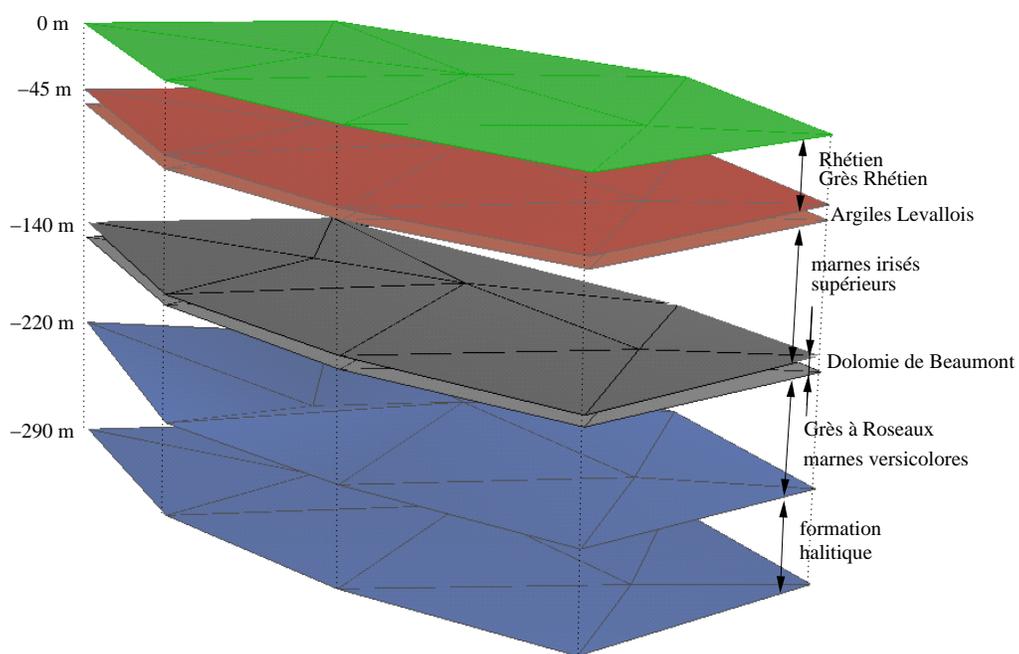
La figure 3.1 montre bien le parallélisme des couches géologiques du terrain de Gellenoncourt. Dans la modélisation de la géologie à proximité de SG4/5, on simplifie alors la situation réelle en admettant que les bancs rocheux sont horizontaux. Les cotes provenant des sondages géologiques détaillés de SG4 et SG5 (A. Buffet, [9]) ont été moyennées afin d'obtenir un modèle géologique final (voir tableau 3.2). Au cours de cette adaptation, les marnes du mur ont été prolongées jusqu'à une profondeur de 500 mètres. Ceci permettra d'avoir un modèle assez large pour que l'influence du bord soit minimale.

3.1.2 La géométrie

La Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est a effectué une surveillance régulière du développement de ses cavités. On possède ainsi un grand nombre de coupes verticales et horizontales des parois de toutes les cavités dans le champ d'exploitation. Les anciennes coupes étant sur papier, des techniques de numérisation ont été utilisées



(a) Point de vue horizontal des niveaux géologiques



(b) Vue générale de la situation géologique du terrain à Gellenoncourt

FIG. 3.1: Visualisation de la géologie sur la base des données provenant des puits SG1 à SG10

Nom de la formation	Profondeur [m]
Matériaux au dessus de la dolomie	0 - 136
Dolomie de Beaumont	136 - 145
Grès à Roseaux	145 - 170
marnes versicolores	170 - 230
Sel	230 - 287
marnes du mur	287 - 500

TAB. 3.2: Géologie «idéalisée» employée dans les simulations du terrain de Gelle-noncourt

pour transformer les coordonnées (r, φ, z) dans le système cartésien (x, y, z) (voir figure 3.2). Toutes les coupes provenant de la même cavité permettent ensuite l'interprétation d'un volume correspondant. Avec des mesures répétées tous les ans, on obtient finalement l'évolution de la cavité dans le temps.

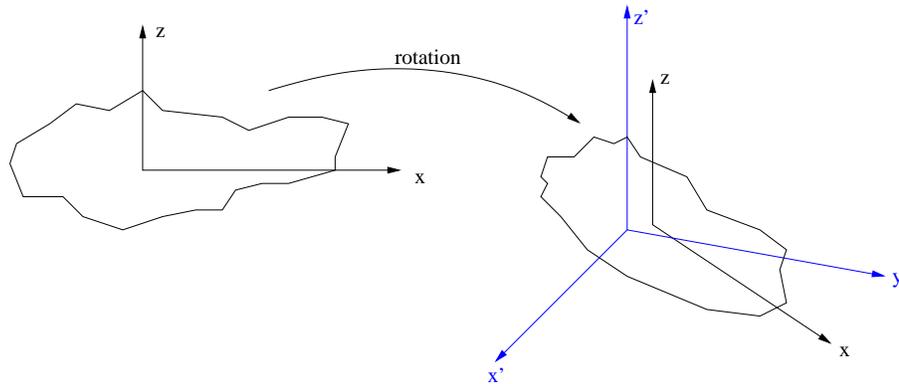


FIG. 3.2: Transformation schématique d'une coupe verticale dans le système cartésien du modèle en 3D

Lors de ce travail, on avait remarqué que l'exactitude des mesures n'était pas toujours satisfaisante, on a pu observer des volumes vides dans le toit qui ont disparu l'année suivante. On estime que les données de base obtenues par la CSME possèdent parfois des marges d'erreur d'environ 10 mètres sur le positionnement exact de la paroi. C'est surtout le cas pour des points de mesure très éloignés du puits d'accès.

L'évolution des cavités ainsi soigneusement enregistrée permet la reconstruction de la géométrie jusqu'à l'effondrement. Par contre, la période de lixiviation entre 1995 et 1998 n'a pas pu être accompagnée par des mesures en sous-sol à cause du risque d'effondrement (voir aussi chapitre 1.3.3, page 10). Les calculs simples de la page 10 (chapitre 1.2) montrent que la dissolution avait la possibilité d'élargir la cavité d'environ 3 mètres. On peut aussi admettre que la plupart de cette dissolution a été effectuée dans les horizons situés en haut de l'unité P, donnant la forme typique d'un «sombbrero inversé» (Mills, caverne type «X» [40], voir aussi la figure 2.3, page 22). On peut imaginer aussi que la lixiviation ait eu lieu ailleurs (dans les puits tout autour, dans les conduites etc.), donc que la cavité n'ait pas du

tout augmenté de volume. Quelle que soit son influence, on n'a pas observé l'effondrement immédiatement après cette période de lixiviation. On a alors décidé de garder l'ancienne géométrie comme dernière donnée connue.

La dissolution de la cavité SG4/5 n'a pas été régulière, des courants d'eau et de saumure ont privilégié son développement dans une direction préférentielle, la cavité a pris un aspect plutôt ellipsoïdal que axisymétrique. Compte tenu des solubilités différentes entre les horizons, la surface effective de la cavité ne peut jamais être aussi lisse qu'on le voulait. La jonction de SG4 et SG5 a enfin anéanti toute possibilité d'une géométrie simple.

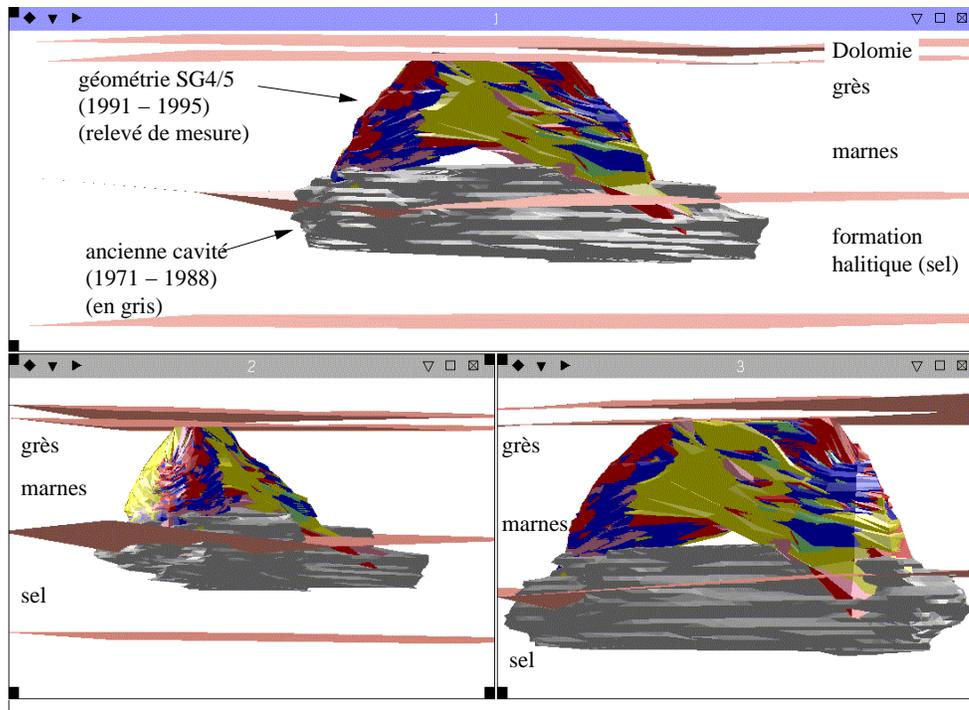
Malgré la complexité de la géométrie réelle (voir figure 3.3), la première approche d'une modélisation devrait être assez simple et rapide pour pouvoir mieux étudier le comportement du terrain. Le dépouillement des clichés a fait ressortir l'image d'une cavité elliptique en projection horizontale, avec une pente de la paroi d'environ 60° (on trouvera plus de détails dans le tableau 3.3). Les dimensions relevées en 1995 (date du dernier sondage effectué) ont mis en évidence une forme elliptique de 22 par 85 mètres juste au dessous de la Dolomie de Beaumont et de 132 par 189 mètres à la profondeur correspondant à l'interface entre le sel et les marnes versicolores (voir tableau 3.3 et figure 3.4). On a ensuite essayé d'approcher la cavité SG4/5 tridimensionnelle avec deux modèles simplifiés :

- Un modèle en déformation plane, représentant une coupe perpendiculaire à l'axe horizontal dans la longueur de la cavité (voir figure 3.4 c). Comme la cavité montre un développement vers une direction privilégiée, on peut considérer le problème celui d'un long tunnel. Un approche en 2D en déformation plane ou contrainte plane devient alors possible.
- Un modèle en axisymétrie. Ici, on considère que la forme elliptique réelle a des répercussions importantes sur le comportement mécanique du système, ce qui pourra mieux être pris en compte par un modèle «pseudo-3D» (voir figure 3.4 b). Dans ce cas, on interpole une ellipse à chaque niveau de la cavité réelle. En préservant les aires, ces ellipses ont été transformés en cercles correspondants.

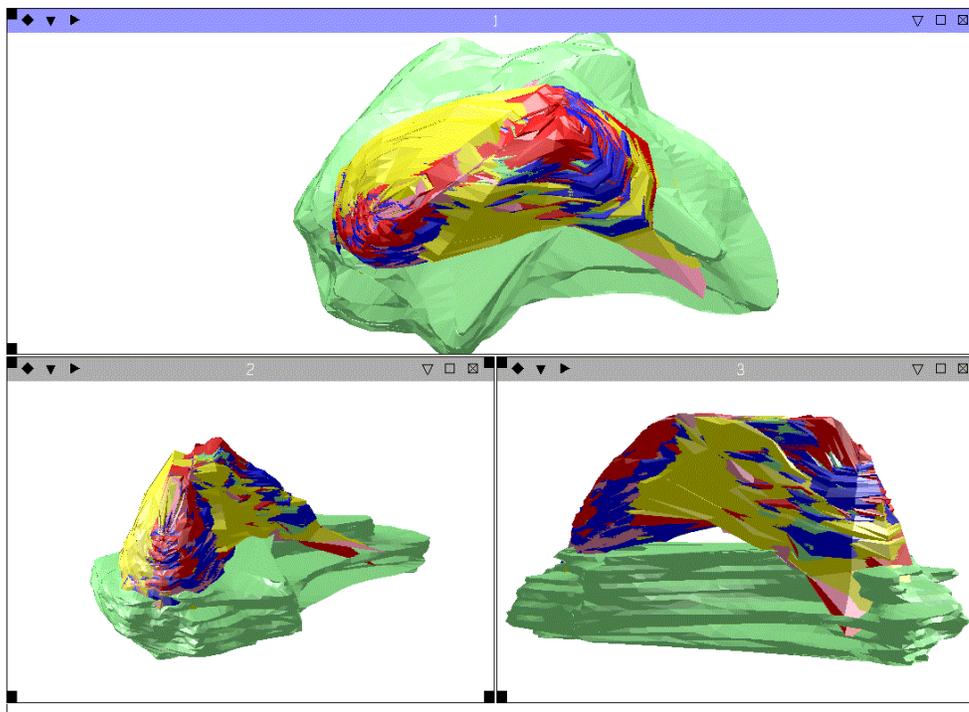
Leur dimensionnement exact figure dans le tableau 3.3. La géométrie déduite est visualisée sur la figure 3.5.

Profondeur z	Diamètres elliptiques		Aire correspondant $= \pi ab [m^2]$	modèle axisymétrique		modèle en déformations planes	
	2a	2b		rayon équiv.	rayon adapté	largeur cavité	pente paroi [°]
-145	85	22	1 468,69	21,62	21,62	22	—
-170	125	52	5 105,09	40,31	40,31	52	53,22
-220	179	95	13 355,7	65,2	65,2	95	63,54
-232	189	132	19 594,11	78,97	71,2	132	63,44
-237	186	119	17 384	74,39	71,2	119	90
-245	195	80	12 252,21	62,45	62,45	80	42,44
-250	172	45	6 078,98	43,99	43,99	45	15,15
-255	80	30	1 884,96	24,49	24,49	30	14,39

TAB. 3.3: Données géométriques sur la cavité SG4/5 et leur valeurs adaptées pour la modélisation

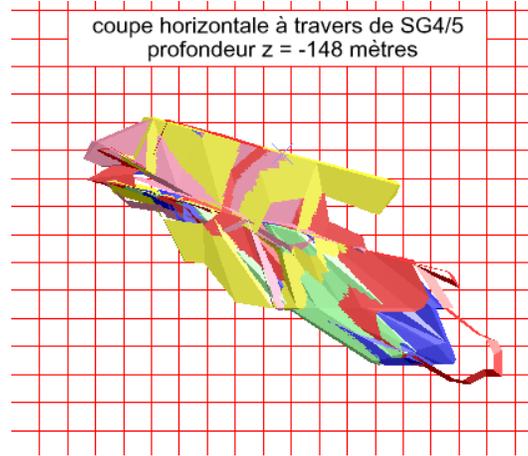
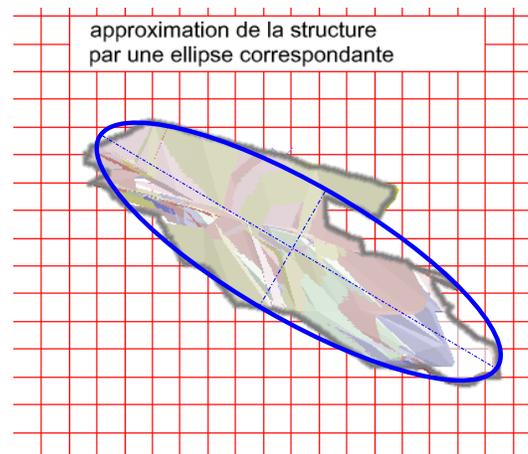


(a) point de vue horizontale par rapport à la cavité SG4/5. Indication des couches stratigraphiques.

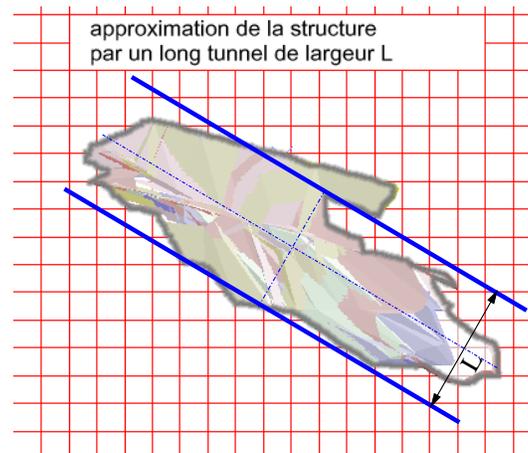


(b) vue d'en haut sur la cavité SG4/5

FIG. 3.3: Géométrie complexe de la cavité SG4/5 étudiée en contenant les mesures d'ultrason entre 1971 et 1995 (modélisation utilisant Surpac)

(a) coupe horizontale à $z=-148$ mètres

(b) interprétation elliptique



(c) interprétation tunnel

FIG. 3.4: Coupe horizontale de la cavité SG4/5 (à $z = -148$ mètres)

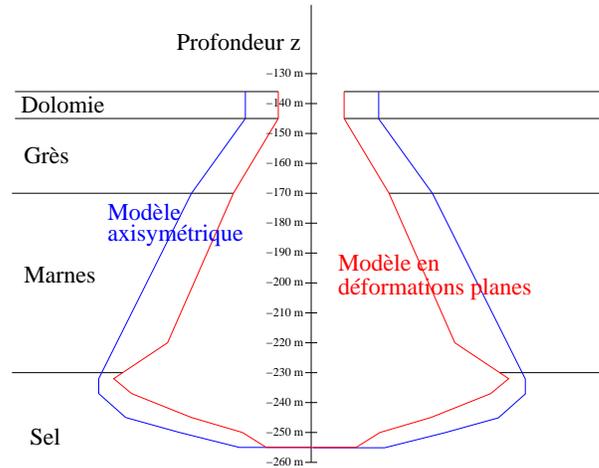


FIG. 3.5: Géométrie du modèle en axisymétrie (ligne bleue) et en déformations planes (en rouge)

3.1.3 Paramètres mécaniques des roches

Les caractéristiques mécaniques des roches provenant de la région autour des exploitations de Gellenoncourt ont été étudiées bien avant l'apparition d'un cratère. Notamment le comportement mécanique des diverses strates présentes – la Dolomie de Beaumont (Vouille et Humbert [79]), la formation halitique (Tijani et Vouille [71]) et les marnes du mur (Vouille, [78] – a été étudié bien avant l'effondrement. Un sondage récent (SGrA, 2001) a retiré de nouvelles carottes provenant de la concession de Drouville. Après une présélection des parties les plus représentatives, des essais sur le Grès à Roseaux, les marnes versicolores et les marnes du mur ont été effectués par le laboratoire de mécanique des roches du CGES de l'Ecole des Mines de Paris (Humbert, [30]).

L'ensemble des paramètres mécaniques des roches provenant de toutes campagnes d'essais est présenté dans le tableau 3.4.

Matériau	E [MPa]	ν	C [MPa]	ϕ	ϕ_r	Loi de comportement présumée
Dolomie de Beaumont	47 000	0,25	16,1	58,5	59,9	élasto-plastique post-rupture (Coulomb tronqué)
Grès à Roseaux	6 350*	0,13	5,4	20	?	élasto-plastique post-rupture (Coulomb tronqué)
marnes versicolores	17 600*	0,28	5	44	?	élasto-plastique post-rupture (Coulomb tronqué)
Sel	26 400	0,19	—	—	—	visco-plastique (loi de Lemaitre)
marnes du mur	1 630	0,26	1,2	20	—	élasto-plastique post-rupture (Coulomb tronqué)

Matériau	R_c [MPa]	R_t [MPa]	K	K_r	α	β_s	K_s	ρ [kg/m ³]	vitesse [m/s]
Dolomie de Beaumont	114	9,5	12,7	13,8	—	—	—	2 700	4 900
Grès à Roseaux	29,4*	?	2,09	?	—	—	—	2 450	2 480*
marnes versicolores	25*	?	5,56	?	—	—	—	2 700	3 660*
Sel	—	—	—	—	0,303	3,4	1,5	2 130	4 440
marnes du mur	3,45	?	2,09	?	—	—	—	2 500	2 200

TAB. 3.4: Paramètres mécaniques initiaux (les valeurs dotées d'un étoile (*) ont été évaluées en ayant recours aux méthodes statistiques)

Durant les campagnes d'essais, une loi de comportement pour chaque type de roche a été interprétée. Dans le cas du Grès à Roseaux et des marnes versicolores, un post-traitement, utilisant des mesures supplémentaires et des méthodes de la statistique, a été effectué (voir : chapitre 3.1.3.2).

Les comportements de la Dolomie de Beaumont, du Grès à Roseaux, des marnes versicolores et des marnes du mur ont été représentés par un modèle élasto-plastique post-rupture basé sur le critère de Mohr-Coulomb. Ce modèle rhéologique comporte les paramètres suivant qui peuvent être déterminés par des essais triaxiaux : E (le module de Young), ν (le coefficient de Poisson), R_c (la résistance en compression simple), les résistances de rupture en chargement triaxial et R_t (la résistance en traction indirecte). A partir de ces données, on calcule les paramètres C (la cohésion) et ϕ (l'angle de frottement interne) selon les équations de Mohr-Coulomb pour la frontière du domaine élastique :

Le domaine élastique D_{el} est défini par :

$$D_{el} = \{(\sigma_{ij}; \xi) \mid f(\sigma_{ij}, \xi) \leq 0\}$$

(où ξ représente la variable d'écoulement et $f(\sigma_{ij}, \xi)$ le critère de Mohr-Coulomb). La frontière du domaine élastique ($f(\sigma_{ij}, \xi) = 0$) est décrite par :

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= K\sigma_3 + R_c(\xi) \\ \text{avec } R_c(\xi) &= R_c \left(1 - \frac{R_c - R_r}{R_c} \cdot \frac{\xi}{\xi_{max}}\right) \quad \text{si } 0 < \xi < \xi_{max} \\ \text{et } R_c(\xi) &= R_r \quad \text{si } \xi > \xi_{max} \end{aligned}$$

(conventions adoptées : compressions positives, et $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ telles que $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$).

On a des relations :

$$K = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$$

et

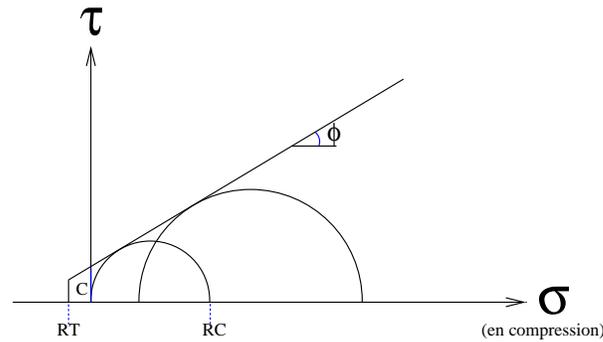
$$C(\xi) = \frac{R_c(\xi) \cdot (1 - \sin(\phi))}{2 \cos(\phi)}$$

Avec le potentiel plastique P , on définit les incréments de déformation plastique : $d\varepsilon_{ij}^{pl} = d\lambda \frac{\partial P}{\partial \sigma_{ij}}$. Le critère est dit associé si $P = f(\sigma_{ij}, \xi)$

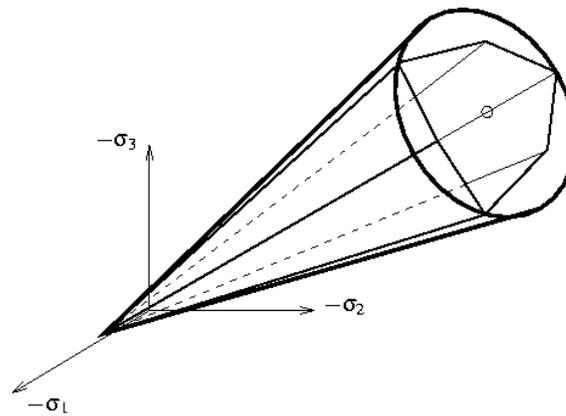
Le critère est représenté sur la figure 3.6 a. Le modèle est *tronqué* dans le domaine des tractions par la résistance à la traction.

La figure 3.6 b montre le critère de Mohr-Coulomb (section déviatorique hexagonale) et celui de Drucker-Prager (section déviatorique circulaire) défini par : $F(\sigma_{ij}) = J(\sigma_{ij}) - \alpha \cdot tr(\sigma_{ij}) - \beta$, où $J(\sigma_{ij}) = \sqrt{3J_2}$ et J_2 représente le second invariant du déviateur

des contraintes. Les essais couramment effectués en mécanique de roche sont des essais cylindriques de compression, par conséquent, ils ne permettent pas de faire le choix entre le critère de Mohr-Coulomb et celui de Drucker-Prager. En effet, ces deux critères peuvent être choisis équivalents sur les arêtes de compression ($\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$). Les paramètres de Drucker-Prager sont alors reliés aux paramètres de Mohr-Coulomb par les formules : $\alpha = \frac{K-1}{K+2}$ et $\beta = \frac{3R_c}{K+2}$.



(a) Critère de Mohr-Coulomb tronqué dans le plan de Mohr



(b) Critère de Mohr-Coulomb et de Drucker-Prager dans l'espace des contraintes principales

FIG. 3.6: Critère de Mohr-Coulomb tronqué en 2D et 3D (en comparaison avec le critère conique de Drucker-Prager)

Dès que la rupture a été initiée, la loi change. La partie post-rupture est contrôlée par l'évolution de la variable d'écroutissage ξ , qui varie entre zéro et une valeur ξ_{max} , ce qui indique que le matériau a atteint la phase résiduelle avec une résistance en compression simple de R_r .

Le cas de $R_r < R_c$ (écroutissage avec radoucissement) a été représenté sur la figure 3.7. Les traits noirs dans cette figure décrivent le comportement en post-rupture pour un matériau en compression simple dans l'espace contraintes / déformations $\sigma - \varepsilon$.

Dans le cas d'un chargement triaxial et d'un confinement supérieur à l'état précédent, la courbe effort-déformation dans le domaine post-rupture se décale parallèlement à la courbe en compression simple avec les mêmes pentes E (Module de Young) ainsi que le point d'apparition du comportement résiduel (voir : les traits bleus dans figure 3.7).

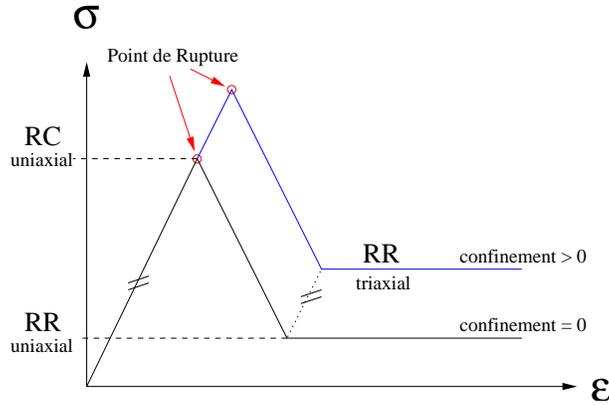


FIG. 3.7: Courbe contrainte-déformation pour des essais de compression triaxial à différentes pressions de confinement

Le comportement du sel diffère des autres matériaux. Il est possible d'associer la loi viscoplastique de Lemaître à ce matériau. La loi générale est décrite par :

$$\dot{\varepsilon}_{ij}^{vp} = A \cdot (\varepsilon_{eq}^{vp})^m (Q)^n \frac{\partial Q}{\partial \sigma_{ij}}$$

d'où

$$\varepsilon_{eq} = \sqrt{\frac{2}{3}(\varepsilon_1^2 + \varepsilon_2^2 + \varepsilon_3^2)}$$

et

$$Q = J = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_2)^2]}$$

Pour le cas d'un essai de fluage cylindrique avec un confinement constant et un déviateur constant σ_D imposé à la date $t = 0$, la déformation différée axiale s'écrit :

$$\varepsilon_1^{vp}(t) = \left(\frac{\sigma_D}{K_s}\right)^{\beta_s} \cdot t^\alpha$$

Pour l'application, il suffit de transformer (A, m, n) en (K, α, β_s) par les équations suivantes :

$$\alpha = \frac{1}{1-m}, \quad \beta = \frac{n}{1-m}$$

3.1.3.1 Mesure de la vitesse du son

L'existence d'un nouvel échantillonnage du terrain de Gellenoncourt nous a amené à effectuer une série de tests supplémentaires. Partant avec l'idée de confirmer les données obtenues lors des essais uni- et triaxiaux, cette campagne devait renseigner sur la distribution des caractéristiques des roches dans le massif. Les essais ont été effectués sur 16 mètres de carotte (huit mètres dans le grès et huit mètres dans les marnes versicolores). 36 mesures de vitesse du son ont été effectuées sur le Grès à Roseaux avec un espacement d'environ 20 centimètres. En ce qui concerne les marnes versicolores, 41 mesures de vitesse du son ont été prises le long de la carotte (voir aussi les données expérimentales dans l'annexe C).

Confronté à un temps de préparation des échantillons important, nous avons décidé de mesurer les vitesses du son *perpendiculairement* à l'axe des carottes. Pour valider cette approche, quelques essais ont été effectués sur des échantillons considérés étant isotropes (gypse, granite, métal, béton, grès). Les résultats (voir dans l'annexe C.1) montrent que les mesures entre les directions verticale (parallèlement à l'axe) et horizontale peuvent varier entre 2 et 16%. Cette différence a son origine dans des erreurs de mesure qui se superposent avec une éventuelle anisotropie de l'échantillon.

Pour quelques échantillons, nous avons évalué la vitesse du son axiale *et* leur résistance en compression simple. Ces données nous ont permis de relier les caractéristiques mécaniques de la roche avec la vitesse du son. Pour mieux rendre connaître l'anisotropie naturelle de la roche, nous avons aussi mesuré la vitesse du son sur des échantillons cubiques (voir figure 3.8). Quatre cubes, deux du Grès à Roseaux et deux des marnes versicolores, ont été retirés et testés. Les résultats figurent dans les tableaux 3.5 a à 3.5 d. A cause d'une quantité d'échantillons assez faible, il s'avérait difficile de faire des prédictions sur l'anisotropie des matériaux. Dans notre cas, le grès semble très isotrope, les marnes montrent une légère anisotropie.

Sauf sur quelques exceptions, les vitesses du son verticales ont été toujours *inférieures* aux vitesses horizontales. On a pu remarquer une nette variation des vitesses dans le Grès à une profondeur de $z = -152$ mètres, ce qui indique l'existence de grès aux comportements mécaniques différents (voir figure 3.9 a). Les marnes versicolores de leur côté ont montré une forte variabilité des vitesses entre 2 700 et 6 200 [m/s]. Cette variation n'a pas pu être liée avec la profondeur des échantillons (figure 3.9 b), on constate à l'oeil nu que les valeurs sont distribuées aléatoirement.

Durant le sondage SGrA, aucune diaggraphie n'a été effectuée (sauf celle du rayon gamma). Il aurait été intéressant de disposer d'un log de la vitesse du son sur toute la profondeur du forage.

Les résultats des mesures de la vitesse du son nous ont ainsi amenés à pouvoir définir 2 types de grès ayant des caractéristiques physiques différentes. Cette différence est probablement liée à la cimentation de la matrice carbonatée entre les grains. Les marnes versicolores à leur tour montrent une forte dispersion de la vitesse du son. Pour être en mesure de quantifier suffisamment bien les paramètres physiques de ces strates argilo-anhydritiques, il a fallu recourir aux méthodes statistiques.



FIG. 3.8: Échantillons cubiques des marnes versicolores

Échantillon 1 : Grès à z=-151,40 mètres				Structure de l'échantillon	
Direction mesurée	Longueur arête [mm]	Temps [μ s]	Vitesse [m/s]		
Verticale	44,56	18,5	2 409	v vertical = 2 409 [m/s]	fracture horizontale!!
Horizontale 1	41,6	11,5	3 617	v hor. moy. = 3 499 [m/s]	
Horizontale 2	45,3	13,4	3 381	v vertical = 69% v hor.	

Échantillon 2 : Grès à z=-152,00 mètres				Structure de l'échantillon	
Direction mesurée	Longueur arête [mm]	Temps [μ s]	Vitesse [m/s]		
Verticale	42,0	11,4	3 684	v vertical = 3 684 [m/s]	homogène
Horizontale 1	43,06	11,4	3 777	v hor. moy. = 3 866 [m/s]	
Horizontale 2	43,1	10,9	3 954	v vertical = 95% v hor.	

Échantillon 3 : Marnes à z=-196,69 mètres				Structure de l'échantillon	
Direction mesurée	Longueur arête [mm]	Temps [μ s]	Vitesse [m/s]		
Verticale	41,9	8,1	5 173	v vertical = 5 173 [m/s]	1 joint horizontal
Horizontale 1	41,5	7,1	5 845	v hor. moy. = 5 848 [m/s]	faible stratification
Horizontale 2	46,8	8,0	5 850	v vertical = 88% v hor.	

Échantillon 4 : Marnes à z=-194,90 mètres				Structure de l'échantillon	
Direction mesurée	Longueur arête [mm]	Temps [μ s]	Vitesse [m/s]		
Verticale	43,6	13,4	3 254	v vertical = 3 254 [m/s]	pas de structure orienté
Horizontale 1	42,96	9,2	4 670	v hor. moy. = 4 873 [m/s]	des gros cristaux
Horizontale 2	46,7	9,2	5 076	v vertical = 67% v hor.	

TAB. 3.5: Résultats des mesures des vitesses du son des échantillons cubiques des marnes versicolores et du Grès à Roseaux.

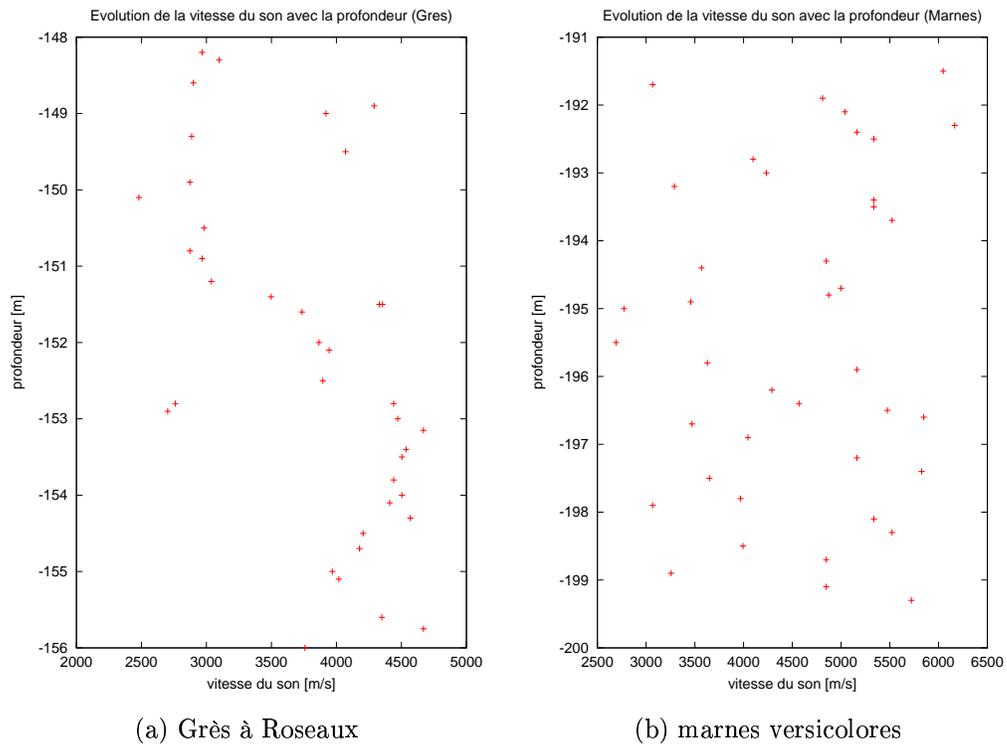


FIG. 3.9: Évolution de la vitesse du son avec la profondeur dans (a) le Grès à Roseaux et (b) dans les marnes versicolores

3.1.3.2 Analyse statistique basée sur la vitesse du son des échantillons

La première analyse statistique a consisté à visualiser l'histogramme des valeurs obtenues. Si on prend celui du Grès à Roseaux (figure 3.10 a), on constate que la distribution des valeurs n'est pas simple (Gaussienne ou autre), mais on a l'impression qu'il y a deux populations différentes, une avec une vitesse moyenne d'environ 2 800 [m/s], l'autre avec des valeurs beaucoup plus élevées (d'environ 4 000 [m/s]). Si on compare les quantiles de la distribution observée avec les quantiles d'une distribution Gaussienne (figure 3.10b), on obtient une claire rupture d'une série des points qui devraient idéalement s'aligner sur une droite dite de «Henry» (Saporta, [60]). Un tel alignement des données sur la droite de Henry se produit si la distribution observée est gaussienne. Un changement de la pente à environ 4 000 [m/s] nous indique alors la présence de *deux* distributions de vitesses différentes. On propose alors l'hypothèse que ces variations de vitesses sont liées à la composition de la roche, notamment à la silicification de la matrice entre les grains.

On a pu différencier deux «types» de grès ayant des vitesses axiales du son autour de 2 500 et 3 700. Les mesures du comportement mécaniques ont montrés que la vitesse du son *axiale* est corrélée avec les paramètres mécaniques R_c et E (Module de Young) (voir figure 3.11 et tableau 3.6). Pour pouvoir projeter cette corrélation sur l'ensemble des échantillons, une conversion des vitesses du son transversales en axiales a été effectuée (voir tableau 3.7). Cette conversion nous a permis d'évaluer

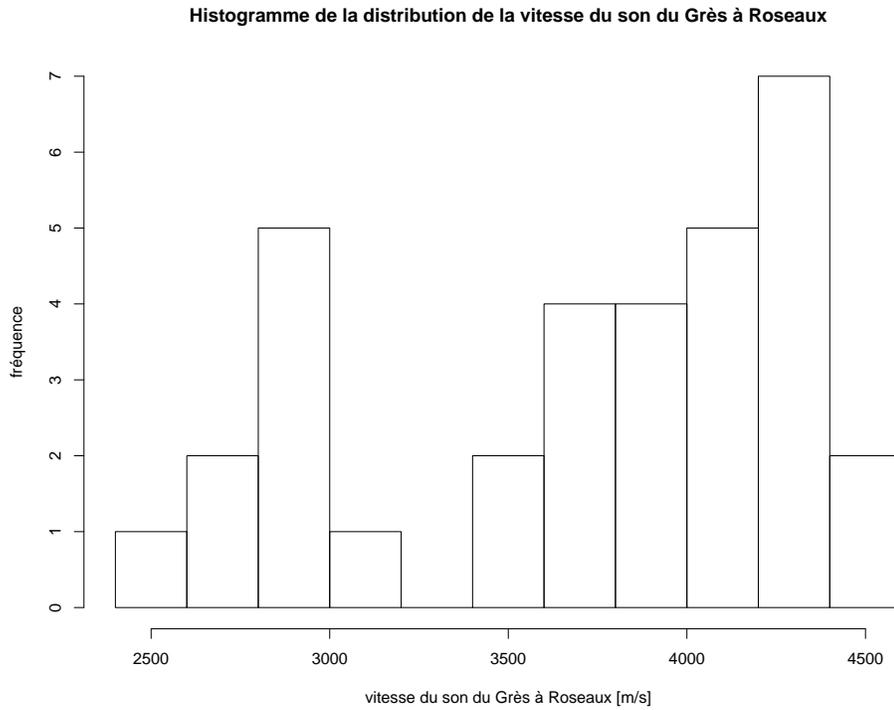
- la présence de chaque type de grès en pourcentage pour pouvoir homogénéiser la masse rocheuse en considérant la distribution naturelle des caractéristiques mécaniques différentes.
- la déduction indirecte des caractéristiques mécaniques R_c et E en appliquant le coefficient de conversion de vitesse à chaque échantillon et en utilisant une corrélation linéaire, obtenue par les essais mécaniques (voir aussi les tableaux C.4 et C.5 dans l'annexe C)

Param. de corrél.	Grès à Roseaux			marnes versicolores		
	d	k	coeff. corrél.	d	k	coeff. corrél.
vitesse - E	-12 477	5,54	0,964	-24 058	11,37	0,793
vitesse - R_c	-40,01	0,02051	0,94	-25,74	0,01394	0,997

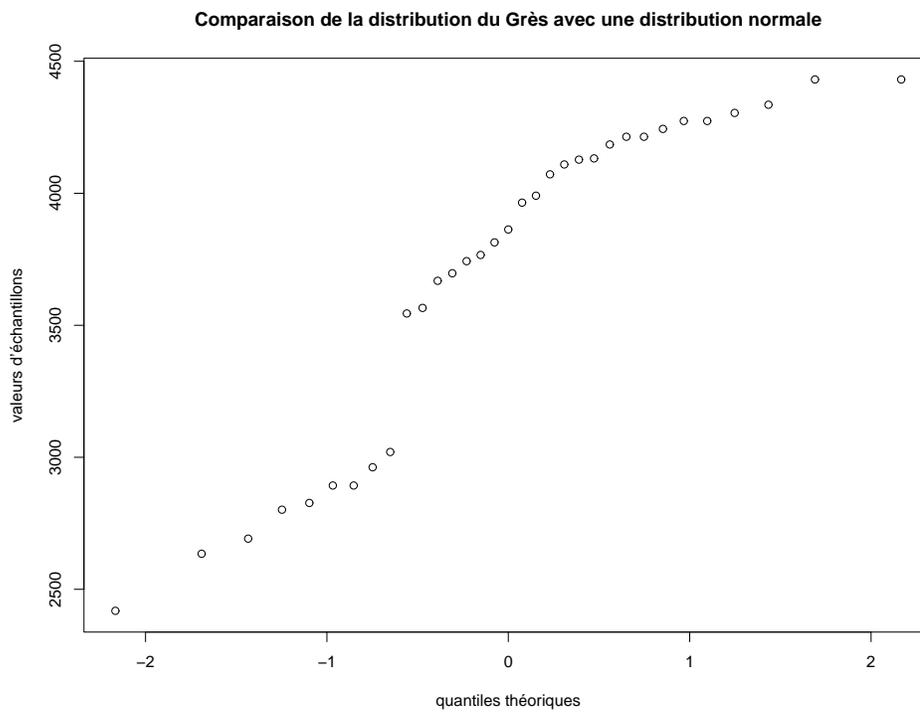
TAB. 3.6: Paramètres de corrélation entre la vitesse du son et les caractéristiques mécaniques R_c et E (en MPa)(une valeur y sur la droite de régression se calcule par : $y = k \cdot vitesse + d$)

La conversion de la totalité des échantillons dont la vitesse de son a été mesurée nous donne les résultats suivants :

1. 39% sur 8 mètres de carottage du Grès peuvent être attribués au «groupe $v = 2\ 500$ » [m/s]. 61% appartiennent au «groupe $v = 3\ 700$ » [m/s].
2. En appliquant la corrélation entre la vitesse et les caractéristiques mécaniques du grès, on obtient pour le groupe «2 500» un R_c moyen de 11 [MPa], en pour le groupe «3 700» un R_c de 40 [MPa].

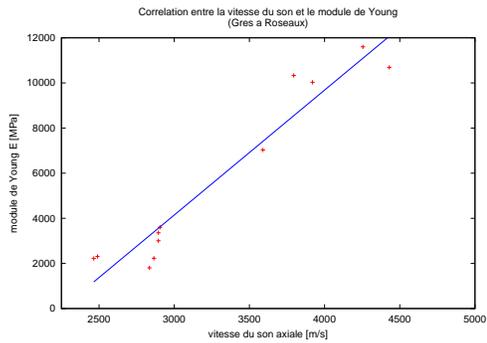


(a) Histogramme des vitesses du son du Grès à Roseaux

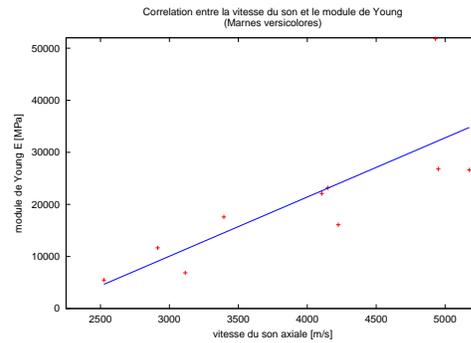


(b) Comparaison de la distribution de la vitesse du Grès à Roseaux avec une distribution Gaussienne équivalente

FIG. 3.10: Investigations statistiques sur la distribution des vitesses du son du Grès à Roseaux



(a) Corrélation vitesse - E (Grès)



(b) Corrélation vitesse - E (marnes)

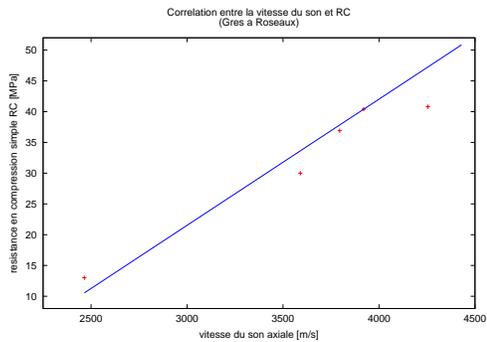
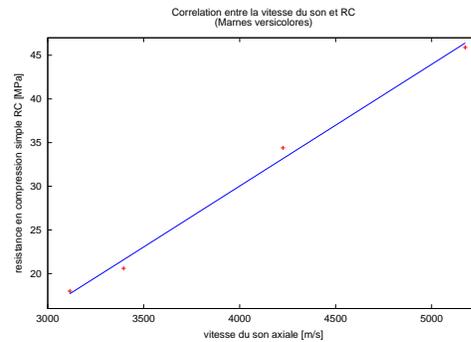
(c) Corrélation vitesse - R_c (Grès)(d) Corrélation vitesse - R_c (marnes)

FIG. 3.11: Corrélations entre la vitesse du son et le module de Young E ainsi que la résistance en compression simple R_c

(vitesses Grès [m/s])	v travers moyenne	v axiale moyenne	coefficient de conversion k
Groupe v = 2 500	2 873	2 490	0,867
Groupe v = 3 700	4 078	3 740	0,917

TAB. 3.7: Tableau de conversion entre les vitesses transversales et axiales ($k =$ vitesse axiale / vitesse transversale). La conversion comprend seulement les valeurs où des vitesses transversales et axiales ont été relevées.

3. La même corrélation permet l'évaluation du module d'Young moyen sur l'ensemble des échantillons gréseux, donnant $E = 1\,490$ [MPa] pour le groupe «2 500» et $E = 9\,150$ [MPa] pour le groupe «3700».
4. Des paramètres unifiés pondérées pour le Grès à Roseau ont ainsi été déduits¹ comme étant : $E = 6\,170$ [MPa] et $R_c=28,7$ [MPa]².

Les marnes versicolores, de leur côté, ne se laissent pas classer si facilement. Comme on peut le constater sur la figure 3.9b, les vitesses du son varient entre 2 000 et 6 000 [m/s], sur toute la profondeur, et paraissent sans ordre particulier. Par contre, en regardant l'histogramme des vitesses du son (figure 3.12 a), on peut soupçonner que la distribution des données suit une loi de distribution statistique connue. Ceci permettra une caractérisation de ces strates extrêmement hétérogènes. En faisant la comparaison de la distribution des données avec une distribution Gaussienne (figure 3.12 b), on observe la série de points bien alignés. Dans le cas où la distribution à tester correspond à une distribution normale, ces points formeront une droite de Henry (Saporta, [60]). L'alignement des points dans la figure 3.12 b nous permet alors de considérer une distribution normale pour les vitesses dans les marnes versicolores.

Des tests statistiques peuvent quantifier si une population de données correspond à une distribution connue. Le test du chi-carré (χ^2) par exemple compare deux distributions (discrétisées et regroupées dans des classes) et quantifie la probabilité que les deux distributions soient identiques :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(N_i - np_i)^2}{np_i}$$

d'où N_i est la fréquence observée de la classe i , n est le nombre total des données observées, p_i est la probabilité théorique de chaque classe ($\sum p_i = 1$). np_i représente alors la fréquence théorique.

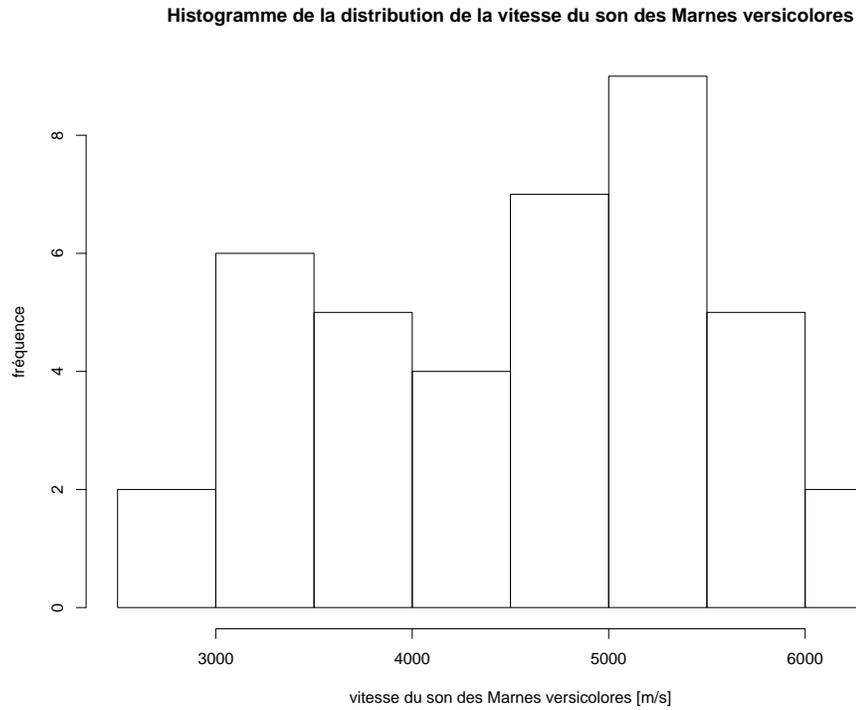
On a déduit cinq classes où on connaît la fréquence théorique, définies par la valeur moyenne et la déviation standard de la distribution présumée. Ces cinq catégories ont été par la suite comparées avec la fréquence des observations classées de la manière indiquée dans le tableau 3.8. La valeur de χ^2 obtenu est alors de 3,2625 avec un degré de liberté de 4. Pour un niveau de signifiante de 95%, le valeur de χ_4^2 est de 9,744. Comme $\chi^2 < \chi_4^2$, on accepte alors l'hypothèse que la distribution observée suit la loi Gaussienne.

Les vitesses des marnes versicolores peuvent alors être quantifiés avec des paramètres : moyenne \bar{x} et l'écart type s :

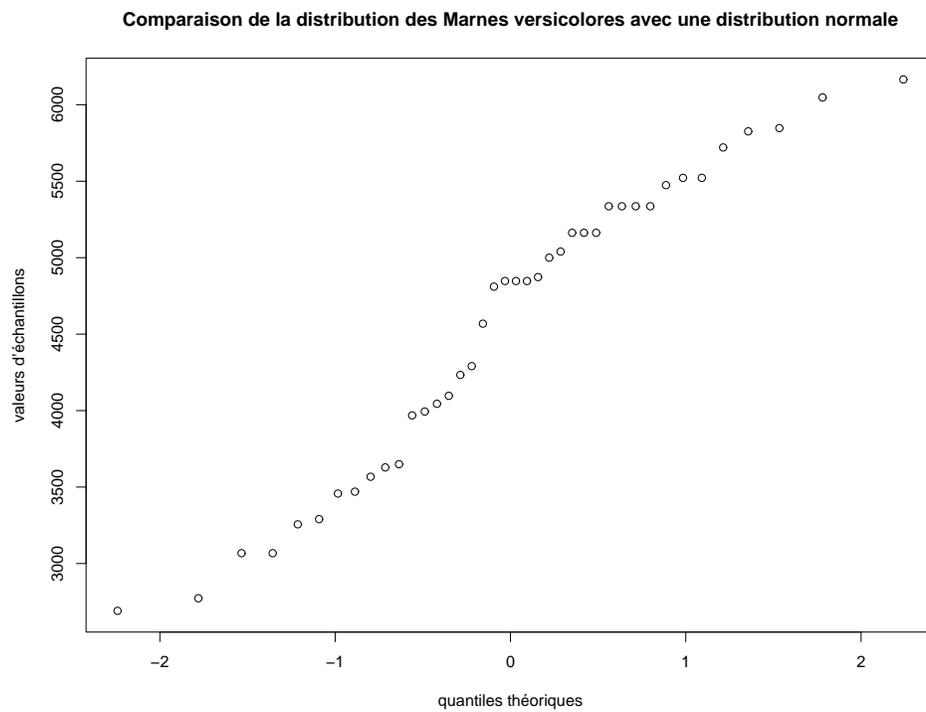
$$\bar{x} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_i$$

¹en calculant R_c moyenne = $R_c(2\,500) * \text{pourcentage}(2\,500) + R_c(3\,700) * \text{pourcentage}(3\,700)$ / 100%

²Les premières analyses avaient considérés la présence de trois groupes de grès : 2 500, 2 700 et 3 700 [m/s]. Le module de Young moyen de $E = 6\,350$ MPa a été employé dans les premiers calculs. Pour pouvoir comparer les résultats anciens avec les nouveaux, tous les calculs ont, pour cet effet, utilisés $E = 6\,350$ [MPa] pour le Grès à Roseaux.



(a) Histogramme des vitesses du son des marnes versicolores



(b) Comparaison de la distribution de la vitesse du Grès à Roseaux avec une distribution Gaussienne équivalente

FIG. 3.12: Investigations statistiques sur la distribution des vitesses du son des marnes versicolores

	classes de vitesse de son [m/s]					Σ
	2 000 – 3 000	3 000 – 4 000	4 000 – 5 000	5 000 – 6 000	6 000 – 7 000	
observations	2	11	11	14	2	40
distr. normale	2	10	16	10	2	40
χ^2	0	0,1	1,5625	1,6	0	3,2625

TAB. 3.8: Test du Chi-carré (χ^2) avec des vitesses de son des marnes versicolores

$$s = \sqrt{\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{n - 1}}$$

Les valeurs de $\bar{x} = 4\,560$ [m/s] et $s = 980$ [m/s] ont été par la suite introduites dans les équations de Salamon (voir chapitre 2.5.4, page 39). Pour la hauteur des couches on a utilisé une moyenne \bar{x}_h de 0,2 mètres et un écart-type s_h de 0,1. Après avoir généré artificiellement 300 couches avec hauteur et vitesse du son correspondant à leurs distributions statistiques, les équations de Salamon donnent :

$$E_{1,equiv.} = 17\,440[\text{MPa}] \quad E_{2,equiv.} = 8\,800 [\text{MPa}]$$

$$\nu_{1,equiv.} = 0,26 \quad \nu_{2,equiv.} = 0,27$$

Pour ce matériau homogène transverse équivalent, nous constatons une nette différence entre des modules de Young E_1 et E_2 . Cette anisotropie des propriétés élastiques pourrait aussi indiquer la présence d'une anisotropie du comportement de la roche en rupture. Mais aucune mesure expérimentale n'a été faite pour vérifier cela.

Le but premier de ce travail consiste à analyser *la rupture* des structures étudiées notamment en 2D. Nous avons donc été amené à paramétrer les lois de comportement sur la base des données accessibles. Au moment de cette étude, rien ne permettait de caractériser l'anisotropie des marnes versicolores vis-à-vis de la rupture. Or, si le phénomène qui nous intéresse est bien la rupture du matériau, des expériences montrent que l'influence de l'anisotropie des propriétés élastiques d'un matériau est minimale dès que le massif rocheux entre en rupture.

Pour pouvoir paramétrer la loi de comportement, nous avons considéré le fait suivant :

Comme le creusement d'une cavité provoque la flexion des bancs du massif, la variation de sollicitation est certainement plus grande dans la direction horizontale que dans la direction verticale, suite à la décharge verticale de la structure. Pour cette raison, on a adopté le module de Young $E_{1,equiv.}$ (horizontal) pour définir un matériau isotrope équivalent³.

³De plus, des calculs «historiques» ont été effectués avant cette analyse ayant un module de Young de 17 600 MPa et un coefficient de Poisson de 0,28. Pour obtenir la comparabilité, tous les calculs ont été faits pour cette raison avec $E = 17\,600$ MPa et $\nu=0,28$, sachant que cette petite correction ne changera pas la validité du résultat obtenu.

3.1.4 Considérations hydromécaniques

Les propriétés hydromécaniques de la roche ont une influence importante sur la stabilité du terrain. D'une part, les matériaux au dessus à la formation halitique montrent une forte interaction avec de la saumure, d'autre part, le liquide s'infiltré dans des joints en réduisant les efforts normaux exercés sur les lèvres. Ces deux effets induisent un comportement mécanique de la roche très différent par rapport aux conditions sèches.

3.1.4.1 Interaction liquide - roche à long terme

Pour tester le comportement physico-chimique de la roche soumise au liquide, un dispositif d'essai à long terme a été mis en place. On a testé deux types de roche :

1. la partie anhydritique des marnes versicolores (couleur gris-foncé, très compacte)
2. la partie argileuse des marnes versicolores (couleur rouge-marron, très fragile)

Ces deux roches, de caractère très différent, ont été regroupées dans les marnes versicolores. A l'échelle du massif, les deux composants s'intercalent trop fréquemment et ne peuvent pas être représentés dans la modélisation numérique. Mais si on regarde de près, on arrive facilement à faire une distinction entre ces deux composants.

Deux échantillons de chaque type de roche ont été prélevés et plongé dans deux liquides différents :

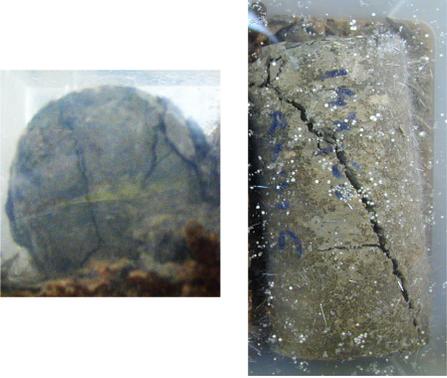
- a. de l'eau (du robinet)
- b. de la saumure saturé à 100% avec Na-Cl (sel de table)

La durée d'exposition a été d'un an. Tableau 3.9 décrit les observations faites pour chaque échantillon. On remarque que la salinité du liquide initial a eu une grande influence sur les échantillons.

Dans la saumure à 100% saturée, les marnes grises, riche en anhydrite, ne montrent aucune trace de dégradation à l'oeil nu. L'impact sur les marnes rouges est resté très limité, quelques fractures sont apparues dans le plan de la stratification.

Au contraire, les échantillons exposés à l'eau du robinet ont montré des fortes dégradations. Les marnes grises sont détériorés par des fractures multiples distribuées sur la totalité de l'échantillon, indépendamment de la direction de la sédimentation de la roche. Encore plus important est l'effet sur les marnes rouges : elles se sont décomposées en petits morceaux en perdant toute cohésion.

A cause de cette observation, une dégradation de la roche en contact avec de l'eau, partiellement ou entièrement saturé avec du $NaCl$, paraît bien évident au fil du temps. Les marnes rouges montrent une dégradation inévitable, même à une très haute saturation

<p>marnes anhydritiques (grises) liquide : eau observation : forte fissuration en toute direction, perte de l'intégrité</p>	
<p>marnes argileuses (rouges) liquide : eau observation : perte totale de cohésion, décomposition de l'échantillon en petits morceaux. Aucune intégrité</p>	
<p>marnes anhydritiques (grises) liquide : saumure saturé observation : échantillon intact (à l'oeil nu)</p>	
<p>marnes argileuses (rouges) liquide : saumure saturé observation : plusieurs fissures apparues parallèlement à sa stratification. Échantillon maintient une cohésion minimale.</p>	

TAB. 3.9: Résultats d'un essai consistant à exposer les marnes versicolores à l'eau et la saumure pendant la durée d'un an.

en NaCl. La situation devient dramatique dans les cas où la saturation descend. Cet effet a été moins visible dans les couches riches en anhydrite.

On a testé si la défaillance structurale de l'anhydrite est liée aux couches de sel intercalées. Des mesures de diffraction de la lumière indiquant des concentrations des ions dans une solution ont été ainsi effectuées (voir l'annexe D.2.2). Les liquides ont été préparés avec des marnes et du grès broyés. Seule la solution à base du Grès à Roseaux a montré une concentration d'ions élevée.

Cependant, il faut être conscient que durant ces essais, les échantillons n'ont pas été confinés avec une pression semblant à celle du massif vierge, et leur humidité initiale n'a pas été préservée.

3.1.4.2 Perméabilité et porosité du massif

Toute interaction de la roche avec la saumure dépend de la capacité d'infiltration du liquide dans le massif. Si on considère la présence d'eau interstitielle chimiquement en équilibre avec la roche, des changements chimiques ne peuvent se produire qu'à partir du moment où un échange de liquide a lieu. Deux paramètres principaux définissent les caractéristiques hydrodynamiques d'un matériau (en considérant un système statique, sans couplage hydro-mécanique) :

$$\begin{aligned} \text{perméabilité } k_f &= \frac{q \cdot l}{A \cdot h} \\ \text{porosité } n &= 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s} = 1 - \frac{\gamma_h}{(1+w)\gamma_s} \end{aligned}$$

où q est le débit d'un liquide à travers la surface A lorsque la pression de ce liquide, exprimée en hauteur d'une colonne d'eau, décroît de h à 0 sur une distance l .

La porosité correspond à la partie vide du volume total d'un matériau sec. γ_d est le poids volumique d'un matériau sec, γ_s représente le poids volumique des grains (partie solide de l'échantillon). Outre γ_s on doit déterminer la teneur en eau w et le poids volumique de la roche humide γ_h pour calculer la porosité.

Concernant les valeurs expérimentales, des essais ont seulement réussi dans le cas du Grès à Roseaux. Les marnes versicolores, notamment les marnes rouges, ont montré une telle fragilité que le prélèvement et la préparation d'échantillons ont échoué⁴. Pour évaluer la perméabilité du grès, on a mis la carotte sous chargement triaxial et sous pression d'eau sur un côté. L'autre côté a été gardé libre, un récipient a collecté la quantité d'eau sortie par la face libre (voir aussi : schéma dans la figure 3.13).

Les mesures sur deux échantillons de Grès (avec variation de pression sur un des échantillons) ont donné une perméabilité de

$$k_f = 6,10 \cdot 10^{-12} \text{ [m/s]}$$

⁴Toutes les carottes qui ont été à notre disposition et qui ont été utilisables pour un prélèvement d'échantillon ont servi pour des essais mécaniques

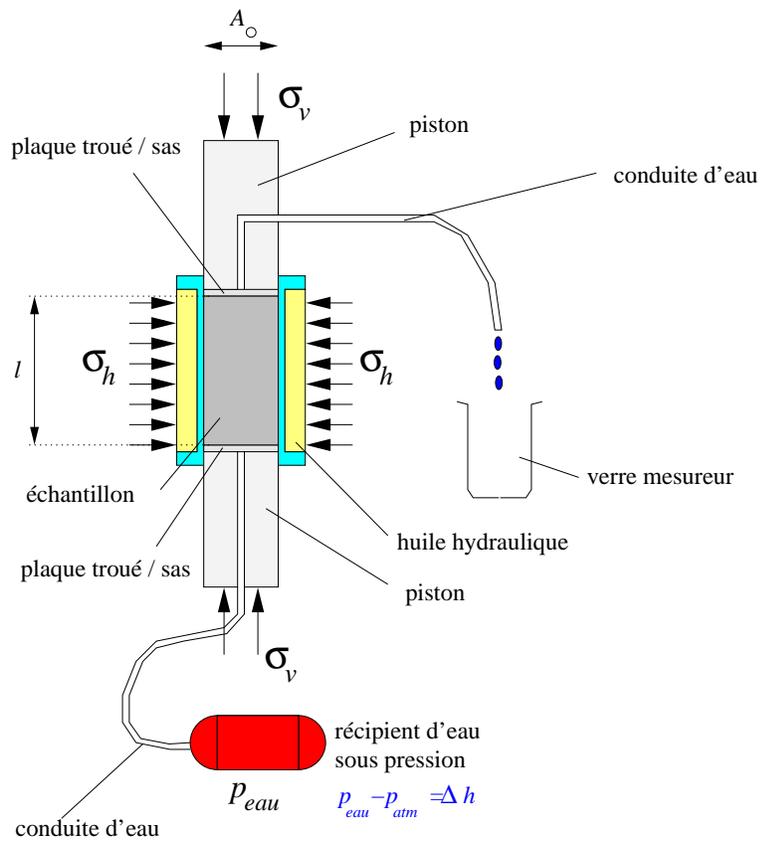


FIG. 3.13: Schéma d'un dispositif pour mesurer la perméabilité

ce qui est relativement faible.

Pour ce qui est de la porosité, les marnes rouges et grises ainsi que le grès ont été testés (voir le tableau 3.10). Les mesures ont été effectuées à l'aide de la «pycnometrie», une technique qui permet l'évaluation du poids volumique des grains γ_s . Les protocoles d'analyses pour la porosité se trouvent dans l'annexe D.

Type de roche	Porosité $n = 1 - \frac{\gamma_d}{\gamma_s}$
Marnes rouges	0,15
Marnes grises (anhydritiques)	0,04
Grès à Roseaux	0,15

TAB. 3.10: Porosités des roches subjacentes à la formation salifère (en compensant l'effet de dissolution de sel dans le grès)

3.1.4.3 Interprétation hydromécanique du massif

Les caractéristiques mécaniques des marnes versicolores ont rendu la mesure de leur perméabilité impossible. Dans une première estimation sur leur comportement hydromécanique, seulement en regardant la nature des échantillons, on peut soupçonner que la saumure ne rencontrera pas d'obstacle pour saturer ce milieu. Les couches anhydritiques par contre possèdent certainement une faible perméabilité. Du fait que les deux types de roche s'intercalent fréquemment, on peut considérer que les anhydrites seront aussi exposées à la pression interstitielle de la saumure dès que les marnes rouges adjacentes sont soumises à l'effet de la saumure.

Quant aux grès, on estime que la progression de la rupture fait aussi progresser la fissuration dans la roche, ce qui donne accès à la saumure. De cette façon, la saumure s'infiltrer localement et, en diminuant les contraintes effectives dans cette région, elle facilite la rupture du massif. On peut considérer par ailleurs que le massif rocheux est fissuré initialement ce qui augmente encore l'impact de la saumure sur la roche.

En ce qui concerne les propriétés de la Dolomie de Beaumont, on a observé la présence d'un aquifère à St. Nicolas de Port, avec un débit d'environ $20 \text{ m}^3/h$ (Bouly, [7]). Malgré ce débit exceptionnel et ponctuel, on considère la présence d'une certaine transmissivité dans cette strate.

Numériquement, on simplifie les conditions hydromécaniques en admettant que :

- tout le terrain au dessus de la formation salifère est saturé
- la saumure applique une pression interstitielle équivalente à sa pression hydrostatique
- la pression de la saumure à la surface est zéro.

3.1.5 Contraintes initiales dans le massif

La détermination des contraintes initiales régnant dans un massif est souvent difficile. Avant de pouvoir effectuer des simulations numériques, il faut avoir une bonne connaissance des systèmes tectoniques et leur impact sur les contraintes surrégionales, car les résultats finaux dépendent de ces valeurs.

Cornet et Burlet [16] ont déterminé le champ de contraintes en France métropolitaine à partir d'un grand nombre d'essais hydrauliques. Leur essai le plus proche de Gellenoncourt est celui de Guerting, 30 km à l'est de Metz et géologiquement situé dans la bordure est du Bassin Parisien. Là-bas, les auteurs ont trouvé que les contraintes horizontales, orientés N 175° E +/- 3%, excèdent les contraintes verticales. À 700 mètres de profondeur, en admettant un gradient des contraintes verticales de 0,025 MPa/m, on trouve $\sigma_v = 17,5$ [MPa], $\sigma_H = 37,7$ [MPa] et $\sigma_h = 14,3$ [MPa]. L'investigation a été malheureusement troublée par des pertes de liquide, ce qui a considérablement affaibli la résolution des contraintes maximales. D'ailleurs, le régime tectonique ne peut pas expliquer cette grande valeur de σ_H . Par contre, les sondages n'ont été réalisés qu'à 300 mètres d'une ancienne mine de charbon, ce qui est peut-être la raison d'une telle augmentation du champs de contraintes.

Une recherche bibliographique récente du Gisos (École des Mines de Nancy, [29]) n'a pas apporté des données supplémentaires concernant les contraintes initiales du secteur minier de sel de Lorraine.

Des mesures directes des contraintes tectoniques en France septentrionale (Paquin, [52]) n'ont pas pu apporter des informations plus précises. Pour l'Institut de Protection et de Sûreté Nucléaire (IPSN) par contre, des études avaient été faites sur les contraintes in situ⁵ à seulement 10 km de Gellenoncourt[32]. La méthode employée a consisté uniquement à évaluer la direction de la contrainte horizontale majeure en observant l'ovalisation de trous de forage. La direction de σ_H a été déduite avec N 150° E sans apporter d'indications sur la valeur absolue de σ_H . L'essai a eu lieu dans une profondeur d'environ 250 mètres, donc dans les mêmes profondeurs que l'exploitation à Gellenoncourt.

D'un point de vue sismotectonique, la zone autour de Metz (y compris Gellenoncourt) appartient à la zone classée type III-3, ce qui indique la plus faible intensité en déformation compressive ainsi qu'en déformation distensive possible (IPSN, [32]).

Des études antérieures faites par Vouille et Tassel [80] ont estimé que le rapport entre σ_H et σ_v varie entre 0,5 (approche pessimiste au niveau de la stabilité) et 1,0. Ils ont alors fait des études pour ces deux valeurs extrêmes.

Avec les informations supplémentaires obtenues après 1978 (Cornet et Burlet [16] et l'IPSN [32]), on peut donc suggérer un rapport entre les contraintes horizontales et verticales $K = \frac{\sigma_H}{\sigma_v}$ entre 0,5 et 1,5, avec une direction de N 150° E pour la contrainte horizontale majeure σ_H .

⁵mesures effectuées par A Taboada, 1992, Analyse des données de forage GDF (GEO-TER, inédit)

3.2 Calage des paramètres

La première partie d'une étude géomécanique consiste à faire une bonne reconnaissance du terrain. Cette tâche est parfois très complexe et coûteuse, et de plus on n'a aucune garantie que les valeurs obtenues correspondent à la réalité du terrain. Ce manque apparaît dans le fait que tous les sondages sont ponctuels. Les résultats sont biaisés car souvent une grande partie des échantillons ne peut pas être soumise aux tests de laboratoire.

Même si on ignore parfois le comportement du terrain en détail, on a souvent la possibilité de faire des observations à grande échelle. L'effondrement d'un puits, le glissement d'un talus ou la subsidence au dessus d'une cavité peuvent nous renseigner sur le comportement *global* du massif.

L'intérêt d'un calage des paramètres devient visible si on regarde la figure 3.14. Dans ce calcul, on avait essayé de simuler l'effondrement du terrain à partir de la cavité SG4/5 située entièrement dans la formation salifère. L'expérimentation en grandeur réelle avait montré qu'une telle géométrie amène à la rupture des strates supérieures jusqu'au développement d'un cratère. Le modèle, une simplification axisymétrique de cette situation, ne montre aucune déformation plastique⁶ (donc aucune rupture).

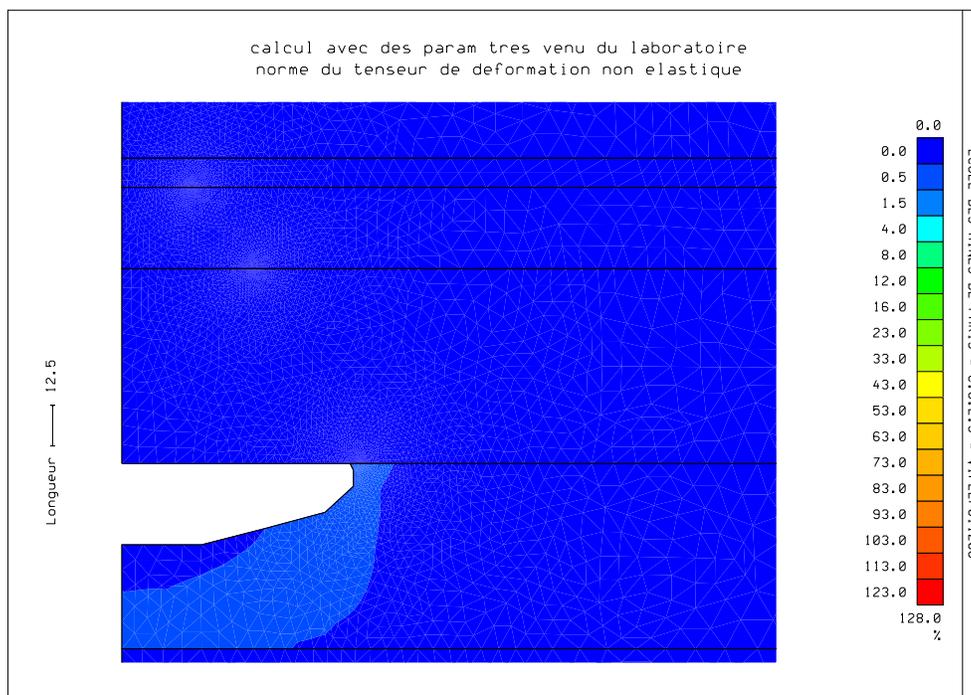


FIG. 3.14: Calcul de la stabilité de la cavité SG4/5 avec des paramètres provenant du laboratoire (rupture quand : *norme du tenseur de déformation non-élastique* > 0). Ici, le terrain montre aucune rupture (en contradiction avec les observations in-situ).

La raison de cette différence entre la modélisation et la réalité est bien connue en mécanique des roches : c'est l'effet d'échelle. En effet, le comportement mécanique du massif

⁶la déformation non-élastique observée dans la figure 3.14 est liée à la viscoplasticité de la loi de Lemaître, seule la plastification dans les matériaux élastoplastiques indique une rupture.

est souvent différent de celui des échantillons lors d'un essai mécanique, car le massif est très souvent fracturé (effet d'échelle spatiale) et hétérogène (problème d'échantillonnage) (voir aussi : chapitre 2.5.5, page 40).

Ainsi pour déterminer les caractéristiques des marnes versicolores par exemple, on a utilisé des carottes équivalent à un mètre en longueur cumulative, pour ensuite extrapoler ces valeurs sur les 60 mètres d'épaisseur de la couche.

Un autre problème que les paramètres mécaniques ne prennent pas en compte est le processus de foudroyage. L'effondrement des couches au dessus du sel ne se produit pas instantanément, mais progressivement (voir : figure 3.15 désignant un schéma qui indique les problèmes associés au foudroyage progressif). Cette progression dans le temps est liée aux strates, qui se dégradent l'une après l'autre et qui se fléchissent en créant de nouveaux points d'accès pour la saumure. La rupture avance lentement, dépendant de l'épaisseur des couches et de leur composition rocheuse. L'anhydrite a tendance à retarder le foudroyage, mais peut créer des fissures par lesquelles la saumure attaque les appuis. En plus, le liquide infiltré applique une contre-pression qui fait tomber les couches plus facilement. Dans la simulation, les petites couches fines ne sont pas prises en compte séparément. On considère un matériau homogène équivalent qui, bien entendu, néglige les effets des nombreux joints. Pour la modélisation, nous avons simplifié ce phénomène d'infiltration graduelle de la saumure en adoptant une pression interstitielle constante et égale à la pression dans la colonne de saumure dans toutes les marnes.

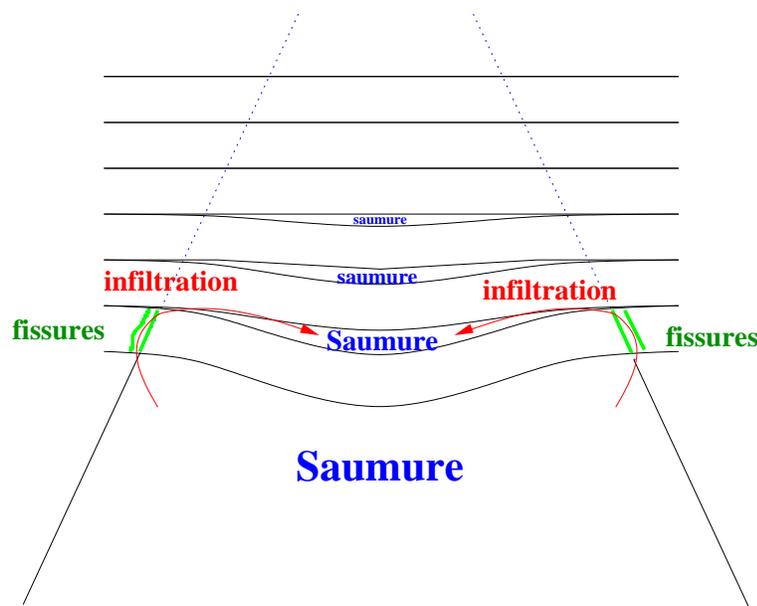


FIG. 3.15: Infiltration de la saumure par une fissuration introduite par la flexion des couches du massif.

Pour cette raison, l'utilisation de paramètres mécaniques directement déterminés à partir des essais de laboratoire n'est pas satisfaisante. Dans les études géotechniques cet écart entre mesure sur échantillon et le massif naturel est généralement compensé par l'utilisation des facteurs de sécurité.

Dans le cas de l'exploitation de Gellenoncourt, le comportement du massif a été inconnu jusqu'au jour de l'effondrement de SG4/5. La simulation d'une instabilité est difficile car la prédiction d'un tel événement doit être assez précise. On se sert alors d'une méthode de calage en adaptant les paramètres numériques jusqu'à ce que les résultats correspondent aux observations réelles.

3.2.1 Méthodes de rétro-analyse

Depuis longtemps, la géotechnique a recours à des méthodes de rétro-analyse. Diverses approches ont été développées pour minimiser les incertitudes dans les études géomécaniques en faisant la comparaison avec des observations réels. Comme précisé dans la thèse de D. Deng [17], la méthode de base consiste à faire une observation in situ suivie par une correction du modèle numérique jusqu'à ce que l'écart entre les deux soit minimal.

En utilisant ces méthodes inverses, le raisonnement est alors différent des études «classiques». Les études géotechniques habituelles sont effectuées en définissant directement le chargement, les paramètres mécaniques et la géométrie du modèle. Après une analyse directe, on constate les déplacements, les déformations et les contraintes dans chaque point du modèle. Par contre, si on connaît les déplacements, les déformations ou les contraintes, on peut tenter une inversion du raisonnement et faire une rétro-analyse pour retrouver les chargements et des paramètres mécaniques ou géométriques (voir la figure 3.16).

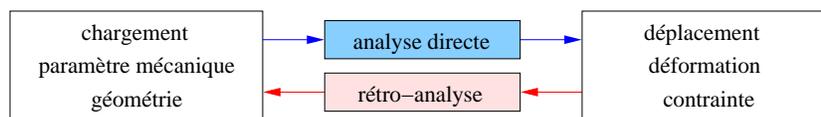


FIG. 3.16: Principes d'une analyse directe et d'une rétro-analyse

On différencie deux types de rétro-analyse[10] :

1. l'approche directe, qui permet l'utilisation des mêmes méthodes de résolutions numériques que l'approche classique. On évalue les paramètres en relation avec un critère d'identification comme par exemple la méthode des moindres carrés ou autres
2. l'approche inverse, qui nécessite une reformulation et inversion des relations numériques

La combinaison de ces deux approches avec d'autres techniques nous donne plusieurs méthodes de rétro-analyse à envisager :

3.2.1.1 Rétro-analyse directe par la méthode d'essai et d'erreurs :

A partir des données spécifiées, on calcule par méthode directe, en utilisant par exemple la méthode aux éléments finis, les déplacements, les déformations et les contraintes. Ensuite, on compare les résultats numériques avec les résultats obtenus en réalité. Si il y a un

écart trop important, on modifie un des nombreux paramètres et on reprend les calculs. A la fin on essaie de trouver un jeu de paramètre qui permet une bonne corrélation entre les calculs et la réalité (voir figure 3.17).

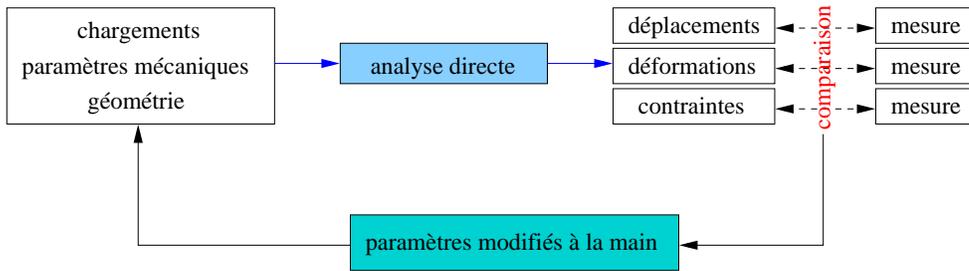


FIG. 3.17: Schéma d'une rétro-analyse directe par la méthode d'essai de d'erreurs

Le point fort de cette méthode est la généralité de son application indépendamment du modèle et de sa complexité. Mais il faut remarquer qu'il s'agit d'une méthode très laborieuse car toute adaptation est faite à la main. On fait face aux temps de calcul importants, et le résultat positif n'est pas toujours atteint.

3.2.1.2 Rétro-analyse directe avec minimisation d'erreur :

Cette méthode ressemble à la première, mais l'interprétation des données est modifiée. On définit une fonction f qui indique l'erreur entre par exemple les déplacements mesurés et les déplacements calculés. La valeur de f peut être évaluée automatiquement après chaque calcul direct, et un algorithme de minimisation (Simplexe, Powell, ...) se charge de modifier les paramètres d'entrée afin de minimiser f . Le calcul de f peut être réalisée indépendamment de la méthode de résolution numérique. Un interface entre les deux logiciels gère les résultats sortant des calculs et fournit un nouveau jeu de paramètres destiné au code de calcul (voir figure 3.18)

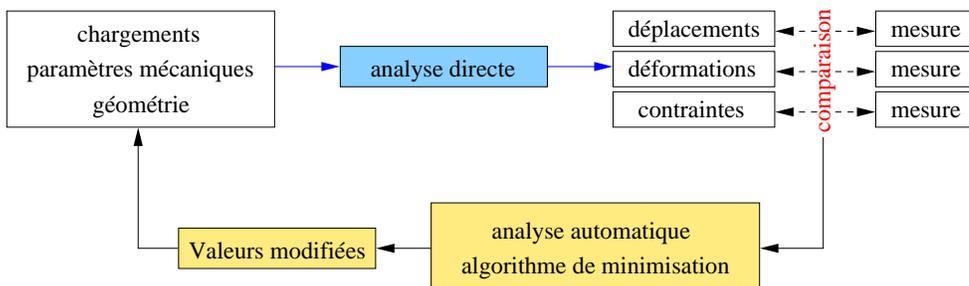


FIG. 3.18: Schéma d'une rétro-analyse directe avec évaluation de paramètres automatiques par algorithme de minimisation d'erreur.

Cette démarche est avantageuse car un processus automatisé arrive plus facilement à minimiser le critère f qu'un paramétrage manuel. On peut appliquer cette méthode dans

tous les cas généraux, sans éprouver l'utilité de simplifier le problème. Au contraire, il faut minimiser une fonction qui est fortement liée à la problématique à résoudre et dont la forme est inconnue. Il est alors très important que le premier jeu de paramètres utilisé soit déjà proche du minimum pour qu'une convergence du processus soit possible.

Comme la méthode d'essais et d'erreurs, cette méthode est très coûteuse en temps de calcul. Une solution peut être obtenue dans un délai raisonnable que si la solution de départ est de qualité, et si le nombre de paramètres à déterminer n'est pas trop grand.

3.2.1.3 *Rétro-analyse inverse - la «vraie» inversion du problème*

La rétro-analyse inverse est basée sur une reformulation mathématique des relations numériques entre d'une part les chargements, les paramètres mécaniques et la géométrie, et d'autre part les déplacements, les déformations et les contraintes (voir figure 3.19). Cette approche devient réalisable quand on dispose d'un nombre de données égal ou supérieur au nombre des inconnues. Nous arrivons à la solution par une procédure d'optimisation.

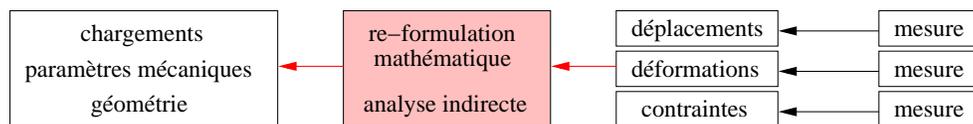


FIG. 3.19: Schéma d'une rétro-analyse inverse

L'approche inverse peut s'utiliser avec les éléments finis, le processus de résolution sera itératif, mais demandera un temps de calcul plus faible qu'une approche directe.

Cette méthode comporte le point faible que chaque inversion d'une géométrie demande la reformulation mathématique des relations entre les données et les paramètres à évaluer. Enfin, pour appliquer la méthode, il faut qu'on dispose d'un grand nombre de données, ce qui n'est pas toujours facile à obtenir.

3.2.1.4 *Méthodes stochastiques de la rétro-analyse :*

Quelques formulations de la rétro-analyse prennent en compte une distribution stochastique autour d'une valeur probable. Les résultats peuvent de suite apporter des renseignements supplémentaires sur les probabilités des solutions obtenues.

3.2.1.5 *Rétro-analyse directe non-linéaire :*

Selon Deng [17], Gioda et Maier [23] ont présenté une rétro-analyse dans une excavation d'un tunnel sur des matériaux élasto-plastiques. Ils ont utilisé des algorithmes «Simplex» et de «Rosenbrock» pour leur approche directe. Ils ont constaté que pour obtenir la convergence dans chaque itération directe, un temps de calcul important fut nécessaire.

Ensuite, ils ont étudié les possibilités d'améliorer la vitesse de calcul. Ils constatent qu'une solution se trouve plus facilement quand on démarre avec un jeu de paramètres près de l'optimum («distance»). Par ailleurs, la «direction» des calculs est importante : il faut beaucoup plus de temps pour résoudre une situation non-élastique qu'une situation élastique. Si on débutait le processus itératif de résolution de la rétro-analyse sur le côté «élastique» du minimum, on obtiendrait des résultats dans des plus courts délais.

Deng écrit que plusieurs auteurs (notamment Sugimoto 1999 [64]) ont essayé de faire de la rétro-analyse directe avec des matériaux non-linéaires en trois dimensions. Ici, un temps assez important a été nécessaire pour chaque analyse des contraintes et a imposé une durée d'analyse conséquente.

3.2.2 Choix d'une rétro-analyse pour le cas SG4/5

Comme on l'avait déjà évoqué au début du chapitre 3.2, la simulation de l'effondrement de SG4/5 ne reproduit pas les événements réels. Il est donc inévitable de modifier les paramètres mécaniques par une rétro-analyse.

Le choix de la méthodologie se fait assez rapidement :

- On essaie de simuler un massif dont le comportement est non-linéaire et la géométrie à évaluer est complexe. Toute tentative d'application d'une méthode inverse sera très difficile à accomplir.
- On ne possède pas de données de subsidence ni de mesures de contraintes. Pendant toute la période d'exploitation du champ minier, aucun mouvement significatif de la surface n'a été enregistré. Les uniques données utilisables proviennent des mesures de la géométrie de la cavité. Une rétro-analyse directe avec minimisation d'erreur serait possible si on arrivait à définir une fonction d'erreur f .

Par conséquent, on peut tenter une rétro-analyse directe avec minimisation d'erreur, sous condition qu'on arrive à bien définir des critères pour évaluer la fonction d'erreur basée sur la géométrie observée. Le cas échéant, il ne nous reste que l'application de la méthode d'essai et d'erreurs.

L'objectif est donc de jouer sur les paramètres mécaniques introduits dans le code de calcul de façon à observer un effondrement dont la géométrie se rapproche le plus possible de la géométrie réelle de la cavité effondrée.

3.2.3 Application de la rétro-analyse sur SG4/5

La rétro-analyse du comportement du terrain à Gellenoncourt a été effectuée en plusieurs étapes. D'abord, il était important d'analyser le comportement de la Dolomie de Beaumont. Pendant quelques années, la dolomie était la seule responsable pour la stabilité continue de la cavité SG4/5. Les strates sousjacentes étant effondrées, la dolomie a été libérée de tout appui par en-dessous et agissait pour cette raison comme une poutre ou une

plaque elliptique. Une fois cassée, tout le terrain au dessus s'effondra quasi instantanément, donc la Dolomie de Beaumont constituait l'élément clef pour la stabilité.

Une fois le calage de la dolomie effectuée, on s'est intéressé de plus près aux couches sous-jacentes. Le comportement des marnes versicolores et du Grès à Roseaux a été évalué dans une seule rétro-analyse. L'observation d'un angle de foudroyage et l'utilisation des joints nous a permis de caler les paramètres de chaque matériau de façon indépendante. C'est surtout les caractéristiques des joints qui ont joué un rôle de première importance pour qu'une solution soit trouvée.

3.2.3.1 Calage des paramètres de la Dolomie de Beaumont

On a indiqué au début du chapitre 3.2 que les calculs directs avec des paramètres de base n'ont montré aucune déformation plastique et donc aucune rupture. Pour pouvoir modifier les paramètres du terrain de sorte que les résultats coïncident avec les observations, on a décidé d'affaiblir considérablement les caractéristiques mécaniques de la roche. Pour cela, un certain nombre de paramètres et leur impact sur la solution finale ont été analysés. Pour les autres paramètres, nous avons adopté certaines hypothèses qui ont été discutées dans le chapitre 2.5.5.

Le module de Young E : On a adopté l'hypothèse que le module de Young n'est pas influencé par l'effet d'échelle (voir chapitre 2.10, page 40). Cependant, comme d'autres auteurs (Hoek et Brown, [28]) ont trouvé une loi empirique qui permet de caractériser l'évolution du module de Young avec l'effet d'échelle, on ne peut pas exclure cette hypothèse, surtout en raison du manque de données, mais s'il y avait un effet d'échelle sur le module de Young, tous les matériaux $i = \{1, \dots, n\}$ seraient influencés. Ainsi, le rapport des modules de Young entre les couches voisines $\frac{E_i}{E_{i+1}}$ serait proche du rapport des couches ne connaissant pas un effet d'échelle $\frac{E_i^*}{E_{i+1}^*}$. Or, la distribution des contraintes, qui est très importante pour nous car c'est elle qui contrôle l'initiation de la rupture, ne dépend que des rapports des modules de Young (dans le cas élastique).

Le coefficient de Poisson ν a été maintenu à sa valeur initiale de 0,25

L'angle de frottement interne ϕ : Les résultats du laboratoire de mécanique des roches indiquent un l'angle de frottement interne entre $58,5^\circ$ (perpendiculaire à la stratification) et 74° (parallèle à la stratification). Cette valeur nous a semblé très élevée, et l'évaluation des essais a donné une grande dispersion des valeurs. Dans nos analyses, une valeur de $\phi = 30^\circ$ a été retenue.

Le coefficient lié au potentiel de Coulomb β est défini comme étant le double du rapport des variations de déformations latérale / axiale au cours de la phase résiduelle. β , qui paramétrise alors le potentiel de Coulomb, suit la condition : $\beta \geq \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$. Sans indication contraire, on utilise un potentiel associé au critère (matériau standard) : $\beta = \tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$.

Les contraintes initiales $K = \frac{\sigma_H}{\sigma_v}$ font objet d'une incertitude. Les indications obtenues à partir de divers essais donnent une valeur de K entre 0,5 et 1,5 . Ce fait est pris en compte en effectuant plusieurs modélisations en faisant varier K entre 0,5 et 1,5 avec un pas régulier de 0,25.

K représente le premier paramètre variable du système.

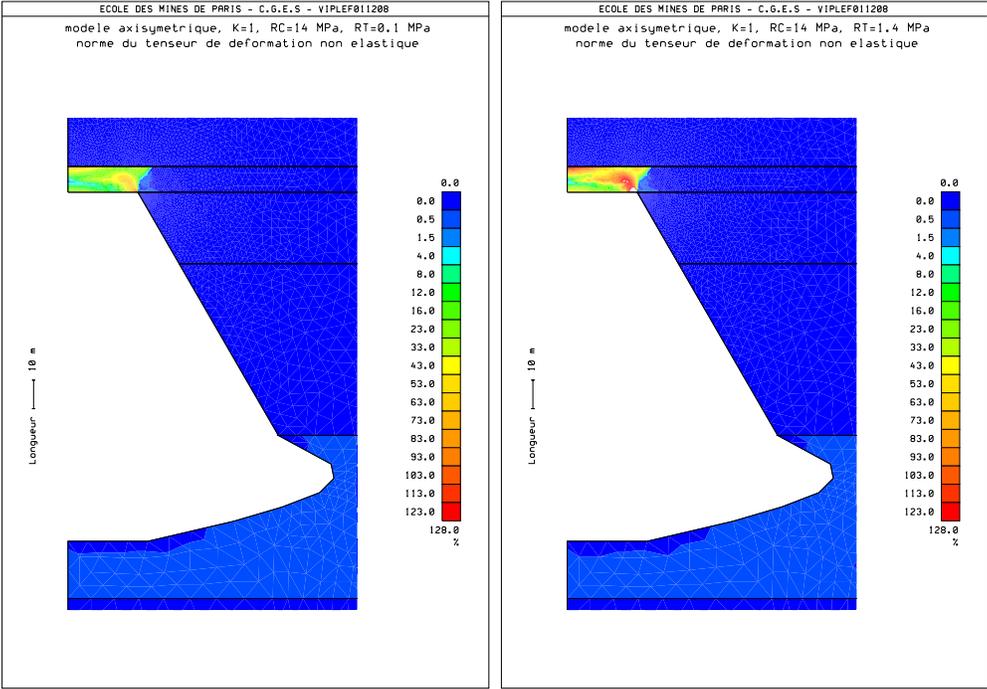
La géométrie Comme décrit dans le chapitre 3.1.2, à la page 49, on a sélectionné deux géométries bidimensionnelles simplifiées pour représenter le comportement tridimensionnel de SG4/5 (voir les figures 3.4 a – c, page 51). Le processus de calage se faisait alors sur deux géométries différentes. (deuxième variable).

La prise en compte du sol, donc le matériau au dessus de la dolomie, a posé un problème. L'analyse des premiers calculs a montré que la dolomie ne cassait pas, même avec des valeurs de résistance très faibles. La raison en est que le sol a retenu la poutre de dolomie empêchant ainsi la rupture de la structure. Nous avons effectué d'autres calculs avec un sol mécaniquement affaibli. En diminuant E , les contraintes se concentrent dans la dolomie au dessous ce qui devrait faciliter l'apparition d'une rupture dans cette strate sous-jacente. Par contre, cet affaiblissement n'a pas augmenté l'instabilité du système, mais des fractures dans la dolomie très affaiblie sont apparues dans des zones de traction de la dolomie, loin de la cavité. On a ensuite remplacé le sol par une pression hydrostatique. L'hypothèse des aire tributaires est considérée valable pour le cas de Gellenoncourt, car selon l'expérience qu'on a faite, le sol s'effondre verticalement sous son propre poids. Sans considérer le sol dans le modèle, un calage des caractéristiques mécaniques critiques est devenu possible.

Résistance en traction simple R_t Cette valeur qui tronque la loi de Mohr-Coulomb en traction a été modifiée au début du calage. Il se trouve que R_t joue un rôle important au début de la rupture de la poutre quand elle est en flexion. Des instabilités potentielles apparaissent quand les contraintes en traction dépassent R_t . Avec la formation d'une fissure dans les zones les plus sollicitées, l'épaisseur «active» de la poutre diminue, le chargement en compression augmente. R_t doit être très grand pour empêcher le développement d'une rupture. Dès que sa valeur est assez faible, et qu'une première rupture apparaît, R_t n'a plus d'influence. On a observé que la Dolomie de Beaumont se rompt en traction avec $R_t < 2,0$ MPa

Pour une valeur de K donnée, on calcule des résistances critiques R_c , c'est la valeur limite pour laquelle la dolomie se rompt. Si on compare des résultats pour R_c en utilisant pour R_t une valeur de 1,5 MPa et 0,1 MPa, R_c critique varie de seulement 0,5 MPa. Tout changement de R_t entre ces deux bornes n'influence que un peu la stabilité du système (voir figures 3.20 a et b). Cette insensibilité nous a permis de figer R_t avec un valeur de 0,1 MPa.

Résistance en compression simple R_c Ce paramètre est l'un des plus importants dans les calculs. Il a été modifié d'une façon régulière afin de retrouver le plus vite possible la valeur limite de stabilité. Pour chaque géométrie (en déformations planes (DPL) ou en axisymétrie (AXI)) et pour chaque valeur de K , une recherche sur la valeur



(a) $R_t=0,1$ MPa

(b) $R_t=1,4$ MPa

FIG. 3.20: Impact d'un changement de R_t dans une situation déjà instable

de R_c critique a été faite. On a déterminé $R_{c,crit}$ par dichotomie : En calculant un R_c non-stable, un autre R_c stable, le R_c critique se trouve forcément entre les deux bornes de l'intervalle : $R_{c,instable} < R_{c,crit} < R_{c,stable}$. Après avoir divisé l'intervalle en deux, on relance les calculs avec une nouvelle valeur $R_{c,milieu}$. Si $R_{c,milieu}$ provoque une rupture, alors $R_{c,instable}$ devient $R_{c,milieu}$ et on répète l'itération. Si $R_{c,milieu}$ donne un résultat stable, alors il remplace l'ancienne $R_{c,stable}$, et on reprend les calculs.

En faisant cette analyse pour les 10 cas (2 géométries et 5 valeurs de K) on voit que $R_{c,crit}$ est dépendant de K et surtout de la géométrie. Le modèle axisymétrique prend mieux en compte la redistribution des contraintes en 3D, c'est pour cela qu'il a besoin d'un R_c beaucoup plus faible que le modèle en déformations planes (voir figure 3.21).

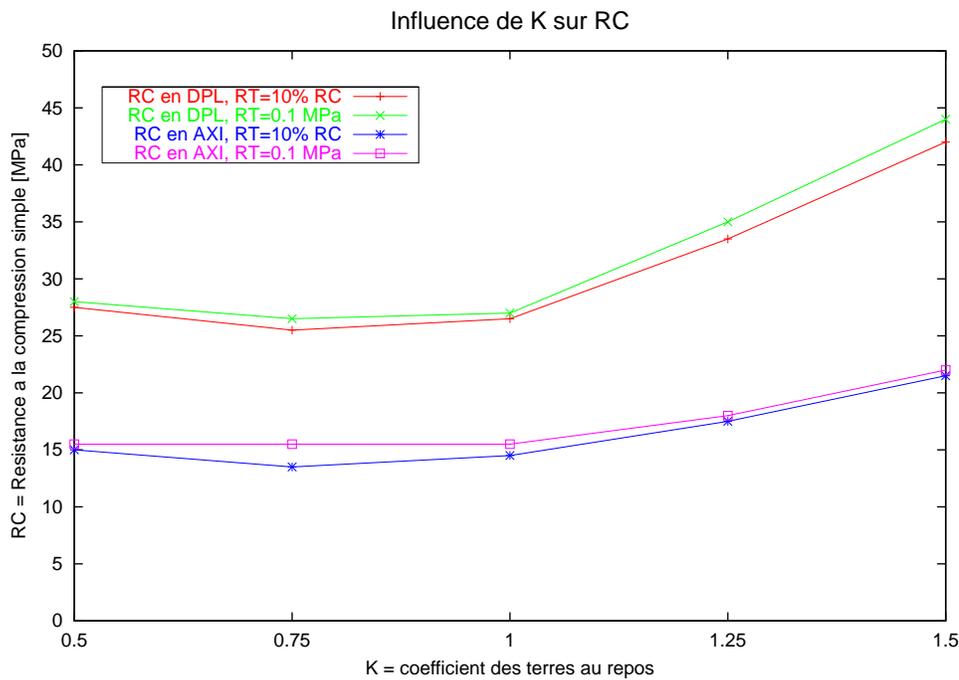


FIG. 3.21: Influence de K sur R_c (pour des calculs en déformation plane et axisymétrique)

Le chargement de la structure s'est fait linéairement avec le temps (de 0 à 10 000 jours ce qui correspond à environ 27 ans). L'utilisation du temps a été nécessaire pour rendre compte de la viscosité du sel. Une instabilité est atteinte quand l'algorithme de résolution du problème élasto-plastique ne trouve plus d'équilibre, c'est à dire, quand on n'obtient plus de convergence numérique. En effet, on traite numériquement la plasticité par un processus itératif (méthode des contraintes initiales) qui sera présenté plus en détail au chapitre 4.3.1.

Résistance résiduelle R_r . Elle n'a pas été modifiée dans les calculs pour caler la Dolomie de Beaumont. Une valeur très basse a été utilisée pour rendre compte du fait qu'une roche déjà cassée ne résiste plus beaucoup aux sollicitations uniaxiales. Les analyses

de laboratoire indiquent que la R_r est proche de zéro. Pour des raisons numériques, on a préféré utiliser une $R_r = 0,5$ MPa.

Résistance résiduelle en traction $R_{r,traction}$ vaut zéro en réalité. Là encore, on a préféré attribuer une valeur minimale de 0,001 MPa pour des raisons numériques.

3.2.3.2 Calage du Grès à Roseaux et des marnes versicolores

La rétroanalyse sur les marnes versicolores et le Grès à Roseaux a été très difficile. Les deux matériaux s'influencent mutuellement en ce qui concerne la stabilité. Même si le grès au dessus des marnes peut se rompre dès qu'il possède une surface libre, il faudrait s'attendre à ce que les marnes s'effondrent avant. D'un autre côté, le caractère feuilleté des marnes n'a pas pu être simulé par des calculs aux éléments finis, donc tout le massif se rompt en même temps. Le grès par contre s'accroche aux marnes et porte une partie de leur charge. Ceci ne correspond pas à la réalité, où de nombreuses strates fines se détachent les unes après les autres.

Pour éviter que les strates ne soient dépendantes l'une de l'autre, une série de joints a été introduite. Même s'il n'y a pas de possibilité de définir tous les joints existants dans le massif (simplement parce qu'ils ne sont pas connus), on en a introduit quand même quelques uns au niveau des interfaces des horizons. Cette mesure a baissé considérablement l'interaction entre les divers horizons rocheux, et une simulation de la rupture est devenue possible.

Dans le but de mieux automatiser la rétro-analyse, un code a été développé pour évaluer la propagation de la rupture et sa géométrie. On a considéré que la rupture se produisait sur une ligne droite entre les points les plus plastifiés (voir figure 3.22). La pente de cette droite détermine ensuite l'angle de rupture, qui devrait être autour de 60 degrés dans les marnes et 54° dans le grès (selon les mesures dans la cavité SG4/5 avant l'effondrement). La condition pour une rupture a été satisfaite si tous les points sur une ligne montrent des déformations plastiques. Il nous fallait donc retrouver un modèle numérique qui satisfasse toutes ces conditions.

Le succès de l'évaluation automatique de l'erreur a été limité par l'interprétation de la rupture, car l'hypothèse de faire passer des droites de rupture par les points *le plus plastifiés* a donné des interprétations fausses. Pour cette raison, on a examiné manuellement toutes les figures les unes après les autres. La réalisation d'un logiciel d'évaluation automatique de l'erreur un peu plus sophistiqué aurait nécessité un temps de développement très important. Pour cette raison, on a donc fait une analyse manuelle de sensibilité des paramètres en modifiant qu'un seul paramètre à la fois. L'angle de la rupture a aussi été évalué d'une façon manuelle. Selon les résultats obtenus, on a décidé de continuer avec l'analyse du même ou bien d'un autre paramètre.

Les observations lors de ce calage furent les suivantes :

Interaction entre les strates On a pu observer qu'avec des bons paramètres de joints, on obtient une grande indépendance des strates. Pour cette raison il a été possible

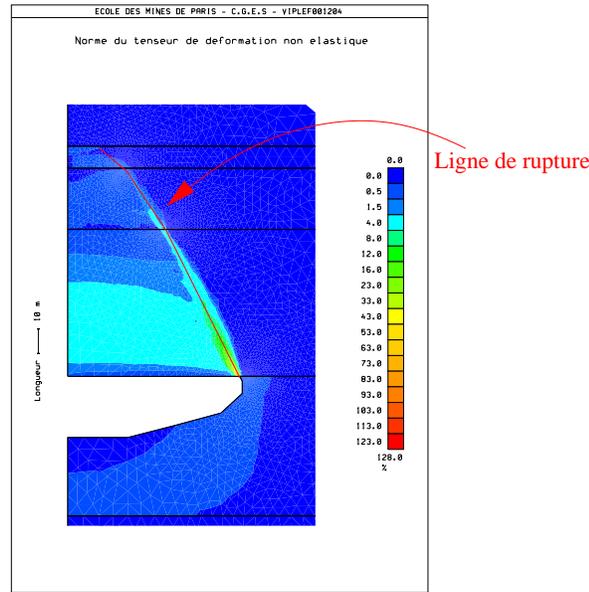


FIG. 3.22: Illustration de l'hypothèse que la rupture a lieu le long de lignes droite (pour des raisons de simplification de la rétro-analyse)

de caler les caractéristiques des diverses couches séparément. On analyse d'abord les paramètres du matériau avoisinant la cavité. Si le comportement numérique est satisfaisant (dans notre cas, les marnes versicolores doivent se plastifier et se détacher du massif), on procède de même avec la strate suivante (ici : le Grès à Roseaux).

Cette indépendance, causée par les joints, est montré sur la figure 3.23, où on compare deux calculs quasi-identiques : dans le premier, la résistance en compression simple du grès a été augmentée sur la figure 3.23 a ($R_c = 6,5 [MPa]$), alors qu'elle est maintenue faible sur la figure 3.23 b ($R_c = 3,85 [MPa]$). On voit que la rupture dans les marnes n'a pas été influencée par cette modification du comportement du grès.

Influence de R_r Des valeurs élevées de R_r augmentent considérablement la stabilité du terrain. Elles permettent que le massif porte des contraintes importantes malgré sa plastification. Ceci se traduit par l'apparition de zones plastiques en voûtes au dessus de la cavité tandis que la rupture ne progresse plus. Des valeurs fortes en R_r par rapport au valeur de R_c ($1,5 MPa$ pour R_r , $5 MPa$ pour R_c) permettent une stabilité parfaite du système (voir : figure 3.24 b), pendant qu'une R_r faible de $0,5 MPa$ et un R_c de $5 MPa$ (voir : figure 3.24 a) favorise la propagation d'une rupture en travers du massif. Avec seulement un affaiblissement de R_c , on ne réussit pas à initier une rupture lorsque R_r est trop élevée.

L'angle de frottement interne On a essayé de manipuler l'angle de rupture calculé par modification de l'angle de frottement interne. Il est évident qu'un angle de frottement élevé augmente la stabilité du massif. Toutefois, une influence de ϕ sur la géométrie de la rupture (angle de foudroyage) n'a pas pu être vérifiée.

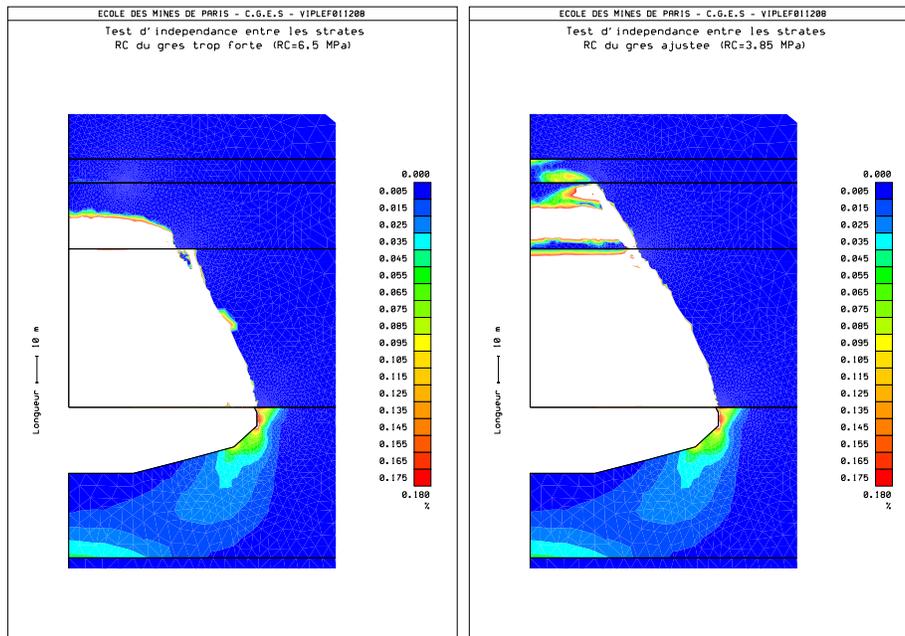
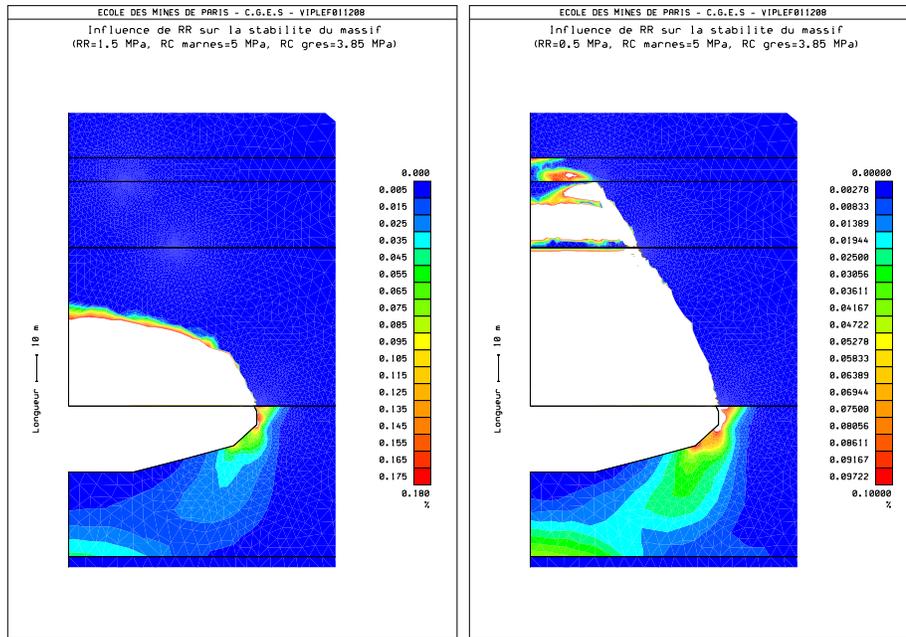
(a) R_c (grès) trop élevée(b) Calcul avec une R_c (grès) correcte

FIG. 3.23: Comparaison entre deux calculs, avec une résistance en compression du grès trop forte dans le cas a). La réaction des marnes versicolores n'est pas influencé. (Norme du tenseur de déformation non-élastique, en [%])



(a) Calcul avec un R_r forte de 1,5 MPa

(b) Calcul avec un R_r faible de 0,5 MPa

FIG. 3.24: Comparaison entre un calcul avec (a) une R_r trop forte (1,5 MPa) et (b) une R_r faible (0,5 MPa)

Les interfaces entre les matériaux Les interfaces entre les matériaux jouent un rôle très important dans le comportement du massif. Si on considère que la liaison entre les matériaux est parfaite, permettant ainsi le transfert des contraintes en traction et en cisaillement, on retrouve une forte augmentation de la stabilité du terrain. Des couches sousjacentes sont retenues par les strates supérieures, et les contraintes qui mènent normalement à la rupture sont redistribuées sur l'ensemble des strates collées. Sans prise en compte des joints, le terrain ne se rompt pas, on atteint une situation stable qui ne coïncide pas avec les observations faites en réalité. Les strates s'influencent mutuellement et le comportement mécanique du massif change. Une rétro-analyse séquentielle (strate après strate) n'est plus possible (figure 3.25 a).

L'autre extrême représente une liaison où on permet le décollage des matériaux et un transfert minimal des contraintes entre deux couches. Dans ce scénario, on obtient des cisaillements dans le matériau inférieur qui le mènent jusqu'à la rupture. La zone plastifiée est très large, ce qui crée un appui très faible pour la strate au dessus. On ne transmet pas assez de cisaillements et n'obtient pas de rupture bien délimitée. Par contre, un appui tellement affaibli favorise l'effondrement complet du massif au dessus de la cavité (figure 3.25 b).

Dans notre modélisation numérique, nous avons modélisé le comportement des joints avec une loi hyperbolique, défini par une rigidité normale initiale, un angle de frottement interne et une fermeture maximale. Lors d'un décollement des deux lèvres du

joint, les contraintes σ_N et σ_T s'annulent.

Faute de données suffisantes des caractéristiques des joints *in-situ*, nous avons été amenés à définir les paramètres avec une approche phénoménologique. Ainsi, nous avons sélectionné des caractéristiques de joints qui permettent un décollement facile des strates sous-jacentes et dans lesquels les forces de cisaillement peuvent être transmises quand il y a encore du contact. Un angle de frottement interne pour les joints de 50 degrés par exemple donne de bons résultats (voir figure 3.25 c).

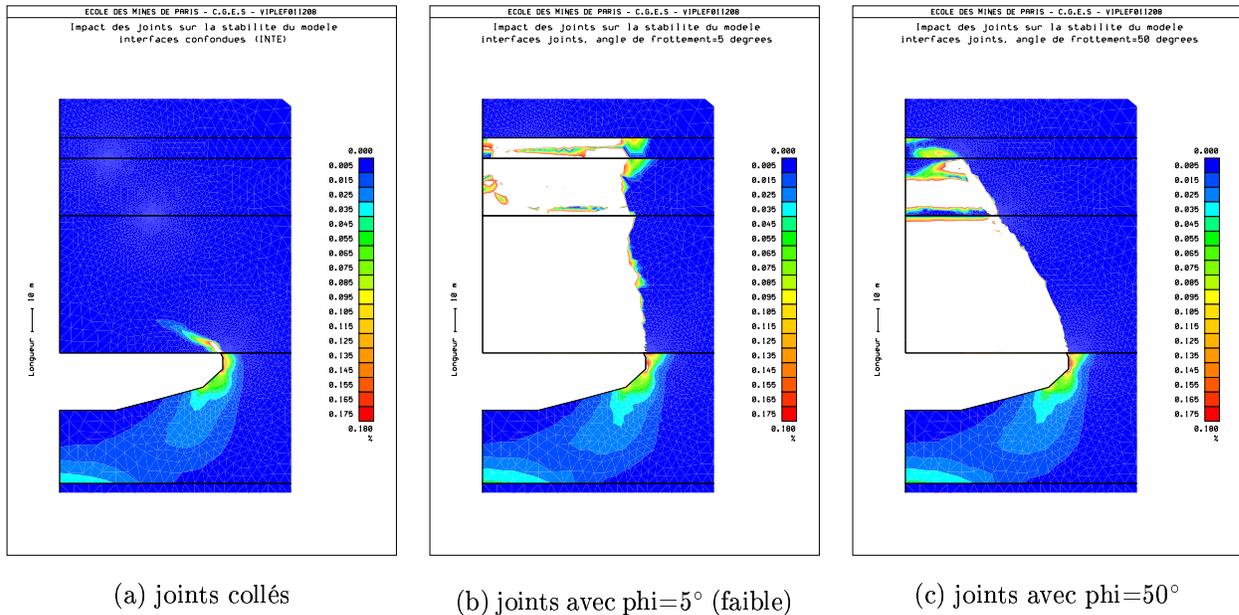


FIG. 3.25: Rôle des interfaces (joints) entre les matériaux en association avec la stabilité du massif.

3.2.3.3 Assemblage du modèle total

Comme indiqué ci dessus, le bon choix des paramètres de joints a rendu d'un côté les matériaux indépendants les uns des autres. De l'autre côté, on a assuré qu'une partie des cisaillements a été transférée entre les strates. La même technique a été appliquée pour l'assemblage du modèle avec la Dolomie de Beaumont.

Initialement, on avait calé les paramètres de la Dolomie, en supposant que les strates au dessous se sont déjà effondrées. Pour pouvoir assembler le modèle initial avec des nouveaux résultats pour le Grès à Roseaux et les marnes versicolores, on a quand même dû modifier quelques paramètres en prenant en compte que :

- les matériaux au dessous de la dolomie ne sont plus, comme on avait présumé dans les premiers calculs, élastiques. Ils peuvent se rompre, ce qui change la distribution des contraintes dans le massif y compris l'état de contraintes dans la Dolomie.

- la géométrie retrouvée dans les calculs numériques se rapproche des mesures faites dans SG4/5. Néanmoins, les conditions géométriques ne sont pas tout à fait équivalentes au premier modèle (pour lequel on avait calé des paramètres pour la dolomie).
- avec la nouvelle géométrie, la Dolomie de Beaumont doit être dans un état de stabilité critique.

Pour ces raisons, le paramètre initial de la Dolomie ($R_c=15,5$ MPa, avec $K=1$ et en axi-symétrie) a été modifié à $R_c=16$ MPa. Ainsi, la dolomie peut rester stable dans le modèle numérique assemblé comprenant toutes les strates et toutes les lois de comportement.

3.2.4 Résultats de la rétro-analyse

La rétro-analyse des marnes versicolores et du Grès à Roseaux a donné un jeu de paramètres apte à simuler l'effondrement du terrain au dessus de la cavité SG4/5 (voir la figure 3.26). Les paramètres obtenus sont représentés dans le tableau 3.11.

Les paramètres adoptés pour les joints sont rassemblés dans le tableau 3.12.

Attention : Le rapport des contraintes initiales a été fixé à $K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} = 1$ et on n'a pas cherché à le préciser par une rétro-analyse qui devient dans ce cas trop complexe. On a vu que le calage des paramètres mécaniques permet de simuler l'effondrement correctement. On considère l'erreur commise en ayant défini un facteur K constant comme relativement faible.

Nom Matériau	Loi du matériau	E	ν	β
Dolomie de Beaumont	Mohr Coulomb Tronqué	47 000	0,25	3,0
Grès à Roseaux	Mohr Coulomb Tronqué	6 350	0,13	2,716
marnes versicolores	Mohr Coulomb Tronqué	17 600	0,28	2,716
marnes du mur	Mohr Coulomb Tronqué	1 630	0,26	2,078

Nom Matériau	$\tan^2(45 + \frac{\phi}{2})$	R_t	R_c	R_r	ε_{RR}	$R_{r,traction}$
Dolomie de Beaumont	3,0	0,1	16	0,5	2 128	0,001
Grès à Roseaux	2,716	0,1	3,85	0,5	1 213	0,001
marnes versicolores	2,716	0,1	5,0	0,5	568	0,001
marnes du mur	2,078	0,1	3,447	0,1	15 000	0,001

Nom Matériau	Loi de matériau	E	ν	α	β_s	K_s
Sel	Viscoplastique (Lemaître)	26 400	0,19	0,303	3,4	1,5

TAB. 3.11: Paramètres géomécaniques retrouvés par la méthode de la rétro-analyse appliquée au terrain de la Concession de Drouville

Légende des paramètres utilisés dans les tableaux 3.11

E	Module de Young [MPa]
ν	Facteur de Poisson
β	double du pseudo coefficient Poisson plastique (post-rupture) pour les matériaux suivant la loi de Mohr-Coulomb
ϕ	angle de frottement interne [°]
R_t	résistance en traction [MPa]
R_c	résistance en compression simple [MPa]
R_r	résistance résiduelle en compression simple [MPa]
ε_{RR}	déformation totale ou on arrive à la résistance résiduelle [$\mu\text{m}/\text{m}$]
$R_{r,trac}$	résistance résiduelle en traction [MPa]
α, β_s, K_s	facteurs pour la loi viscoplastique de Lemaître

Matériau Joint non élastique	
rigidité normale initiale [MPa/m]	100
rigidité tangentielle initiale [MPa/m]	100
fermeture maximale [m]	0,02
rigidité normale initiale en compression [MPa/m]	100
$\phi =$ angle de frottement interne [°]	50,0
Cohésion [MPa]	0,001

TAB. 3.12: Paramètres adoptés pour les matériaux «joints» entre la Dolomie, le grès, les marnes et le Sel

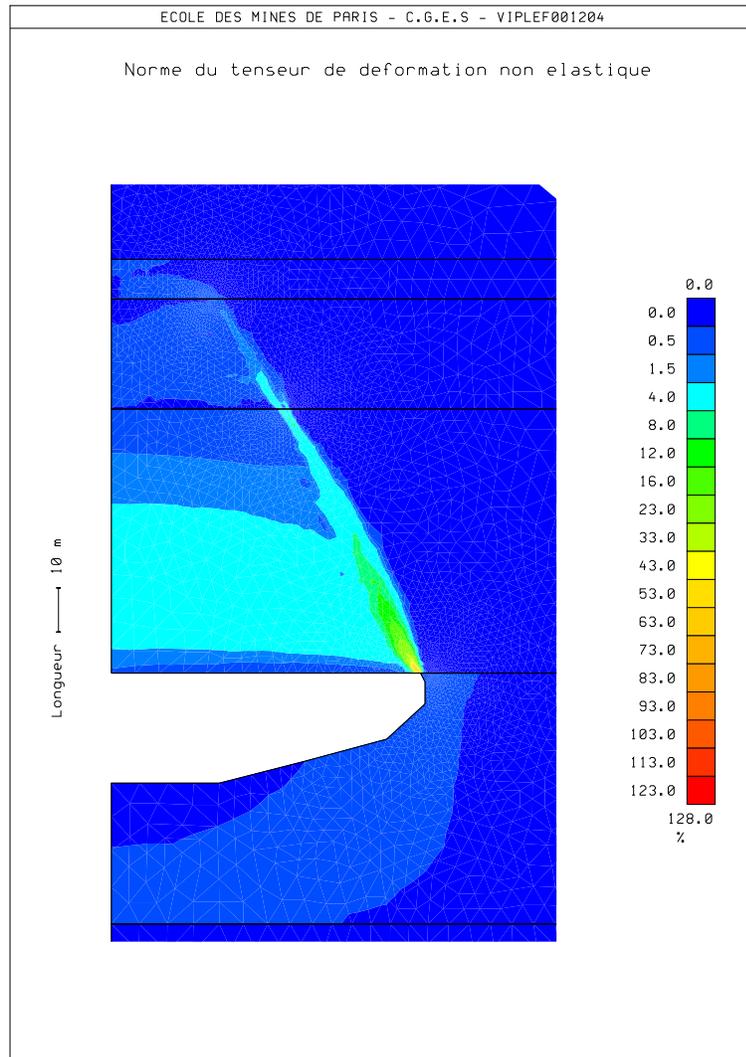


FIG. 3.26: Simulation de l'effondrement avec un jeu de paramètres appropriés

Chapitre 4

Modélisation d'une exploitation intensive

Ce chapitre tente d'assembler les différents aspects autour d'une méthode d'exploitation dans un contexte industriel. La perspective de reprise d'une exploitation abandonnée par une méthode dite «intensive» doit forcément prendre en compte une multitude de contraintes telles que :

1. La géométrie de l'effondrement qui s'est produit au dessus de SG4/5
2. L'emplacement des anciennes cavités dans le champ d'exploitation de Gellenoncourt
3. L'hydrogéologie, notamment les diverses strates qui jouent un rôle d'aquifère
4. La technologie d'exploitation (tubages, pompages)
5. La mécanique des roches pour modéliser la stabilité ou l'instabilité d'une méthode d'exploitation.

Chacun de ces facteurs détermine le choix d'une méthode d'extraction finale. La sélection d'une telle méthode sera discutée dans les pages suivantes.

4.1 Contraintes et limitations de l'exploitation

4.1.1 Aspects géométriques

La géométrie de l'effondrement est une donnée fixe. On ne peut pas considérer la situation comme étant celle d'un champ vierge, car l'effondrement intervenu a influencé la stabilité du massif rocheux aux alentours. Toute modélisation d'une nouvelle méthode d'exploitation intensive doit en tenir compte.

A Gellenoncourt, l'exploitation minière n'a pas été limitée à la cavité SG4/5. D'autres cavités existantes doivent être prises en compte, ce qui restreint l'emplacement des nouvelles cavités pour élargir la zone d'effondrement. Le choix d'une méthode d'exploitation est alors restreint par des conditions géométriques.

La figure 4.1 montre que la présence d'anciens ouvrages ne permet pas de choix libre sur l'emplacement des futures cavités. Pour une bonne adaptation aux conditions géométriques, il sera souhaitable d'utiliser des nouvelles cavités à faible diamètre, mais ceci posera des problèmes au niveau de la rentabilité économique. L'installation de très grandes cavités par contre diminuera la flexibilité dans le choix d'emplacement.

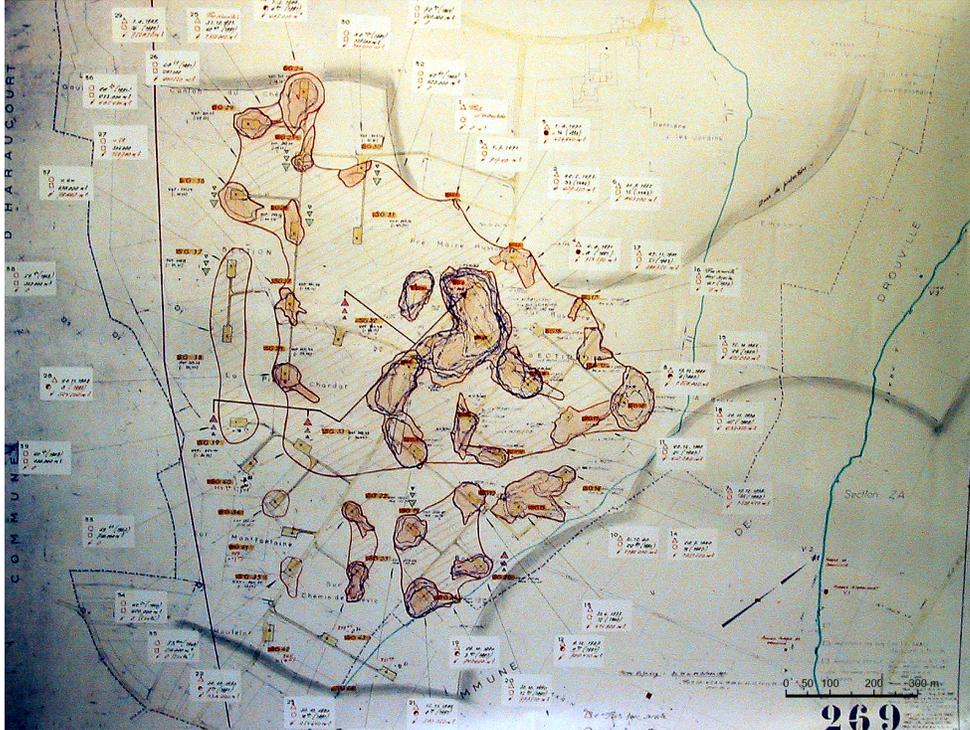


FIG. 4.1: Champ d'exploitation Gellenoncourt - Concession de Drouville (1992)

Un autre type de contrainte géométrique s'impose avec le volume de roche foudroyée. Si le volume créé par dissolution ne suffit pas pour contenir les résidus insolubles et la roche effondrée, la rupture ne peut pas progresser et l'effondrement s'arrête. Les analyses avant l'effondrement de SG4/5 montrent un coefficient de foisonnement $\frac{V_{\text{roche affaîsée}}}{V_{\text{roche intacte}}}$ d'environ 1,2. Cette valeur semble petite mais elle est bien en concordance avec l'expérience faite sur le site et pour le cas des strates argileuses.

4.1.2 Aspects hydrogéologiques

Dans la configuration géologique du champ d'exploitation, on remarque plusieurs facteurs qui restreignent la liberté de la planification du processus minier. Premièrement, une grande partie du terrain a été soumise à l'effet de l'hydrofracturation lors de la première période d'exploitation. Pour éviter le risque d'une dissolution sauvage, il serait souhaitable qu'une nouvelle cavité ne rentre pas en connexion avec cette fracture. Mais les intérêts économiques demandent que l'implantation d'une nouvelle cavité soit aussi profonde que possible, et on risque fortement d'entrer en connexion avec la zone hydrofracturée. Pour minimiser les risques associés, la dissolution doit s'effectuer avec une pression égale à la

pression de saumure dans le reste du réseau souterrain. Ainsi, toute migration de saumure non-saturée provenant des nouveaux ouvrages ainsi que toute intrusion de saumure saturée provenant du terrain adjacent pourrait être évitée.

Une deuxième contrainte géologique est définie par la présence d'un aquifère dans le Grès Rhétien. Idéalement, le niveau de la saumure devrait être maintenu au dessous de cet aquifère. Au maximum, la pression hydrostatique de la saumure doit être égale à la pression hydrostatique de l'aquifère pour que tout risque d'une fuite de saumure dans la nappe phréatique soit évité. Des études sur l'impact d'une éventuelle fuite de saumure sur l'aquifère (Combes et al. [12] et Cordier [15]) ont été effectuées. Sous l'hypothèse d'une fuite constante de $5 [m^3/h]$ et d'une salinité de $190 [g/l]$ de la saumure, le puits d'eau potable de Drouville sera progressivement pollué avec une salinité limite de $100 [g/l]$. Cette étude a été effectuée en supposant une fuite continue et un pompage de $9,5 [m^3/h]$ d'eau dans ce puits. Les calculs numériques ont montré que la totalité de la saumure injectée dans l'aquifère est retirée par ce puits. La concentration d'arrivée se calcule alors selon l'équation

$$\text{salinité dans le puits } [g/l] = \frac{\text{fuite de saumure } [m^3/s]}{\text{taux de pompage } [m^3/s]} \cdot \text{concentration de saumure de la fuite } [g/l]$$

Ces calculs sont basés sur une perméabilité du Grès Rhétien entre $K = 5 \cdot 10^{-7}$ et $10^{-5} [m/s]$, d'une épaisseur de l'aquifère de $D = 20$ mètres, d'un coefficient d'emmagasinement spécifique de $7 \cdot 10^5 m^{-1}$ et d'une porosité de 10%.

Le débit de saumure Q dans l'aquifère peut être décrit par une relation de proportionnalité entre Q et la charge hydraulique Δh :

$$Q \sim \Delta h \cdot KD \cdot f(R)$$

Dans cette relation, R représente le rayon d'une cavité circulaire rempli de liquide et formant l'interface avec un aquifère confiné. Un changement de R modifie les conditions d'interface comme par exemple la surface S exposé à la saumure.

La problématique complexe ne permet pas l'évaluation analytique de l'infiltration de la saumure, mais on connaît les facteurs principaux qui influencent cette relation :

Une différence de pression élevée (exprimé en charge hydraulique Δh) pendant la production influence linéairement l'écoulement vers l'aquifère. La perméabilité K et l'épaisseur «utile» d'aquifère D de 20 mètres aident à déterminer Q . Si on considère un élargissement de la zone d'effondrement, la surface S par laquelle la saumure peut s'infiltrer augmentera aussi. Cette relation doit être pris en compte dans la planification d'exploitation.

Pour être sûr de ne pas générer une fuite de saumure trop importante vers l'aquifère, on devrait essayer de minimiser Δh . Au cas où ceci n'est techniquement ou économiquement pas faisable, il faudrait envisager de déplacer le puits de la commune de Drouville ou assurer un autre moyen d'approvisionnement d'eau pour la commune.

4.1.3 Aspects techniques

Sur le plan technique de l'exploitation, on est limité dans le choix d'une méthode d'extraction. La méthode de dissolution par des cavités horizontales ne peut pas aboutir car dans le champ d'exploitation, on retrouve trop de cavités et de conduits pour pouvoir assurer une connexion entre deux puits par forages horizontaux. Le flux de saumure non saturée sera difficilement contrôlable compte tenu l'hydrofracturation du terrain.

Il nous reste alors la possibilité d'envisager une extraction par puits isolés. La méthode d'exploitation intensive se décompose en deux étapes : dans la première, l'infrastructure pour l'extraction est mis en place, et la dissolution de la cavité se déroule dans des conditions stables. Dans la seconde, la dissolution finit par dépasser la limite de stabilité mécanique, et la cavité s'effondre. Une telle méthode peut s'appliquer en toute sécurité quand le processus de dissolution est bien contrôlé. Concernant la technologie d'extraction, on devrait envisager l'utilisation d'une couverture d'air. Une couverture d'hydrocarbure doit être évitée pour des raisons de protection de l'aquifère pendant l'effondrement.

Comme nous l'avons constaté dans le chapitre 4.1.2, la pollution de l'aquifère avec la saumure doit être évitée. Une limitation de pression pendant la production s'applique. Pour ne pas dépasser une certaine hauteur de saumure, mais pour permettre une exploitation normale de la cavité, l'utilisation de pompes immergées est inévitable. Ceci augmente considérablement les coûts opératoires de l'exploitation, ce qui sera compensé par une récupération supplémentaire du gisement autrement perdu. On n'arrive pas à connaître le moment exact où la dissolution dans la cavité sera interrompue par l'effondrement du terrain, mais les pompes et d'autres installations seront certainement perdues.

Le passage de l'étape d'exploitation stable vers l'instabilité est limité par les techniques d'exploitation : Seule une épaisseur maximale de sel de dix mètres peut être dissoute par une méthode d'exploitation télécommandée. Cette limitation est due à la nécessité d'ajuster régulièrement la hauteur des tubages.

4.2 Schéma d'exploitation envisagé

Les nouvelles cavités vont être créées dans le champ d'exploitation de Gellenoncourt. Leur emplacement est à déterminer dans le cas où la géométrie des anciennes cavités n'imposent pas de contraintes. Une réutilisation et l'élargissement des puits existants peut seulement être envisagée si la technique d'exploitation maîtrise la dissolution isolée malgré l'existence des interconnexions hydrauliques avec des cavités adjacentes. Il est de première importance que l'exploitation active n'ait pas de répercussions indésirables sur les cavités voisines.

Pour satisfaire la liste des besoins et des limitation imposés, on a choisi d'élargir la zone effondrée en créant des nouvelles cavités successivement autour de l'ancienne cavité SG4/5. Schématiquement, cet élargissement peut s'effectuer en spirale tout autour de SG4/5, ou bien l'avancement de l'exploitation pourrait être dirigé vers une direction préférée. Le déroulement d'une telle exploitation est schématisé sur la figure 4.2.

Pour maintenir une production constante, il faudrait exploiter 2 cavités en même temps à plein débit. Pendant ce temps il faut mettre en place les installations d'une troisième cavité et commencer son exploitation avec un faible débit. Quand la première cavité s'effondrera, la deuxième et troisième assurent une production de saumure à débit constant.

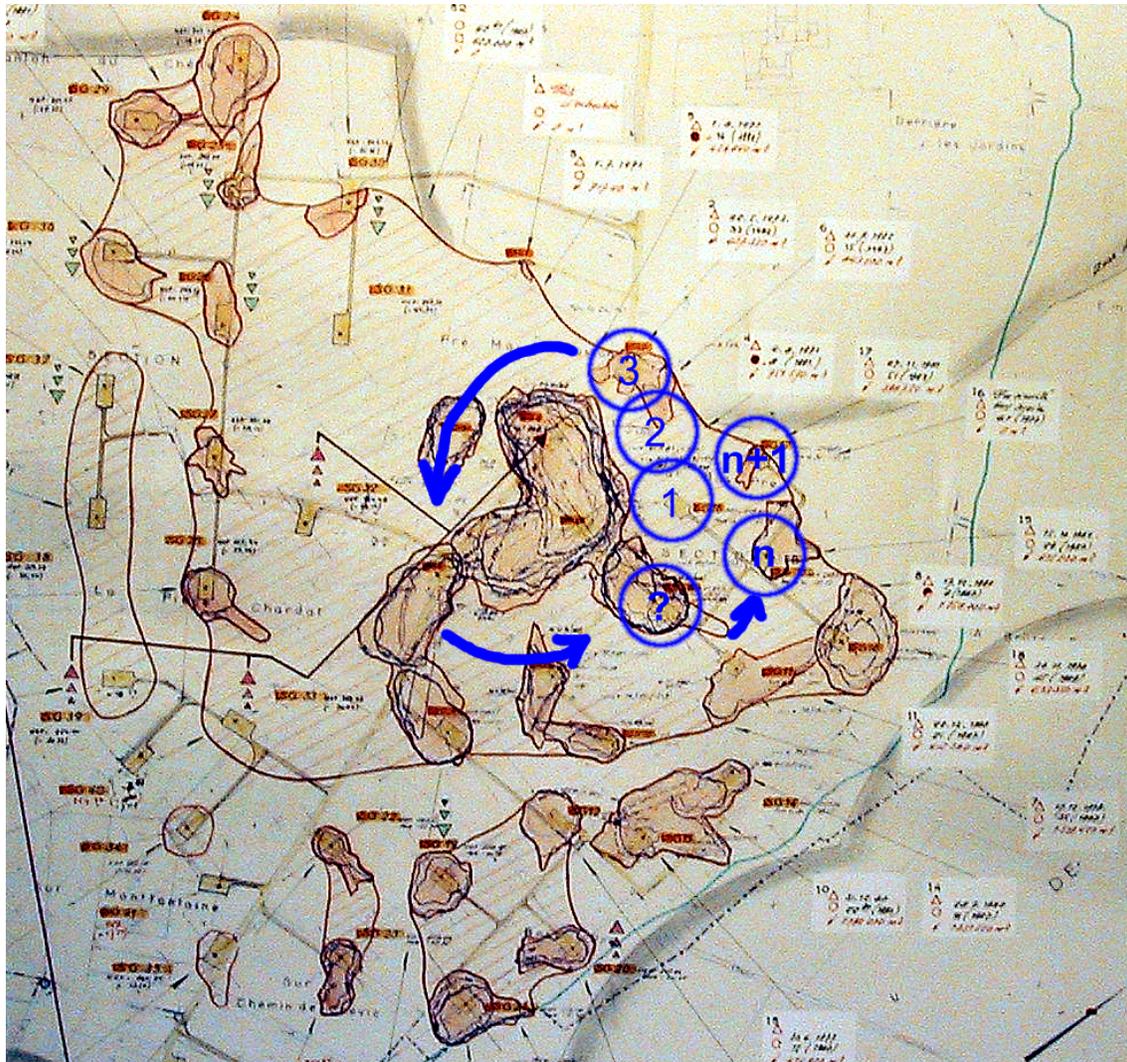


FIG. 4.2: Séquence d'une exploitation envisagé - champ d'exploitation de Gellenoncourt

De nouvelles cavités doivent être créés à une distance optimale de l'ancien effondrement pour assurer l'instabilité dans la phase terminale tout en maintenant un maximum de sécurité pendant l'exploitation régulière. Cette distance «optimale» sera déduite par des calculs géomécaniques. Dans ce contexte, on pense pouvoir réaliser un effondrement en spirale (voir la figure 4.2) ou dirigé vers un sens spécifique.

Un facteur très important dans cette démarche est le diamètre des nouvelles cavités. S'il est trop grand, il devient difficile de trouver de bons emplacements dans ce champ partiellement exploité. Techniquement et économiquement, un diamètre entre 60 et 100 mètres est envisageable. Au dessous de 60 mètres, la rentabilité diminuera fortement, et

au dessus de 100 mètres, il sera difficile de contrôler l'exploitation par couverture d'air. Pour trouver un compromis, toutes les études suivantes ont été conduites avec l'hypothèse d'une cavité à 80 mètres de diamètre.

Dans le développement d'une exploitation intensive, l'enjeu le plus important est le contrôle de la stabilité du terrain à tout moment. L'exploitation devrait se dérouler selon les étapes suivantes :

Phase 0 : Forage du puits et installation du tubage¹. Le terrain doit être stable.

Phase I : Début de l'exploitation préliminaire. Dissolution d'une petite cavité jusqu'à ce que la portée maximale (ici : 80m) soit atteinte. A partir de cette forme de cavité, on peut dissoudre avec un maximum de débit. Le terrain reste stable a tout moment.

Phase II : On démarre avec l'exploitation régulière dans la cavité issue de la phase I. A l'aide de la couverture d'air, on règle le développement de cette cavité afin d'obtenir une forme cylindrique. Pour des raisons de sécurité, on maintient une garde de sel de plusieurs mètres vers les marnes versicolores au dessus. Le système maintient sa stabilité.

Phase III : On interdit l'accès au terrain autour de la cavité. On continue la dissolution de la cavité en élargissant le plus possible la cavité latéralement et vers le haut. L'opération est télécommandée car l'effondrement pourrait arriver plus tôt que prévu.

Phase IV : L'effondrement se produit. Les pompes immergées ne peuvent pas être récupérées car la production de saumure dans la cavité est maintenue jusqu'à la fin et le terrain en rupture détruira toutes les installations du puits concerné.

Lors de l'effondrement de la cavité, la quantité de saumure restante sera expulsée en passant par le puits de forage et le terrain foudroyé au dessus du cratère. La présence d'une connexion hydraulique dans le terrain rend possible une fuite de saumure vers ces conduits. Étant donné le grand volume d'insolubles et une certaine perméabilité du matériau sédimenté à l'intérieur de la cavité, nous estimons que le volume échangé par les anciennes fractures hydrauliques sera plutôt faible et son effet sur les cavités voisines sera d'une très courte durée.

Suite à l'effondrement d'une cavité, le taux de pompage en saumure se réduit brusquement. Pour compenser cet effet, il sera souhaitable d'avoir déjà prévu une autre cavité, préparée pour l'exploitation à plein débit (à la fin de la phase I). Ainsi, elle pourrait être activé dans très peu de temps, et le taux de pompage resterait inchangé.

4.3 Aspects numériques de l'exploitation intensive

Concernant la méthodologie et la technique de creusement de la nouvelle cavité, la conception d'une nouvelle méthode d'exploitation est clairement circonscrite. Pour paramétriser la conception, une étude géomécanique est indispensable. C'est elle qui décide de

¹ou bien on réutilise un ancien puits de la période d'exploitation précédente, mais dans ce cas des mesures de précaution contre une éventuelle migration de saumure non saturée doivent être prises

l'emplacement des cavités, c'est elle qui détermine la sûreté du terrain pendant les phases I et II et qui est garante d'un effondrement à la fin de la phase III.

Pour être en mesure d'évaluer la stabilité et l'instabilité d'une structure donnée, nous avons développé une façon d'interpréter les calculs par éléments finis en elastoplasticité, même lorsque le processus itératif ne converge pas. Cette méthode est proposée dans le chapitre 4.3.1.

Cette méthode d'évaluation d'une (in)stabilité a été ensuite appliquée sur la conception d'une nouvelle méthode d'exploitation (voir aussi chapitre 4.4).

4.3.1 Modélisation des instabilités aux éléments finis

La recherche d'un effondrement consécutif à une rupture comporte de grandes difficultés quand on utilise une méthode de calcul relevant de la mécanique des milieux continus.

Si on se place dans ce cadre conceptuel les contraintes calculées doivent satisfaire à tout instant et en tous points le critère de plasticité (par exemple pour Mohr-Coulomb sans écoulement : $F = \max(K\sigma_1 - \sigma_3 - R_c; \sigma_1 - R_t) \leq 0$) et la loi d'équilibre ($\text{div } \sigma_{ij} + \vec{f} = 0$). Or les problèmes qui nous intéressent, s'ils relèvent bien de la mécanique des milieux continus, consistent à rechercher une géométrie «limite» pour laquelle, ou, plus précisément, à partir de laquelle, le critère de plasticité et la loi d'équilibre ne peuvent pas être satisfaits simultanément.

Au cours de notre étude, des calculs géomécaniques vont être effectués qui correspondent à des configurations instables. Il faut alors trouver une approche pour pouvoir tirer des résultats de calculs pour lesquels l'algorithme itératif n'a pas convergé.

Prenons l'exemple d'un essai à la boîte de cisaillement. Sa configuration (figure 4.3) est bien connue. Si on applique un cisaillement sur un échantillon, on produira une rupture le long d'une droite entre les deux côtés de la boîte, sous condition qu'on dépasse la résistance en cisaillement τ . Si la plasticité de la roche peut être caractérisé par un critère de Mohr-Coulomb, le τ observé sera idéalement : $\tau = \sigma_N \tan \phi + C$. En tenant compte de l'imperfection de l'application du cisaillement dans la roche (par des plaques latérales, d'où une concentration de contraintes dans les bords de l'échantillon), le développement de la fracture n'est pas homogène. Dans la situation d'un chargement linéairement croissant, on obtient des zones plastiques à proximité de la plaque chargée bien avant que l'échantillon ne soit rompu entièrement. Si on augmente encore la charge, les zones plastifiées se propagent, tout en préservant la stabilité du système et la validité de l'approche par éléments finis. Si on dépasse enfin la charge ultime σ_{max} , on bascule d'une situation stable à l'instabilité. En forçant l'algorithme à respecter la loi d'équilibre, le critère F devient positif.

Le code VIPLEF résout les problèmes de plasticité par la méthode des contraintes initiales. La résolution s'effectue par un processus itératif qui peut être schématisé de la manière suivant :

1. on effectue un calcul élastique et détermine $\delta\sigma_{ij} = H_{ijkl} \cdot \delta\varepsilon_{kl}$

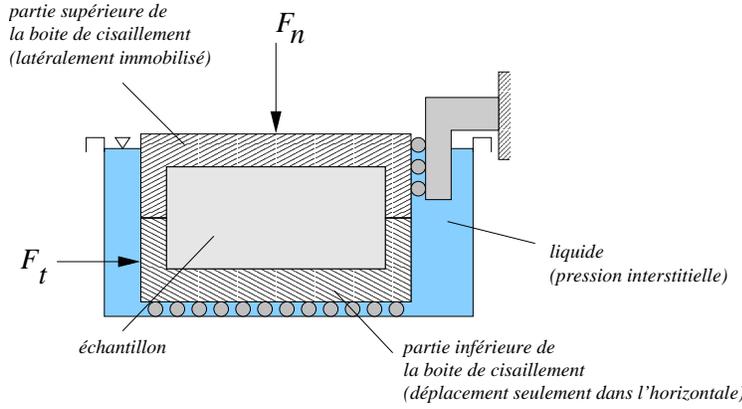


FIG. 4.3: Configuration schématique d'une boîte de cisaillement

2. ensuite, on fait en chaque point un test sur le critère de plasticité : $F(\sigma_{ij}, \xi) > 0$?
3. si non, on arrête le calcul. Par contre, si $F > 0$, on doit résoudre le système suivant :

$$\begin{aligned} F(\sigma_{ij}, \xi + \delta\xi) &= 0 \\ \delta\xi &= f(\delta\varepsilon_{ij}^p) \\ \delta\varepsilon_{ij}^p &= \delta\lambda \frac{\delta P}{\delta\sigma_{ij}} \end{aligned}$$

(ou P représente le potentiel plastique éventuellement identique à $F(\sigma_{ij}, 0)$. $\delta\lambda$ est un scalaire.)

4. En résolvant ce problème, on obtient entre autres le changement de la déformation plastique du système $d\varepsilon_{ij}^p$, avec laquelle on calcule une contrainte initiale virtuelle : $\sigma_{ij}^I = -H_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}^p$
5. Puisque $\sigma_{ij} = H_{ijkl} \cdot (\varepsilon_{kl}^{tot} - \varepsilon_{kl}^p) = H_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}^{tot} + \sigma_{ij}^I$, on effectue à nouveau un calcul élastique (comme dans le point 1) où on résout $\sigma_{ij} - \sigma_{ij}^I = H_{ijkl} \cdot \varepsilon_{kl}$, et on passe au point 2.

Dans ce schéma, on voit clairement que la déformation plastique ε^p est une fonction $g(\sigma)$. Mais σ lui même est déterminé par la loi de comportement du matériau, dans notre cas $\sigma_{ij} = H_{ijkl} \cdot (\varepsilon_{kl}^{tot} - \varepsilon_{kl}^p)$ ou, en bref, $\sigma = f(\varepsilon^p)$. Dans l'évaluation de la déformation plastique il s'agit alors d'un problème de point fixe, car $\varepsilon^p = g(f(\varepsilon^p))$.

Ce processus itératif converge pour des solutions stables (Tijani, [69]).

Sous condition que les données fournies au calcul (chargements, géométrie, maillage) soient correctes, et en l'absence d'artefacts numériques quelconques, on peut alors postuler ce qui suit : Un calcul qui apparemment diverge à cause d'un chargement trop important reflète un état physiquement instable, tel qu'une rupture.

Si on calcule l'exemple de la boîte de cisaillement avec une contrainte $\sigma > \sigma_{max}$, on obtient finalement un système divergent (=rupture). Si σ dépasse σ_{max} de très peu, l'algorithme itératif montre une convergence «partielle». Pendant les premières itérations, il

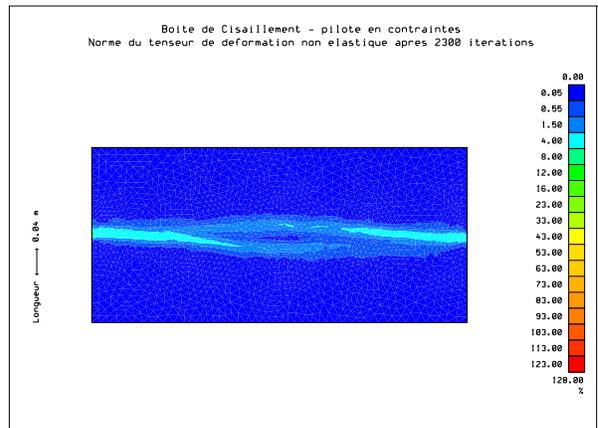
créée des zones plastiques qui ressemblent fortement à la future zone de rupture physique (voir la figure 4.4 a). Dès que les points sur cette ligne de rupture virtuelle ont été tous plastifiés (en admettant que le matériau suit une loi en post-rupture radoucissant), l'algorithme commence à diverger (voir la figure 4.4 b). Il essaie de répartir la charge imposée sur des points dans le voisinage de la rupture ce qui n'est pas possible. En augmentant le nombre d'itérations, on s'éloigne de plus en plus de la vraie solution, et la zone de rupture sera masquée par un effet de diffusion de la zone plastifiée (figure 4.4 c).

L'application de cette technique devient problématique, quand le terrain contient des masses rocheuses de caractère visco-plastique, comme c'est le cas dans le champ d'exploitation de Gellenoncourt, où le terrain contient des matériaux visco-plastiques en association avec des matériaux élasto-plastiques.

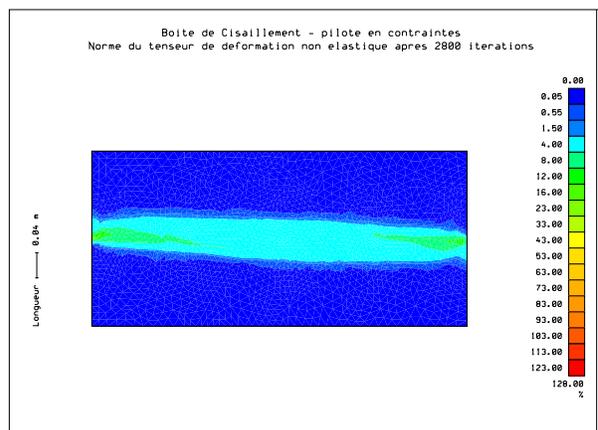
Le calcul en élasto-visco-plasticité s'effectue en deux parties : Pour un chargement donné, on cherche d'abord une solution du problème élasto-plastique (figure 4.5, point A). Puis, on effectue des itérations visco-plastiques en admettant que le chargement reste constant. Idéalement, le matériau viscoplastique évolue dans le temps jusqu'à ce qu'une déformation viscoplastique maximale soit atteinte (figure 4.5, point B). Ici, on refait un calcul élastoplastique qui prend en compte d'une part la déformation viscoplastique obtenue, d'autre part un éventuel changement de chargement (figure 4.5, point C). A partir d'ici, ce processus de résolution numérique continuera de la même façon jusqu'à ce que la fin de l'historique du chargement soit atteinte.

Dans le cas d'une étude géomécanique habituelle, l'apparence d'une plasticité divergente est le signe d'une instabilité physique, il faut donc arrêter le temps virtuel et chercher d'abord la convergence plastique. Si par contre on obtient des instabilités ponctuelles, issues des artefacts numériques dû aux concentrations de contraintes dans les coins de la géométrie ou d'une mauvaise définition du comportement local du terrain, l'interprétation d'un calcul élasto-visco-plastique devient difficile : Le temps de calcul s'arrête et *le matériau viscoplastique n'évolue plus!* Ceci joue un rôle important surtout au début de l'historique de chargement.

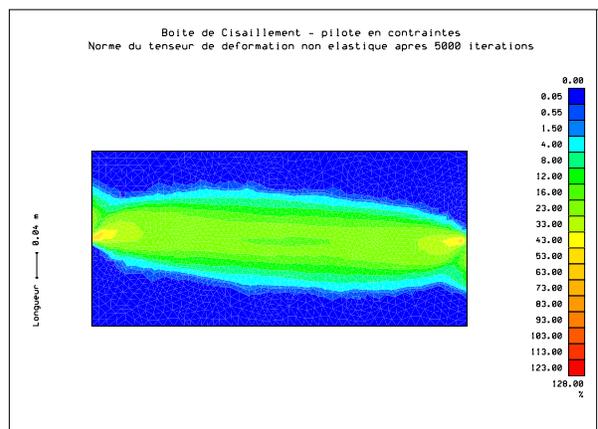
Un dernier problème concerne les calculs d'un matériau suivant le critère de Mohr-Coulomb tronqué pour tenir compte d'une résistance en traction différente de celle qu'impose le critère de Mohr-Coulomb. La troncature du critère peut provoquer des erreurs numériques. En résolvant un tel problème, l'algorithme de résolution doit vérifier si un élément de volume dépasse le critère en cisaillement (critère de Mohr-Coulomb non-tronqué) ou bien si l'élément dépasse le critère en traction (troncature). Dans le cas où les deux solutions sont possibles, on risque de représenter le mauvais phénomène (par exemple, on évalue un dépassement du critère en traction même si l'élément devrait se trouver sur la limite du critère en cisaillement). Cette erreur peut être évitée en passant par deux calculs séparés. Dans le premier on ne considère que le critère en cisaillement (Mohr-Coulomb non-tronqué) et par un deuxième calcul, on tronque le modèle. De cette manière, tous les éléments qui devraient être sur le critère de cisaillement ne vont plus plastifier en traction.



(a) 2 300 itérations : Apparence d'une zone de rupture bien délimité



(b) 2 800 itérations : Début de la divergence. Le résultat est masqué par un effet de diffusion



(c) 5 000 itérations : la zone plastique comprend plus que la moitié de la structure

FIG. 4.4: Résultats des calculs d'une boîte de cisaillement avec une charge σ dépassant la charge limite σ_{max}

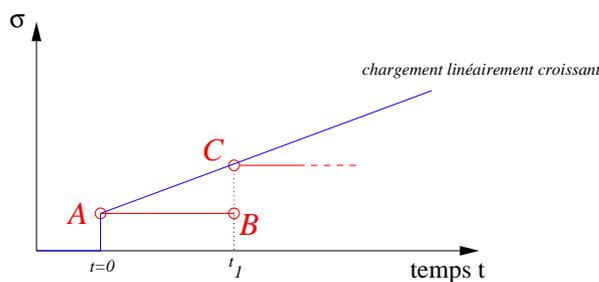


FIG. 4.5: Schéma de l'algorithme qui lie les calculs élasto-plastiques avec des itérations visco-plastiques.

4.3.2 Alternatives et possibilités d'amélioration

La lourdeur des calculs dans le cas des structures instables pose un vrai problème à l'ingénieur. Pour les calculs en 2D, une rupture du terrain est constatée après environ 4 000 (!) itérations plastiques. Le même nombre d'itérations dans le cas d'un calcul en 3D nécessiterait environ 4 000 heures ou 6 mois sur les ordinateurs les plus récents.

On a étudié la possibilité d'améliorer la rapidité de résolution par des calculs en parallèle. Pour cela, le processus numérique de résolution doit être découpé et distribué entre les processeurs disponibles dans l'ordinateur. Chaque morceau est traité séparément, et leur résultat est ensuite assemblé pour la solution finale. Le processus d'assemblage s'effectue par une méthode itérative qui, en revanche, peut devenir très lourd.

Des recherches récentes au Laboratoire LM2S (Rey, [55]) ont amélioré l'approche des calculs en parallèle en découpant la structure dans des sous-systèmes mécaniques. Selon le problème à résoudre et le nombre des processeurs utilisés, le code promet des accélérations de la vitesse de calcul importantes (environ deux heures de calcul au lieu de 4 jours). Une version du code actualisé qui pourra traiter les calculs en Mohr-Coulomb avec écrouissage négatif en post-rupture sera disponible à partir de 2003.

Nous avons aussi étudié l'utilité de la théorie des charges limites (proposée par Salençon [58], 1969). La charge limite d'une structure correspond à la charge, qui mène à la rupture d'une structure. La surface limite L , lieu des points de charge limite, peut être approchée par deux bornes :

1. des chargements Q maintiennent la structure à l'intérieur de la surface limite L . Pour cela, les contraintes doivent satisfaire les conditions d'équilibre pour un chargement donné, sans violer en aucun point le critère de plasticité.
2. La surface limite L est dépassée s'il existe au moins un champ de vitesse cinématiquement et plastiquement admissible, dans lequel la puissance des forces extérieures du chargement Q soit supérieure ou égale à la puissance dissipée.

C'est difficile d'évaluer les deux limites de stabilité qui délimitent l'espace dans laquelle la vraie solution se trouvera. On peut encore approcher la surface limite du côté stable

en faisant des calculs aux éléments finis. Si on ne viole pas la loi d'équilibre et le critère de plasticité (calculs élastoplastiques convergés), on se trouve à l'intérieur de la surface limite.

Pour définir une borne supérieure, il faudrait calculer l'énergie potentielle libre du système et la comparer avec le travail (puissance dissipée) nécessaire pour initier la rupture. Cette comparaison s'avère très difficile car la localisation d'une rupture pour une géométrie aussi complexe n'est pas connue d'avance (Faure, [20]).

C'est pour les raisons mentionnées ci-dessus que cette méthode ne peut pas remplacer la démarche proposée dans ce travail.

4.4 Études géomécaniques et modélisation numérique

Nous considérons une géométrie simple qui nous permet d'évaluer sa stabilité à l'aide des éléments finis. Ce modèle comprend la géométrie de l'ancienne cavité SG4/5 après l'effondrement, pour laquelle il a fallu trouver une géométrie numériquement stable (voir la figure 4.6).

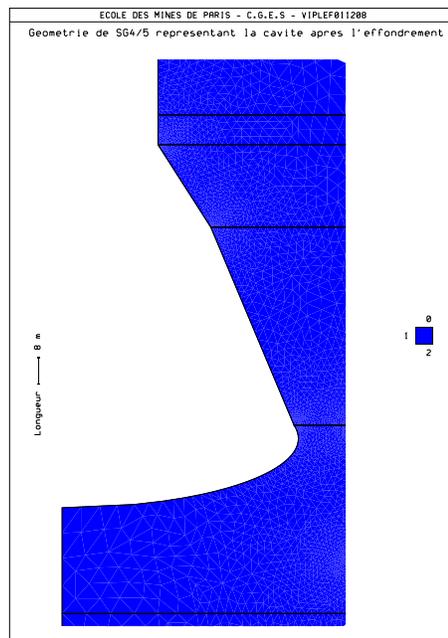


FIG. 4.6: Représentation de la cavité SG4/5 stable après l'effondrement.

Puis une nouvelle deuxième cavité qui se trouve au voisinage de l'ancienne sera créée. La nouvelle cavité sera creusée en utilisant une couverture d'air (donc elle possède un toit plat) (voir la figure 4.7). Son initiation devra être plus profonde que celle de SG4/5². Géométriquement, la nouvelle cavité augmente son diamètre dans l'unité N avec un angle

²les relevés échographiques de SG4/5 ont montré que la cavité ne débutait qu'à une profondeur de 256 mètres, mais le mur du gisement halitique se trouvait à 287 mètres de profondeur.

d'environ 12 degrés jusqu'à 80 mètres. Après, on dissout vers le haut avec un minimum de développement vertical possible. Dans nos calculs numériques, on laisse une garde de sel de cinq mètres vers les marnes versicolores, et on évalue la stabilité du système. La stabilité de toutes les configurations sera évaluée pour une série de géométries à entraxes différents.

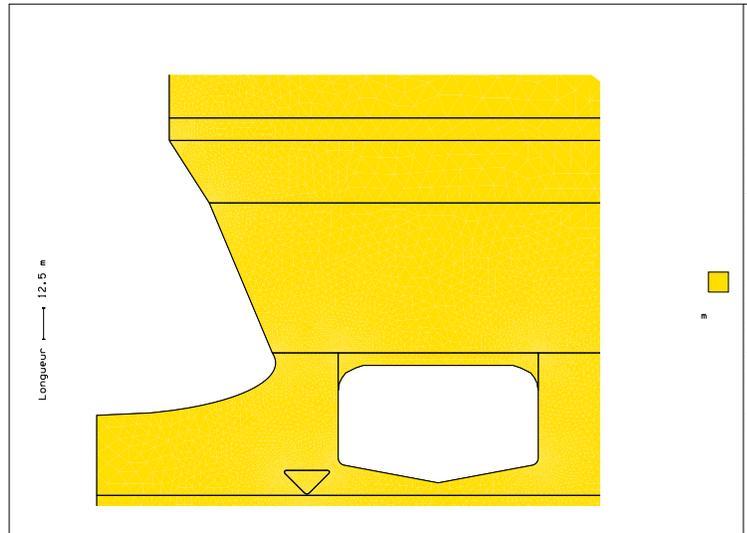


FIG. 4.7: Schéma d'une nouvelle cavité placée à côté de l'ancienne cavité SG4/5 effondrée

D'abord on évaluera la stabilité selon des critères discutés en détail dans le chapitre 4.3.1 (page 95). Puis la garde de sel est enlevée et nous réévaluons la stabilité du système. Après que la garde soit supprimée, l'instabilité du massif devrait être atteinte, et la rupture devrait rejoindre le cratère de l'ancienne cavité SG4/5.

Le scénario d'une petite cavité à côté d'une grande est une problématique typiquement tridimensionnelle ayant un seul plan de symétrie. Puisque notre façon de modéliser des instabilités est très lourde pour des modèles en trois dimensions, on a d'abord analysé la stabilité en 2D avec une symétrie de révolution. Des calculs en 3D ont été effectués ultérieurement pour confirmer et ajuster les résultats bidimensionnels.

4.4.1 Discussion des calculs en 2D (en symétrie axiale)

Une représentation 2D d'une géométrie typiquement tridimensionnelle telle que deux cavités dans un massif infini nécessite l'adoption de quelques hypothèses. Si on décide d'utiliser un modèle bidimensionnel avec un axe de révolution, on peut modéliser correctement le cas d'une cavité isolée. Mais si on doit évaluer l'interaction entre deux cavités axisymétriques par un modèle 2D axisymétrique, alors la géométrie de la modélisation est très différente de la géométrie réelle. En effet, on est amené à définir un axe de révolution en commun avec l'axe d'une des cavités. Dans ce modèle pseudo-3D, l'autre cavité ne figure plus comme une cavité isolée mais plutôt comme un tore dont l'axe coïncide avec l'axe du modèle (voir le schéma dans la figure 4.8).

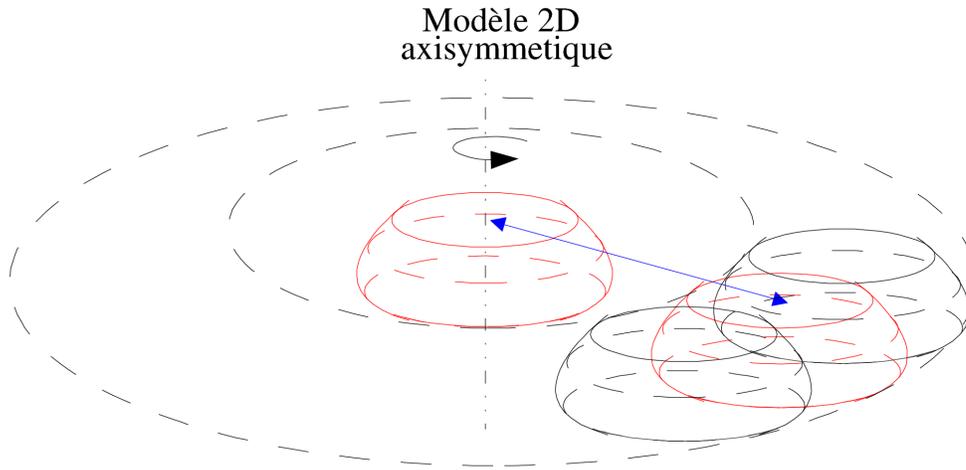


FIG. 4.8: Représentation schématique du problème tridimensionnel et l'approche toroïdale d'un calcul en 2D axisymétrique

Du point de vue de la stabilité, un tore autour d'une cavité représente une structure très affaiblie par rapport à la vraie géométrie, celle de deux cavités isolés. En géotechnique, ce fait est habituellement compensé par les hypothèses suivantes :

- On considère qu'à la fin de l'exploitation, beaucoup des cavités vont être créés autour de l'ancienne cavité centrale. Il ne s'agit donc pas d'un modèle avec deux cavités isolées, mais d'un champ de cavités qui sont localisées autour d'un axe commun (voir le schéma sur la figure 4.2)
- Si on obtient une stabilité pour un tore autour d'une cavité centrale, on peut être certain que la stabilité sera aussi assurée pour un champ avec des cavités isolées.

Rappelons que le but de notre travail est d'étudier les configurations géométriques qui permettent d'avoir la certitude qu'un effondrement aura lieu. Puisque le modèle d'un tore autour d'une cavité axisymétrique est pessimiste par rapport à la stabilité de l'ensemble, une rupture observée dans un tel modèle ne veut pas automatiquement indiquer l'instabilité de deux cavités isolées.

Pourtant, les calculs peuvent servir pour faire une première évaluation du comportement du terrain. On préfère commencer par comprendre la réponse du terrain pour des géométries différentes afin de bien déterminer les paramètres à utiliser dans des calculs 3D ultérieurs.

On a donc effectué une série de calculs 2D axisymétriques. On fait varier

- la largeur du pilier entre les deux cavités (SG4/5 et la nouvelle cavité) entre 15 et 60 mètres avec un pas de 5 mètres.
- la géométrie ; On admet que la dissolution s'arrête avant d'atteindre les marnes versicolores, en laissant une garde de sel de 5 mètres. La stabilité de l'ensemble est évaluée avec et sans cette garde.
- le régime de pression dans la deuxième cavité. La pression hydrostatique sur les parois prend les valeurs d'une colonne de saumure à partir du sol (zéro mètres) ou à

partir de niveaux inférieurs (-50 mètres et -180 mètres de la colonne d'origine). D'un côté technique, une pression de -50 mètres a été envisagée, avec l'option de diminuer la pression pour provoquer la rupture, si nécessaire.

L'entraxe est le facteur principal qui décide si un effondrement peut avoir lieu et la manière dont il se produit. Dans notre cas, on cherche à obtenir un effondrement du terrain qui rejoint le cratère de l'ancienne cavité SG4/5. Si ce but est atteint, la zone foudroyée augmente localement et les cavités existants sur le site aussi bien que de futures cavités qui se situent loin de SG4/5 pourront ultérieurement s'effondrer aussi. Par contre, si on n'obtient pas de foudroyage, ou bien si la subsidence provoquée est isolée de l'effondrement existant, la suite de l'exploitation devient difficile. Les zones de subsidence propres à chaque cavité doivent se joindre dans une zone d'effondrement commune car toute la suite de l'exploitation en dépend.

Le régime de pression de saumure a une influence sur le comportement de l'ensemble, mais, dans l'ignorance où nous étions des paramètres hydrauliques du massif, il nous a été impossible de faire des calculs hydromécaniques couplés. Dans notre modèle simplifié, tout changement de pression de saumure a des répercussions immédiates sur les pressions interstitielles du massif. Ceci nous permet de résoudre le problème mécanique en contraintes effectives. Dans le cas où une diminution de la pression dans la cavité (sans garde) aura lieu, la différence de pression entre le massif et la cavité sera modélisée dans une approche en contraintes effectives par une traction sur le toit de la cavité correspondante. Mais cette simplification ne satisfait les exigences de l'hydromécanique que dans les premiers instants lors de l'exposition des marnes versicolores à la saumure. Pour cette raison on a plutôt valorisé les calculs avec pression de saumure équivalente à la pression dans le massif. Les modèles à basse pression ont servi comme source de renseignement supplémentaire.

Avec une telle variation de paramètres, on doit examiner

- 10 entraxes différents
- 2 géométries différentes (deuxième cavité avec garde et sans garde) pour chaque entraxe
- 3 régimes de pressions ($\Delta h = 0m, -50m, -180m$) dont la dernière ne s'applique qu'au cas d'une cavité sans garde.

Ceci nous a conduit à la réalisation de 50 calculs indépendants dont les résultats ont dû être interprétés.

4.4.1.1 Structuration des calculs en 2D

Les calculs effectués ont été classés suivant l'entraxe des deux cavités, et pour un entraxe donné, suivant le régime de pression et la présence d'une garde de sel dans la structure. On a fait varier l'entraxe entre 15 et 60 mètres avec un pas de 5 mètres. Les variations de pression en présence ou absence de la garde sont précisées dans le tableau 4.1.

- Le code «MAIL» désigne des calculs avec d'une seule cavité (SG4/5) dans le modèle. Ceci a été nécessaire pour simuler les déformations visco-plastiques et pour

évaluer le régime de contraintes avant que le creusement de la deuxième cavité ne soit commencé.

- Le code «HP1» (haute pression) désigne les calculs pour lesquels la deuxième cavité a été creusée. La pression du liquide dans cette nouvelle cavité est égale à une colonne de saumure à partir de la surface. Le passage entre le modèle «MAIL» et la géométrie «HP1» s'effectue instantanément.
- Le code «DEST1» décrit la même géométrie que «HP1», mais la pression exercée sur le paroi de la cavité est cette fois égale à la pression hydrostatique d'une colonne de saumure dont le niveau a été rabattu de 50 mètres.
- Tous les calculs surnommés «HP2» ont le même régime de pression que «HP1», mais en plus, on a désactivé la garde de sel de 5 mètres d'épaisseur. Les calculs «HP2» succèdent aux calculs «HP1»
- Avec «DEST2» on désigne les calculs similaires à «HP2», mais en utilisant le régime de pression de «DEST1». Ils succèdent aux calculs «DEST1»
- «DEST2LP» (LP = «low pression») calcule enfin la stabilité du terrain en admettant une pression à l'intérieur de la deuxième cavité qui correspond à une colonne de saumure dont le niveau a été abaissé de 180 mètres au dessous de la surface. Ce scénario doit simuler un éventuel pompage après avoir exploité la deuxième cavité et devrait forcer la structure à se rompre.

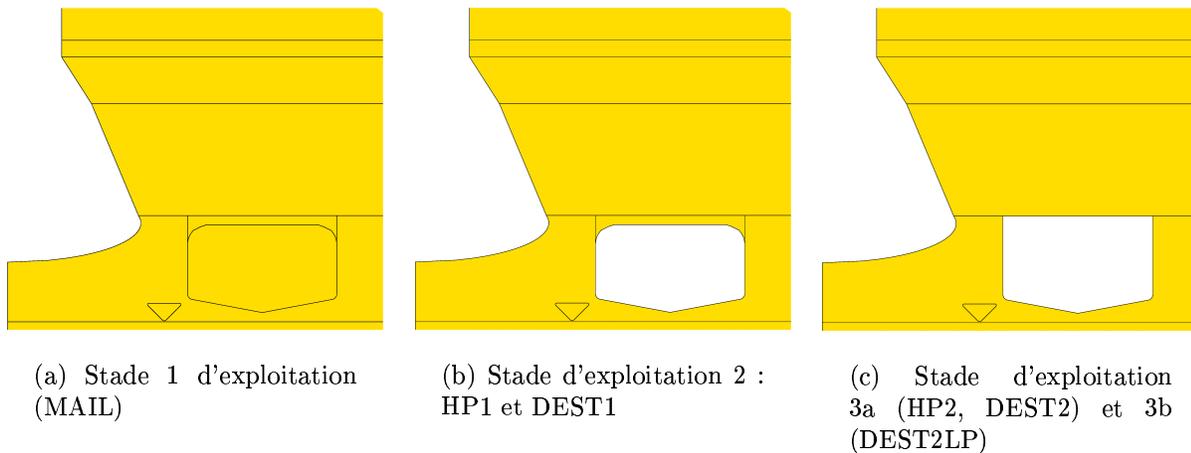


FIG. 4.9: Stades d'exploitation 1 à 3

L'analyse des résultats s'est effectuée à l'aide des dessins qui représentent graphiquement l'état des grandeurs physiques associées aux noeuds et aux éléments de la structure (déformations, contraintes, écrouissage). On a étudié en détail les représentations suivantes :

- Les déplacements verticaux
- Les déplacements totaux
- les zones plastiques (indication des zones de rupture)
- les déviateurs des contraintes
- les contraintes maximales σ_1 (= tractions!)
- les zones de rupture dans la dolomie

Simulation n°	Stade d'exploitation / géométrie	Régime de pression / contraintes	code calcul
1	Stade 1 : SG4/5 effondrée, le reste du terrain reste stable (voir la figure 4.9 a)	Pression à l'intérieur de la cavité SG4/5 correspondant à la pression de la saumure jusqu'à la surface	MAIL
2	Stade 2 : SG4/5 effondrée, nouvelle cavité creusée, garde en place (figure 4.9b)	Pression dans SG4/5 voir ci dessus, pression dans les cavités = pression de la saumure jusqu'à la surface	HP1
3	Stade 2 : SG4/5 effondrée, nouvelle cavité creusée, garde en place (figure 4.9b)	Pression dans SG4/5 voir ci dessus, pression dans les cavités correspondant à la colonne de saumure rabattue de 50 mètres	DEST1
4	Stade 3a : SG4/5 effondrée, nouvelle cavité sans garde (figure 4.9 c)	Pression dans SG4/5 voir ci dessus, pression dans la cavité = pression de la saumure jusqu'à la surface	HP2
5	Stade 3a : SG4/5 effondrée, nouvelle cavité sans garde (figure 4.9c)	Pression dans SG4/5 voir ci dessus, pression dans les cavités correspondant à la colonne de saumure rabattue de 50 mètres	DEST2
6	Stade 3b : SG4/5 effondrée, nouvelle cavité sans garde (figure 4.9c)	Pression dans SG4/5 voir ci dessus, pression dans les cavités correspondant à la colonne de saumure rabattue de 180 mètres.	DEST2LP

TAB. 4.1: Stades d'exploitation avec leurs géométries et régimes de pression associés.

Pour évaluer la stabilité du sel on trace généralement les déviateurs des contraintes ($\sigma_3 - \sigma_1$). Comme condition supplémentaire à respecter, on demande que la contrainte maximale σ_1 (où $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) soit compressive (inférieure à zéro).

Dans la plupart des cas examinés au cours de cette étude, des zones plastiques sont apparues dans le pilier avec SG4/5, notamment lorsqu'on a creusé la seconde cavité. Ce changement de géométrie (ou désactivation d'une partie du maillage) s'effectue instantanément et ne représente pas le long processus de dissolution dans la seconde cavité. Nous interprétons l'apparition de la zone plastique dans le pilier de la manière suivante : L'enlèvement d'une cavité voisine à SG4/5 augmente les contraintes dans le pilier de façon immédiate. Dans notre modèle, le pilier d'une cavité toroïdale se plastifie localement en cisaillement. Dans la réalité, le remblai dans SG4/5 pourra certainement gêner ce processus de foisonnement. Il faut aussi admettre que dans une réalité tridimensionnelle, ce phénomène n'aura pas lieu. Nous accordons à cette plastification seulement une petite importance, spécialement du point de vu de la stabilité globale du massif.

Du fait qu'on désactive le matériau correspondant à la deuxième cavité instantanément, on produit des instabilités plastiques dès le début des calculs. Le temps virtuel de calcul s'est arrêté et les contraintes observées ne représentent qu'une réponse élastique instantanée du sel. Le module de Young instantané du sel est relativement élevé (26400 MPa), ce qui mène à une concentration des contraintes dans ce matériau beaucoup plus importante que dans la réponse visqueuse réelle. Mais ce fait peut nous être utile : Si on obtient la rupture des terrains susjacentes au sel, avec du sel trop rigide (en initiant des contraintes plutôt faibles dans les strates au dessus), elle sera encore plus assurée dans le cas où le sel aura un comportement visqueux et où les marnes versicolores et le grès seront encore plus sollicités.

L'analyse de la stabilité (situations «HP1» et «DEST1») par contre ne donne que des résultats préliminaires. Pour déterminer la stabilité des ouvrages, il faut en quelque sorte tenir compte de la viscosité du sel.

Par la suite nous nous sommes consacrés à la recherche d'un entraxe critique pour lequel la création d'une nouvelle cavité provoque la rupture du terrain et l'affaissement de l'ensemble. Mais avant que nous passions à la phase instable (phase III), les modèles «HP1» et «DEST1» doivent d'abord assurer la stabilité du système et la sécurité de l'exploitation. Toutes les observations qualitatives et quantitatives faites pendant ces essais numériques sont présentées dans les tableaux 4.2 à 4.7.

4.4.1.2 *Évaluation qualitative et quantitative des résultats*

L'évaluation du comportement du terrain dans le cas d'une configuration non-stable (comme c'est le cas pour plusieurs scénarios ci-dessous) s'effectue d'une manière qualitative. Comme nous avons vu dans les pages précédentes, une instabilité structurale se manifeste dans la création des zones plastiques. Quand ils traversent la totalité de la structure, nous pouvons interpréter ceci comme étant une rupture. L'apparence d'une telle zone permet aussi l'interprétation de la stabilité structurale de l'ensemble du modèle. Les calculs effectués nous donnent alors la possibilité de

1. retrouver des zones d'instabilités (rupture), et de
2. interpréter le comportement du modèle entier sous l'effet d'une sollicitation trop importante.

Dans un premier temps, le comportement du terrain modélisé peut être évalué en analysant l'apparition des zones plastiques (voir tableau 4.2) due au creusement d'une cavité dans le massif halitique. Si les deux cavités (la nouvelle et SG4/5) sont assez éloignées, on obtient la stabilité du terrain. Dans ce cas, des zones plastiques peuvent apparaître localement, mais ils ne traversent pas la structure. Si, par contre, les zones plastiques se rejoignent (comme dans l'exemple avec la boîte de cisaillement), une rupture du terrain peut être observé.

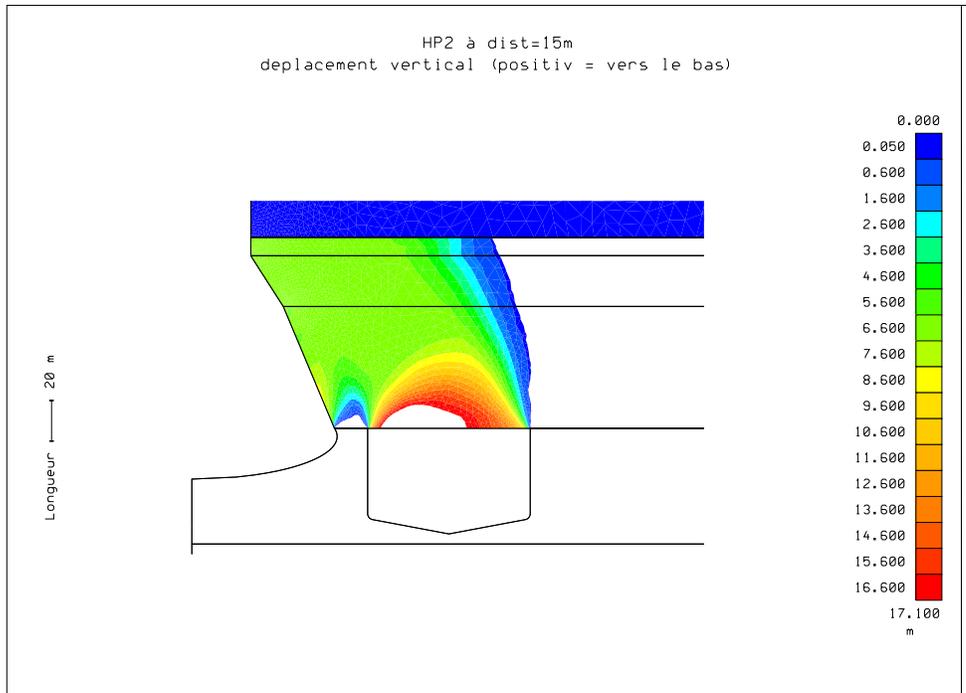
les zones plastiques entre les cavités, se sont elles rejointes ?					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	non	oui	oui	oui	oui
20	non	oui	oui	oui	oui
25	non	non	oui	oui	oui
30	non	non	oui	oui	oui
35	non	non	oui	oui	oui
40	non	non	oui	oui	oui
45	non	non	oui	oui	oui
50	non	non	non	oui	oui
55	non	non	non	non	—
60	non	non	non	non	non

TAB. 4.2: Investigation sur le développement des zones plastiques entre les cavités

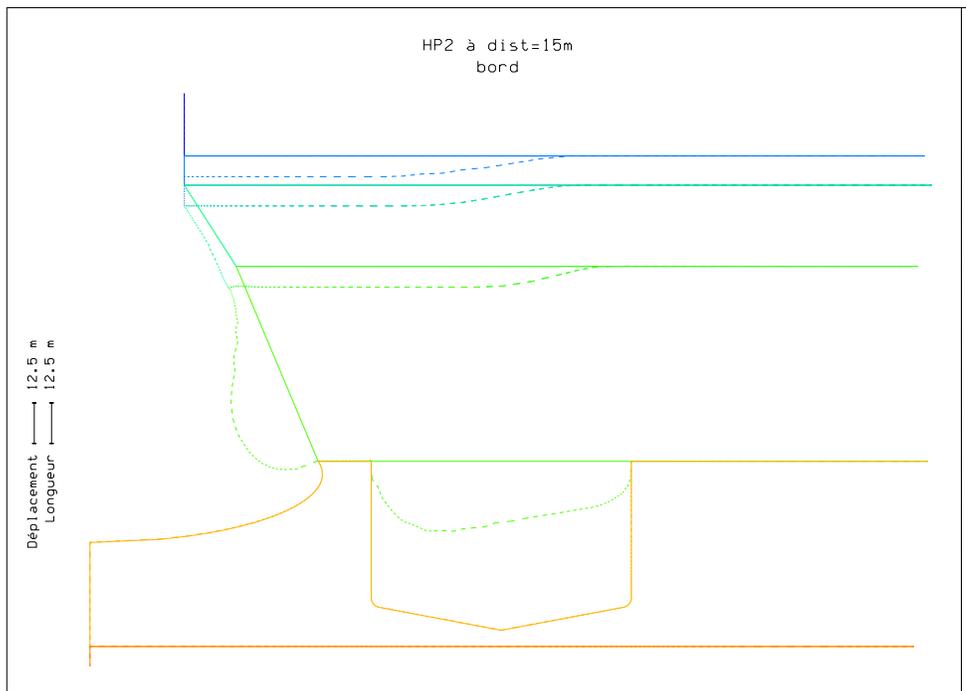
La rupture de la dolomie peut révéler des informations sur l'allure de l'effondrement observé (voir aussi le tableau 4.3). Si les deux cavités sont très proches l'une de l'autre, la dolomie casse directement au dessus de la deuxième cavité ainsi que le pilier entre les deux cavités (voir aussi la figure 4.10 a et b). La dolomie montre un déplacement vertical et horizontal vers l'axe du modèle.

Si la deuxième cavité est très éloignée de la première (SG4/5), la dolomie ne montre aucun déplacement vertical sur toute la largeur de la région qu'on souhaite faire effondrer. La dolomie se casse encore, mais maintenant d'une façon «isolée» (voir les figures 4.11 a et b), tout en montrant un déplacement vertical important uniquement au dessus de la seconde cavité (voir le tableau 4.4, qui montre la tendance vers une rupture «isolée»).

Les observations faites au niveau de la dolomie sont complétées par l'analyse du déplacement vertical du massif. Au cas où les deux cavités sont rapprochées, le massif surmontant se rompt et descend presque d'un seul bloc (voir le tableau 4.5 et la figure 4.10). Dans d'autres modèles, notamment ceux où la deuxième cavité est suffisamment éloignée de la première, on voit que la rupture et la descente du matériau apparaît directement au dessus de la deuxième cavité. Ici, le pilier devient assez résistant et bloque la rupture *jointe* du massif jusqu'à l'effondrement de SG4/5 (voir aussi le tableau 4.6 et la figure 4.12).

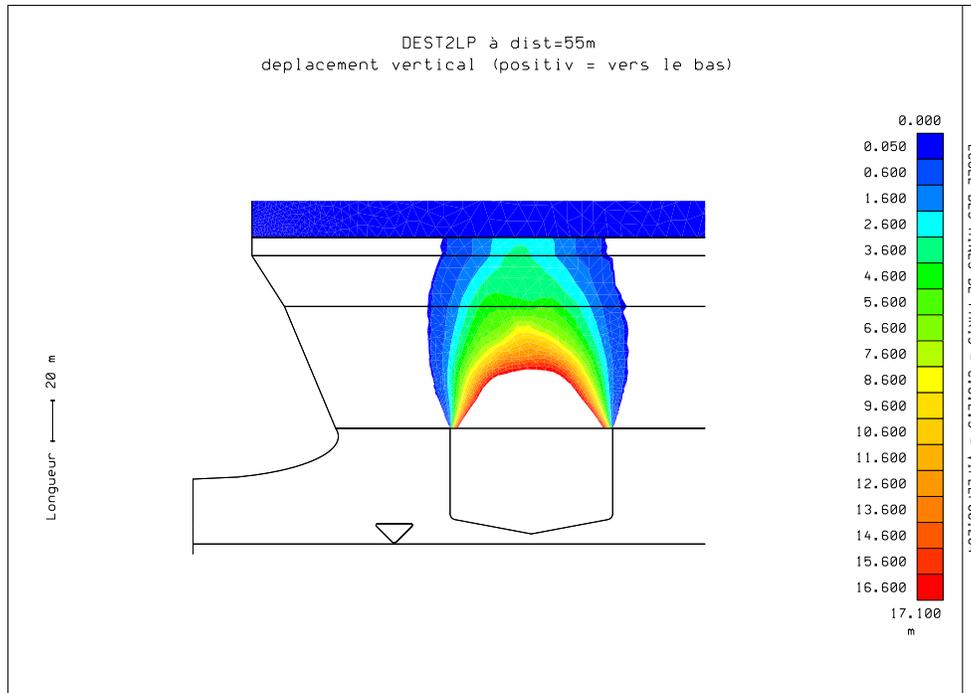


(a) Déplacement vertical du massif

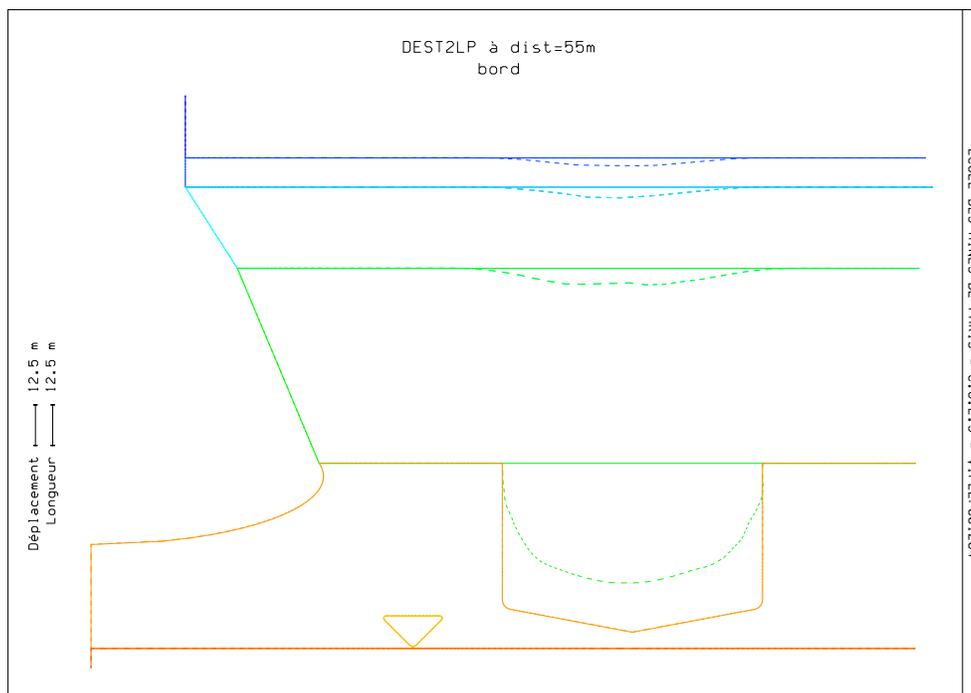


(b) Déformée de la géométrie (non amplifiée)

FIG. 4.10: Exemple d'une rupture du massif rocheux, rejoignant l'ancien affaissement de SG4/5



(a) Déplacement vertical du massif



(b) Déformée de la géométrie (non amplifiée)

FIG. 4.11: Exemple d'une rupture d'une cavité (toroïdale) très éloigné de la cavité centrale. La rupture se produit isolément.

comment la dolomie se casse ? (pas de rupture / rupture jointe / rupture isolée)					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	non	non	jointe	jointe	jointe
20	non	non	jointe	jointe	jointe
25	non	non	jointe	jointe	jointe
30	non	non	jointe	jointe	jointe
35	non	non	jointe	jointe/isolée	jointe/isolée
40	non	non	non	isolée	isolée
45	non	non	non	isolée	isolée
50	non	non	non	isolée	isolée
55	non	non	non	isolée	isolée
60	non	non	non	isolée	isolée

TAB. 4.3: Évaluation du type de rupture de la Dolomie de Beaumont

descente de la dolomie plutôt au dessus de la nouvelle cavité (dalle) ?					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	non	non	non	non	oui
20	non	non	non	non	oui
25	non	non	non	oui	oui
30	non	non	non	oui	oui
35	non	non	non	oui	oui
40	non	non	non	oui	oui
45	non	non	non	oui	oui
50	non	oui	oui	oui	oui
55	oui	oui	oui	oui	oui
60	oui	oui	oui	oui	oui

TAB. 4.4: Étude sur le développement d'une dalle au dessus de la nouvelle cavité

Dans tous les cas, il est à noter que les déplacements figurant dans le tableau 4.5 n'ont qu'un intérêt qualitatif dès lors qu'ils sont plurimétriques. Ils sont représentatifs de l'occurrence d'un foudroyage mais ils ne correspondent pas aux vrais déplacements à attendre !

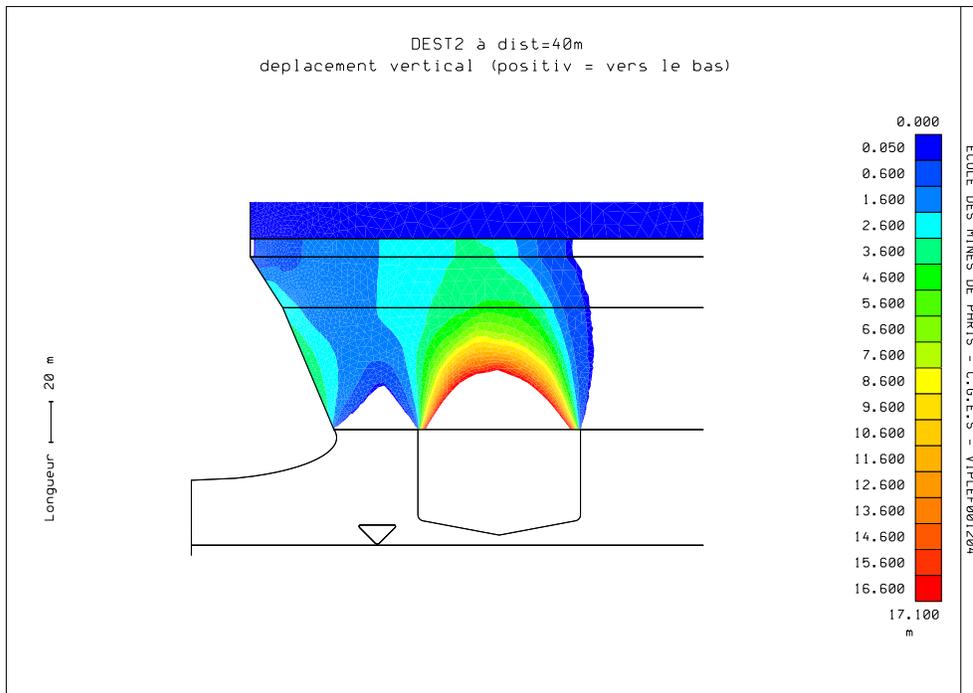


FIG. 4.12: Exemple de la résistivité du pilier contre l'affaissement (indiqué par le déplacement vertical) (régime de pression DEST2 avec un pilier de 40 mètres)

Un indice quantitatif pour une rupture du massif est la plastification de la dolomie. Il suffit de regarder si la dolomie dépasse les limites d'élasticité sur toute sa hauteur pour décider si le système maintient la stabilité ou pas (voir tableau 4.7).

Les calculs montrent le développement d'une zone plastique dans l'ancienne cavité lorsqu'une décharge de la nouvelle cavité se produit (voir annexe E, figures E.1 et E.2). L'apparition et l'amplitude qualitative de cette zone plastifiée a été étudié dans le tableau 4.8.

Comme nous l'avons déjà évoqué, nous ne pouvons pas calculer le vrai comportement viscoplastique du sel à cause du développement de ces zones plastiques au début de l'historique du chargement. Nous avons quand même étudié la réponse élastique du sel, notamment la flexion de la garde du sel (voir le tableau 4.9). Logiquement, le déplacement vertical de la garde de sel diminue avec un entraxe croissant. A partir d'une largeur du pilier de 50 mètres, l'interaction entre les deux cavités devient très faible. Là, les calculs convergent et on peut correctement observer le fluage du sel ce qui s'exprime par des déplacements verticaux plus importants.

Dans tous les cas, nous avons évalué le déviateur des contraintes dans le pilier (tableau 4.10). L'expérience montre qu'un pilier de sel peut rester stable si dans plus que la moitié

rupture du système en bloc ? / combien de déplacement vertical ?					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	-/5cm	-/7cm	oui/6,6m	oui/10,6m	oui/11,6m
20	-/3cm	-/5cm	oui/4,6m	oui/6,6m	oui/8m
25	-/3cm	-/3cm	oui/2,6m	oui/5,6m	oui/7,6m
30	-/0cm	-/3cm	oui/1,6m	non/4,6m	oui/6,6m
35	-/0cm	-/3cm	oui/0,6m	non/3,6m	non/4,6m
40	-/0cm	-/0cm	-/0cm	non/2,6m	non/4,6m
45	-/0cm	-/3cm	-/0cm	non/2,6m	non/4,6m
50	-/3cm	-/0cm	-/0cm	-/0cm	non/4,6m
55	-/3cm	-/0cm	-/0cm	-/0cm	non/2,6m
60	-/3cm	-/0cm	-/0cm	-/0cm	non/1,6m

TAB. 4.5: Analyse du mode de rupture et du déplacement vertical résultant (valeurs qualitatives !)

est-ce que le pilier bloque la descente en bloc de la dolomie ?					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	non	non	non	non	non
20	non	non	non	non	oui
25	non	non	non	oui	oui
30	non	non	non	oui	oui
35	non	non	non	oui	oui
40	non	non	non	oui	oui
45	non	non	non	oui	oui
50	non	non	non	oui	oui
55	oui	oui	oui	oui	oui
60	oui	oui	oui	oui	oui

TAB. 4.6: Investigation sur l'existence d'un pilier assez large pour bloquer la descente en bloc du terrain

rupture de la dolomie et $\varepsilon_{\text{plastique}}$					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	non	non	oui/22%	oui/62%	oui/123%
20	non	non	oui/19%	oui/18%	oui/44%
25	non	non	oui/9,1%	oui/27%	oui/59%
30	non	non	oui/7,4%	oui/28%	oui/75%
35	non	non	oui/1,5%	oui/18,6%	oui/65%
40	non	non	non	oui/21,8%	oui/96%
45	non	non	non	oui/24%	oui/79%
50	non	non	non	oui/5,1%	oui/25%
55	non	non	non	oui/1,1%	oui/21,8%
60	non	non	non	non/0,07%	oui/17%

TAB. 4.7: Aperçu de la rupture de la Dolomie et la déformation plastique $\varepsilon_{\text{plastique}}$ associée

développement d'une zone plastique dans le pilier (au niveau des marnes)		
largeur pilier [m]	HP1[depl / plastification]	DEST1[depl / plastification]
15	0,98m / 25%	1,26m / 10%
20	0,76m / 8%	1,09m / 10%
25	0,38m / 4%	0,61m / 4%
30	0,35m / 4%	0,54m / 4%
35	0,33m / 4%	0,40m / 4%
40	0,28m / 4%	0,26m / 4%
45	0,23m / 4%	0,23m / 4%
50	non	non
55	non	non
60	non	non

TAB. 4.8: Étude sur le développement d'une zone plastique dans le pilier entre SG4/5 et la nouvelle cavité au niveau des marnes versicolores.

déplacement vertical de la garde lors de la décharge (rép. élastique)(en mètre)		
largeur pilier [m]	HP1	DEST1
15	0,07	0,29
20	0,05	0,24
25	0,05	0,19
30	0,05	0,19
35	0,05	0,19
40	0,05	0,19
45	0,05	0,43
50	0,06*	0,51*
55	0,06*	0,49*
60	0,06*	0,49*

TAB. 4.9: Déplacement vertical de la garde du sel de la nouvelle cavité (* .. calculs ont convergé, la réponse de la garde du sel est la vraie)

de sa largeur, le déviateur ne dépasse pas une valeur de 10 MPa. Des déviateurs entre 10 et 30 MPa peuvent indiquer une certaine stabilité pendant un temps limité, mais initient un endommagement irréversible du sel. Tout déviateur au dessus de 30 MPa ne peut pas exister et on se retrouve face à une rupture brutale du sel.

Extension relative de la zone soumise à un déviateur $\sigma_D > 10$ MPa dans le pilier					
largeur pilier [m]	HP1	DEST1	HP2	DEST2	DEST2LP
15	80%/ 60 MPa	90%/ >60 MPa	100%	100%	100%
20	70%/ 45 MPa	80%/ 60 MPa	100%	100%	100%
25	50%/ 30 MPa	55%/ 60 MPa	100%	100%	100%
30	35%/ 20 MPa	45%/ 35 MPa	100%	100%	100%
35	30%/ 20 MPa	35%/ 35 MPa	100%	100%	100%
40	20%/ 12 MPa	25%/ 28 MPa	80%	100%	100%
45	10%/ 12 MPa	25%/ 28 MPa	80%	100%	100%
50	0%*	20%/ 28 MPa	0%*	100%	100%
55	0%*	20%/ 28 MPa	0%*	20%	25%
60	0%*	15%/ 24 MPa	0%*	20%	25%

TAB. 4.10: Extension relative de la zone soumise à un déviateur de contraintes $\sigma_D = \sigma_1 - \sigma_3 > 10$ [MPa] dans le pilier (en % de sa largeur totale) et les déviateurs maximaux apparus. (Valeurs marqués avec un astérisque (*) sont basé sur des calculs convergés, leur valeur n'est pas comparable avec des autres parce que la fluage du sel a effacé les déviateurs)

Pour assurer la stabilité de l'ouvrage, il ne suffit pas de regarder les déviateurs mais aussi les contraintes maximales ($\sigma_1, \sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$). Dans toutes nos simulations numériques, la compression est négative, donc la contrainte maximale est une traction lorsqu'elle devient plus grande que zéro. Dans tableau 4.11, nous analysons la répartition des zones en traction. La loi de Lemaître n'est valide que lorsque le sel ne subit pas de traction. Dans

notre cas, nous considérons que l'apparition d'une telle zone qui relie les deux cavités peut indiquer une instabilité du sel.

Liaison des cavités par une zone en traction										
chargement/largeur pilier	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60
HP1	oui	oui	non							
DEST1	oui	oui	oui	oui	non	non	non	non	non	non

TAB. 4.11: Investigation sur la liaison de l'ancienne cavité et la nouvelle par des zones en traction

4.4.2 Interprétation des résultats en 2D

4.4.2.1 Interprétation immédiate des résultats

L'analyse des données montre que suivant les chargements et la largeur du pilier, le système réagit différemment. Les calculs montrent qu'on obtient l'affaissement de l'ensemble dès l'enlèvement de la garde et en réduisant la pression de la saumure dans la cavité. L'effondrement aura lieu dans tous les cas avec pression diminuée et garde enlevée. Par contre, la garde de sel semble retenir le massif rocheux et empêche l'effondrement dans tous les cas (voir tableau 4.7 : «rupture de la dolomie et $\varepsilon_{plastique}$ »)

On peut alors constater que l'enlèvement de la garde du sel a pour effet de provoquer l'instabilité du terrain.

Pour maintenant minimiser le risque d'un effondrement isolé, c'est-à-dire l'apparition d'un deuxième cratère isolé, on analyse les tableaux 4.3, 4.5, 4.4 et 4.6 qui décrivent le type de rupture de la dolomie, le mode d'affaissement du terrain (en bloc ou isolée) et de la dolomie (formation d'une dalle) et le rôle du pilier sur la stabilité. Avec cette information on retrouve une largeur de pilier critique entre 35 et 40 mètres pour laquelle le comportement du terrain change significativement. Au dessous de 35m, le terrain s'effondre jusqu'à l'ancienne cavité SG4/5, au dessus, la nouvelle cavité se développe d'une façon isolée. Les déplacements verticaux des marnes et du grès obtenus avec un pilier de 35 mètres nous semblent suffisamment importants pour que cette configuration caractérisée par un entraxe de $35 + 71,5 + 80/2 = 146,5$ mètres atteigne le but recherché d'un effondrement rejoignant la cavité SG4/5.

Au niveau des déviateurs, une configuration avec un pilier de 30 mètres de largeur peut rester stable. Les déviateurs correspondants n'excèdent les 10 MPa que dans 30% du pilier (chargement HP1). Au dessus de 30 m, la situation au niveau du sel devient de plus en plus stable, par contre à partir de 25 mètres, une rupture du pilier dans le sel devient probable.

Le dimensionnement d'un système qui soit à la fois stable pendant la première phase d'exploitation (selon l'analyse des résultats HP1) et en même temps susceptible de subir

un effondrement total de la zone se limite alors entre les bornes de 30 à 35 mètres pour la largeur du pilier. Avec 40 mètres, nous présumons un affaissement isolé ; un dimensionnement du pilier de moins de 25 mètres de largeur entraîne le risque d'un effondrement pendant la première phase de l'exploitation.

Une première proposition pour l'aménagement d'une deuxième cavité à coté de SG4/5 est alors l'utilisation d'un pilier entre 30 et 35 mètres de largeur.

4.4.2.2 Interprétation des résultats en tenant compte de la géométrie toroïdale

Les plastifications importantes suite à la décharge des cavités, qui mènent à l'effondrement final se produisent dans tous les cas étudiés, même très loin de la cavité centrale. Pourtant, les observations dans le terrain et les simulations numériques sur des cavités isolées montrent que même avec une décharge maximale (pression à la tête de la cavité de 0,6 MPa) l'effondrement ne se produit pas (voir la figure 4.13).

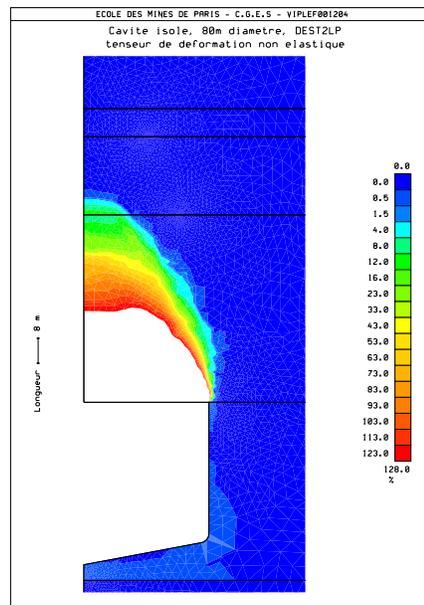


FIG. 4.13: Réponse d'une cavité de 80 m de diamètre isolée dans un massif infini (régime de pression : DEST2LP). Malgré des fortes plastifications, la cavité se n'effondre pas mais se stabilise en créant une voûte.

La raison de l'instabilité de notre modèle s'explique alors par sa géométrie toroïdale. Le tore ayant une largeur de 80m et un diamètre variable représenté par l'entraxe d affaiblit considérablement la structure. Nous surestimons fortement le déviateur des contraintes dans le massif. Pour cette raison, on admet quelques hypothèses sur la nature des chargements et les résultats obtenus :

- Le tore représente une situation défavorable d'un point de vue des contraintes. Pour cette raison, on propose d'abord de regarder les calculs où aucune décharge supplé-

mentaire n'a eu lieu (modèles HP1 et HP2). Ainsi, on soutient la structure et les calculs s'approchent au scénario réel (deux cavités isolées).

- Le fait que le tore pénalise la stabilité du système justifie la tendance à regarder même les résultats instables pour trouver des indices qui pourraient éclaircir le comportement de la vraie géométrie en 3D.

En évaluant le modèle en régime de pression HP2, on voit que le système se n'effondre pas lorsque la largeur du pilier est supérieure à 35m. On peut alors regarder dans le sens «instable» pour justifier une valeur inférieure ou égale à 35m.

Suivant les résultats, la création d'une nouvelle cavité ne provoque jamais l'effondrement quand la garde du sel est en place. En se concentrant sur les scénarios présumés «stables» (HP1 et DEST1), le pilier entre les deux cavités se plastifie localement au niveau des marnes. Comme cela est mis en évidence par le tableau 4.8 (développement d'une zone plastique autour de SG4/5), un pilier d'une largeur de seulement 15 m provoque de fortes plastifications en cisaillement. Dans le cas d'un pilier de 20m, la situation s'améliore et à 25m, les plastifications deviennent très faibles, le massif semble avoir trouvé une certaine stabilité. Si on augmente encore la largeur du pilier, la différence de la plastification avec des modèles aux entraxes plus importants est minime.

Concernant les déviateurs, on obtient une nette diminution quand on augmente la largeur du pilier. À partir de 25 mètres, le système devient stable (les zones où le déviateur est inférieur à 10 MPa occupent environ la moitié de la section droite du pilier), et la stabilité est certainement encore meilleure pour la vraie géométrie en trois dimensions.

En regardant la réponse élastique de la garde du sel suite au creusement de la nouvelle cavité (HP1), on constate que le déplacement vertical du toit de la cavité en son centre reste pratiquement inchangé lorsque la largeur du pilier dépasse les 20 mètres (voir aussi tableau 4.9). La même conclusion est valable pour la situation DEST1 mais avec une largeur de pilier limite de 25m.

Ces réflexions nous amènent à considérer qu'un pilier d'une largeur de 25 mètres est satisfaisant au niveau de la stabilité lorsque la garde de sel est en place. Sur le plan de l'instabilité, lorsque la garde est dissoute, les cavités sont suffisamment proches pour déclencher une rupture jointe du massif. Le seul facteur préoccupant concerne la stabilité de la garde de sel dans les scénarios «HP1» et surtout «DEST1». Sur le fait que la viscosité du sel n'a pas été prise en compte, les contraintes dans le sel apparaissent beaucoup trop fortes. En affaiblissant le sel, la réponse élastique de la garde sera beaucoup plus proche de la réalité et pourra nous donner une idée quant à sa stabilité.

Pour simuler la viscosité du sel, on a évalué par simple calcul élastique le déviateur moyen présent dans le pilier entre les cavités. On a ensuite remplacé le sel viscoplastique par un matériau élastique équivalent dont le module de Young est évalué suivant le processus suivant :

Étant donné un temps d'exposition constant à un déviateur σ_D constant³, la réponse visco-élasto-plastique se traduit par un module de Young affaibli selon la relation :

³Le déviateur a été présumé constant car à chaque moment le pilier doit supporter plus ou moins la même charge du terrain susjacent.

$$\varepsilon^{tot} = \varepsilon^{el} + \varepsilon^{vp} = \frac{\sigma_D}{E} + \left(\frac{\sigma_D}{K_s}\right)^{\beta_s} \cdot t^\alpha = \frac{\sigma_D}{E'}$$

On définit alors un matériau équivalent caractérisé par E' et $\nu = 0,45$. Avec ces nouvelles caractéristiques, on refait des calculs élastiques pour déterminer l'impact sur le déviateur moyen σ_D . Si sa variation a été importante, on répète la procédure d'adaptation jusqu'à ce que σ_D converge. Une fois évalué, σ_D servira dans des calculs uniquement élasto-plastiques⁴.

Les tests sur la stabilité d'un pilier de 25 mètres avec garde et sous régime de pression HP1 et DEST1 et leur résultats sont visualisés dans le tableau 4.12.

Largeur pilier = 25m critère	garde = 5 mètres		garde = 10 mètres	
	HP1	DEST1	HP1	DEST1
déviateur à 10MPa en % du largeur de pilier	50%	55%	40%	50%
déviateur maximal	25 MPa	40MPa	20 MPa	23 MPa
réponse élastique de la garde (flexion)	10cm	153cm(!)	8cm	18cm
rupture de la garde (par excès de σ_D)	non	oui	non	non
rupture du massif au dessus	non	oui	non	non

TAB. 4.12: Comparaison des critères de stabilité pour les modèles HP1 et DEST1 avec deux types de garde de 5 m et 10 m d'épaisseur.

Les résultats dans le tableau 4.12 nous montrent que le changement du module de Young du sel augmente la flexion de la garde en comparaison avec les calculs initiaux. Il devient évident qu'une telle flexion est à l'origine de forts déviateurs dans la garde, qui, dans le cas de DEST1 (5m) mènent à sa rupture. D'ailleurs, cela explique pourquoi on obtient de la rupture du terrain avec ce modèle.

L'augmentation de l'épaisseur de la garde réduit la flexion élastique et les déviateurs occurrents. Les scénarios HP1 et DEST1 avec une garde de sel de dix mètres peuvent assurer la sûreté du terrain au moins sur deux ans.

Au niveau de instabilité lors d'un enlèvement de la garde rien ne change. La rupture du massif se déclenche dès que la garde est enlevée.

4.4.2.3 Qualité de la modélisation de l'instabilité

Notre méthode d'interprétation des instabilités nous a permis de bien saisir l'endroit d'une rupture ainsi que la réaction du massif rocheux sur l'impact d'un creusement d'une nouvelle cavité (toroïdale).

⁴Nous sommes conscient du fait que l'évaluation d'un module de Young équivalent n'est valable que pour la zone qui est soumise à σ_D . Car cette valeur a été obtenue dans la zone la plus sollicitée de la structure, le sel sera moins plastifié ailleurs (dans la garde, par exemple). Néanmoins, cette estimation nous semble pratique parce qu'on sous-estime volontairement les capacités du sel. Si on assure une stabilité du massif avec une telle condition, le terrain restera stable avec le vrai sel visco-plastique.

D'un premier point de vue qualitatif, on a pu observer le changement dans le comportement du terrain à partir d'une rupture jointe avec SG4/5 (l'entraxe d étant petit), jusqu'aux affaissements isolés qui se produisent avec des entraxes d plus grands.

La modélisation de la rupture montre les mêmes effets que les calculs d'une boîte de cisaillement (voir les figures 4.4 a – c, page 98) : Après le développement d'une zone de rupture à travers un matériau, le résultat reflète l'effet de «diffusion» qui augmente avec chaque itération élasto-plastique supplémentaire. La dolomie, le grès et les marnes étant séparés par des joints, la dolomie par exemple n'est pas encore rompue quand la zone de rupture traverse enfin le grès, et les marnes sont déjà fortement plastifiées (voir les figures 4.14 a – c). Cet effet est lié à la présence des joints et pourrait théoriquement être évité en les remplaçant par des continuités.

4.4.3 Discussion des calculs en 3D

4.4.3.1 *Problématique générale*

Les calculs bidimensionnels nous ont permis de tester l'influence de nombreuses géométries différentes sur la stabilité du massif. Finalement, on a obtenu une géométrie qui répond aux besoins d'une stabilité avant l'extraction d'une garde de sel tout en ayant la possibilité d'initier un effondrement du massif plus tard.

La rapidité des calculs en 2D nous a aussi permis de vérifier la validité de notre méthode de modélisation des instabilités.

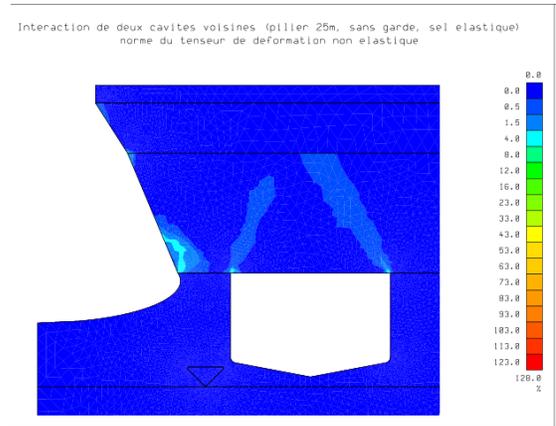
Néanmoins, ces calculs ne sont qu'une interprétation simplifiée d'une structure réelle en utilisant un modèle en deux dimensions avec un axe de révolution. Même en sachant que des éventuels calculs en 3D seront simplifiés aussi, comparés avec les vraies conditions du terrain, ils seront néanmoins beaucoup plus adaptés pour représenter les vrais comportements du terrain que des calculs bidimensionnels.

Pour notre préoccupation industrielle, les calculs en 3D doivent répondre à deux questions principales :

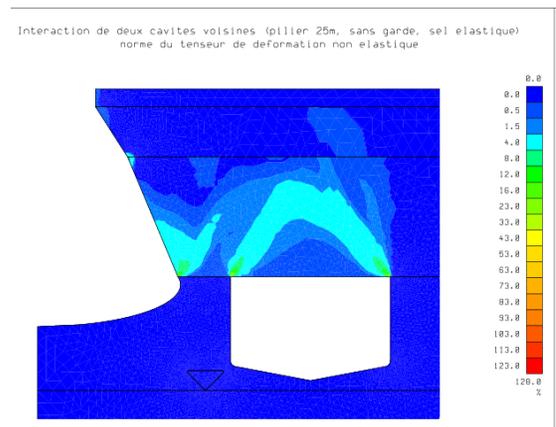
- La stabilité de la seconde cavité ; à quel point est-elle supérieure aux calculs en 2D ?
- Est-ce que la rupture est même atteinte dans le cas d'une cavité isolée ?

Avec les calculs en 3D, on espère pouvoir réduire la largeur du pilier dans le sel au dessous des limites évaluées pour les modèles en 2D. L'exploitant est censé récupérer le maximum de ressources possible. Le pilier de sel assure la stabilité pendant les deux premières phases de production, mais ne sera plus exploitable après que l'effondrement soit intervenu. Les calculs en 3D, qui prennent en compte le caractère isolé de la seconde cavité, ne surestiment pas les contraintes dans le massif comme c'était le cas dans les calculs en 2D.

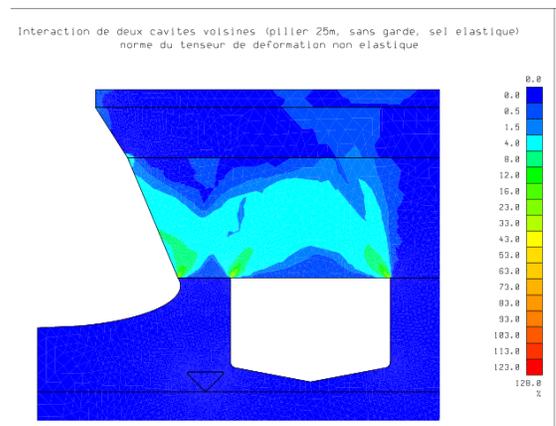
Pour le succès d'une exploitation intensive, il est primordial de pouvoir prédire la rupture du massif après une première phase de production stable. De plus, dans notre



(a) 700 itérations : Apparence d'une zone de rupture dans les marnes



(b) 2 800 itérations : Apparence d'une zone de rupture dans le grès. Début de la «diffusion» dans les marnes



(c) 3 400 itérations : la dolomie est rompue, le grès montre des premiers signes de l'effet de diffusion, la zone plastique dans les marnes est devenue très large

FIG. 4.14: Développement des zones plastiques dans des calculs en 2D avec symétrie axiale après 700, 2 800 et 3 400 itérations plastiques.

contexte spécifique, l'effondrement du terrain devrait être joint à l'ancien affaissement de SG4/5.

D'un point de vue numérique, nous souhaitons savoir si notre méthode de modélisation des instabilités est aussi applicable dans un contexte tridimensionnel.

4.4.3.2 Géométrie tridimensionnelle

Pour cette étude, nous avons simulé une série de géométries contenant un modèle axisymétrique de la cavité SG4/5 et une autre nouvelle cavité presque cylindrique. Les deux volumes vides sont séparés par un pilier de largeur variable (voir le schéma sur la figure 4.15). Dans les calculs, on fait usage de la présence d'un plan de symétrie.

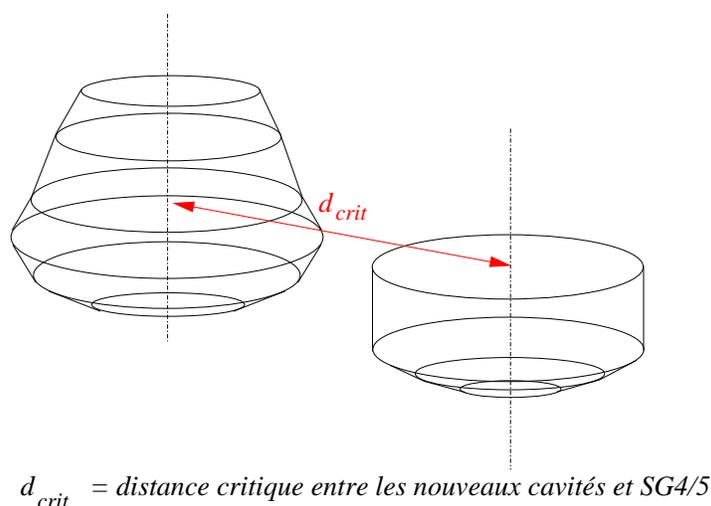


FIG. 4.15: Géométrie schématique montrant la nouvelle cavité à côté de SG4/5

Dans un cas spécial, nous avons étudié la présence de deux cavités autour de SG4/5, avec un pilier entre les volumes de seulement 10 mètres (voir la figure 4.16). Là aussi, un plan de symétrie s'applique ce qui rend les calculs plus rapides.

Nous avons étudié des géométries suivantes :

- pilier = 25 mètres (avec et sans garde)
- pilier = 20 mètres (avec et sans garde)
- pilier = 15 mètres (avec et sans garde)
- pilier = 10 mètres (sans garde uniquement)
- pilier = 10 mètres double cavité (sans garde)

Dans tous ces calculs, on maintient un diamètre pour la nouvelle cavité de 80 mètres. La garde du sel a été maintenue à 5 mètres d'épaisseur. La pression dans les cavités a été définie par une colonne de saumure à partir de la surface.

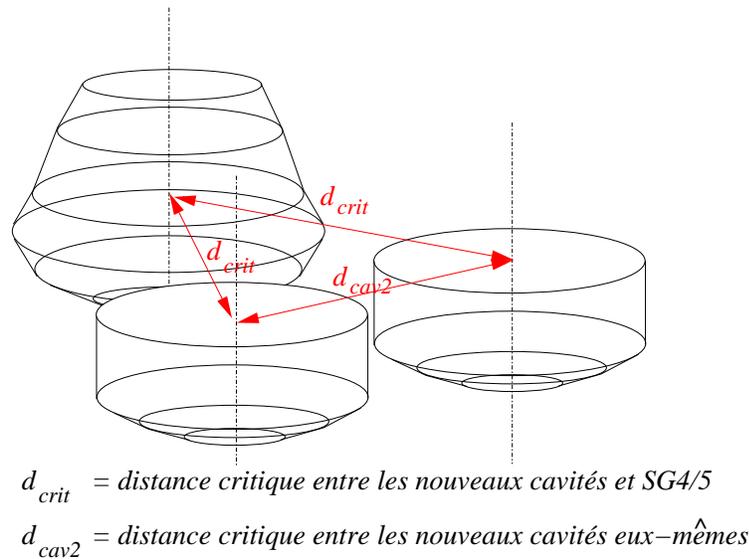


FIG. 4.16: Schéma de deux nouvelles cavités placés autour de SG4/5

Nous sommes conscients que pendant l'exploitation réelle, la colonne de saumure dans la cavité sera rabattue de 40 à 50 mètres. Toutes nos simulations ont considéré un terrain sous pression interstitielle avec une colonne de saumure à partir de la surface. On calcule toujours en contraintes effectives. Si on prend en compte la diminution de la pression dans la cavité, la pression interstitielle du terrain changera autant (pour un temps $t \rightarrow \infty$) ce qui maintient la validité d'un chargement effectif. Notre critère de rupture a été calé avec un régime de pression de saumure à partir de la surface, et c'est dans cette configuration qu'on peut attendre les meilleurs résultats.

4.4.3.3 Vérification de l'instabilité du massif et ses aspects numériques

Nous nous sommes intéressés à l'application de la méthode permettant l'évaluation des instabilités du massif rocheux. Sachant que les calculs numériques en trois dimensions sont généralement très lourds, on s'est concentré tout de suite sur cette problématique afin d'obtenir des résultats le plus rapidement possible. Le premier modèle testé à été celui avec un pilier de 25 mètres sans garde.

D'un point de vue numérique, ce modèle contient environ 134000 noeuds et 86000 éléments finis du deuxième degré. En tenant compte des conditions aux limites, ceci fait environ 400000 inconnues à déterminer. Pour donner une indication du temps de calcul, on peut noter qu'un seul calcul élastique prend environ 3 heures sur un ordinateur équipé avec un Pentium III à 900 MHz.

Pour simplifier la tâche, le sel ainsi que les marnes du mur ont été définis comme étant parfaitement élastique. Les caractéristiques du sel ont été affaiblies pour simuler l'exposition du pilier à un déviateur σ_D constant pendant deux ans.

La résolution d'un problème élasto-plastique se fait par un processus itératif (voir aussi dans le chapitre 4.3.1, page 95), ce qui nécessite la répétition des calculs élastiques jusqu'à ce qu'une solution stable soit trouvée.

Le résultat après une vingtaine d'itérations (deux jours de calculs) ne fut pas révélateur. Le début d'une instabilité n'est visible qu'en quelques points isolés dans le pilier des marnes (voir la figure 4.17). On ne peut ni conclure qu'un effondrement va se produire, ni faire des prédictions sur le mode d'effondrement ou savoir si la zone affaissée déjà présente sera jointe.

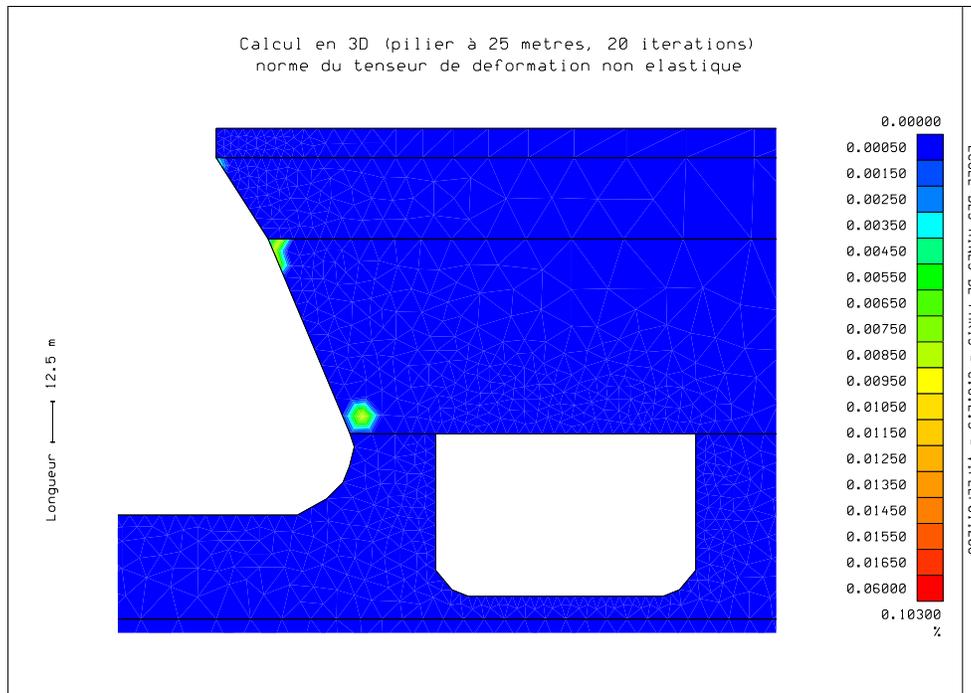


FIG. 4.17: Représentation des zones plastiques dans le modèle d'une cavité isolée de 80 mètres avec une largeur de pilier de 25 mètres vers la cavité SG4/5. La garde à été enlevé.

Pendant les calculs en 2D, on a observé qu'une structure qui dépasse légèrement la charge limite nécessite beaucoup plus d'itérations pour diverger qu'une structure largement dépassée en stabilité. Ceci nous amène à quatre interprétations possibles des résultats de cet essai en 3D avec un pilier de 25 m :

1. Le chargement n'est pas assez fort pour avoir une divergence. A la fin, les calculs donneront vraisemblablement une solution stable.
2. Le chargement n'est pas assez fort pour que la divergence soit atteinte rapidement. La structure est à peine instable.
3. Le chargement est suffisant pour une instabilité du terrain. Il s'agit d'un simple manque de vitesse d'ordinateur pour qu'on puisse obtenir des résultats dans des délais raisonnables.

4. La définition des interfaces entre les matériaux est mal choisie et beaucoup plus d'itérations sont nécessaires pour obtenir une plastification au dessus de la nouvelle cavité.

Pour trancher entre ces diverses propositions, nous avons décidé d'effectuer des analyses supplémentaires.

Concernant le premier point, on a repris les calculs précédents en réduisant à 10 mètres la largeur du pilier. Ceci nous a permis d'augmenter la sollicitation de la structure sans modifier les paramètres mécaniques et sans ajouter de chargements supplémentaires. Là encore la zone de plastification au dessus de la cavité n'est pas montée au niveau de la dolomie. Pour cette raison, on ne peut pas dire plus qu'avec le premier résultat (voir la figure 4.18 qui montre la norme du tenseur de déformation non-élastique après 118 itérations).

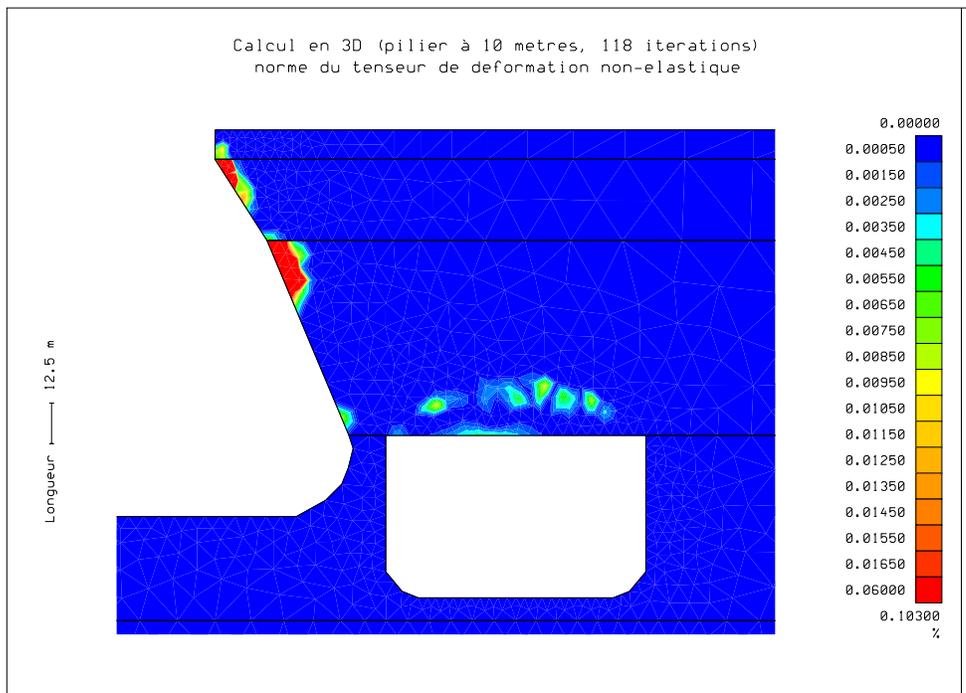


FIG. 4.18: Représentation des zones non-élastiques pour la situation d'un pilier de largeur de seulement 10 mètres après 118 itérations élasto-plastiques.

Après avoir fait ces premiers calculs, on peut aussi exclure le point 2 et vraisemblablement aussi le point 1 : Le modèle avec une cavité de 80 mètres de diamètre et un pilier de seulement 10 mètres est très sollicité, et pourtant ce changement de géométrie n'a pas été suffisant pour mettre en évidence en un temps raisonnable l'instabilité de la configuration étudiée.

On a tenté d'analyser sur les raisons d'une telle lourdeur des calculs :

- Des effets de pointe persistent, notamment dans un maillage à grandes mailles (comme c'est le cas pour notre modèle). Les premières plastifications apparaissent

autour de points isolés, surtout à cause des artefacts numériques (l'effet de coin, la géométrie de SG4/5 effondré n'est pas toute suite stable et crée des plastifications). Le processus de résolution se ralentit. On devrait par exemple lisser tous les angles dans la géométrie pour minimiser cet effet, mais ceci demanderait aussi un plus grand nombre de mailles ce qui rendrait les calculs à nouveau très lourd.

- Une meilleure définition des joints et de la géométrie de SG4/5 après l'effondrement pourrait augmenter l'efficacité du processus numérique.
- Calculer une structure instable demande un nombre important d'itérations. Lorsqu'on a diminué la largeur du pilier entre les deux cavités, cela a augmenté la sollicitation, mais le processus itératif n'a pas divergé aussi rapidement que nous l'avions souhaité.

Connaissant les phénomènes qui limitent nos possibilités pour obtenir des résultats dans des délais raisonnables, nous avons décidé d'intervenir dans la stabilité de la structure. Nous avons voulu savoir si on pouvait accélérer le processus de résolution en imposant un fort déplacement au niveau du toit de la deuxième cavité. Ceci devait créer une zone de rupture, à partir de laquelle on pourrait prédire si l'effondrement se joint avec l'ancien affaissement. Pour cela, on a imposé un déplacement vertical du toit de la seconde cavité isolée, une fois de 9 mètres sur 85% du toit, une autre fois dans une forme parabolique variant entre zéro et 1 mètre.

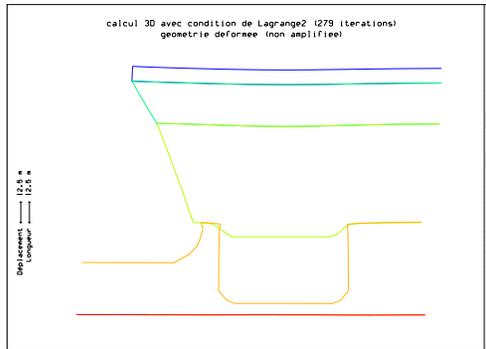
Dans les calculs, le critère a été immédiatement dépassé, et en faisant quelques itérations plastiques, il se stabilise, tout en restant positif. Malheureusement, cette technique n'a pas apporté de nouveaux renseignements sur un éventuel effondrement.

- Dans le cas où on a imposé les 9 mètres de déplacement, une grande partie du massif au dessus du sel a été plastifié (voir les figures 4.19 a et b). Il semble que nous ayons imposé un déplacement trop grand à la structure.
- Dans le cas du déplacement parabolique d'un mètre, on obtient une faible zone de plastification en forme de voûte (voir les figures 4.19 c et d).

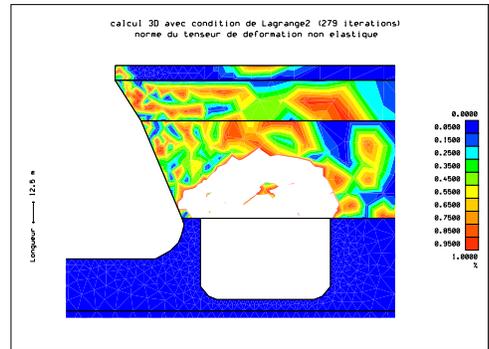
Nous avons fait l'hypothèse que dans le premier cas, la structure a été trop sollicitée d'un seul coup, le résultat est trop loin d'une solution stable. Le résultat montre un effet trop important de «diffusion» pour pouvoir reconnaître la zone de rupture. L'essai de la boîte de cisaillement renforce cette hypothèse car les analyses nous ont montré une grande sensibilité de la qualité des résultats sur le déplacement imposé. (voir la figure 4.20 a et b).

Nous avons eu une autre idée pour retrouver rapidement des zones de rupture. Pour cela, une hypothèse couramment utilisée dans la mécanique des roches fracturés a été reprise : la stabilité ultime du massif ne dépend pas de la résistance en compression simple R_c , mais de la résistance résiduelle du massif rocheux fracturé R_r . On a donc affaibli tout les caractéristiques des matériaux utilisés dans les calculs pour qu'on puisse raisonner en plasticité parfaite, avec $R_c = R_r = 0,5$ MPa. Ici, les résultats montrent une forte plastification de la paroi de l'ancienne cavité. Ceci est logique car elle se trouvait déjà à la limite de sa stabilité. La zone de plastification par contre n'a pas assez avancé au dessus de la deuxième cavité (voir la figure 4.21).

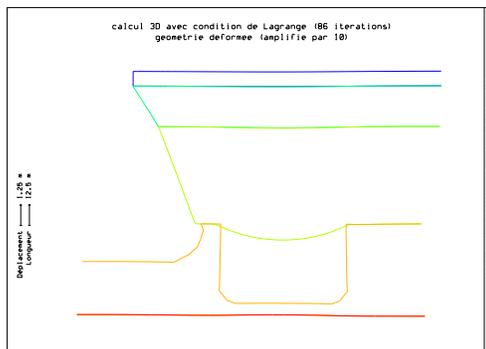
Enfin, nous avons décidé d'étudier l'influence des joints. L'interface entre les marnes versicolores et le sel a été réduite à une simple condition de liaison prescrivant l'égalité



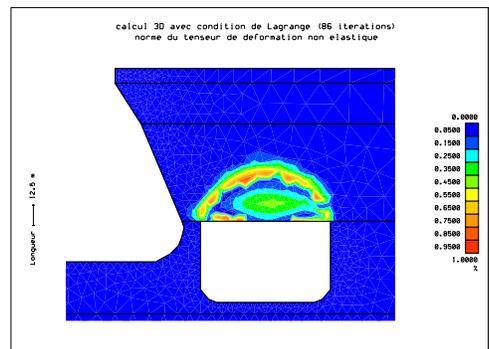
(a) déplacement de 9 mètres imposé



(b) norme du tenseur de déformation non élastique

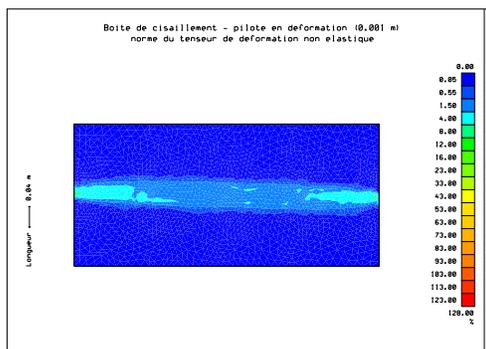


(c) déplacement d'un mètre max. imposé (parabole)

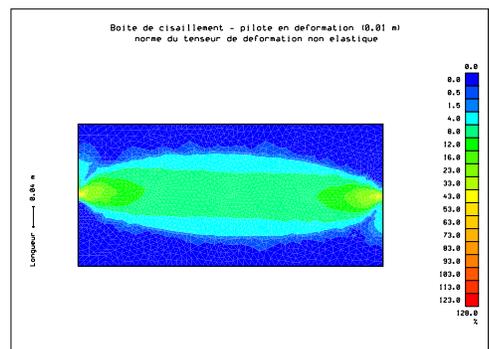


(d) norme du tenseur de déformation non élastique

FIG. 4.19: Calculs 3D utilisant des conditions de Lagrange pour imposer du déplacement.



(a) Boite de cisaillement piloté en déformation (1 mm)



(b) boite de cisaillement piloté en déformation (1cm)

FIG. 4.20: Sensibilité de la qualité du résultat sur le déplacement imposé (par des conditions de Lagrange)

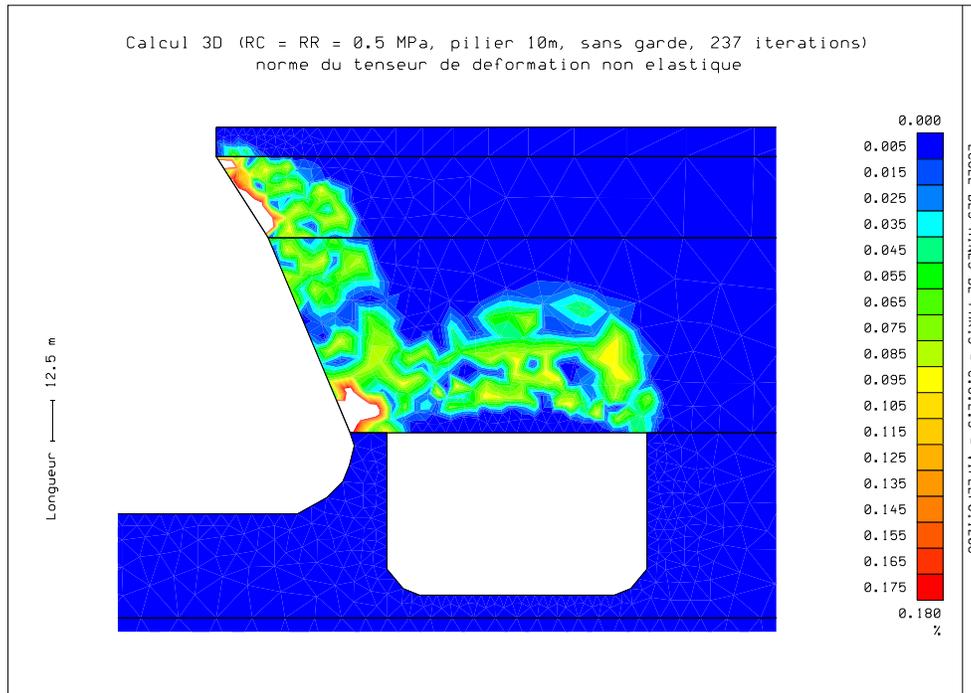


FIG. 4.21: Calcul 3D avec une roche affaibli par rapport aux autres calculs ($R_r = R_c = 0,5$ MPa). Modèle à pilier de 10 mètres, sans garde, 237 itérations.

de la composante verticale du déplacement des noeuds en regard dans chaque matériau et l'indépendance de la composante horizontale de leur déplacement. Avec ces conditions, on a calculé le modèle à *deux* nouvelles cavités isolés à côté de SG4/5. Ceci nous a donné un maximum de sollicitation sur le pilier pour encore accélérer la divergence des calculs itératifs.

Le résultat montre enfin le début d'un développement des zones plastiques au dessus de la cavité (voir la figure 4.22 après 659 itérations = 65 jours de calcul). Malheureusement, la paroi plastifie très fort ce qui semble à ralentir le processus de résolution numérique.

Dans un dernier modèle, une continuité entre le sel et les marnes versicolores remplace l'ancienne définition de l'interface pour simplifier des calculs. Après 550 itérations, le calculs montrent encore une zone de plastification limitée, partant au dessus de la cavité (voir la figure 4.23). Là encore, la paroi de la cavité SG4/5 se plastifie. Avec ce résultat, il paraît qu'une définition différente des joints change la réaction du massif rocheux sur le creusement de la nouvelle cavité, notamment en ce qui concerne la stabilité de la paroi de SG4/5. Par contre, la définition de l'interface entre le sel et les marnes ne semble pas jouer un rôle important sur le développement d'une zone de rupture au dessus de la nouvelle cavité.

Nous affirmons alors l'hypothèse que l'avancement visible d'une rupture est limité par le nombre des itérations plastiques effectués (point 3). Une influence des joints sur le comportement a été observé, mais suite à la limitation en temps de calcul et nombre d'itérations, nous n'étions pas capable de quantifier cette influence.

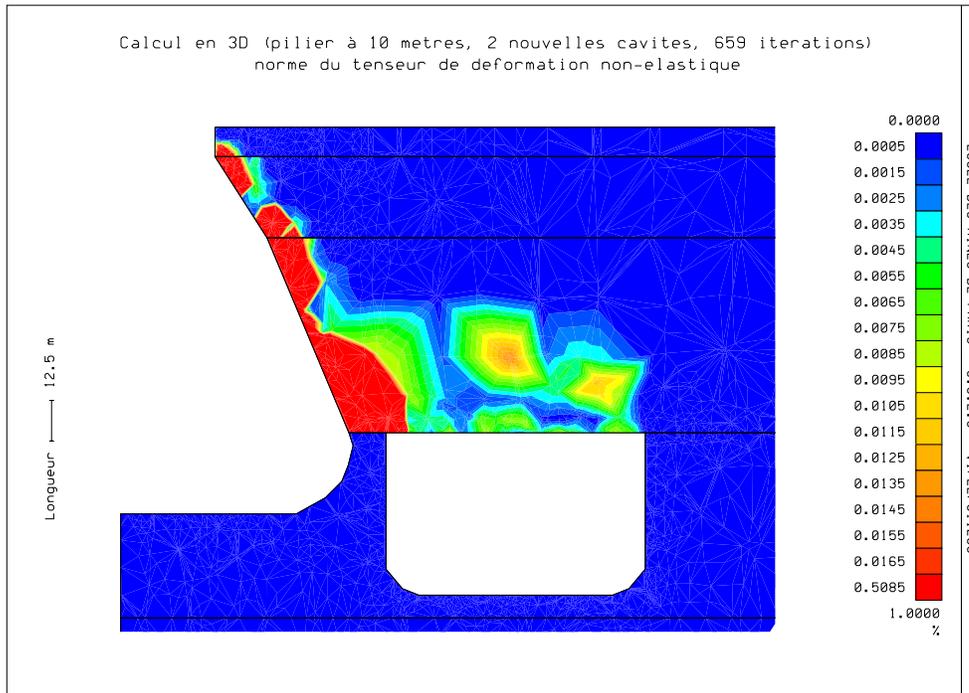


FIG. 4.22: Distribution des zones plastique après 659 itérations (65 jours de calcul) pour le modèle avec 2 nouvelles cavités autour de SG4/5.

Il est à noter que, puisque les calculs n'ont pas trouvé une instabilité évidente (avec des déplacements plurimétriques et des zones de rupture bien visibles), une stabilité du système ne peut pas être exclue.

4.4.3.4 Stabilité du pilier dans le sel

Pendant les premières phases de l'exploitation, la présence d'une garde garantit la stabilité des marnes versicolores au dessus de la formation halitique. En ce qui concerne le sel, il est susceptible de se casser sous forts déviateurs. Un σ_D initial inférieur à 10 MPa est considéré comme autorisé. Pendant le processus de fluage, σ_D diminuera, la structure maintiendra sa stabilité à long terme.

Un chargement qui amène σ_D au dessus de ce seuil mène à un endommagement irréversible du sel (Humbert et Vouille, [31]). L'intégrité du sel n'est assuré que pour une période limitée. Au dessus d'un déviateur de 30 MPa, le sel se rompt de manière fragile.

Pour évaluer la stabilité du sel vis-à-vis de la rupture, on a effectué une série de calculs. Puisqu'on n'était pas en mesure de calculer le sel avec une loi visco-plastique, on a dû faire quelques hypothèses :

- Le déviateur maximal se trouve au début d'un historique de chargement. Au temps $t = t_0$, le sel n'a pas le temps de montrer son comportement visqueux ($\varepsilon^{vp} = 0$). Ce qui reste est la déformation élastique ($\varepsilon^{tot} = \varepsilon^{el}$). Pour calculer le déviateur σ_D à l'instant t_0 , il suffit d'effectuer une seule itération élastique.

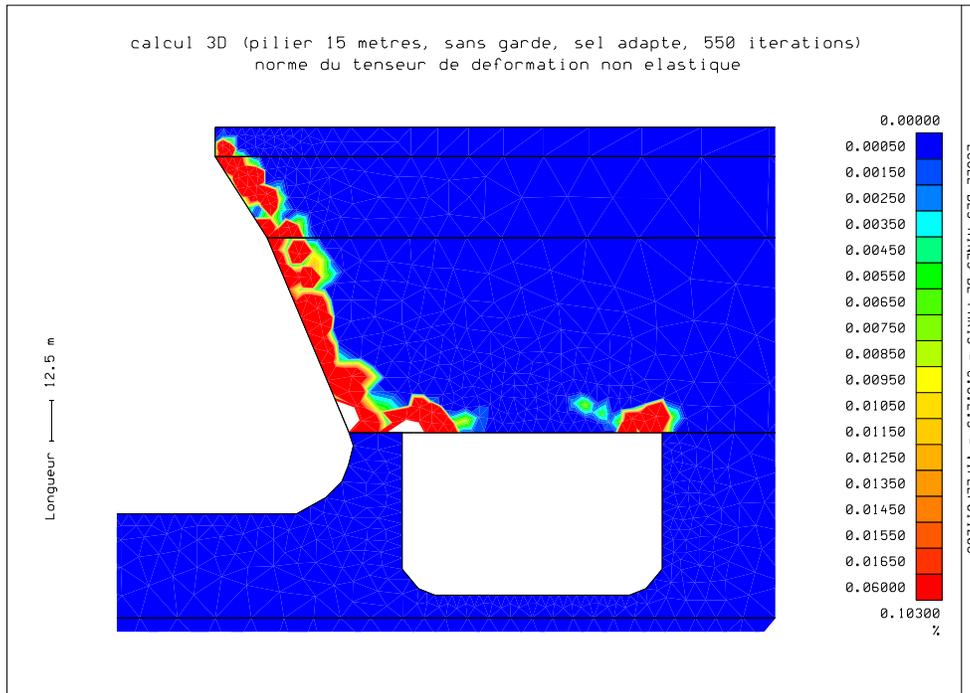


FIG. 4.23: Calcul 3D après 550 itérations élasto-plastiques. Le sel a été modifié pour prendre en compte un déviateur de 8 MPa pendant 2 ans. Les interfaces ont été collés.

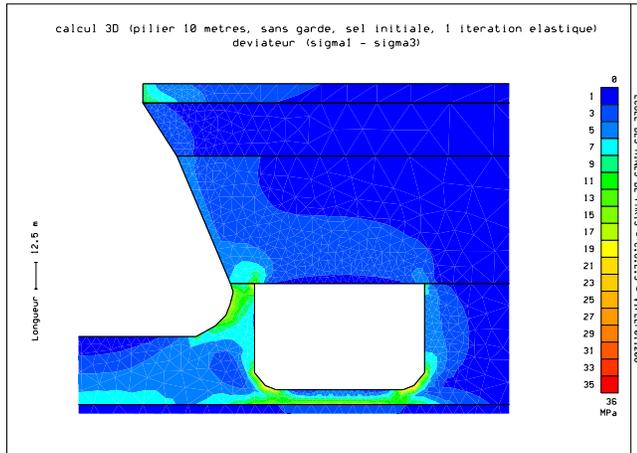
- Nous ne prenons pas en compte l'évolution de la deuxième cavité par dissolution, nous admettons qu'elle est créée instantanément. Avec ceci, on risque de surestimer la valeur réelle de σ_D , ce qui serait une sécurité supplémentaire.
- La géométrie à tester ne comprend pas de garde, ce qui surestime encore le déviateur σ_D .
- Pour une situation stable, nous ne permettons pas de contraintes au dessus de 10 MPa sur la totalité de la largeur du pilier.
- Le déviateur doit être partout inférieur à 30 MPa (seul exception : dans les coins où apparaissent des concentrations de contraintes)
- Continuité entre les marnes versicolores et le sel

Les résultats qualitatifs et quantitatifs de cette analyse figurent dans le tableau 4.13 et les figures 4.24 a – d.

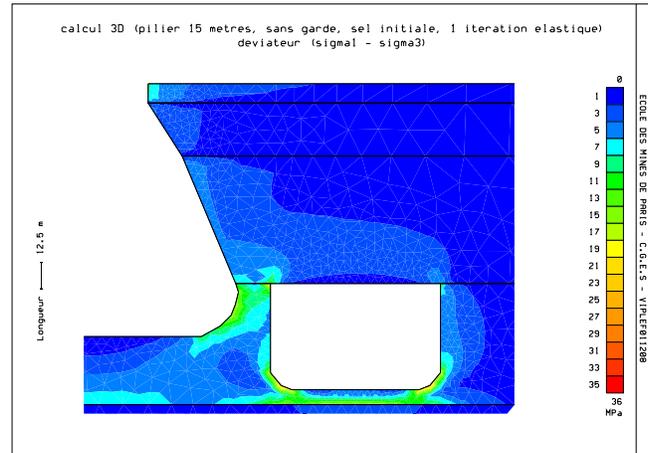
	10 m	15 m	20 m	25 m
σ_D dans le centre du pilier	12 MPa	9 MPa	7 MPa	6 MPa
$\sigma_{D,max}$ (sans / avec prise en considération des coins)	17 MPa / 27 MPa	16 MPa / 23 MPa	14 MPa / 26 MPa	13 MPa / 24 MPa

TAB. 4.13: Valeurs du déviateur σ_D dans le pilier de différent largeur (10 à 25 mètres)

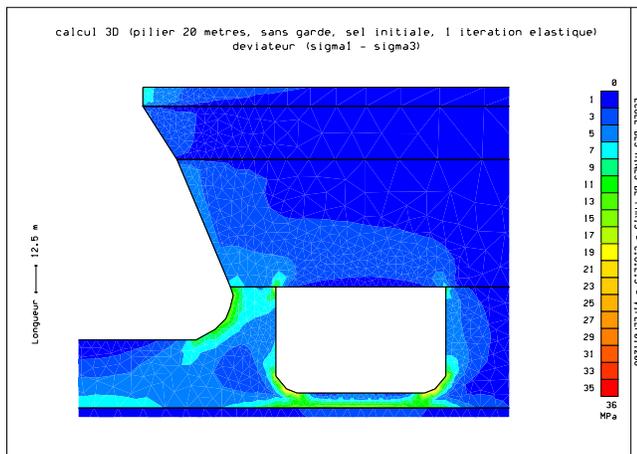
Les résultats ne montrent un dépassement du critère de stabilité que dans le cas d'un



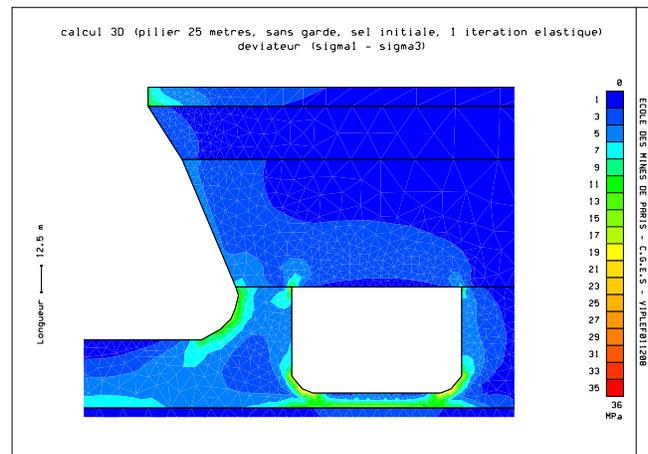
(a) largeur pilier = 10m



(b) largeur pilier = 15 m



(c) largeur pilier = 20 m



(d) largeur pilier = 25 m

FIG. 4.24: Évaluation du déviateur σ_D dans la réponse élastique du sel

pilier de 10 mètres de sel. On s'est alors intéressé de plus près à la géométrie ayant un pilier de 15 mètres de large. En moyenne, le déviateur ne dépasse pas les 9 MPa dans le pilier, et en aucun point de la structure σ_D n'excède les 30 MPa.

Dans cette configuration géométrique, on a introduit une garde de 10 mètres d'épaisseur. La pression à l'intérieur a été diminuée de 50 mètres de colonne de saumure pour que les vraies conditions de pression pendant l'exploitation (régime de pression correspondant à DEST1 en 2D) soient prises en compte. Le résultat ne surprend pas : Au centre du pilier, on obtient un σ_D de 7,1 MPa. Dans les coins de la seconde cavité, le déviateur monte jusqu'à 13 MPa environ. Si on prend en compte des concentrations de contraintes qui se développent dans des zones très limitées, on monte jusqu'à 28 MPa (voir le résultat dans la figure 4.25). Le comportement du sel a été présumé élastique, tout en préservant le module de Young E et le coefficient de Poisson ν initial ($t = t_0$).

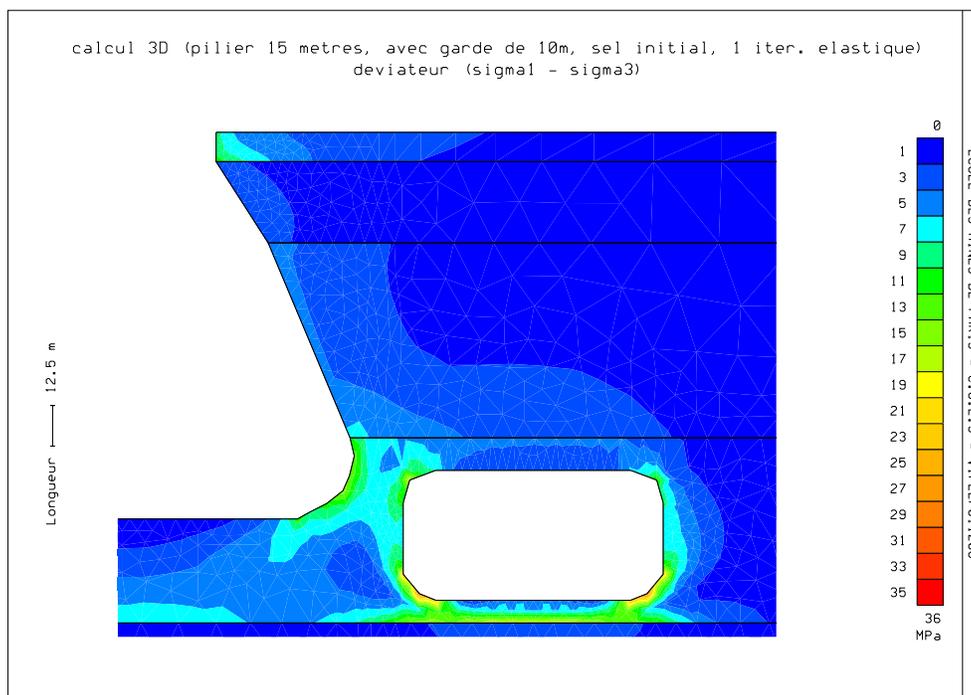


FIG. 4.25: Calcul du déviateur σ_D d'une géométrie tridimensionnelle avec un pilier entre les deux cavités de 15 mètres de largeur, et en présence d'une garde de 10 mètres d'épaisseur. La pression a été diminuée de 50m de colonne de saumure (DEST1).

Pendant une certaine période, le schéma d'exploitation demande la coexistence de deux nouvelles cavités l'une à côté de l'autre, jusqu'à ce que la première s'effondre. Pour simuler ce cas, on a repris le modèle des deux petites cavités, séparé par un pilier de seulement 10 mètres de SG4/5. Entre elles, un pilier de 10 mètres de largeur doit assurer leur stabilité. On a calculé le déviateur dans le cas d'une réponse élastique, encore en utilisant un sel avec des propriétés mécaniques initiales du sel à $t = t_0$. Notre intérêt s'est concentré cette fois-ci sur la stabilité du pilier *entre* les deux petites cavités. S'il s'avère qu'il est stable sous ces conditions, cette configuration sera encore plus valide pour une géométrie comprenant les gardes de sel. Les figures 4.26 a et b montrent le déviateur σ_D dans le plan habituel ($y = 0$) et dans un plan passant par les axes des petites cavités ($x = 112, 86$), en coupant

perpendiculairement le pilier en question. Dans ces calculs, σ_D au centre du pilier n'excède pas les 17 MPa.

4.4.4 Interprétation des résultats des calculs en 3D

L'interprétation des résultats se divise en deux parties. Dans la première, on interprète la stabilité du sel suite aux sollicitations dues au creusement des nouvelles cavités. La seconde partie discute la capacité d'effondrement du massif rocheux au dessus des strates halitiques.

4.4.4.1 Stabilité du sel

Les résultats acquis à travers des calculs tridimensionnels nous montrent les résultats suivants :

Largeur du pilier entre SG4/5 et la nouvelle cavité : 15 mètres (entraxe : 71,5+15+40=126,5 m) : L'étude nous a montré que les déviateurs les plus forts sont à attendre dans le cas d'un chargement immédiat, le sel n'a pas le temps de fluer. Selon les résultats obtenus (voir le tableau 4.13), le pilier du sel reste dans les limites de sécurité. Nous avons aussi testé la possibilité d'une pression de liquide diminuée agissant sur la paroi de la seconde cavité. Protégé par une garde de sel, le déviateur diminue : $\sigma_{D,max} = 13$ MPa, $\sigma_{D,moy} = 6$ MPa.

Épaisseur de la garde : 10 mètres : On a vu qu'une garde de dix mètres protège avec efficacité l'intégrité du sel et probablement du massif. La réponse élastique de la garde avec une seconde cavité à pression opératoire (schéma «DEST1») et avec un sel adapté donne un déplacement vertical au centre de la garde de 1,2 centimètres (voir aussi la figure 4.27 dans le chapitre 4.4.4.2).

Largeur du pilier entre les nouvelles cavités : entre 10 et 15 mètres (entraxe : 40+10(15)+40=90 à 95 mètres) : L'analyse d'une géométrie moins favorable (pilier entre les nouvelles cavités et SG4/5 : 10m) nous a indiqué un déviateur moyen de 13 MPa dans le pilier entre les nouvelles cavités. Il augmente jusqu'à 17 MPa vers le haut de la cavité, ce qui dépasse largement la consigne de 10 MPa pour une stabilité à long-terme. Mais si on prend en compte que le cas étudié pénalise le résultat par une sollicitation trop forte car la distance entre les nouvelles cavités a été de 10 mètres au lieu de 15 mètres, et si on ajoute l'effet de la garde de sel, le déviateur maximal sera certainement moins important. Une entraxe entre les deux nouvelles cavités de 90 mètres (40 + 10 + 40, comprenant un pilier de 10 mètres entre les deux) nous semble trop petit, mais il ne sera pas non plus nécessaire de l'élargir au dessus de 95 mètres (pilier = 15m). Nous avons défini un pilier minimal de 15 mètres entre l'ancienne cavité SG4/5 et une des nouvelles, donc 15 mètres de pilier entre les petites cavités devrait être suffisant pour obtenir une stabilité à moyen-terme.

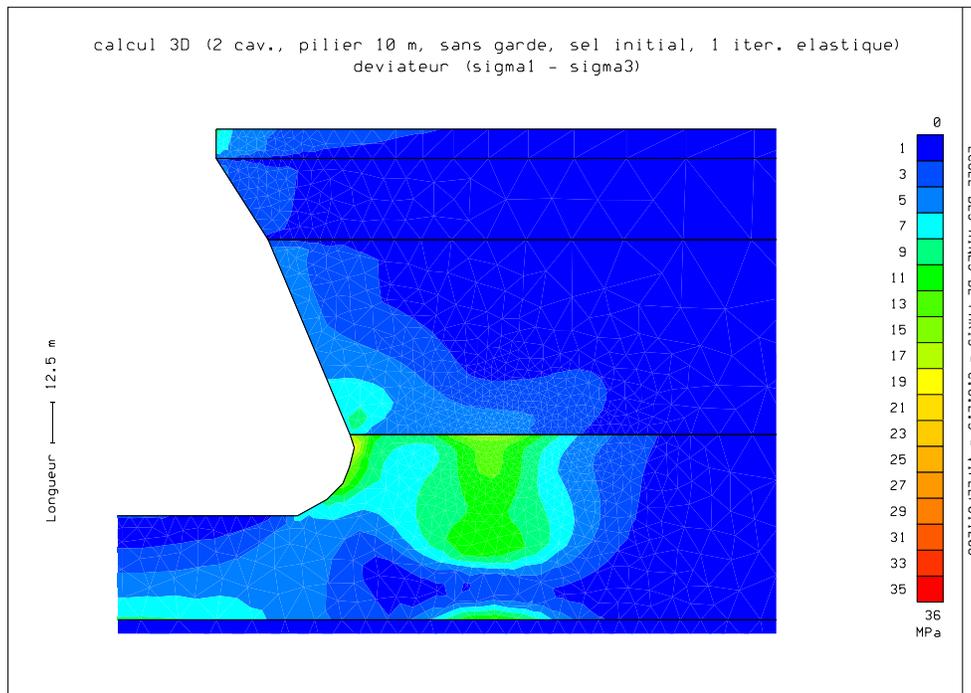
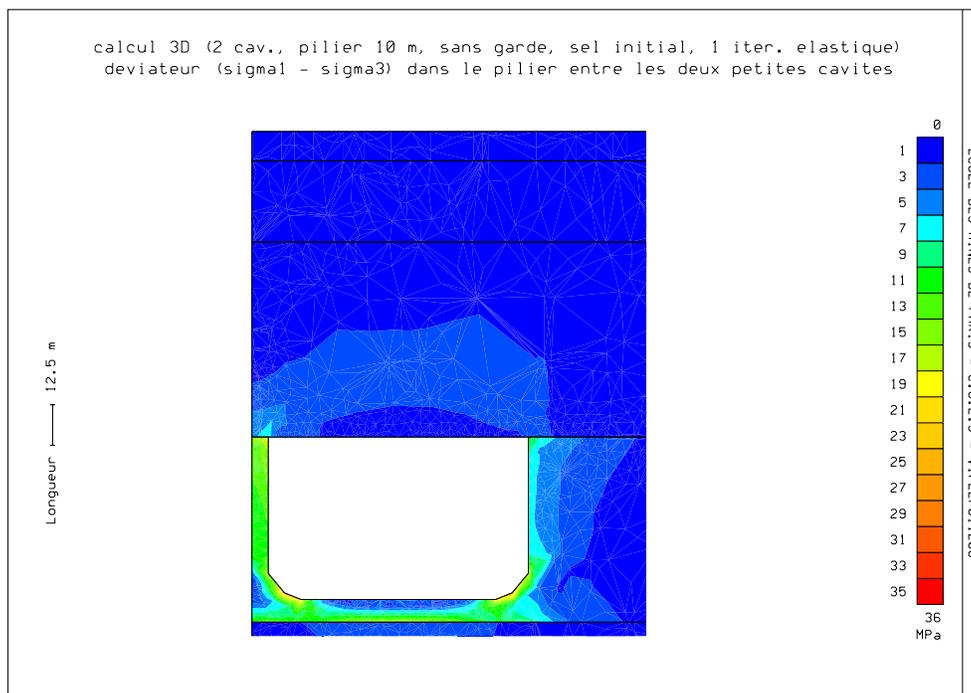
(a) Coupe dans le plan $y=0$ (b) Coupe dans un plan perpendiculaire au pilier ($x=112,86$)

FIG. 4.26: Calcul du déviateur σ_D d'une géométrie comprenant l'ancienne cavité SG4/5 et deux nouvelles cavités. Les épaisseurs de tous les piliers sont de 10 mètres minimum. Résultat après une itération élastique.

4.4.4.2 *Instabilité du massif au dessus de la formation halitique*

A cause de l'exceptionnelle lourdeur des calculs, nous n'avons pas été en mesure d'effectuer les milliers d'itérations élastiques nécessaires pour pouvoir constater une rupture du terrain.

Dans le cas où on enlève les gardes dans les petites cavités, le terrain au dessus est vraisemblablement instable. Ceci est surtout vrai dans le cas où l'exploitant va dissoudre les dix derniers mètres de sel (la garde) dans un mode télécommandé. Avec cette méthode, le diamètre du toit pourrait augmenter avec un angle entre 45 et 30 degrés par rapport à l'horizontale⁵ Si on arrive à complètement enlever la garde, on se trouve dans une situation *similaire* aux calculs en 2D, les nouvelles cavités s'approchent l'une vers l'autre au niveau du toit du sel, même une intersection devient possible. Pour une telle configuration, la preuve d'une rupture a été apportée dans les chapitres précédents.

Ce qui nous pose quelques difficultés est d'assurer qu'aucun effondrement du terrain ne se produit *avant* l'enlèvement de la garde. Sans avoir fait des calculs qui convergent (car nous n'avons pas pu éviter des plastifications locales dans la paroi de SG4/5), un effondrement qui surviendrait trop tôt n'est théoriquement pas exclus. Comme nous avons vu pour les calculs 2D, la réponse élastique de la garde détermine le comportement du massif au-dessus. Quand le déplacement vertical n'excède pas quelques centimètres, le terrain semble rester stable. Dans le cas 2D, avec un pilier de 25 mètres en régime de pression DEST1, on a obtenu 18 centimètres de subsidence au centre de la garde après 10000 itérations plastiques, et 10 centimètres après une seule itération élastique.

Cet indice peut être exploité dans notre cas tridimensionnel. Nous avons étudié le comportement du modèle 3D avec la garde et un pilier de 15 mètres vers SG4/5, et les caractéristiques du sel ont été affaiblies. Le résultat d'un calcul élastique (figure 4.27) montre un déplacement vertical de seulement 1,2 (!) centimètres. Ce valeur a été vérifié par un calcul en 2D avec une seule cavité isolée de 80 mètres. Dans ce cas, nous obtiendrons le même ordre de grandeur pour cette valeur (1,2 centimètres avec un sel élastique et 6,6 cm dans un calcul visco-élasto-plastique). On admet alors que l'intégrité du massif est garantie pendant que la garde reste en place.

4.4.4.3 *L'utilisation de la modélisation des instabilités pour des calculs en 3D*

Les calculs en 3D nous ont permis d'étudier notre méthode d'évaluation des instabilités sur un modèle de haute complexité et d'une lourdeur en temps de calcul exceptionnelle.

Nous avons constaté que le succès de notre méthode de calcul dépend du temps de calcul nécessaire pour effectuer une seule itérations élastique. Les essais faits dans le but d'obtenir des zones plastiques le plus vite possible nous ont appris que :

1. l'apparition des zones plastiques rend l'utilisation des matériaux viscoplastiques impossible. Une représentation par un matériau équivalent est nécessaire.

⁵L'unité P du sel est très riche en NaCl, c'est pourquoi on peut espérer d'augmenter le diamètre de la cavité de façon importante.

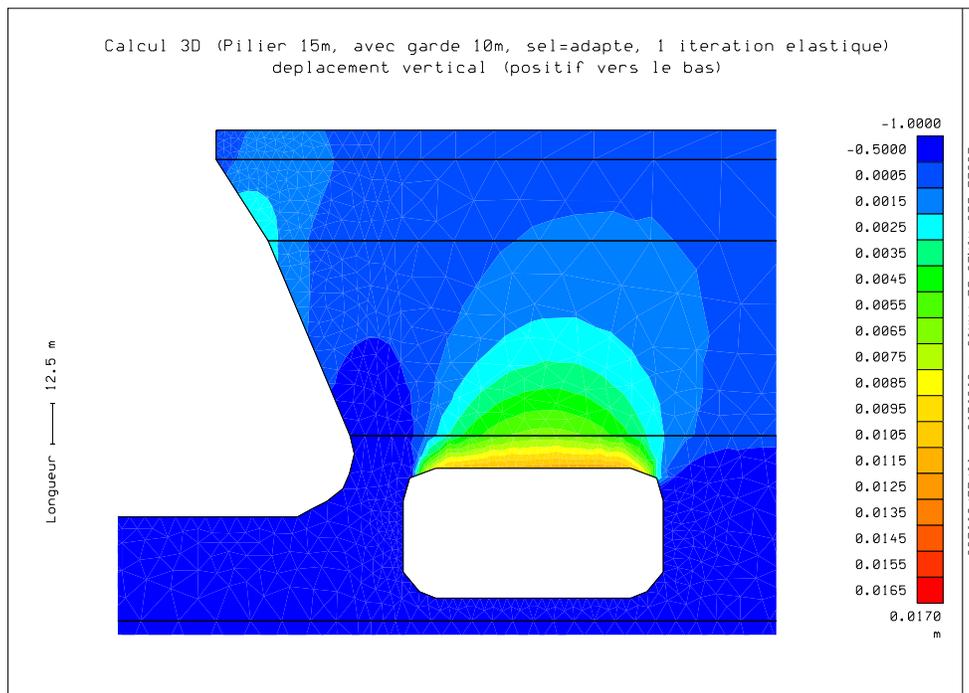


FIG. 4.27: Déplacement vertical de la garde du sel par calcul élastique (pilier : 15 mètres, sel adapté, garde : 10 mètres)

2. une redéfinition des caractéristiques du sel est responsable des réactions «parasites» du massif qui n'apparaissent pas sous des conditions «normales» (comme par exemple la forte plastification de la paroi).
3. un mauvais choix des conditions d'interfaces (joints) augmente à nouveau les réactions «parasites» du massif rocheux.
4. l'influence des plastifications «parasites» sur la progression des zones plastiques au dessus des excavations nous semble secondaire. Dans notre exemple, seul le déviateur initié entre la cavité et les terrains susjacentes est responsable d'une rupture au bon endroit. La rupture s'effectue en cisaillement.

Dans l'application, on doit être capable de différencier entre des effets non-souhaités comme par exemple la plastification dans la paroi et le «vrai» résultat. Les effets «secondaires» sont dûs à des simplifications (comme par exemple l'adaptation du comportement du terrain) qui doivent rendre le modèle plus accessible aux calculs numériques. Néanmoins, nous sommes d'avis que les effets *primaires* comme le développement d'une rupture peuvent être identifiés, même sous l'influence de quelques artefacts non-souhaités.

4.5 Conclusion sur la modélisation

Dans ce chapitre, nous avons développé une méthode de modélisation des instabilités avec la méthode aux éléments finis. Ensuite, nous l'avons appliqué dans la réalisation d'une méthode d'exploitation intensive dans la concession de Drouville.

Dans ce contexte, l'étude s'est chargée de trouver des solutions industriellement applicables.

On a examiné la possibilité d'une méthode d'exploitation «intensive» qui amène le terrain vers l'effondrement dans la phase terminale. Pendant la dissolution d'une grande première partie d'une nouvelle cavité, le massif est censé rester stable. Suite à un enlèvement d'une garde de sel vers les marnes versicolores, le terrain susjacent s'effondrera. L'affaissement se produira de sorte que l'ancienne zone d'effondrement soit rejointe.

Suite à la nécessité de contrôler le développement des cavités, on fait appel à la méthode de dissolution par puits isolés. La forme des nouvelles cavités sera contrôlée à l'aide d'une couverture d'air. Avec le début de la dissolution de la garde, la couverture sera enlevée, et la cavité s'élargira vers le haut et vers le large dans un angle d'environ 30 à 45 degrés.

En ce qui concerne l'emplacement des nouvelles cavités, les études se sont concentrées sur des simulations numériques en deux et en trois dimensions. Pour cela, des simplifications de la géométrie ont été nécessaires. Ceci est valable surtout pour les calculs en 2D, où on a effectivement calculé la stabilité d'un tore autour d'une cavité circulaire. En 3D, la vraie géométrie de la cavité SG4/5 a été approchée par une cavité axisymétrique.

Les calculs ont été effectués en utilisant les strates géologiques ainsi que leurs paramètres mécaniques comme ils ont été définis dans le chapitre 3. Pour mieux rendre compte du comportement visco-plastique du sel, surtout dans les modèles tridimensionnels, on a remplacé la vraie loi de comportement du sel par celle d'un matériau élastique équivalent.

En faisant une synthèse des résultats des essais en 2D et 3D, une exploitation intensive pourrait se faire de manière suivante :

Selon nos calculs en 3D, des nouvelles cavités doivent être créées à côté de l'ancienne cavité SG4/5. La stabilité du massif halitique est assurée si une largeur du pilier entre l'ancienne et la nouvelle cavité de 15 mètres est respectée. La dissolution de la cavité se poursuivra (la nouvelle cavité ayant un diamètre de 80 mètres) jusqu'à ce que la garde de sel vers les marnes susjacentes ne soit plus que 10 mètres. A ce moment, on continuera la dissolution dans un mode télécommandé pour assurer la sécurité des personnels chargés de l'exploitation. Dans ces derniers dix mètres, le diamètre de la cavité augmentera avec un angle entre 30 et 45 degrés pour atteindre une portée de la cavité entre 100 et 115 mètres.

Pour maintenir une production à débit constant, l'exploitant doit dissoudre dans plus d'une seule cavité. Le «pilier» entre ces cavités devrait être autour de 15 mètres.

L'effondrement doit se dérouler sous contrôle et être localisé sur une seule cavité! Même si plusieurs cavités sont en production, c'est uniquement la cavité qui atteint la portée entre 100 et 115 mètres par dissolution de la garde, qui va s'effondrer. Au début, pour créer une situation favorable (encastrement de la dolomie sur uniquement deux côtés) il sera peut-être nécessaire de faire effondrer *deux* nouvelles cavités en même temps.

Quant à la mise en oeuvre de ces résultats, il faut par contre rester conscient des défauts du modèle. Les calculs entrepris n'auraient pas été possibles sans des simplifications et des hypothèses, et il faut voir les résultats dans ce contexte. Néanmoins, notre méthode de

modélisation des instabilités nous a bien renseigné sur le comportement du terrain, ce qui nous permet de proposer une méthode pour une exploitation intensive à Gellenoncourt. Enfin, il sera certainement souhaitable de tester encore plusieurs scénarios et de faire des expériences en grandeur réelle afin de pouvoir affiner et ajuster notre modèle.

Conclusion générale

Nous avons recherché des possibilités pour modéliser l'exploitation d'un champ de sel avec foudroyage final du terrain. Plus spécifiquement, on s'est concentré sur l'application d'une telle méthode dans une zone auparavant exploitée. L'idée théorique a été appliquée sur une problématique industrielle en association avec la Compagnie des Salins du Midi et de Salines de l'Est et leur site d'exploitation à Gellenoncourt près de Varangeville.

Les circonstances historiques et l'utilisation des techniques difficilement contrôlables ont été à l'origine d'un vaste développement des structures souterraines. Lors de la découverte des dissolutions sauvages dans une cavité abandonnée, l'effondrement était déjà devenu inévitable.

Dans cette thèse, nous avons fait un examen critique sur l'utilisation de la technique de l'hydrofracturation, une méthode qui était très populaire dans les années 1960 et 1970. La situation présente a été mise en perspective, notamment d'un point de vue de la sécurité publique à cause des connexions souterraines non repérées, mais aussi sur les questions économiques et administratives. Nous avons ensuite évoqué l'idée d'une exploitation «intensive» qui permet la récupération d'une très grande partie du gisement, tout en stabilisant le terrain pour l'avenir. Cette idée est déjà appliquée dans la région, mais seulement sur des champs vierges.

Nous avons développé une démarche pour aborder cette problématique. D'un côté, nous avons discuté les méthodes d'exploitation du sel et leurs capacités de contrôle du processus de dissolution. De l'autre côté, nous avons discuté les problèmes qui se posent dans la réalité industrielle liés à la reconnaissance géologique et géométrique, l'influence de l'hydrogéologie, l'échantillonnage et l'effet d'échelle. Les données ainsi obtenues ont été utilisées pour effectuer une simulation numérique du comportement du terrain. Pour cela, la méthode aux éléments finis a été employée.

La façon d'interpréter les données a été soigneusement décrite, car elle représente un pas important vers une simulation réaliste du terrain. Nous avons détaillé l'application de la rétro-analyse et avons fait une étude de sensibilité sur les différents paramètres du modèle numérique. L'ensemble des mesures ainsi que les observations faites sur le site ont été fidèlement introduits dans une simulation numérique. Pour créer ce simulateur du terrain, quelques simplifications et hypothèses ont été nécessaires, et leur impact sur la validité du résultat a été discuté.

Ce démarche a abouti à représenter le comportement du terrain de Gellenoncourt avec un jeu de paramètres destinés pour des calculs plus complexes aux éléments finis.

La question la plus importante abordée dans ce travail a été l'impact des structures instables et leur rupture sur le comportement du terrain. Nous avons étudié les possibilités d'interpréter des calculs aux éléments finis non convergés et discuté leur apport dans la modélisation des instabilités en mécanique de roches. L'utilité de cette méthode dans la recherche d'une charge limite de la structure ainsi que dans l'observation qualitative du comportement du terrain *après* la rupture nous semble très important. Par contre, la méthode demande un temps de calcul très important, qui peut nécessiter des calculs parallélisés, surtout pour des modèles plus complexes. Néanmoins, compte tenu des développements très rapides dans le domaine du calcul de structures, nous estimons qu'il est possible de rendre la simulation d'un terrain en rupture très efficace et rapide.

En utilisant cette méthode de modélisation, nous avons été en mesure de proposer une méthode d'exploitation intensive, qui sera applicable malgré toutes les contraintes techniques et industrielles imposées. En avançant progressivement du cas simple au cas plus complexe, il nous a été possible de trouver une géométrie qui satisfait tout les exigences d'un point de vue technique, économique, et géomécanique. Nous estimons néanmoins que des études complémentaires sont nécessaires pour préciser et ajuster la méthode d'exploitation, notamment par l'expérience sur le site.

Recommandations et perspectives

L'exploitation intensive d'un dépôt halitique dans un champ d'exploitation déjà exploité par cavités peut être recommandée pour les cas suivants :

- Le terrain a montré des instabilités apparentes (foudroyage des cavités) ou on court le risque de rencontrer l'instabilité dans l'avenir.
- Les ressources sont limitées, soit physiquement, soit par des limites des concessions d'exploitation obtenues.
- Le dépôt du sel est situé dans une petite profondeur et le mécanisme de rupture permet l'effondrement total des cavités. En plus, l'endroit de l'affaissement doit se concentrer sur des subsidences locales.

La qualité d'une simulation d'un effondrement dépend de la qualité des données acquises sur le terrain et affecte directement l'efficacité d'une rétro-analyse. Les données les plus importantes sont :

- des mesures de subsidence. Au mieux, on possède l'observation d'un effondrement pour pouvoir prédire le fonctionnement de la rupture et la résistance des matériaux.
- des valeurs de contraintes horizontales. Ces mesures sont difficiles à obtenir et leur résultat a souvent un caractère qualitatif.
- des sondages géologiques du terrain dans le massif à étudier. Ceci comprend aussi une étude sur l'espacement et les conditions des joints.
- une campagne d'essai sur le comportement mécanique des roches du massif à étudier.
- une diagraphie le long d'un sondage qui relève la vitesse du son du terrain. Nous avons observé que le module de Young ainsi que la résistance en compression R_c sont corrélés avec la vitesse du son observée dans la roche. Cette mesure nous permet d'extrapoler les caractéristiques des échantillons testés au laboratoire sur la totalité du massif.
- des études sur le comportement hydrogéologique du terrain.

On peut effectuer des analyses sans être en possession de la totalité de ces études mentionnées. Mais la qualité du résultat dépend fortement de la quantité et la qualité des renseignements sur le terrain.

En ce qui concerne la méthode d'exploitation intensive, il faudrait prévoir les répercussions sur la nappe phréatique et des aquifères au contact avec la zone effondrée. Il est vrai qu'une fuite de saumure peut arriver lorsqu'une cavité s'effondre, ou bien si le niveau de la saumure (pression d'exploitation dans la cavité) a été mal choisi. Au contraire, pour

l'instant on considère que le terrain foudroyé représente une couche compacté et à perméabilité affaiblie. Cet argument répond aux craintes qu'un aquifère ayant libre accès au dépôt halitique risque d'initier une dissolution sauvage.

Enfin, l'utilisation et l'interprétation de la modélisation des instabilités par éléments finis nécessite :

- un code de calcul qui permet de sortir un résultat intermédiaire sans avoir satisfait le critère de convergence F ($F > 0$).
- une surveillance manuelle ou automatique du processus de rupture. Dès que la rupture est atteint, chaque itérations supplémentaire éloigne les calculs du «vrai» comportement du terrain (effet de «diffusion»).
- du temps de calcul important. Dans nos simulations bidimensionnelles, nous avons constaté qu'une rupture s'installe après environ 4 000 itérations élasto-plastiques. Pour des modèles complexes, le temps de résolution peut devenir très important.

Dans la poursuite de ce travail, l'utilisation des calculs parallélisés sera souhaitable afin de vérifier le gain en temps de calcul, surtout dans l'application sur des instabilités dans des calculs tridimensionnels complexes.

Nous confirmons l'utilité de notre méthode de modélisation des instabilités, surtout dans l'évaluation du comportement qualitatif du terrain *après* la rupture. La méthode proposée dans cette thèse pourra apporter des renseignements supplémentaires sur le comportement de toute sorte de terrain en rupture, par exemple un glissement d'une pente ou un effondrement d'une mine souterraine à chambre et pilier, et représente pour la mécanique des roches un outil très simple mais très puissant.

Bibliographie

- [1] G. ARCHAMBAULT, A. ROULEAU, R. DAIGNEAULT, et R. FLAMAND. Progressive failure of rock masses by a self similar anastomosing process of rupture at all scales and its scale effect on their shear strength. *Scale Effects in Rock Masses 93, Pinto da Cunha*, Balkema, Rotterdam, p. 133–141, 1993. ISBN 90 5410 322 1.
- [2] M. BAHEDI. *Modélisation par un milieu continu équivalent du comportement mécanique des massifs rocheux à fissuration diffuse et isotrope*. Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 1990.
- [3] F. BAROZ. Contribution à l'étude de la Dolomie de Beaumont (Keuper moyen) de Lorraine. D.E.S. Sci. Nat., Nancy, 1967.
- [4] N. BARTON, R. LIEN, et J. LUNDE. Engineering classification of rock masses for the design of tunnel support. *Int. Journal of Rock Mech.*, 6(4), p. 189–239, 1974.
- [5] R. BEKENDAM, C. OLDENZIEL, et W. A. PAAR. Prediction of time-dependent subsidence, tilt and horizontal strain over upwards migrated salt solution cavities. Dans *Proceedings of the Conference "Salt 2000"*, p. 221–227, 2000.
- [6] Z. BIENIAWSKI. Engineering classification of jointed rock masses. *Trans S. Afr. Inst. Civ. Engrs*, 15(335-344), 1973.
- [7] M. BOULY. Inventaire des données sur les aquifères de la région de Varangeville - St Nicolas de Port (54). Correspondance entre la Fondation Scientifique de la Géologie et de ses Applications, Nancy (Centre de Recherche en Mécanique et Hydraulique des Sols en des Roches) et M. Ledoux, CIG, ENSMP, janvier 1984.
- [8] E. BROWN. *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*, chap. Introduction, p. 1–31. Allen and Unwin, London, 1987.
- [9] A. BUFFET. The Collapse of Compagnie des Salins SG4 and SG5 Drillings. *Proceedings Fall Meeting*, 1998. Rome, Italie, 4-7 octobre.
- [10] A. CASTRO, N. LEITAO, L. Ribeiro e SOUSA, D. DESHENG, et D. NGUYEN-MINH. The Use of Inverse Methodologies in Geotechnical Problems. *International Society for Rock Mechanics - News Journal*, 7(2), p. 24–32, juin 2002.
- [11] G. K. COATES, C. A. LEE, W. C. MCCLAIN, et P. E. SENSENY. Closure and Collapse of Man-Made Cavities. *RE/SPEC Inc.*, RSI Publ No. 83-12, 1983.
- [12] P. COMBES, E. LEDOUX, et P. VIENNOT. Impact de l'effondrement d'une cavité souterraine sur la qualité des eaux de l'aquifère du rhétien. Rapport LHM/RD/93/74, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre d'Informatique Géologique, Laboratoire d'Hydrogéologie Mathématique, 1993.

- [13] P. COMBES, E. LEDOUX, et G. VOUILLE. Étude de l'effondrement d'une cavité souterraine de lixiviation du sel à Gellenoncourt. Rapport industriel pour la Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est, LHM/RD/93/31, Centre d'Informatique Géologique, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 1993.
- [14] P. F. CONTI et M. SCHUMACHER. Solution Mining in the 'Nineties. *SMRI Meeting Paper*, 1991. Fall Meeting, Las Vegas, Nevada, octobre 27-30.
- [15] E. CORDIER. Simulation de l'impact d'une fuite de saumure sur l'aquifère des Grès du Rhétien. Rapport final LHM/RD/2000/17, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, Centre d'Informatique Géologique, juillet 2000.
- [16] F. CORNET et D. BURLET. Stress Field Determinations in France by Hydraulic Tests in Boreholes. *Journal of Geophysical Research*, Vol 97,(B8), p. 11829–11849, juillet 1992.
- [17] D. DENG. *Problèmes de Rétro-analyse en Géotechnique - Méthode basée sur le théorème des travaux virtuels*. Thèse de doctorat, École Nationale Supérieure des Ponts et Chaussées, 2001.
- [18] W. DUVALL. General Principles of Underground Opening Design in Competent Rock. *Proceedings of the 17th Symp. of Rock Mechanics*, 1976. paper 3A1.
- [19] J. R. EGE. Surface Subsidence Related to Solution Extraction of Salt. *SMRI Meeting Paper*, 1982. présenté à la réunion de la SMRI à Albuquerque, avril 18-20.
- [20] R. FAURE. L'évolution des méthodes de calcul en stabilité de pentes. Partie I : Méthodes à la rupture. *Revue Française de Géotechnique*, 3ème trimestre(92), p. 3–16, 2000.
- [21] R. FINCHER. Vertical Wellbore Communication via Lateral Boreholes - An Alternative to Hydrofracturing. *SMRI Meeting Paper*, 1985. SMRI Meeting, Houston, le 15 octobre.
- [22] H. FREISSMUTH. *Influence of water and aqueous solutions on the mechanical behaviour of shale with special emphasis on micro fissuration*. Thèse de doctorat, École Nationale des Mines de Paris, Décembre 2002.
- [23] G. GIODA et G. MAIER. Direct search solution of an inverse problem in elastoplasticity : identification of cohesion, friction angle and in-situ stress by pressure tunnel tests. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 15, 1980.
- [24] M. GUARASCIO, G. FERNANDEZ DELGADO, et C. DIH BELLA. Assessment of Sinkhole Formation Potential Above Brine Caverns. *SMRI Spring 1999 Meeting, Las Vegas, Nevada, U.S.A.*, 1999.
- [25] M. GYSEL. Anhydrite Dissolution Phenomena : Three Case Histories of Anhydrite Karst Caused by Water Tunnel Operations. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35(1), 1-21 2002.
- [26] A. J. HENDRON, G. FERNANDEZ, et P. LENZINI. Study of Sinkhole Formation Mechanisms in the Area of Hutchinson, Kansas. *SMRI Paper*, 79-0002-SMRI, 1979. Draft Paper.
- [27] E. HOEK. *Practical Rock Engineering*, chap. 10. <http://www.rocsience.com>, 2000.
- [28] E. HOEK et E. BROWN. *Underground excavations in rock*. Institute of Mining and Metallurgy, London, 1980.

- [29] F. HOMAND. Les contraintes naturelles dans l'Est de la France. Rapport, GISOS, École des Mines de Nancy, août 2002.
- [30] B. HUMBERT et G. VOUILLE. Caractéristiques mécaniques d'échantillons de la concession de Drouville sondage SGrA. Rapport R2001/1/ROC/MR, CGES, École des Mines de Paris, mars 2001.
- [31] B. HUMBERT et G. VOUILLE. Étude de l'exploitation du secteur Gellenoncourt-Est par un réseau de cavités isolées. Rapport R2001/5/ROC/MR, CGES, École des Mines de Paris, juillet 2001.
- [32] IPSN, B. GRELLET, P. COMBES, T. GRANIER, et H. PHILIP. Sismotectonique de la France Métropolitaine. *Mémoire de la Société Géologique de France*, vol. 1(164), 1993.
- [33] G. KIRSCH. Die Theorie der Elastizität und die Bedürfnisse der Festigkeitslehre. *Zeitschrift Verein Deutscher Ingenieure*, 42 (28), p. 797–807, 1898.
- [34] M. KUMAR et B. HODA. Hydrologic Studies of Weeks Island Salt Mine. Dans *An Investigation of the Utility of Gulf Coast Salt Domes for the Storage or Disposal of Radioactive Wastes*, vol. 1, EW-78-C-05-5941/53, p. 189–309. Inst. for Environmental Studies, Louisiana State University, 1978. U.S. Department for Energy.
- [35] LA GROUPE SALINS. Site Web des Salins du Midi. Worldwide Web, 2002. <http://www.salins.fr>.
- [36] D. LAUBSCHER. Geomechanics classification of jointed rock masses - mining applications. *Trans. Instn. Min. Metall.*, 86, p. A1–8, 1977.
- [37] A. E. H. LOVE. *A treatise on the mathematical theory of elasticity*. Dover, New York, 1927.
- [38] C. MARCHAL. Le gite salifère keupérien de Lorraine-Champagne et les formations associées. Mémoire 44, École Nationale Supérieure de Géologie Appliqué et de Prospection Minière, C.N.R.S., Nancy - France, septembre 1983.
- [39] C. MEGNIEN. Synthèse géologique du bassin de Paris. mémoire 101, 102 et 103, B.R.G.M, 1980.
- [40] K. E. MILLS. Specialized Techniques in Solution Cavern Shape Control. *SMRI Meeting Paper*, avril 1981.
- [41] MINING ITALIA, S.P.A. et SMRI. Field Test Data, Computer Models and Comparisons between Field Data and Model Prediction for the Belvedere Spinello Brinefield, Italy. Rapport du Projet de Recherche 98-2-SMRI, SMRI, 1998.
- [42] H.-K. MOON et C.-Y. KIM. *Scale effects in the elastic moduli and strength of jointed rock masses*, p. 39–48. Balkema, Rotterdam, 1993. ISBN 90 54 10 322 1.
- [43] N. MUSKHELISHVILI. *Some basic problems of the mathematical theory of elasticity*. Noordhoff, Gronigen, 4ème édn, 1953.
- [44] R. E. MYERS. Diagnostic Analysis of the Weeks Island Sinkhole. *SMRI Meeting Paper*, 1995. présenté à la réunion de la SMRI à Nouvelle Orleans, 1-2 mai.
- [45] J. NEAL, J. TODD, et J. LINN. Threat of a Sinkhole : A Reevaluation of Cavern 4, Bayou Choctaw Salt Dome, Louisiana. *SMRI Meeting Paper*, 1993. Fall Meeting.
- [46] J. T. NEAL, S. J. BAUER, et B. L. EHGARTNER. Sinkhole Progression at the Weeks Island, Louisiana, Strategic Petroleum Reserve (SPR) Site. *SMRI Meeting Paper*, San Antonio, TX ; 23-24 octobre, 1995.

- [47] J. T. NEAL et J. K. LINN. The Sinkhole At Weeks Island, Louisiana, Strategic Petroleum Reserve Site. *SMRI Meeting Paper*, SRMI Spring Meeting, 1er mai, 1995.
- [48] A. S. NIETO-PESCETTO et A. J. J. HENDRON. Study of Sinkholes Related to Bedded Salt Production in the Area of Detroit, Michigan. *Solution Mining Research Institute*, novembre 1977.
- [49] M. T. NIGBOR. State of the Art of Solution Mining. Research Project Report 82-0002-SMRI, U.S. Bureau of Mines, Denver, Colorado, 1982.
- [50] L. OBERT et W. DUVALL. Rock Mechanics and the Design of Structures in Rock. *John Wiley and Sons*, p. 650, 1967.
- [51] C. PALAIN. Contribution à l'étude sédimentologique du "Grès à Roseaux" (Trias supérieur) en Lorraine. *Science de la Terre*, XI(3), p. 245–291, 1966.
- [52] C. PAQUIN, C. FROIDEVAUX, et M. SOURIAU. Mesures directes des contraintes tectoniques en France septentrionale. *Bulletin de la Société géologique de France*, 7(5), p. 727–731, 1978.
- [53] E. K. S. PASSARIS, J. Q. RAN, et P. MOTTAHED. Stability of jointed roof in stratified rock. *International Journal of Rock Mechanics, Mining Sciences and Geom. Abst.*, 30(7), p. 857–860, 1993.
- [54] A. J. REITZE et H. von TRYLLER. Subsidence above cavities - theoretical principles and practical experience. *SMRI Meeting Paper*, 1996. SMRI Fall Meeting, 20-23 octobre, Cleveland, Ohio, U.S.A.
- [55] C. REY. On domain decomposition methods : application to the numerical simulation of complex structures. MODEX-REP Progress meeting no. 3, ANDRA, juin 2002.
- [56] N. RODE. *Caractérisation et modélisation des massifs rocheux fracturés en blocs*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine, mai 1991.
- [57] M. D. G. SALAMON. Elastic moduli of stratified rock mass. *Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, vol.5, p. 519–527, 1968.
- [58] J. SALENÇON. *La théorie des charges limites dans la résolution des problèmes de plasticité en déformation plane*. Thèse de doctorat, Université de Paris, Faculté des Sciences, 1969.
- [59] K. SALTER et W. SCHREINER. Long-term Safety of Salt Mines in Flat Beddings. Dans M. AUBERTIN et H. R. HARDY, JR., eds, *The Mechanical Behavior of Salt - Proceedings of the Fourth Conference*, p. Part VII – Mining Applications, Article 5, p. 481–494, 1996.
- [60] G. SAPORTA. *Probabilités, analyse des données et statistique*. Technip Paris, 1990.
- [61] G. N. SAVIN. *Stress Concentrations around holes*. Pergamon, London, 1961.
- [62] L. SEVENKER. An Account of the Kermit Crater. *SMRI Meeting Paper*, 1980.
- [63] SOCON SONAR CONTROL KAVERNENVERMESSUNG GMBH. Grundlagen der Messung mittels Sonarsystemen. Worldwide Web, juillet 2002. <http://www.socon.com/>.
- [64] M. SUGIMOTO, M. SAKURAZAWA, et S. KAGEYAMA. Three dimensional reverse analysis on ground properties with time-dependence. Dans E. BALKEMA, éd., *In Proceedings of the 9th International Congress on Rock Mechanics, Paris, France*, p. 1405–1408, 1999.

- [65] R. L. THOMS et R. M. GEHLE. The Sinkhole on FM 442. *SMRI Meeting Paper*, 1990. Spring Meeting, Austin, Texas.
- [66] R. L. THOMS et R. M. GEHLE. Feasability of Controlled Solution Mining from Horizontal Wells. *SMRI Meeting Paper*, 1993. Fall Meeting, Lafayette, Louisiana, 24-27 octobre.
- [67] R. L. THOMS et R. M. GEHLE. Causal Factors of Sinkhole Formation. *SMRI Meeting Paper*, 1995. Spring Meeting.
- [68] K. THURO, R. J. PLINNINGER, S. ZÄH, et S. SCHÜTZ. Scale effects in rock strength properties. Part 1 : Unconfined compressive test and Brazilian test. Dans SÄRKKÄ et ELORANTA, édés, *Rock Mechanics - a Challenge for Society*, p. 169–174. ISRM Regional Symposium EUROCK, 2001. ISBN 90 2651 821 8.
- [69] M. TIJANI. *Viplef 3D Version 001204 - Notice de Conception*. Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 35, Rue Saint Honoré, 77305 Fontainebleau CEDEX (France), 2001.
- [70] M. TIJANI. *Viplef 3D Version 001204 - Notice d'Utilisation*. Centre de Géotechnique et d'Exploitation du Sous-sol, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 35, Rue Saint Honoré, 77305 Fontainebleau CEDEX (France), 2001.
- [71] M. TIJANI et G. VOUILLE. Calcul de l'Exploitation de la Concession du Cauroy. supplément au rapport R81/23, CGES, École des Mines de Paris, juillet 1982.
- [72] M. TIJANI, G. VOUILLE, et HUGOUT. Le sel gemme en tant que liquide visqueux. Dans *5ème Congrès International de Mécanique des Roches - Melbourne*, 1983.
- [73] S. TIMOSHENKO et S. WOINOWSKY-KRIEGER. *Théorie des Plaques et Coques (Theory of Plates and Shells)*. Librairie Polytechnique Béranger, deuxième éd., 1961.
- [74] E. TINCELIN et P. SINOU. Mode d'action et règles du boulonnage. *Industrie Minérale*, Document S.I.M. B5, Boulonnage Tome 2(mine 4-78), p.110–112, 1978.
- [75] U.S. NATIONAL COMMITTEE FOR ROCK MECHANICS. Advances in rock mechanics. Dans *Proceedings of the Third Congress of the International Society for Rock Mechanics*, p. 960–961. National Academy of Sciences, septembre 1-7 1974. Volume I, Part B.
- [76] G. VOUILLE. Mine de Sel de Varangeville Saint Nicolas - Historique et synthèse des études de stabilité. non publié.
- [77] G. VOUILLE. Étude de la stabilité des cavités créées dans le sel par dissolution. Rapport R 74/3, CGES, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, février 1974.
- [78] G. VOUILLE. Mine de Varangeville - Comportement mécanique des marnes du mur en présence de saumure. Rapport R 86/3, CGES, École Nationale Supérieure des Mines de Paris, 1986.
- [79] G. VOUILLE et B. HUMBERT. Caractéristiques mécaniques de la Dolomie de Beaumont. Rap. tech. R 95/08, CGES, École des Mines de Paris, 1995.
- [80] G. VOUILLE et P. TASSEL. Stability of Caverns Created in Rock Salt by Solution Mining. Dans *Proceedings of the Fifth International Symposium on Salt*, 1978. Hamburg, Germany.
- [81] M. WALLNER. Frac-Pressure Risk in Rock Salt. SMRI Meeting Paper, septembre 1986.

- [82] T. H. WASSMANN. Subsidence Phenomena over Solution Cavities in Bedded Salt.
SMRI Fall 1995 Meeting, octobre 1995.

Annexe A

Géologie de la Concession de Gellenoncourt

Les strates surmontant la Dolomie de Beaumont

Au dessous du sol (en sens pedologique) on trouve une trentaine de mètres du Rhétien, dont les Argiles de Levallois et les Grès Rhétiens. Les derniers sont connus par le fait de constituer des aquifères naturels :

Avec une pression piezométrique du Rhétien de 231 mètres NGF, le niveau de la nappe phréatique se trouve 19 mètres au-dessous du sol (250m NGF). Les Grès Rhétiens qui jouent le rôle de conducteurs hydrauliques se situent entre les niveaux 180 et 200 mètres NGF.

Au dessous de ces formations se trouvent les marnes irisées supérieures ont une puissance de 40 à 45 mètres. Ces marnes sont argileuses et dolomitiques et séparent les strates supérieures de la Dolomie de Beaumont.

La Dolomie de Elie de Beaumont

Il s'agit d'une dolomicrite plus ou moins argileuse avec toutes les caractéristiques d'une dolomie syngénétique (Baroz, [3]). Présent à travers toute la partie orientale du Bassin de Paris, elle peut être aisément utilisée comme niveau repère. Des études hydrogéologiques montrent que cette strate présente une certaine transmissivité d'eau (Bouly, [7]). Cette dernière a été constatée dans un puits des Brasseries de St. Nicolas de Port (Transmissivité $T = 3,8 \cdot 10^{-4} m^2/s$, débit d'exploitation $Q = 23 m^3/h$).

Les argiles bariolées intermédiaires

Ces formations sont représentées par des marnes ou des argilites grises, vertes ou rouges. Le banc qui caractérise ces formations devient parfois très faible en épaisseur - quelques mètres seulement - et il est difficile à repérer en sondage.

Le Grès à roseaux

Le Grès à roseaux représente une strate d'une épaisseur de 15 mètres en moyenne (25 mètres à Gellenoncourt). Il est constitué par deux faciès majeurs (Palain, [51]) :

- l'un gréseux et constitué d'un grès peu argileux, très fin et contenant du Mica et du Feldspath.
- l'autre argileux ou argilo-dolomitique bien micacé et silteux.

D'un point de vue lithologique, une nomenclature alternative regroupant le Grès à roseaux et les argiles bariolées intermédiaires à été proposée (Marchal, [38]) sous le nom de «Formation intermédiaire argilo-gréseuse»

Les couches à éstheries¹

Bien connu en Allemagne à cause des affleurements naturels (sous le nom «Estherien-schichten»), cette formation est constituée par des argiles dolomitiques gris verdâtre à noirâtre, souvent feuilletées, avec intercalations dolomitiques et gréseuses, et parfois des ovoïdes ferrugineux. (citation Marchal, [38])

Avec une épaisseur d'environ 5 mètres, ce lithofaciès peut atteindre localement jusqu'à 20 m (Dieuze) ou bien s'annuler (Lorraine méridionale). La définition de l'épaisseur des couches à éstheries peut varier suivant des critères liée à la définition de la formation salifère sous-jacente et des problèmes de détermination paléontologique.

« Il existe en effet, immédiatement au-dessus des premiers bancs de sel du premier faisceau, un ensemble marneux bariolé, dépourvu de sel mais riche en sulfates (gypse et/ou anhydrite)» (Marchal, [38])

L'alternance de couches marneux-anhydritiques très fines suggérée par les sondages rend un numérotation impossible. Un changement dans la nomenclature de cet ensemble à été envisagé sous le nom de «Marnes à Anhydrite» ou bien «Marnes Versicolores». Cette nouvelle nomenclature est liée à la coloration diverse des Marnes.

La formation salifère

Les couches de sel qui s'interposent avec les marnes et l'anhydrite intercalé, étaient généralement groupées en faisceaux différenciés par leur teneur en halite. Marchal [38] à proposé une nomenclature différente, et ce suivant un ordre alphabétique en définissant des unités selon leur composition génétique.

- premier faisceau : 90% de NaCl - Unité P. Il constitue le toit du gisement à Gellenoncourt

¹Les informations concernant cette formation sont extraites du Lexique des noms de formations, Mém. B.R.G.M., n° 103, 1980, article de M. Durand

- deuxième faisceau : des bancs s'interposant avec des couches argileuses, environ 30-35% de NaCl - Unité O
- troisième faisceau : couches halitiques intercalées par de minces couches argileuses, 85-90% NaCl - Unité N
- quatrième faisceau : stérile - ensemble hétérogène des marnes grises, brunes, vertes ou bariolées - Unité M
- cinquième faisceau : divers bancs de sel d'épaisseurs allant de 0,5 à 7 mètres, intercalés par des marnes grises et bariolées - Unité L

Les couches à Pseudomorphoses

Le mur de la formation salifère est constitué par des fortes couches anhydritiques et dolomitique, pratiquement dépourvue de sel. L'épaisseur totale de l'ensemble des couches à Pseudomorphoses peut varier entre 20 et 25 mètres au dessus du toit de la Lettenkohle.

Annexe B

Homogénéisation d'un cube stratifié (selon Salamon)

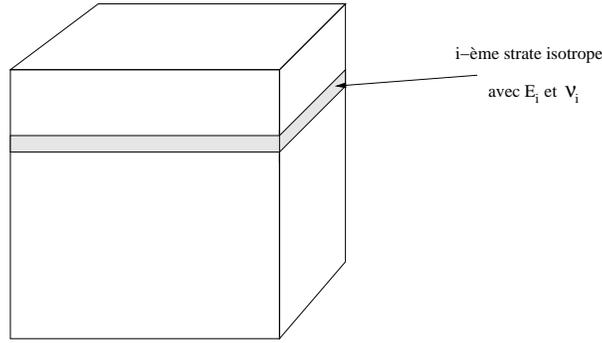


FIG. B.1: Cube représentatif de la masse rocheuse contenant i strates de matériau élastique isotrope (paramètres E_i et ν_i).

Partons de la définition d'un cube à matériau isotrope transverse équivalent :

$$\varepsilon_{11} = \frac{1}{E_1}(\sigma_{11} - \nu_1\sigma_{22} - \nu_2\sigma_{33}), \quad (\text{B.1})$$

$$\varepsilon_{22} = \frac{1}{E_1}(-\nu_1\sigma_{11} + \sigma_{22} - \nu_2\sigma_{33}), \quad (\text{B.2})$$

$$\varepsilon_{33} = \frac{\nu_2}{E_1}(-\sigma_{11} - \sigma_{22}) + \frac{1}{E_2}\sigma_{33}, \quad (\text{B.3})$$

$$\varepsilon_{12} = \frac{\sigma_{12}}{G_1}, \quad \varepsilon_{13} = \frac{\sigma_{13}}{G_2}, \quad \varepsilon_{23} = \frac{\sigma_{23}}{G_2}, \quad (\text{B.4})$$

Supposons un encastrement de ce cube équivalent dans les directions principales 11 et 22. Il suit :

$$\varepsilon_{11} = \varepsilon_{22} = 0$$

ainsi que

$$\sigma_{11} = \sigma_{22}$$

Avec ces conditions, on déduit :

$$\sigma_{11} - \nu_1 \sigma_{11} - \nu_2 \sigma_{33} = 0$$

$$(1 - \nu_1) \sigma_{11} = \nu_2 \sigma_{33}$$

$$\sigma_{11} = \sigma_{33} \frac{\nu_2}{(1 - \nu_1)} \rightarrow \text{dans l'équation B.3}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_{33} = \frac{\nu_2}{E_1} \left(\frac{-2\sigma_{33}\nu_2}{(1 - \nu_1)} \right) + \frac{1}{E_2} \sigma_{33}$$

La déformation du cube équivalent en direction 33 devient alors :

$$\varepsilon_{33} = \left[-\frac{2\nu_2^2}{(1 - \nu_1)E_1} + \frac{1}{E_2} \right] \sigma_{33}$$

La déformation $\varepsilon_{33,i}$ de chaque strate homogène isotrope est défini par

$$\varepsilon_{33,i} = \frac{\sigma_{33}(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)}{E_i(1 - \nu_i)}$$

$$\text{on pose : } \varphi_i = \frac{h_i}{H}, \text{ on aura donc } \varepsilon_{33} = \sum_{i=1}^n \varepsilon_{33,i} \varphi_i \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \frac{\varepsilon_{33}}{\sigma_{33}} = \sum_{i=1}^n \frac{\varphi_i(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)}{E_i(1 - \nu_i)} = \frac{1}{E_2} - \frac{2\nu_2^2}{(1 - \nu_1)E_1}$$

Il suit alors :

$$E_2 = \frac{1}{\left[\sum \frac{\varphi_i(1 + \nu_i)(1 - 2\nu_i)}{E_i(1 - \nu_i)} + \frac{2\nu_2^2}{(1 - \nu_1)E_1} \right]} \quad (\text{B.5})$$

Le coefficient de Poisson ν_2 se calcule de la façon suivante :

$$\sigma_{11} = \sigma_{22} = \frac{\nu_2 \sigma_{33}}{(1 - \nu_1)}$$

$$\sigma_{11,i} = \sigma_{22,i} = \frac{\nu_i \sigma_{33}}{(1 - \nu_i)}$$

$$\sigma_{11} = \sum \varphi_i \frac{\nu_i}{(1 - \nu_i)} \sigma_{33}$$

$$\frac{\nu_2}{1 - \nu_1} = \sum \varphi_i \frac{\nu_i}{(1 - \nu_i)} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \nu_2 = (1 - \nu_1) \sum \frac{\varphi_i \nu_i}{(1 - \nu_i)} \quad (\text{B.6})$$

Pour évaluer les paramètres E_1 et ν_1 d'un cube du matériau transverse isotrope équivalent, la démarche est la suivante :

Admettons que

$$\sigma_{33} = 0, \quad \varepsilon_{22} = 0 \text{ (déf. plane)}$$

ainsi, les équations B.1 et B.2 d'un matériau transverse isotrope équivalent deviennent :

$$\left. \begin{aligned} E_1 \varepsilon_{11} &= \sigma_{11} - \nu_1 \sigma_{22} \\ 0 &= -\nu_1 \sigma_{11} + \sigma_{22} \end{aligned} \right\} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{22} &= E_1 \varepsilon_{11} \frac{\nu_1}{(1-\nu_1^2)} \\ \sigma_{11} &= E_1 \varepsilon_{11} \frac{1}{(1-\nu_1^2)} \end{cases}$$

La loi de Hooke donne pour chaque couche du matériau isotrope :

$$\varepsilon_{11,i} = \frac{(1 + \nu_i)}{E_i} [(1 - \nu_i)\sigma_{11,i} - \nu_i \sigma_{33,i}] \text{ avec } \sigma_{33,i} = 0$$

$$\sigma_{22,i} = \nu_i \sigma_{11,i}$$

$$\sigma_{11,i} = \frac{E_i}{(1 - \nu_i^2)} \varepsilon_{11}$$

$$\sigma_{11} = \sum \frac{\varphi_i E_i}{(1 - \nu_i^2)} = \frac{E_1}{(1 - \nu_1^2)}$$

La solution pour E_1 obtenue par les équations intermédiaires est :

$$E_1 = (1 - \nu_1^2) \sum \frac{\varphi_i E_i}{(1 - \nu_i^2)} \quad (\text{B.7})$$

Le coefficient de Poisson ν_1 s'évalue par

$$\frac{\sigma_{22}}{\varepsilon_{11}} = \frac{E_1 \nu_1}{(1 - \nu_1^2)} = \frac{\varphi_i \nu_i E_i}{(1 - \nu_i^2)} \Rightarrow$$

en transformant l'équation B.7, on obtient pour ν_1 :

$$\nu_1 = \frac{\sum \frac{\varphi_i \nu_i E_i}{1 - \nu_i^2}}{\sum \frac{\varphi_i E_i}{1 - \nu_i^2}} \quad (\text{B.8})$$

Les équations B.5 – B.8 démontrées dans cet annexe correspondent aux équations 2.8 et 2.9 dans le chapitre 2 (page 39).

Annexe C

Mesure de la vitesse du son

Contexte général

Cet annexe contient les mesures de vitesses du son effectuées sur des échantillons principalement provenant du sondage de reconnaissance SGrA.

Du fait qu'il ne nous a pas été possible de mesurer la vitesse du son suivant l'axe de l'échantillon, nous avons essayé d'effectuer ces mesures perpendiculairement à l'axe. Nous étions toutefois conscients du risque d'erreur supplémentaire car la surface de l'échantillon en contact avec l'émetteur / le récepteur d'ultrason a été très réduite (voir la figure C.1).

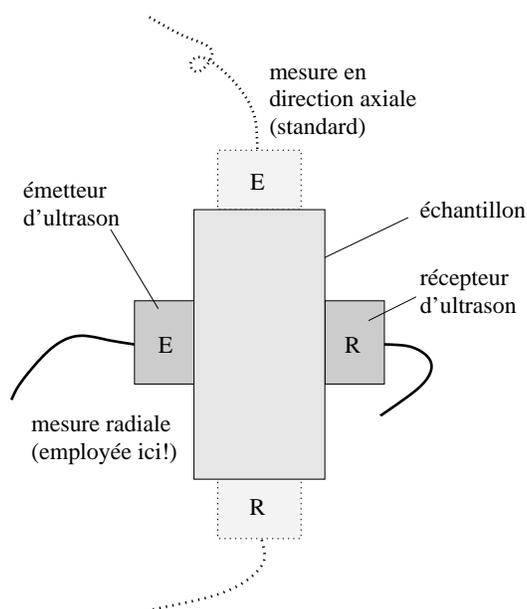


FIG. C.1: Schéma de mesure de la vitesse du son suivant la direction transversale (au lieu que dans la direction axiale)

Pour tester la validité de l'approche de mesure nous avons d'abord testés des échantillons non-associés au terrain de Gellenoncourt. Les roches testées ont été choisies pour

leur isotropie (Granite, Béton, Grès,...) pour pouvoir visualiser l'erreur faite durant la mesure radiale de la vitesse (voir le tableau C.1).

Les mesures ont été effectués sur des carottes du Grès à Roseaux (voir le tableau C.2) et des marnes versicolores (tableau C.3), chacune sur une longueur de 8 mètres.

C.1 Mesures sur des matériaux non-associés au terrain de Gelle-noncourt

Granite 1			
	[mm]	Temps	
hauteur	146	26,3	5551,33
diamètre	65	11,5	5652,17
			Δ_{vit} [%] 1,78%
Gypse			
	[mm]	Temps	
hauteur	131	41	3195,12
diamètre	64,5	17,6	3664,77
			Δ_{vit} [%] 12,82%
Granite 2			
	[mm]	Temps	
hauteur	100	15,7	6369,43
diamètre	50	6,6	7575,76
			Δ_{vit} [%] 15,92%
Béton			
	[mm]	Temps	
hauteur	131	29,2	4486,3
diamètre	64	13,7	4671,53
			Δ_{vit} [%] 3,97%
Grès			
	[mm]	Temps	
hauteur	132,5	65,1	2035,33
diamètre	64,5	29,5	2186,44
			Δ_{vit} [%] 6,91%

TAB. C.1: Vitesse de son mesurée suivant la direction axiale et radiale

C.2 Mesures d'échantillons provenant du sondage SGrA

C.2.1 Grès à Roseaux [148–156m]

Caisse	Indice [m]	Vitesse [μ s]	Vitesse [m/s]	Nom d'éch.	Vit. axiale [m/s]
6	148,2	21,4	2967,29		
6	148,3	20,5	3097,56		
6	148,6	21,9	2899,54		
6	148,9	14,8	4290,54	GR1	3795
6	149	16,2	3919,75	GR2	1675,46
6	149,3	22	2886,36	GR4	3920
6	149,5	15,6	4070,51		
6	149,9	22,1	2873,3	GR8	2490
6	150,1	25,6	2480,47		
6	150,5	21,3	2981,22	Cube1	2408
6	150,8	22,1	2873,3		
6	150,9	21,4	2967,29		
6	151,2	20,9	3038,28		
6	151,5	9,6	4354,17		
6	151,5	10,3	4330,1		
6	151,6	17	3735,29		
6	151,8	23	2760,87		
6	151,9	23,5	2702,13		
6	152,0	—	3865,66	Cube2	3684,21
7	152,1	16,1	3944,1		
7	152,5	16,3	3895,71		
7	152,8	14,3	4440,56		
7	153	14,2	4471,83		
7	153,15	13,6	4669,12		
7	153,4	14	4535,71		
7	153,5	14,1	4503,55		
7	153,8	14,3	4440,56		
7	154	14,1	4503,55		
7	154,1	14,4	4409,72		
7	154,3	13,9	4568,35		
7	154,5	15,1	4205,3		
7	154,7	15,2	4177,63		
7	155	16	3968,75		
7	155,1	15,8	4018,99		
7	155,6	14,6	4349,32		
7	155,75	13,6	4669,12		
7	156	16,9	3757,4		

TAB. C.2: Mesures de la vitesse du son sur les carottes du puits SGrA. Matériau : Grès à Roseaux. Profondeur : 148-156 m

C.2.2 Marnes versicolores [191,5–199,5m]

Caisse	Indice [m]	Vitesse [μ s]	Vitesse [m/s]	Nom d'éch.	Vit. axiale [m/s]
17	191,5	10,5	6047,62	MB1	4105
17	191,7	20,7	3067,63		
17	191,9	13,2	4810,61	MB3	
17	192,1	12,6	5039,68	MB4	4930
17	192,3	10,3	6165,05	MB5	4950
17	192,4	12,3	5162,6		
17	192,5	11,9	5336,13		
17	192,8	15,5	4096,77	MB6	2525
17	193	15	4233,33	MB7	2915
17	193,2	19,3	3290,16		
17	193,4	11,9	5336,13		
17	193,5	11,9	5336,13		
17	193,7	11,5	5521,74	Ech8	4939,39
17	194,3	13,1	4847,33	Ech11	4715,64
17	194,4	17,8	3567,42		
17	194,7	12,7	5000		
17	194,8	—	4872,83	Cube3	3253,73
17	194,9	13	3730,77		
17	194,9	15,7	3184,71		
17	195	22,9	2772,93		
18	195,5	23,6	2690,68		
18	195,8	17,5	3628,57		
18	195,9	12,3	5162,6		
18	196,2	14,8	4290,54		
18	196,4	13,9	4568,35		
18	196,5	11,6	5474,14		
18	196,6	—	5847,54	Cube4	5172,84
18	196,7	18,3	3469,95		
18	196,9	15,7	4044,59		
18	197,2	12,3	5162,6		
18	197,4	10,9	5825,69		
18	197,5	17,4	3649,43		
18	197,8	16	3968,75		
18	197,9	20,7	3067,63		
18	198,1	11,9	5336,13		
18	198,3	11,5	5521,74		
18	198,5	15,9	3993,71		
18	198,7	13,1	4847,33		
18	198,9	19,5	3256,41		
18	199,1	13,1	4847,33		
18	199,3	11,1	5720,72		

TAB. C.3: Mesures de la vitesse du son sur les carottes du puits SGrA. Matériau : marnes versicolores. Profondeur : 191,5-199,5 m

C.3 Dédution indirecte des caractéristiques mécaniques R_c et E

C.3.1 Grès à Roseaux [148–156m]

groupe	Indice [m]	Vitesses axiales théoriques	Paramètres interpolés	
			R_c [MPa]	E [MPa]
2500	148,2	2571,45	12,73	1769
2500	148,3	2684,34	15,05	2394
2500	148,6	2512,74	11,53	1444
3700	148,9	3934,41	40,68	9320
3700	149	différence vitesse radiale/axiale		
3700	149,3	dégradation de l'échantillon		
3700	149,5	3732,65	36,55	8202
2500	149,9	2490	11,06	1318
2500	150,1	2149,57	4,08	500
2500	150,5	dégradation de l'échantillon		
2500	150,8	2490	11,06	1318
2500	150,9	2571,45	12,73	1769
2500	151,2	2632,97	13,99	2110
3700	151,5	3992,76	41,88	9643
3700	151,5	3970,69	41,43	9521
3700	151,6	3425,25	30,24	6499
2500	151,8	2392,57	9,06	778
2500	151,9	2341,66	8,02	496
3700	152	3544,8	32,69	7161
3700	152,1	3616,73	34,17	7560
3700	152,5	3572,35	33,26	7314
3700	152,8	4071,98	43,51	10082
3700	153	4100,65	44,09	10241
3700	153,15	4281,57	47,8	11243
3700	153,4	4159,24	45,3	10565
3700	153,5	4129,74	44,69	10402
3700	153,8	4071,98	43,51	10082
3700	154	4129,74	44,69	10402
3700	154,1	4043,7	42,93	9925
3700	154,3	4189,16	45,91	10731
3700	154,5	3856,24	39,08	8887
3700	154,7	3830,87	38,56	8746
3700	155	3639,33	34,63	7685
3700	155,1	3685,4	35,58	7940
3700	155,6	3988,31	41,79	9618
3700	155,75	4281,57	47,8	11243
3700	156	3445,52	30,66	6611

TAB. C.4: Interprétation de la vitesse du son sur les carottes du puits SGrA et interpolation des paramètres mécaniques E et R_c . Matériau : Grès à Roseaux. Profondeur : 148-156 m

C.3.2 Marnes versicolores [191,5–199,5m]

Indice [m]	Vitesses axiales théoriques [m/s]	Paramètres interpolés	
		RC [MPa]	E [MPa]
191,5	4860	42,01	31200
191,7	2465	8,63	3972
191,9	3866	28,15	19897
192,1	4050	30,72	21991
192,3	4954	43,32	32273
192,4	4149	32,09	23114
192,5	4288	34,04	24699
192,8	3292	20,15	13375
193	3402	21,68	14623
193,2	2644	11,12	6005
193,4	4288	34,04	24699
193,5	4288	34,04	24699
193,7	4437	36,12	26395
194,3	3895	28,56	20233
194,4	2867	14,22	8538
194,7	4018	30,27	21628
194,8	3916	28,85	20466
194,9	2779	13	7536
195	2228	5,32	1279
195,5	2162	4,4	527
195,8	2916	14,91	9097
195,9	4149	32,09	23114
196,2	3448	22,32	15145
196,4	3671	25,44	17684
196,5	4399	35,58	25960
196,6	4699	39,77	29372
196,7	2789	13,13	7648
196,9	3250	19,57	12898
197,2	4149	32,09	23114
197,4	4682	39,52	29172
197,5	2933	15,14	9288
197,8	3189	18,72	12205
197,9	2465	8,63	3972
198,1	4288	34,04	24699
198,3	4437	36,12	26395
198,5	3209	19	12433
198,7	3895	28,56	20233
198,9	2617	10,74	5696
199,1	3895	28,56	20233
199,3	4597	38,35	28213

TAB. C.5: Interprétation de la vitesse du son sur les carottes du puits SGrA et interpolation des paramètres mécaniques E et R_c , Matériau : marnes versicolores. Profondeur : 191,5-199,5 m

Annexe D

Mesures de perméabilité, porosité et salinité

Contexte général

Afin de déterminer le comportement hydromécanique du terrain dans la concession de Drouville, nous avons décidé d'effectuer des mesures de perméabilité et de porosité sur les strates se situant au-dessus de la formation halitique.

Seule la perméabilité du Grès à Roseaux a pu être testée dans notre laboratoire. En ce qui concerne les marnes versicolores, on a vu qu'ils se composent de parties fortement anhydritiques et d'autres parties plutôt marneux-argilitiques. Ainsi, on a conclu qu'il fallait tester uniquement les marnes argileuses (rouges) car elles ont un aspect poreux, et dans le cas d'une intercalation ce sont elles qui permettent la pénétration d'eau dans cette strate.

Malheureusement, les marnes rouges ont une résistance mécanique tellement faible que le prélèvement d'un échantillon intact n'a pas été possible¹. Ils réagissent toute suite avec l'eau qui sert à refroidir la scie, et même à sec les échantillons se sont rompus pendant leur préparation.

La porosité a été déterminée en utilisant la méthode de la pycnométrie. Dans ce contexte, on s'est aussi intéressé à la salinité des roches qui donnant des résultats surprenants.

¹Les seuls échantillons qui ont pu être utilisés (entre 191,5 et 199,5 m de profondeur) ont servi pour effectuer des essais mécaniques

D.1 Perméabilité

Grès RNG3			
σ_1	σ_3	p_{eau}	[MPa]
3,8	5,6	1,5	
Temps	Poids eau sortie	$\partial V/\partial T$ (cm^3/sec)	k[m/s]
28/06/2001 11h15	0		
28/06/2001 17h15	0,52	2,407E-5	6,478E-12
02/07/2001 10h15	5,9	1,679E-5	4,518E-12
02/07/2001 17h10	6,39	1,968E-5	5,295E-12
03/07/2001 10h25	8,11	2,770E-5	7,453E-12
03/07/2001 16h45	8,66	2,412E-5	6,491E-12
04/07/2001 10h35	9,25	9,190E-6	2,473E-12
04/07/2001 14h30	9,91	4,681E-5	1,260E-11
04/07/2001 17h50	10,1	1,583E-5	4,260E-12
05/07/2001 14h10	11,27	1,598E-5	4,301E-12
06/07/2001 09h50	13,81	3,588E-5	9,654E-12
06/07/2001 15h40	13,93	5,714E-6	1,538E-12
09/07/2001 10h15	18,39	1,861E-5	5,007E-12
résultat interpolé			5,263E-12
Grès RNG2			
σ_1	σ_3	p_{eau}	[MPa]
4,0	6,4	1,9	
Temps	Poids eau sortie	$\partial V/\partial T$ (cm^3/sec)	k[m/s]
31/07/2001 14h40	0	0,000E+00	0,000E+00
01/08/2001 12h05	2,39	3,100E-05	8,328E-12
02/08/2001 10h35	4,97	3,185E-05	8,558E-12
03/08/2001 10h40	7,38	2,780E-05	7,468E-12
03/08/2001 17h40	8,47	4,325E-05	1,162E-11
06/08/2001 10h40	16,25	3,325E-05	8,933E-12
07/08/2001 10h30	19,01	3,217E-05	8,643E-12
08/08/2001 10h40	21,49	2,851E-05	7,659E-12
09/08/2001 10h30	23,92	2,832E-05	7,609E-12
résultat interpolé			6,940E-12
résultat moyenné			6,102E-12

TAB. D.1: Mesures de permeabilité sur deux échantillons de Grès à Roseaux

D.2 Porosité

D.2.1 Pycnométrie

Échantillon	Profondeur	Poids bloc humide + barquette	poids bloc sec + barquette	poids barquette
	[m]	[g]	[g]	[g]
M1 (marnes rouge)	195,5	151,6	144,6	7
M2 (marnes rouge)	194,9	207,5	197	7
M3 (marnes anhydritiques)	196,7	198,4	190,2	7
M4 (marnes anhydritiques)	193,9	92,6	91	7
G1 (grès)	152,1	149,4	145,2	7
G2 (grès)	156,7	243,3	232,2	7
G3 (grès)	148,8	114,1	112	7
G4 (grès)	152,7	181,3	172,6	7

Éch.	poids pycnom. vide	poids pyc- nom. + roche	poids pyc- nom. + roche + eau	température d'eau	densité d'eau γ_w	$m_{\text{pycnom. + eau}}$
	[g]	[g]	[g]	[° C]		[g]
M1	20,1543	23,4335	81,2668	24,5	0,99720	79,183
M2	20,1544	23,3917	81,2353	24,5	0,99720	79,183
M3	20,1525	23,2870	81,1724	24,4	0,99722	79,185
M4	20,1515	24,3484	81,9039	24,3	0,99725	79,186
G1	20,1532	22,3977	80,6283	25,0	0,99707	79,179
G2	20,1536	22,9162	80,9715	24,9	0,99710	79,180
G3	20,1653	24,0370	81,5660	24,8	0,99712	79,181
G4	20,1510	23,9504	81,6275	24,8	0,99712	79,181

Ech.	densité du solide γ_s	densité de la roche humide γ_h	Contenu d'eau w	Porosité n
	[g/cm ³]	[g/cm ³]	[%]	[%]
M1	2,736	2,450	0,05	0,15
M2	2,724	2,450	0,05	0,15
M3	2,726	2,750	0,04	0,03
M4	2,830	2,750	0,02	0,05
G1	2,816	2,450	0,03	0,15
G2	2,837	2,450	0,05	0,18
G3	2,597	2,450	0,02	0,07
G4	2,800	2,450	0,05	0,17

TAB. D.2: Mesures de la porosité à l'aide de la pycnométrie

D.2.2 Salinité et correction de la porosité

Ech.	salinité	masse d'eau	masse (ions en solution)	densité du sel	volume sel	poids nom. corrigé	pyc-total	γ_s corr	n corr
	[g ions / kg eau]	[g]	[g]	[g/cm ³]	[cm ³]	[g]		[g/cm ³]	[%]
M1	0	77,9876	0,0000	2,15	0	81,2668		2,736	0,15
M2	0	77,9980	0,0000	2,15	0	81,2353		2,724	0,15
M3	0	78,0379	0,0000	2,15	0	81,1724		2,726	0,03
M4	0	77,7070	0,0000	2,15	0	81,9039		2,830	0,05
G1	0,5	78,3838	0,0392	2,15	0,018	80,6101		2,753	0,14
G2	0,5	78,2089	0,0391	2,15	0,018	80,9533		2,784	0,16
G3	0	77,6943	0,0000	2,15	0	81,5660		2,597	0,07
G4	0,5	77,8281	0,0389	2,15	0,018	81,6094		2,763	0,16

TAB. D.3: Mesures de la salinité et corrections de la porosité effective

Annexe E

Figures supplémentaires

Contexte général

Dans cet annexe, nous présentons une sélection des résultats des calculs obtenus lors de cette étude.

Cet annexe se divise en deux grandes parties : La modélisation en 2D et la modélisation en 3D. Dans chacune de ces parties, nous discutons les résultats les plus essentiels pour appuyer les conclusions faites dans le 4^{ème} chapitre.

D'abord, nous avons schématisé le maillage des modèles utilisés. Puis, nous avons représenté quelques dessins correspondants aux résultats obtenus. Enfin, des grandes parties est conclue avec un extrait du code source du fichier d'entrée pour VIPLEF, et ce afin de permettre une reconstitution facile des calculs.

Il faut noter que tout les calculs ont été effectués en petite déformation, ce qui explique les grandes valeurs absolues en déformation plastique.

Des résultats supplémentaires et des fichiers de données prêt à être utiliser avec VIPLEF ont été sauvegardés sur des CD-ROMs attachés à cette oeuvre. Ils ne contiennent pas la totalité des fichiers utilisés pendant cette thèse, mais permettent de reconstituer tout les calculs importants.

E.1 Modélisation en 2D

E.1.1 Plastification locale du pilier

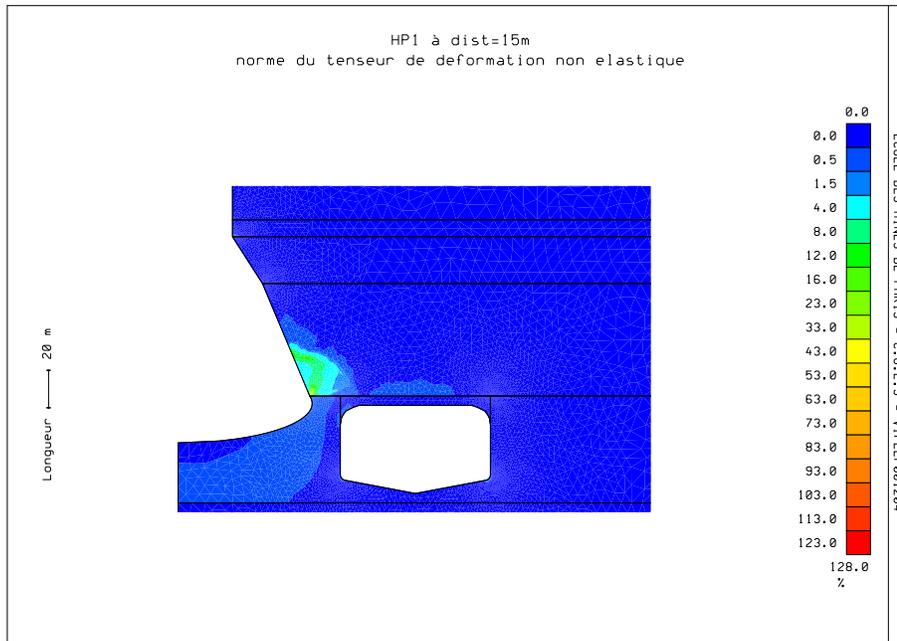


FIG. E.1: Calcul visco-élasto-plastique en 2D : Norme du tenseur de déformation non-élastique (largeur du pilier : 15m, régime de pression : HP1)

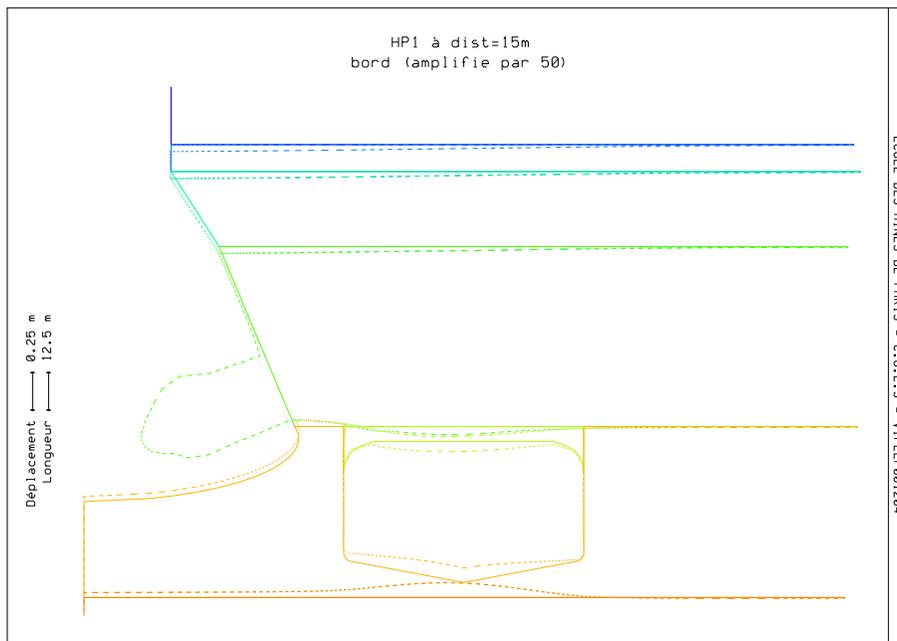


FIG. E.2: Calcul visco-élasto-plastique en 2D : Déformée de la structure (amplifiée par 50) (largeur du pilier : 15m, régime de pression : HP1)

E.1.2 Maillage du modèle 2D

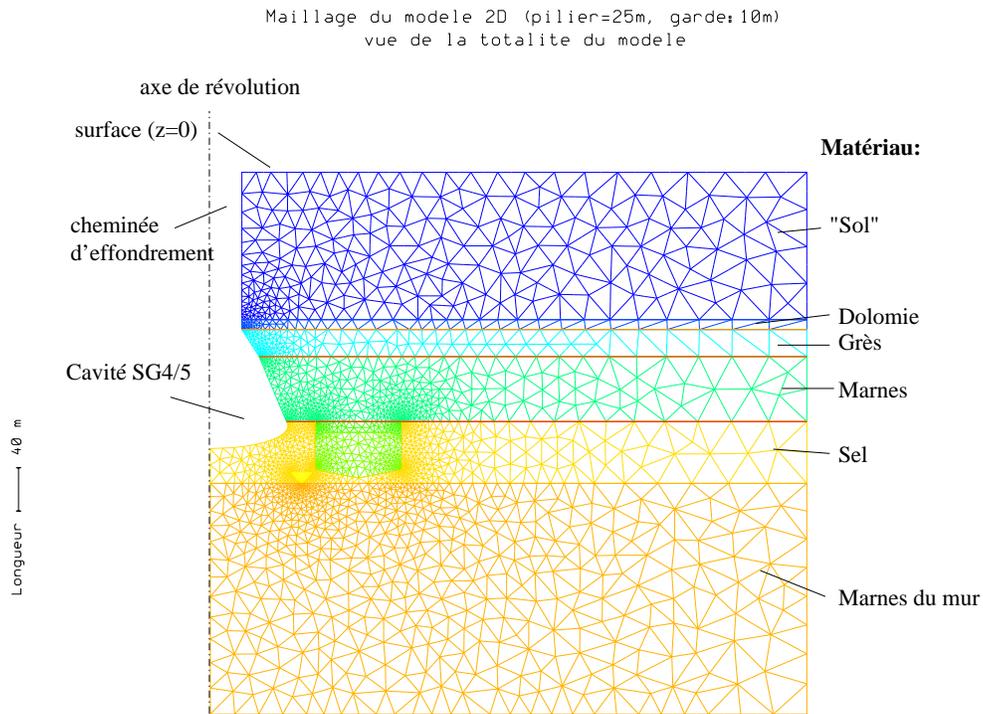


FIG. E.3: Maillage du modèle 2D avec un pilier de 25 mètres

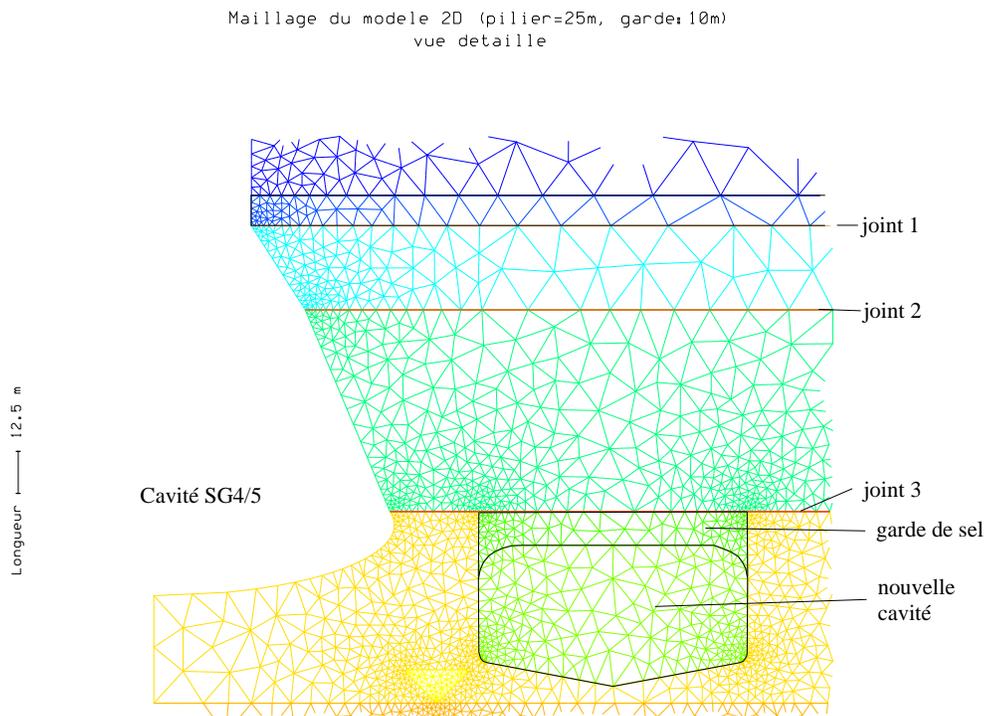


FIG. E.4: Vue détaillée du maillage du modèle 2D

E.1.3 Modèle 2D avec un pilier de 25 mètres

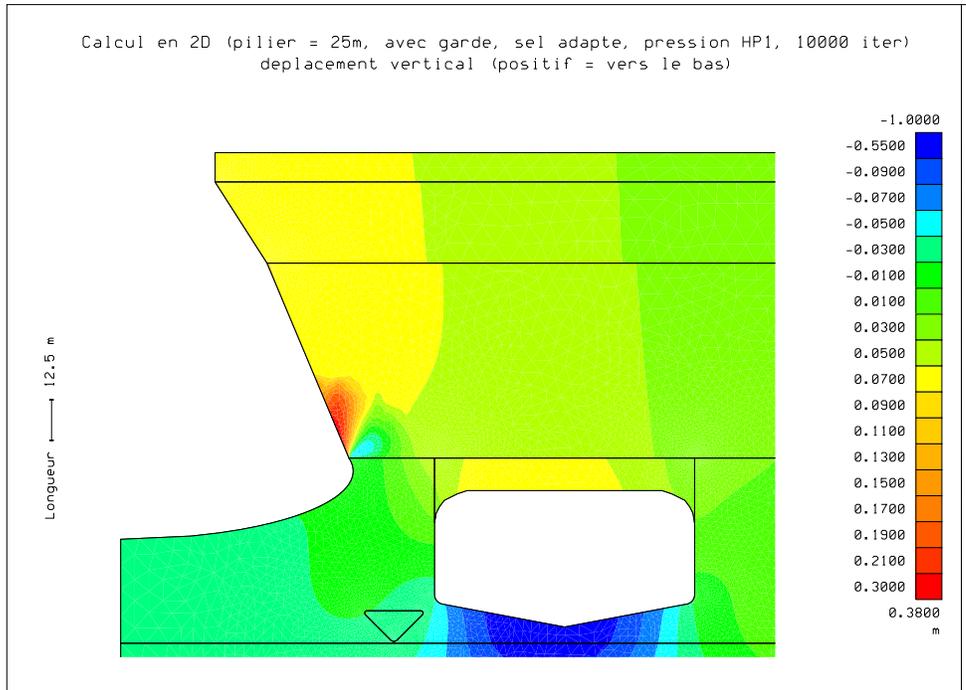


FIG. E.5: Calcul élasto-plastique en 2D : déplacements verticaux (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : HP1; 10000 itérations plastiques)

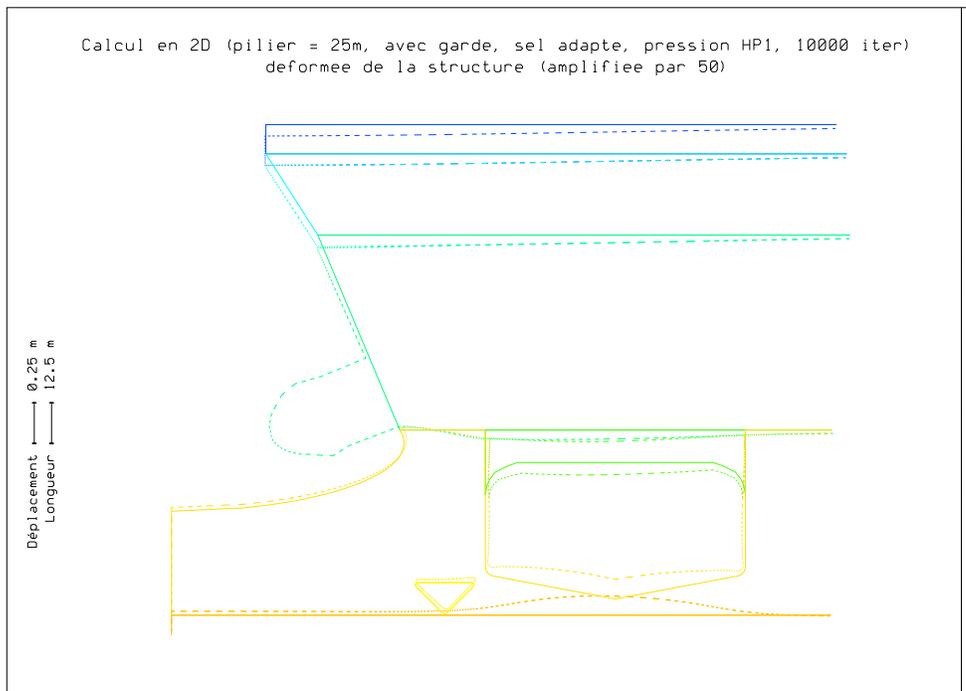


FIG. E.6: Calcul élasto-plastique en 2D : déformée de la structure (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : HP1; 10000 itérations plastiques)

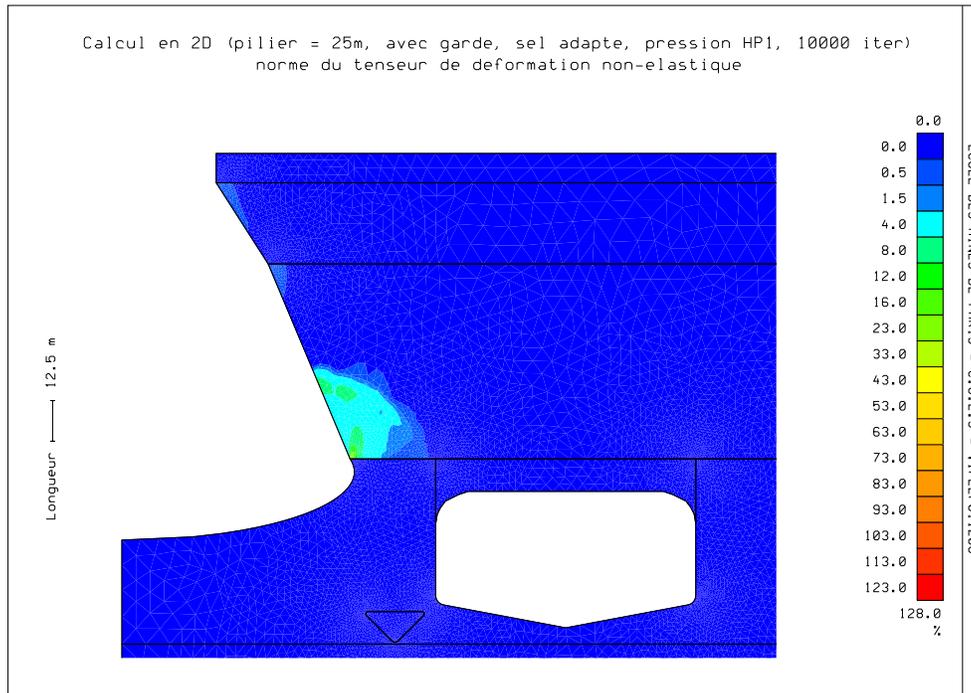


FIG. E.7: Calcul élasto-plastique en 2D : norme du tenseur de déformation non-élastique (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : HP1; 10000 itérations plastiques)

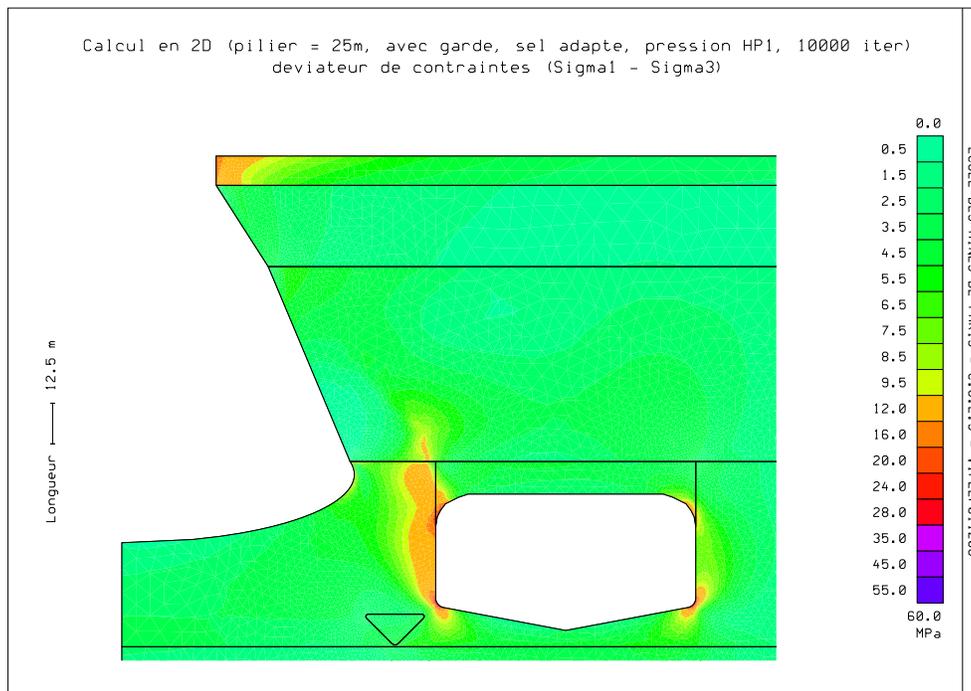


FIG. E.8: Calcul élasto-plastique en 2D : déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : HP1; 10000 itérations plastiques)

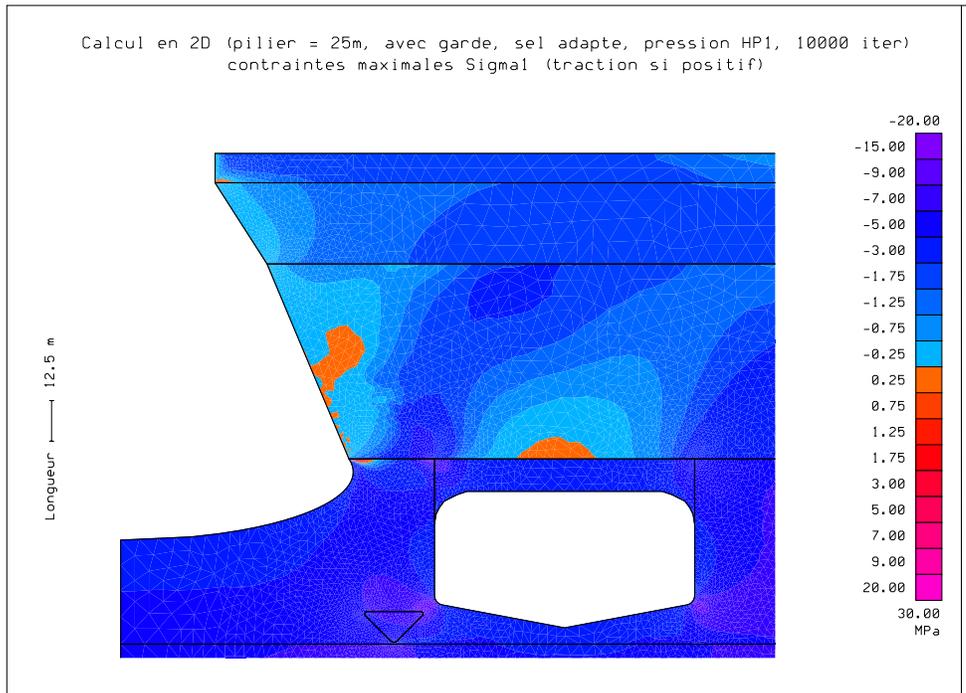


FIG. E.9: Calcul élasto-plastique en 2D : contraintes maximales σ_1 (traction si positif) (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel : 10m ; régime de pression : HP1 ; 10000 itérations plastiques)

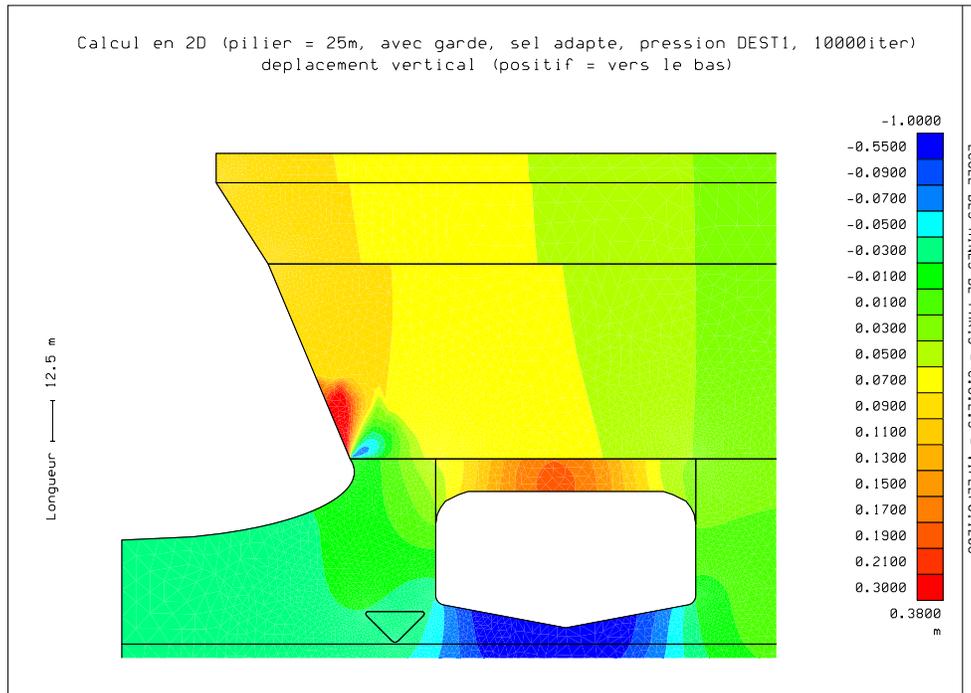


FIG. E.10: Calcul élasto-plastique en 2D : déplacements verticaux (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : DEST1; 10000 itérations plastiques)

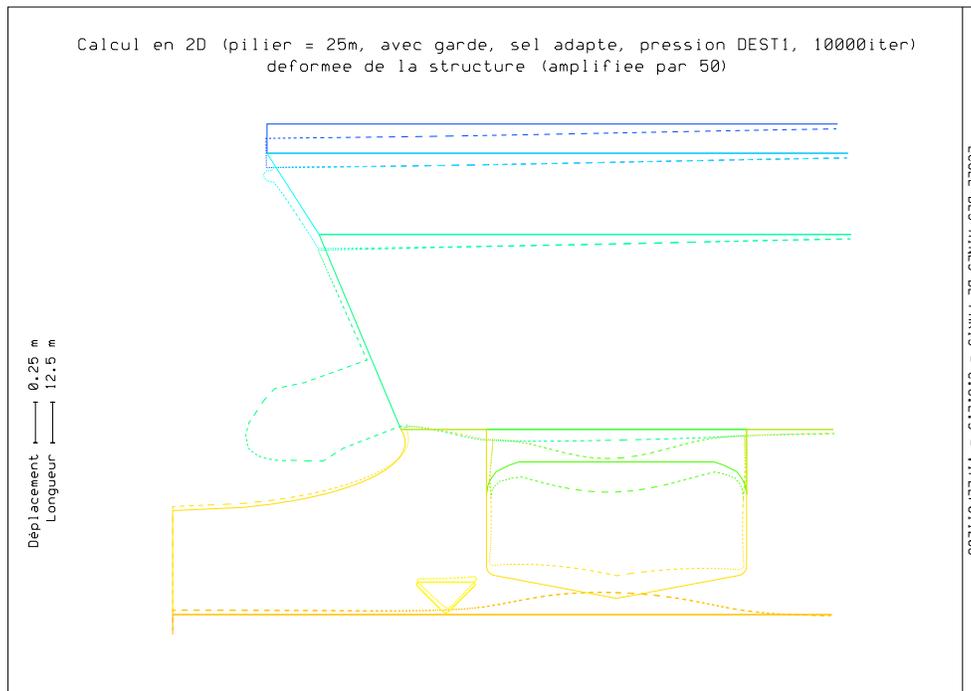


FIG. E.11: Calcul élasto-plastique en 2D : déformée de la structure (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel : 10m; régime de pression : DEST1; 10000 itérations plastiques)

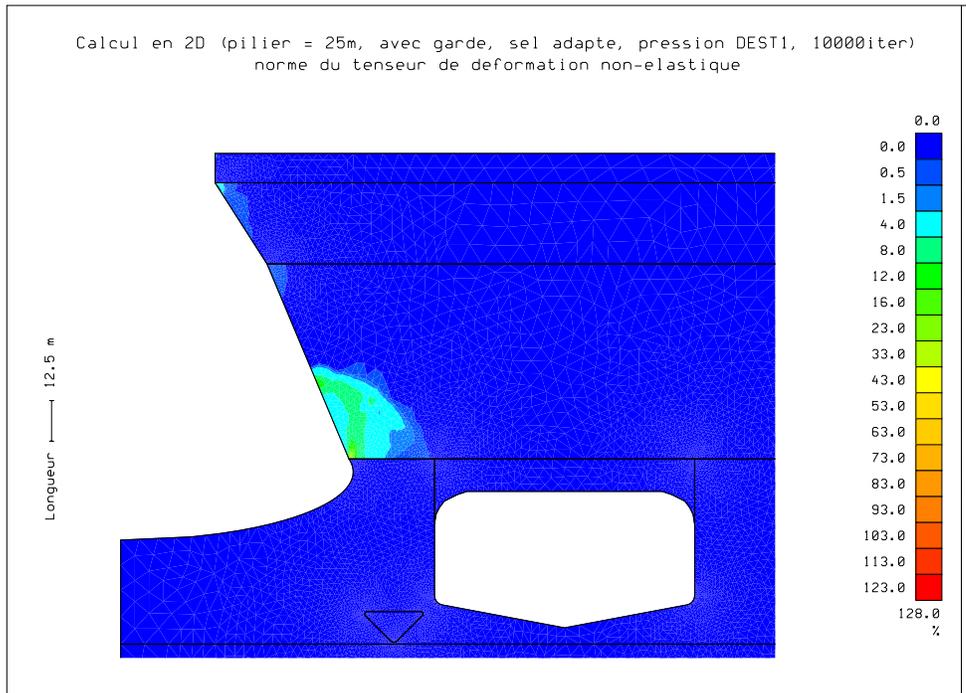


FIG. E.12: Calcul élasto-plastique en 2D : norme du tenseur de déformation non-élastique (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel : 10m ; régime de pression : DEST1 ; 10000 itérations plastiques)

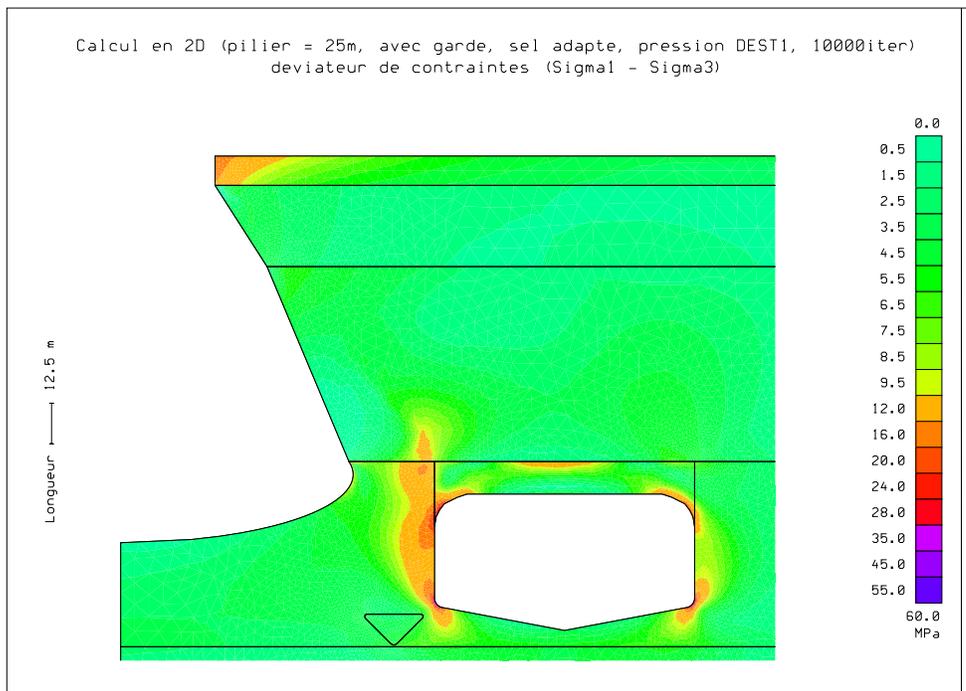


FIG. E.13: Calcul élasto-plastique en 2D : déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel : 10m ; régime de pression : DEST1 ; 10000 itérations plastiques)

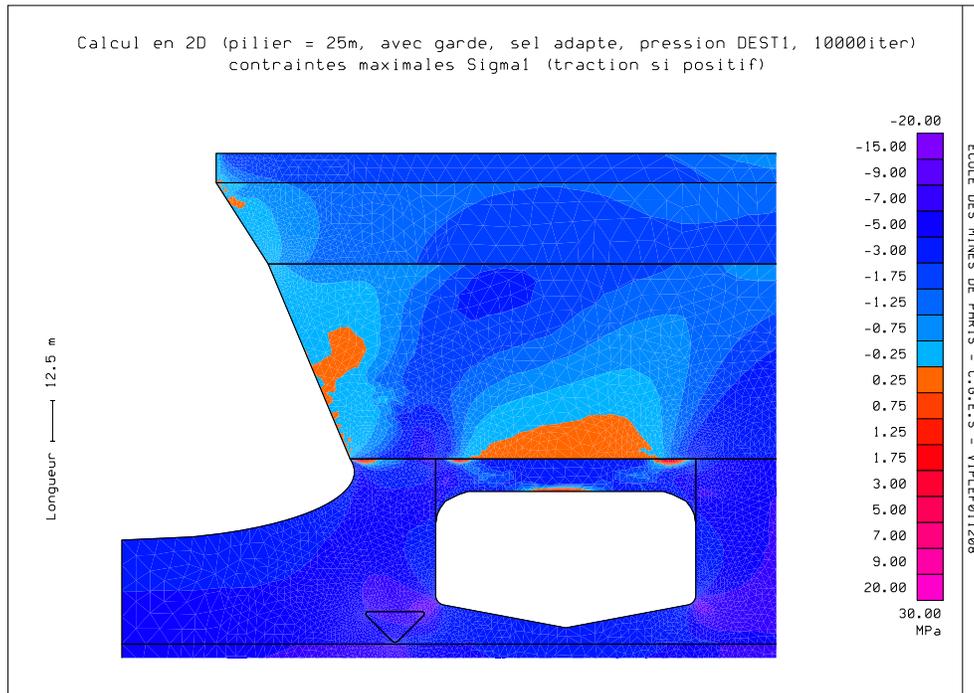


FIG. E.14: Calcul élasto-plastique en 2D : contraintes maximales σ_1 (traction si positif) (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel : 10m ; régime de pression : DEST1 ; 10000 itérations plastiques)

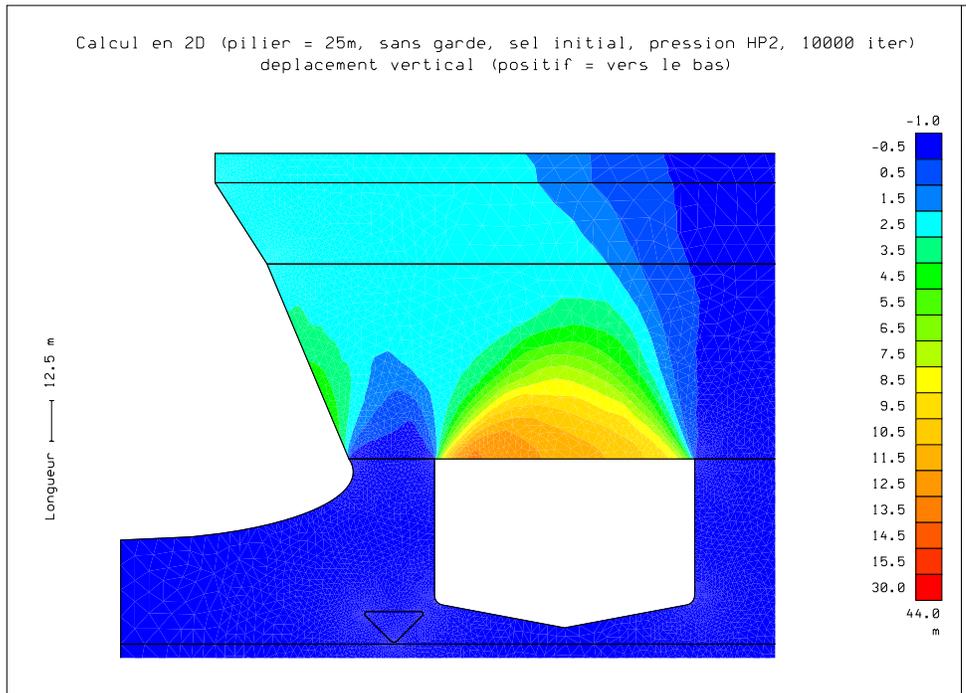


FIG. E.15: Calcul élasto-plastique en 2D : déplacements verticaux (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel enlevée; régime de pression : HP2; 20000 itérations plastiques)

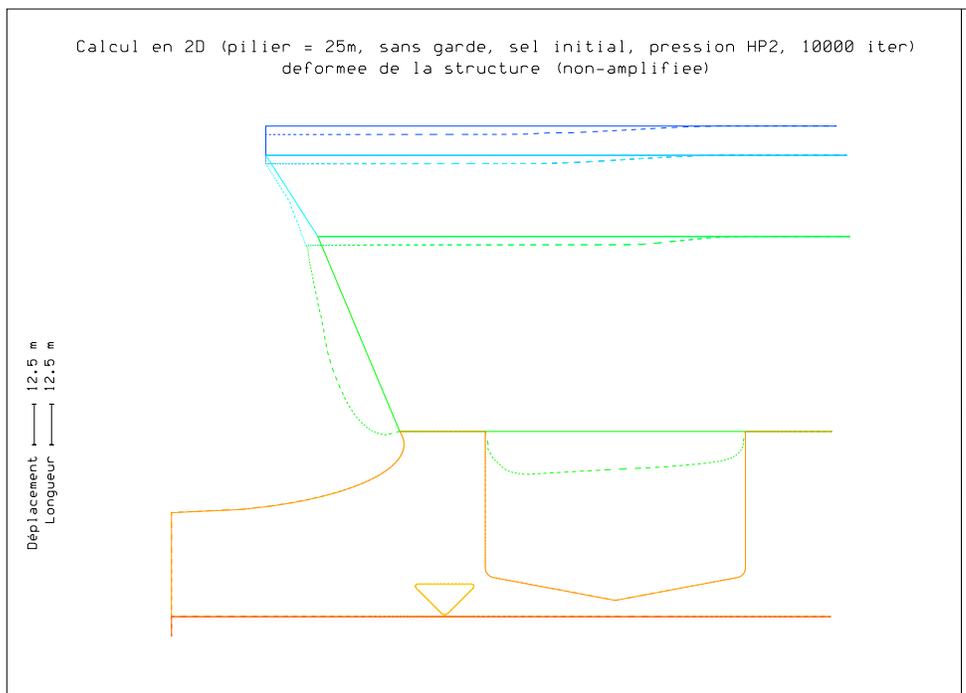


FIG. E.16: Calcul élasto-plastique en 2D : déformée de la structure (sel : adapté, élastique; largeur du pilier : 25m; garde de sel enlevée; régime de pression : HP2; 20000 itérations plastiques)

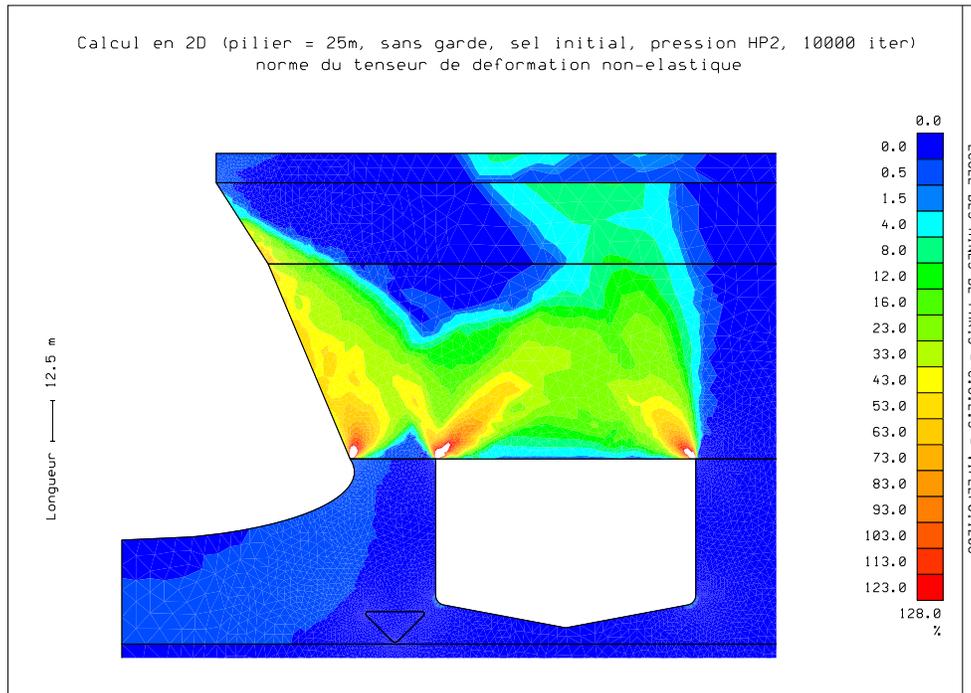


FIG. E.17: Calcul élasto-plastique en 2D : norme du tenseur de déformation non-élastique (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : HP2 ; 20000 itérations plastiques)

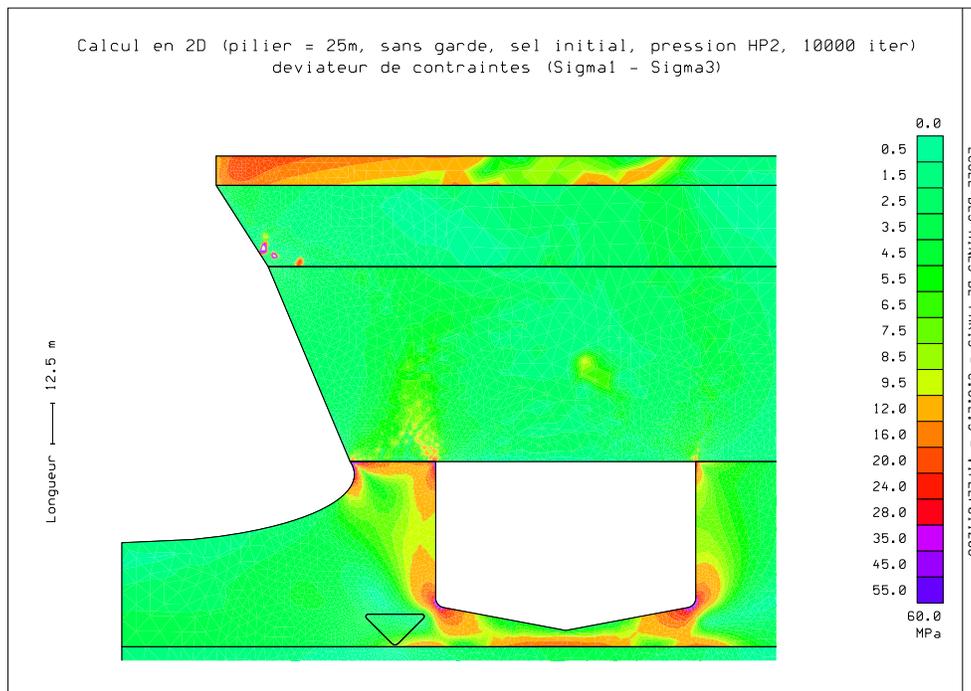


FIG. E.18: Calcul élasto-plastique en 2D : déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : HP2 ; 20000 itérations plastiques)

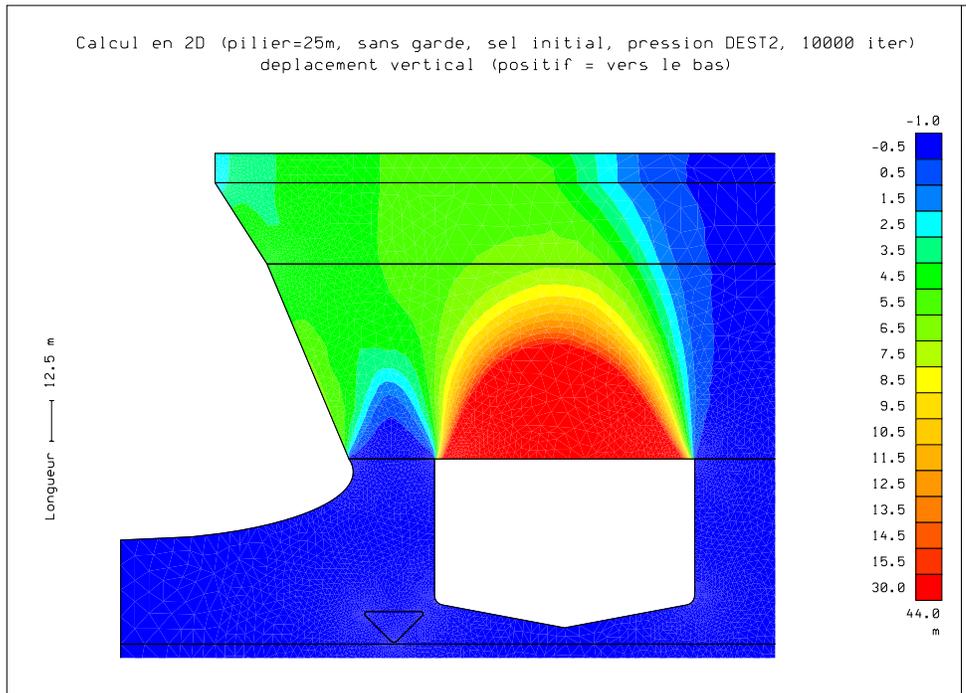


FIG. E.19: Calcul élasto-plastique en 2D : déplacements verticaux (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : DEST2 ; 20000 itérations plastiques)

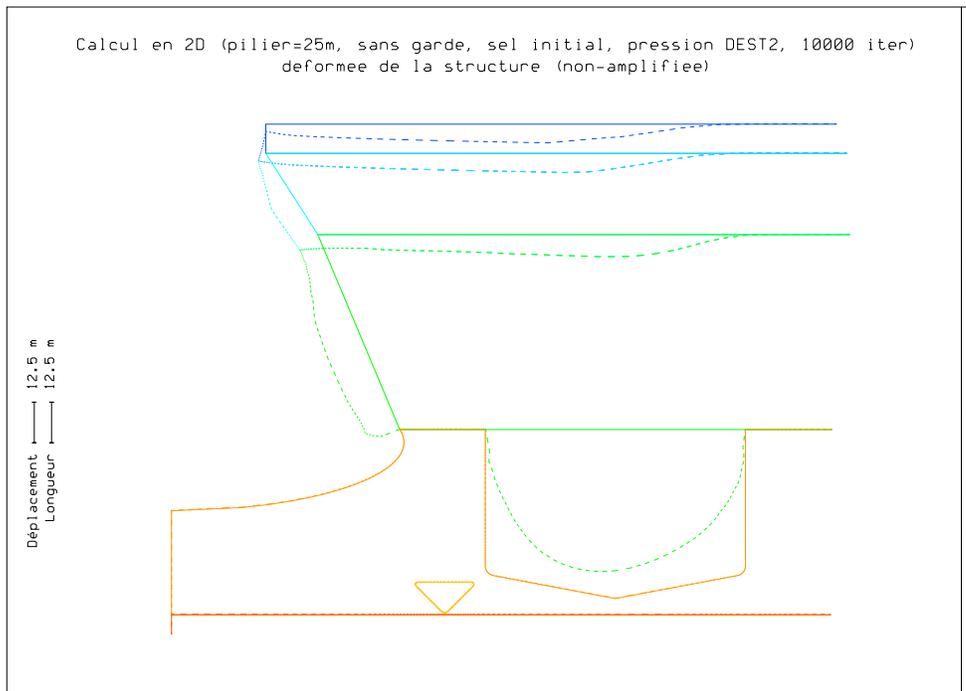


FIG. E.20: Calcul élasto-plastique en 2D : déformée de la structure (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : DEST2 ; 20000 itérations plastiques)

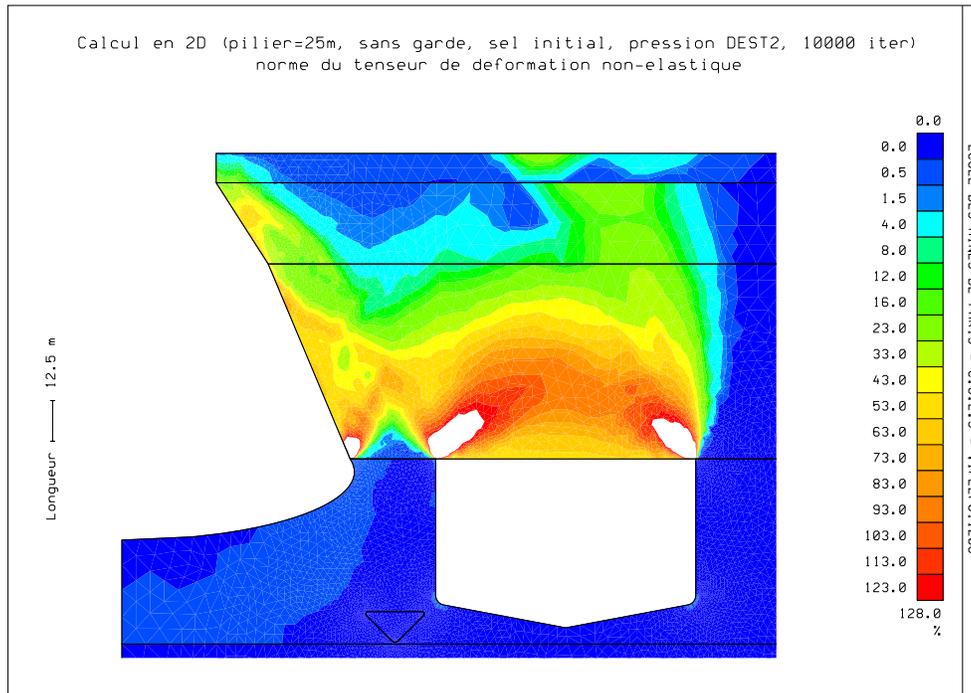


FIG. E.21: Calcul élasto-plastique en 2D : norme du tenseur de déformation non-élastique (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : DEST2 ; 20000 itérations plastiques)

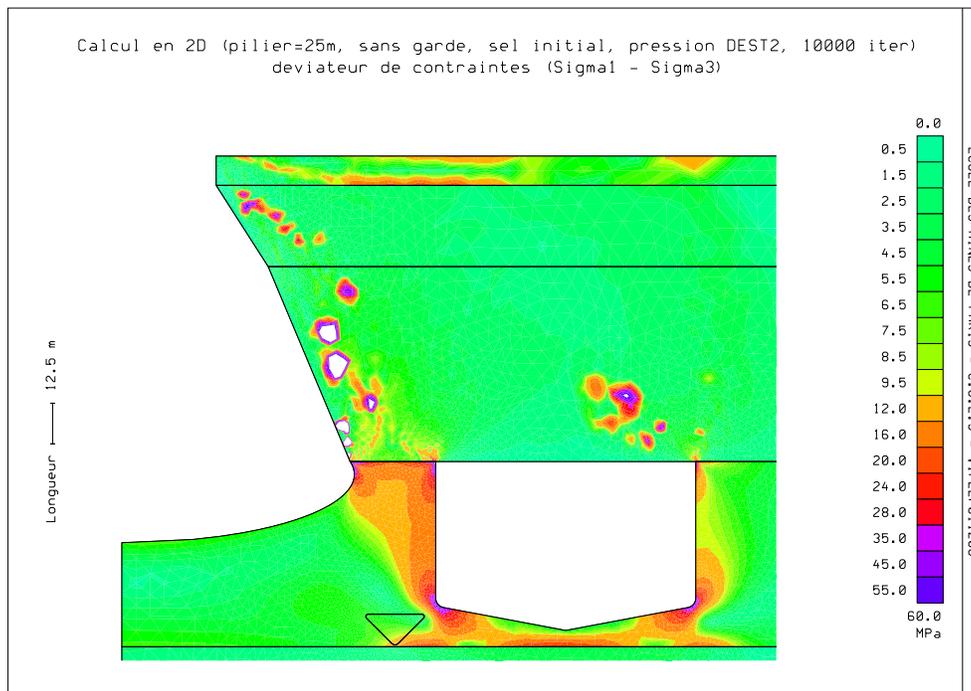


FIG. E.22: Calcul élasto-plastique en 2D : déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ (sel : adapté, élastique ; largeur du pilier : 25m ; garde de sel enlevée ; régime de pression : DEST2 ; 20000 itérations plastiques)

E.1.4 Paramétrage des calculs en 2D

Pour le bloc «*Caractéristiques des Matériaux*» :

```
* ===== BLOC CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX
*MATnr--A.-----E1.-----NU1.-----E2.-----NU2.-----MU.-----C.-PHI.-TET.
SOL  1          1400      0.13
      1.500      1.500      9999.      2.000      0.2      15000      0.001
DOL0 1          47000     0.25
      3.000      3.000      9999.     16.000     0.5      2128      0.001
GRES 1           6350     0.13
      2.716      2.716      9999.     3.850     0.5      1213      0.001
MARN 1          17600     0.28
      2.716      2.716      9999.     5.000     0.5      568      0.001
GARD12         26400     0.19
      1.500      3.400      0.303     0.000     0.0      0      0.000
CAV212         26400     0.19
      1.500      3.400      0.303     0.000     0.0      0      0.000
SEL  12         26400     0.19
      1.500      3.400      0.303     0.000     0.0      0      0.000
MUR  1           1630     0.26
      2.078      2.078      9999.     3.447     0.1      15000     0.001
* Matériaux joints
JOI1  -4 63.5      80.0
JOI2  -4 63.5     180.
JOI3  4 -4 100.00  100.00
      0.02      100.00  50.000     0.001     0.0      0      0.000
```

Pour le bloc «*Liaisons*» :

```
* ===== BLOC LIAISONS
*23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789
*COD ---I1---I2---I3---I4      -----R1. REFE
SYMV                               550.0
SYMV                               0.0
SYMH                               -500.0
*bloquage du sol
UNUL  1 982  1
VNUL  1 982  1
*bloquage cav2
*UNUL 4945 938  1
*VNUL 4945 938  1
*bloquage gard incl. joint marn-gard
*UNUL 4401 544  1
*VNUL 4401 544  1
```

Pour le bloc «*Contraintes initiales*» :

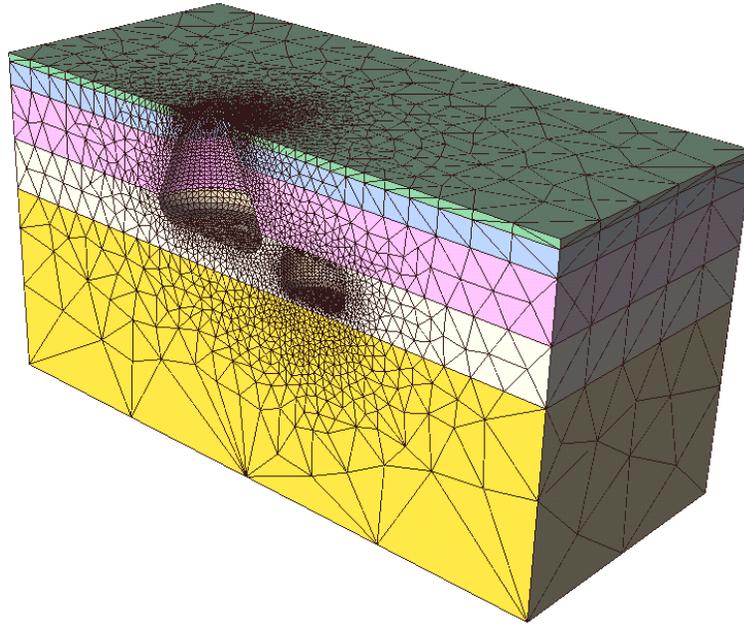
```
* ==== BLOC CONTRAINTES INITIALES
*23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789
*COD      --R1.--R2.-----R3.-----R4.-----R5.-----R6.-----R7.-----R8.
DOL0      1.0      0.272000      0 0.015000 0.272000      0 0.015000
GRES      1.0      -0.090500      0 0.012500 -0.090500      0 0.012500
MARN      1.0      0.334500      0 0.015000 0.334500      0 0.015000
SEL       1.0      -0.976500      0 0.021300 -0.976500      0 0.021300
CAV2      1.0      -0.976500      0 0.021300 -0.976500      0 0.021300
GARD      1.0      -0.976500      0 0.021300 -0.976500      0 0.021300
MUR       1.0      0.085400      0 0.025000 0.085400      0 0.025000
*joints
JOI1      1.0      0.272000      0 0.015000 0.272000      0 0.015000
JOI2      1.0      -0.090500      0 0.012500 -0.090500      0 0.012500
JOI3      1.0      0.334500      0 0.015000 0.334500      0 0.015000
```

Pour le bloc «*Chargement*» :

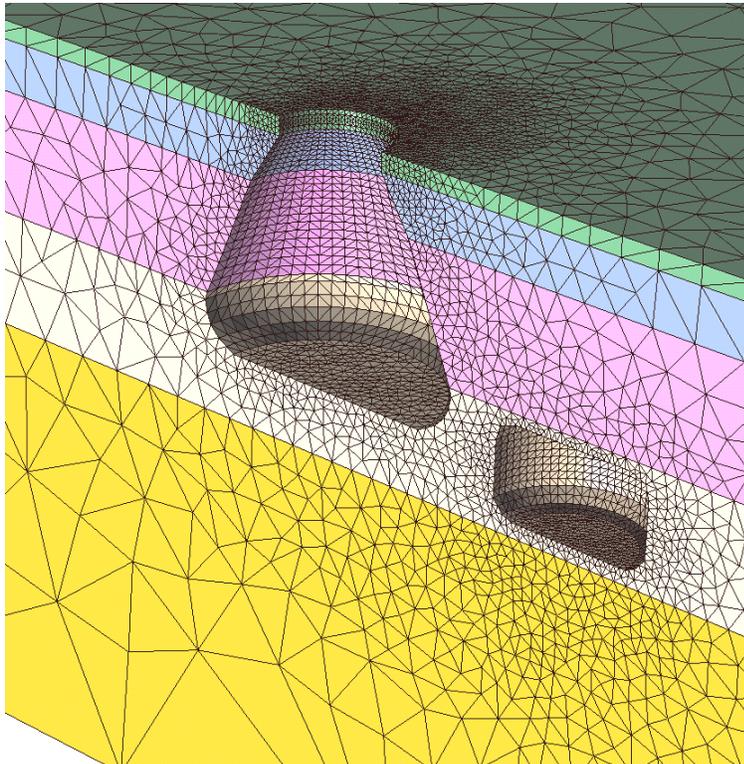
```
* ==== BLOC CHARGEMENT (Pressions ...)
*23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789 *23456789
*CODx---I1---I2---I3-----R1.-----R2.-----R3.-----R4.-----R5.-----R6.
PRES2 1065  67   1  -1.768
PRES2 4469  53   1  -2.760
PRES2 6029  59   1  -2.760
PRES2 6279  31   1  -2.760
grav
DOL0                               -0.0150
GRES                               -0.0125
MARN                               -0.0150
SEL                                -0.0213
CAV2                               -0.0213
GARD                               -0.0213
KILL                               -0.0213
MUR                                -0.0250
JOI3                               -0.015
bis
* equilibre dans l'ancienne cavite *
PREL2 1131  11   1  -1.768          -1.8870378
PREL0 1141 1142 983-1.8870378      -1.903
SIGL2 1324  33   1  -1.903  -1.903          -2.2155  -2.2155
SIGL2 2194  49   1  -2.2155 -2.2155      -3.1155  -3.1155
SIGL2 6309  53   1  -5.8755 -5.8755      -6.4080  -6.4080
bis
*pression finale sur la paroi des l'ancienne cavite
PREL2 6309  53   1  -2.7600          -3.0600
bis
*pression d'operation dans la nouvelle cavite "cav2"
PREL2 6107  75   1  -3.000          -3.384
PREL2 6181  77   1  -3.384          -3.000
PREL2 4401  13   1  -3.000          -2.88
PREL2 4413  37   1  -2.88           -3.000
*pression pour la garde "gard"
*PREL2 6078  21   1  -2.76           -3.000
*PREL2 6257  23   1  -3.000          -2.76
*PRES2 2272  53   1  0.000
```

E.2 Modélisation en 3D

E.2.1 Maillage

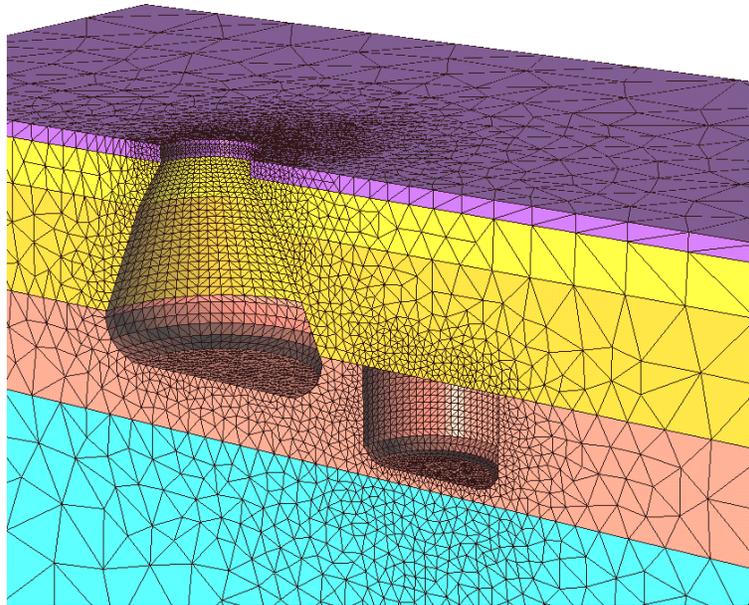


(a) Vue de l'ensemble du modèle

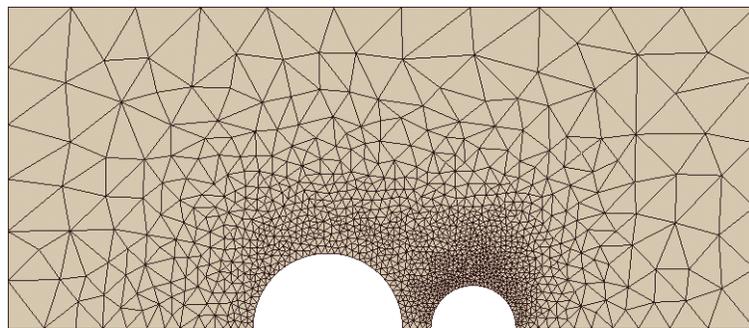


(b) Vue détaillée du maillage en 3D

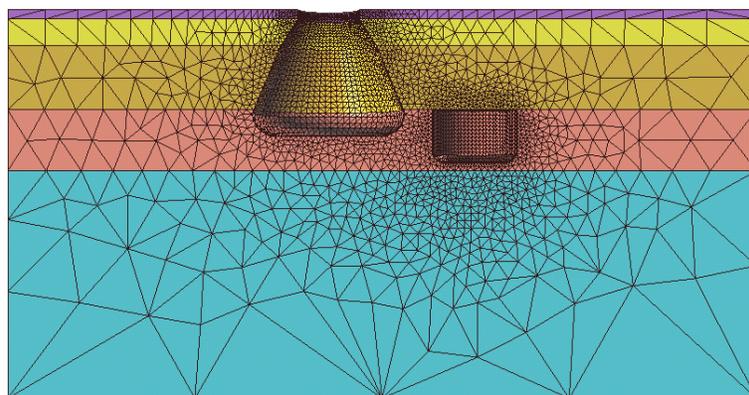
FIG. E.23: Maillage du modèle en 3D (largeur pilier = 25m) en présence d'une unique nouvelle cavité de 80 mètres de diamètre à côté de l'ancienne cavité SG4/5.



(a) Modèle sans garde de sel dans la seconde cavité

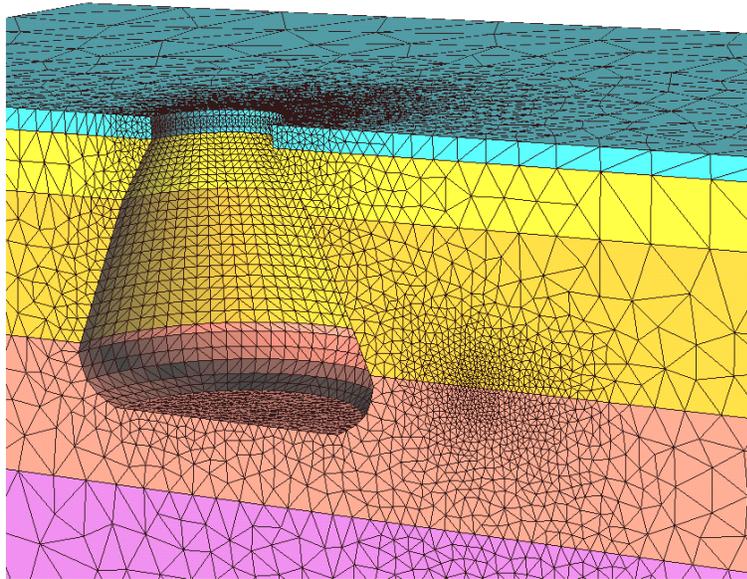


(b) Maillage dans l'interface sel – marnes versicolores

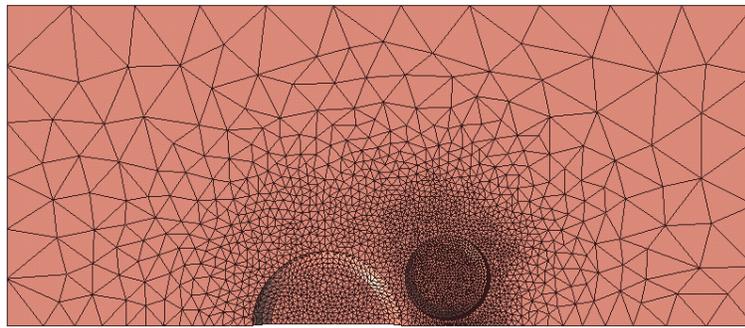


(c) Maillage dans le plan de symétrie ($y = 0$)

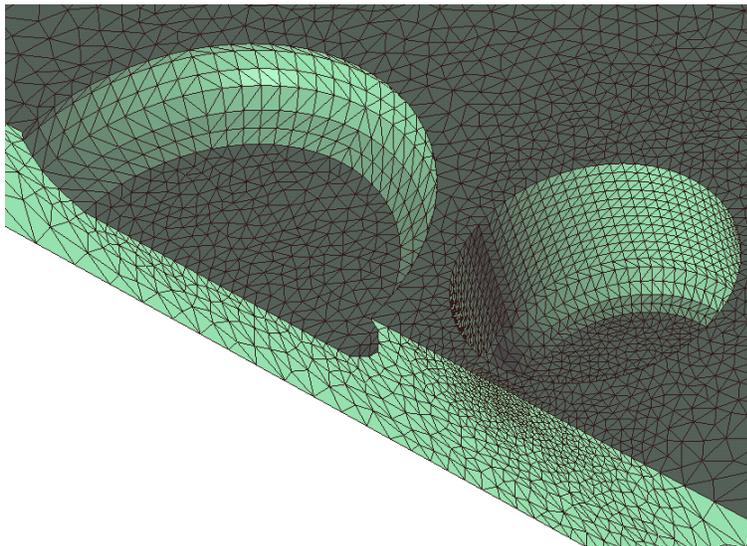
FIG. E.24: Plusieurs vues sur le maillage du modèle en 3D, la garde de sel dans la nouvelle cavité a été enlevée.



(a) Vue générale du modèle



(b) Vue de haut du maillage à partir de l'interface sel – marnes versicolores



(c) Le placement des cavités en perspective

FIG. E.25: Maillage 3D d'un modèle qui contient deux nouvelles cavités dont l'une est représentée ici, l'autre est obtenue par l'application d'un plan de symétrie.

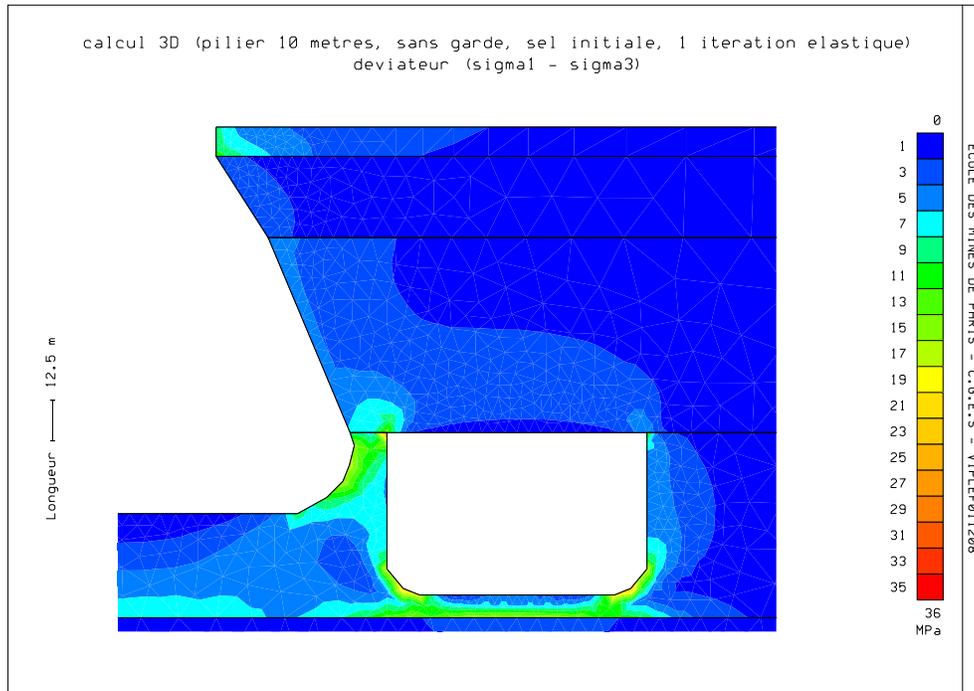
E.2.2 Déviateur de contraintes $\sigma_1 - \sigma_3$ 

FIG. E.26: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m, sans garde de sel, initiales caractéristiques du sel, une itération élastique

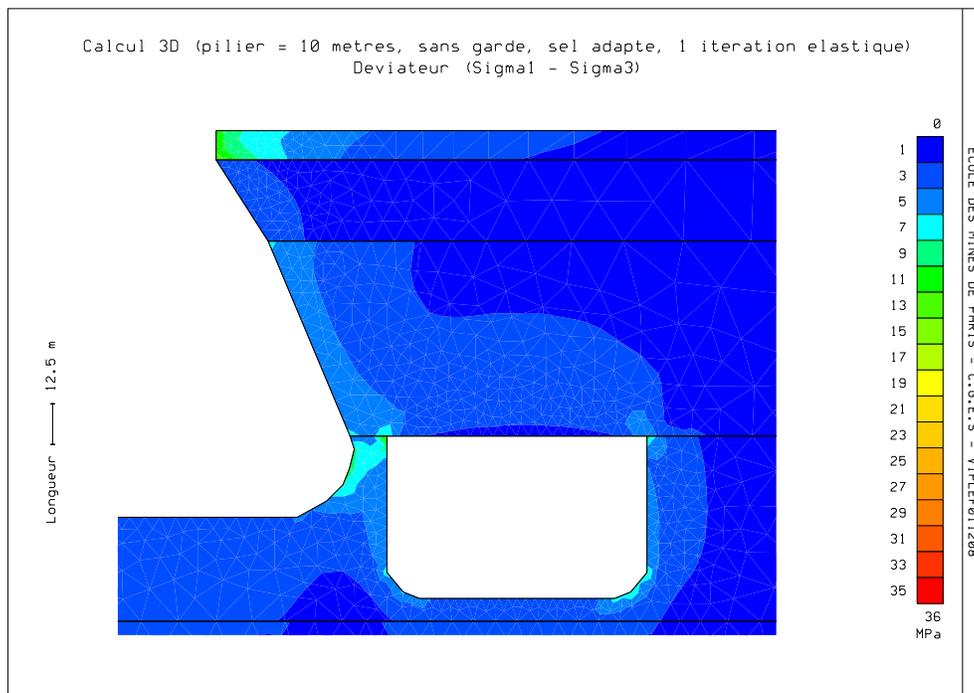


FIG. E.27: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m, sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

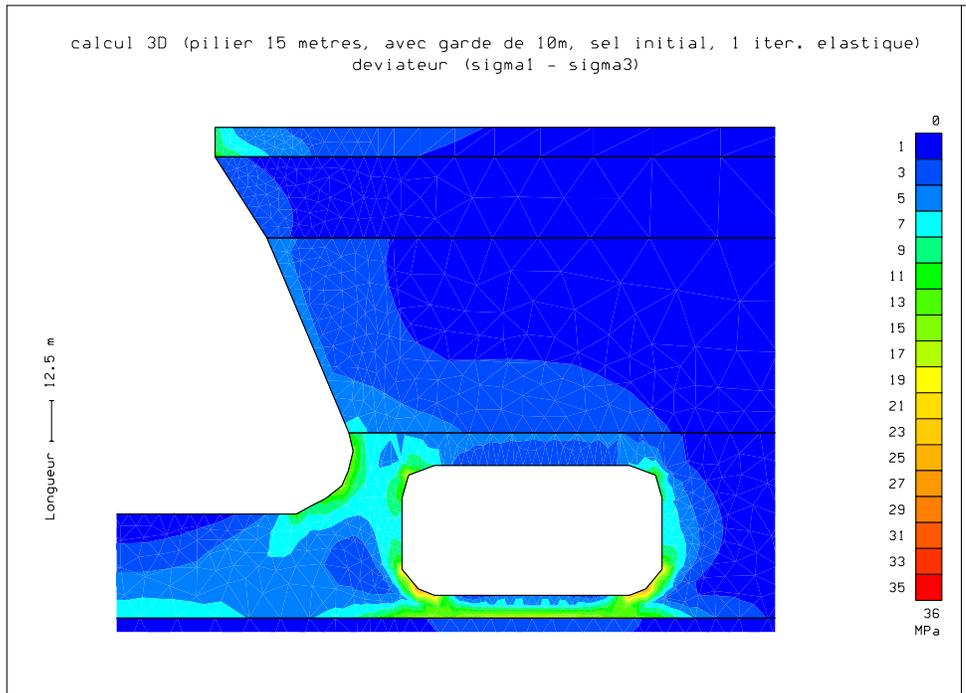


FIG. E.28: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 15m, avec garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

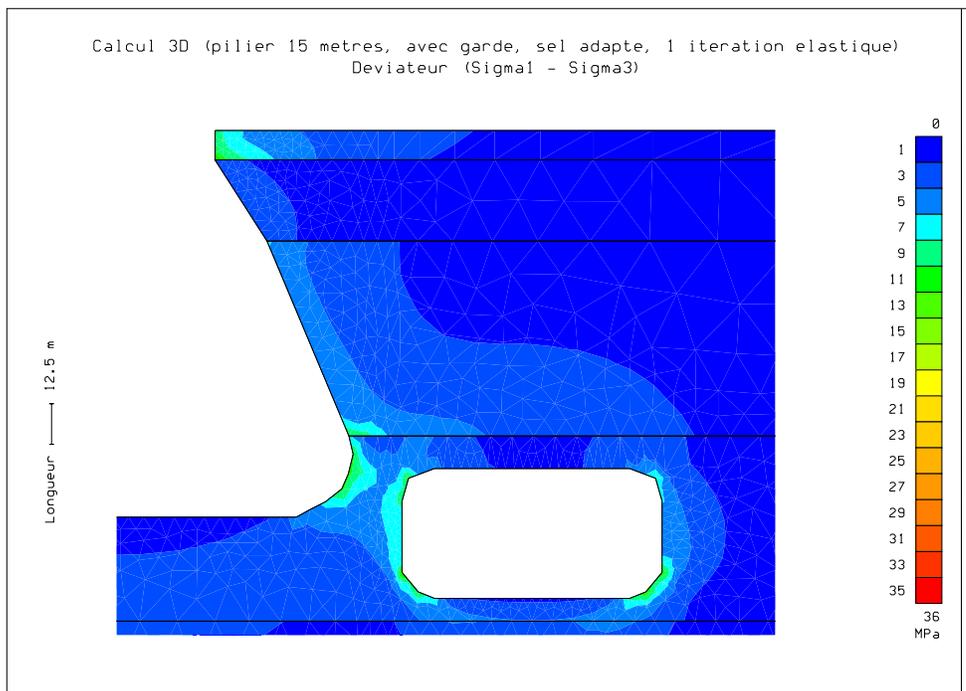


FIG. E.29: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 15m, avec garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

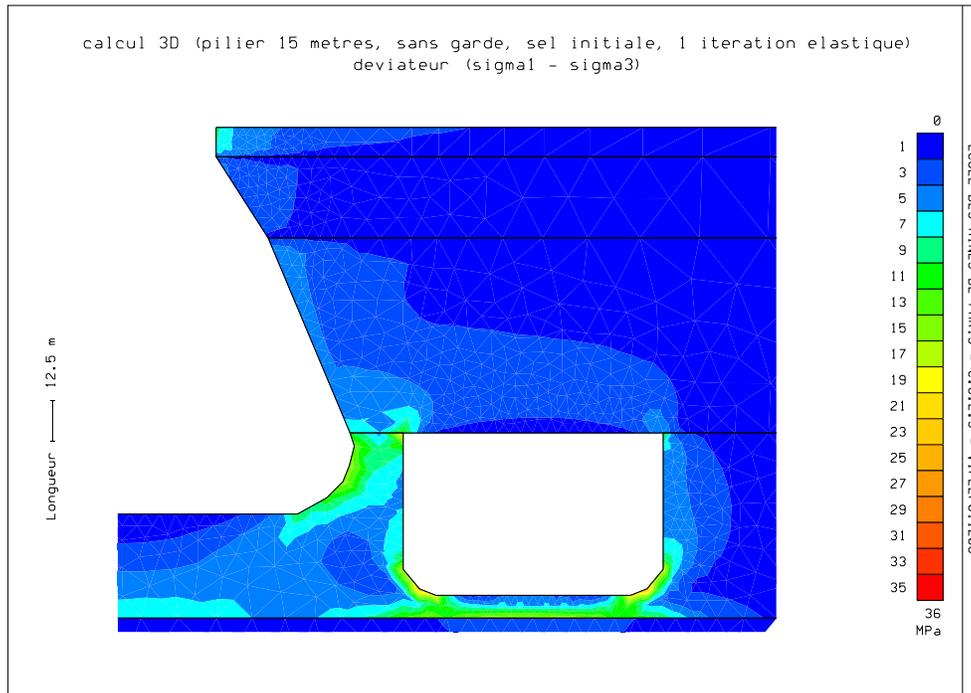


FIG. E.30: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 15m, sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

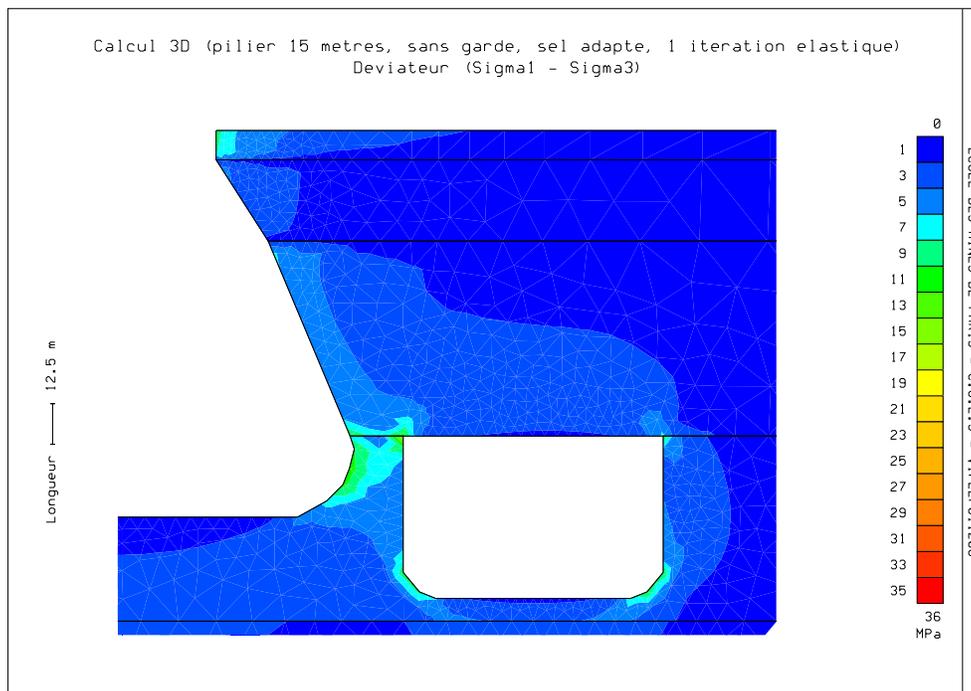


FIG. E.31: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 15m, sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

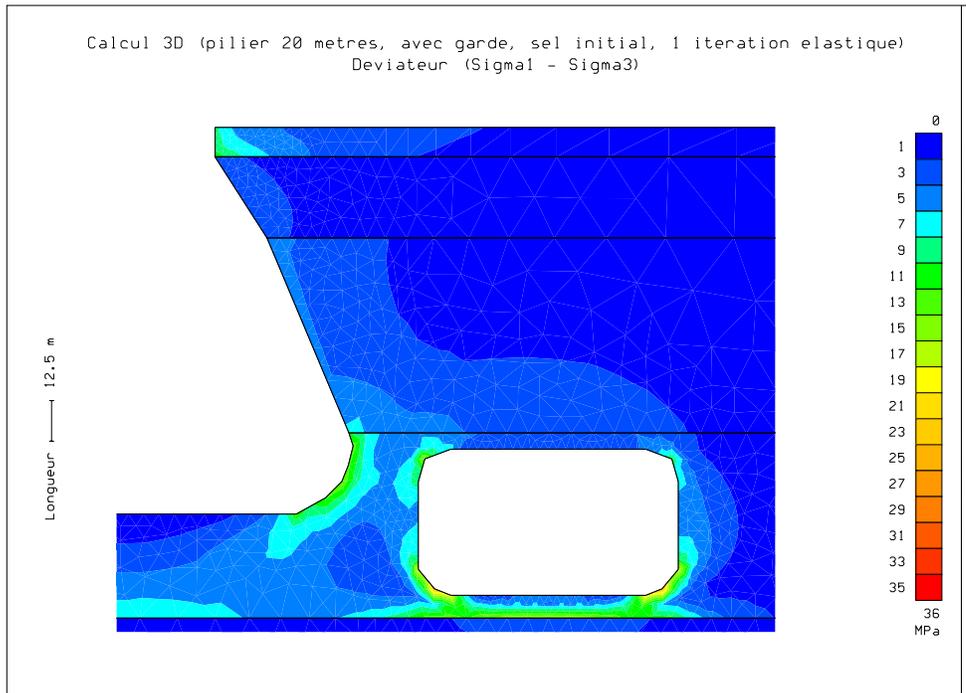


FIG. E.32: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 20m, avec garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

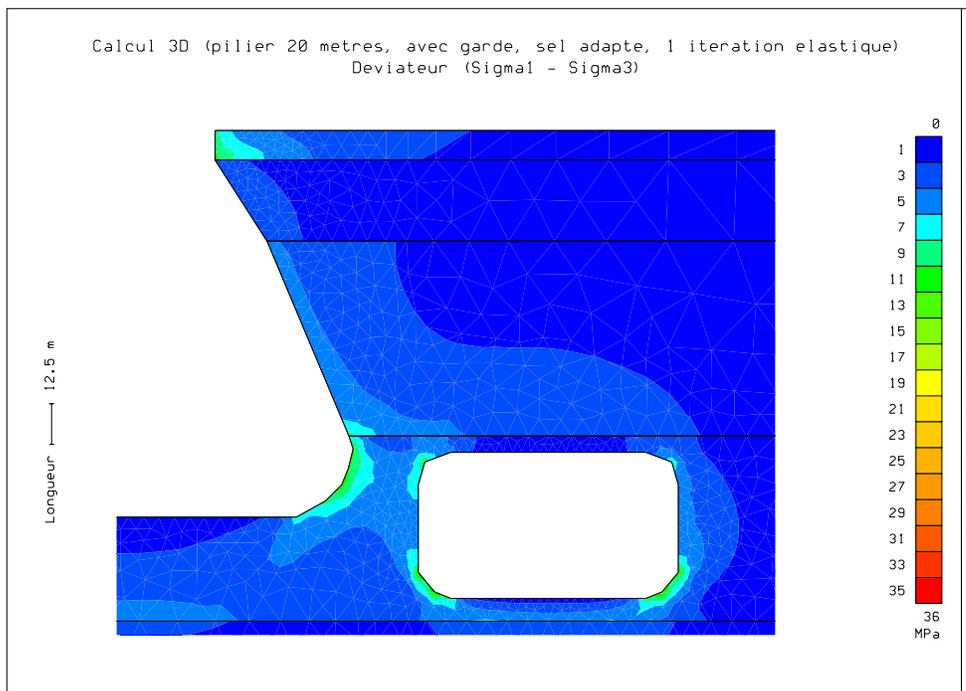


FIG. E.33: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 20m, avec garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

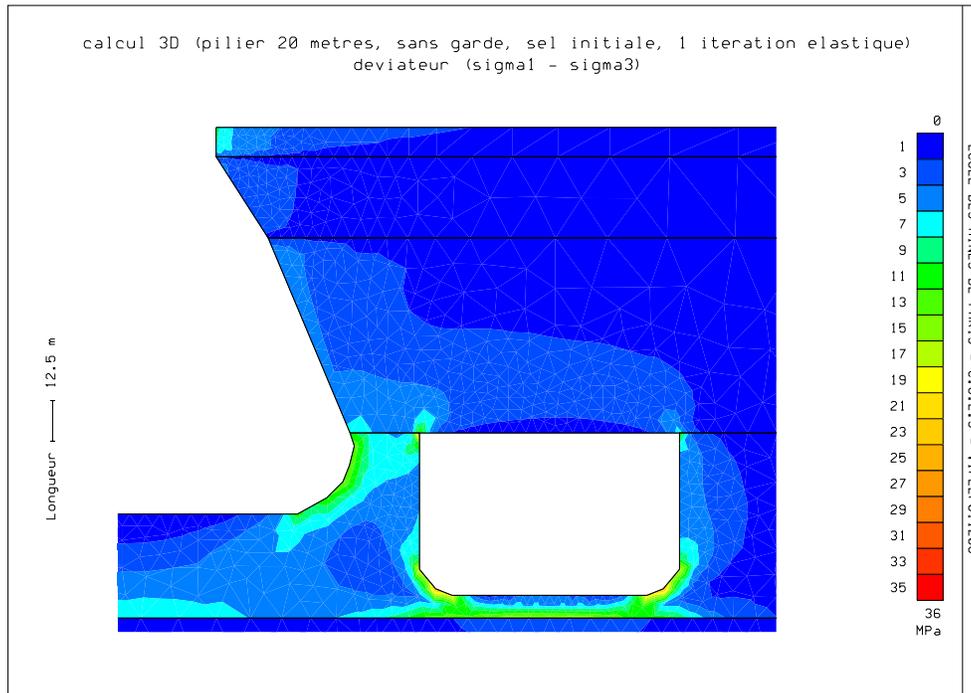


FIG. E.34: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 20m, sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

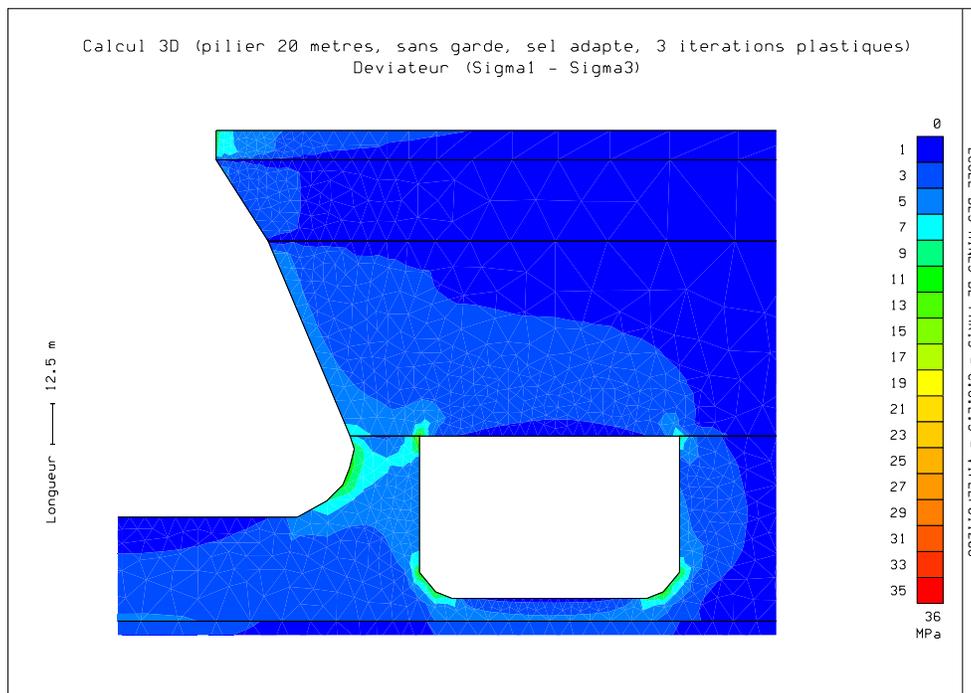


FIG. E.35: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 20m, sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, trois itérations plastiques

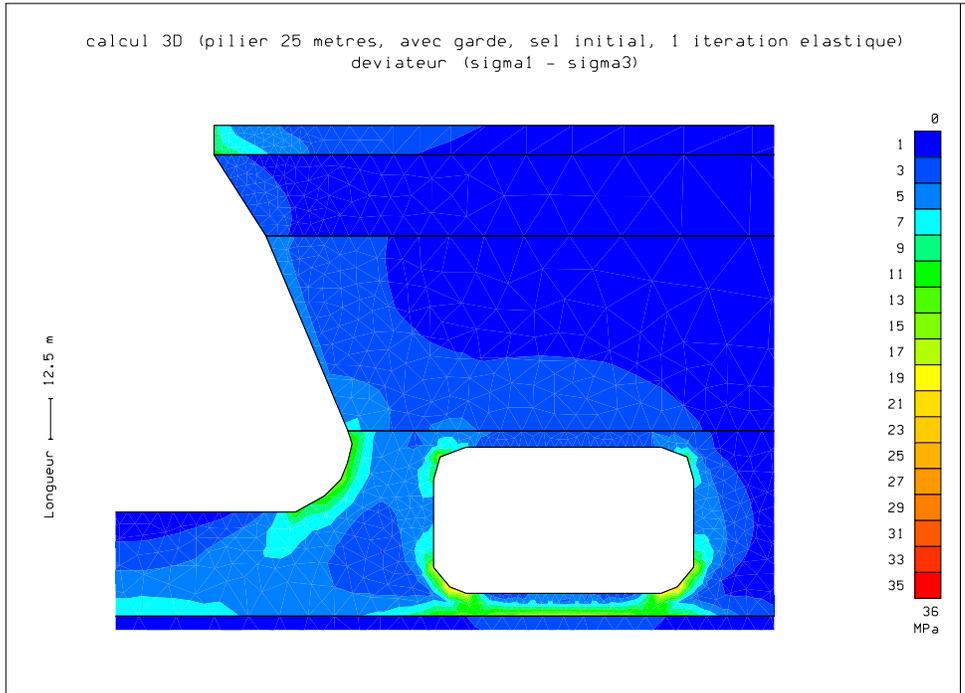


FIG. E.36: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 25m, avec garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

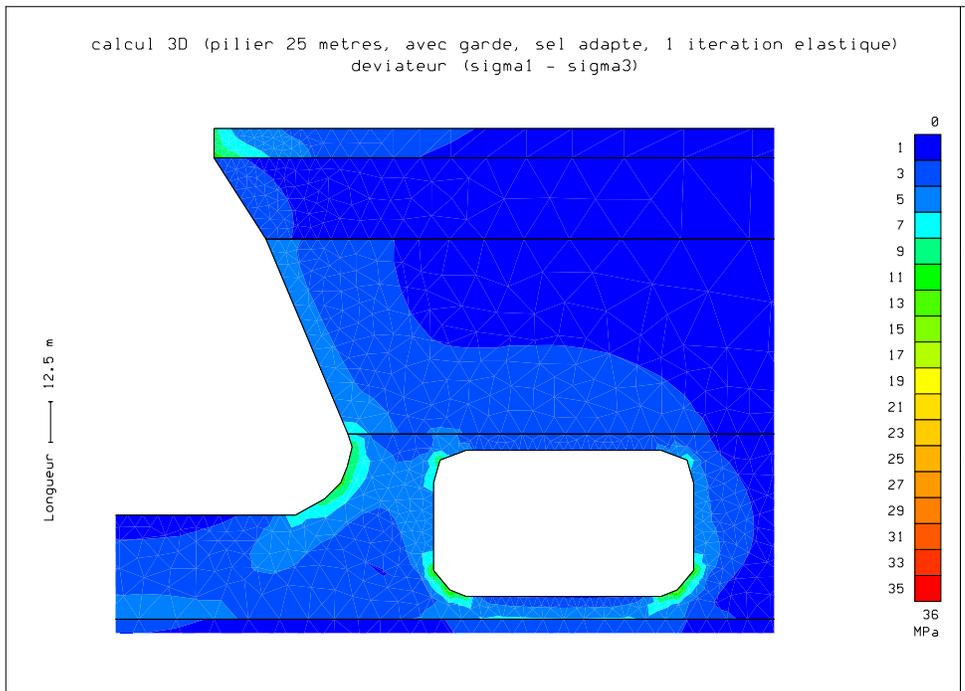


FIG. E.37: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 25m, avec garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

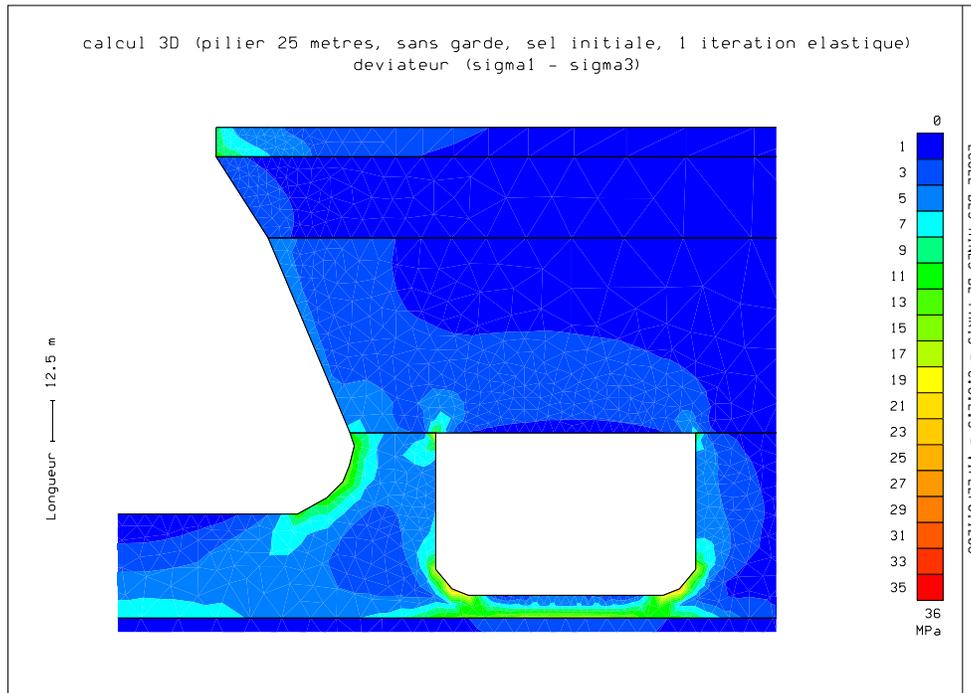


FIG. E.38: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 25m, sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

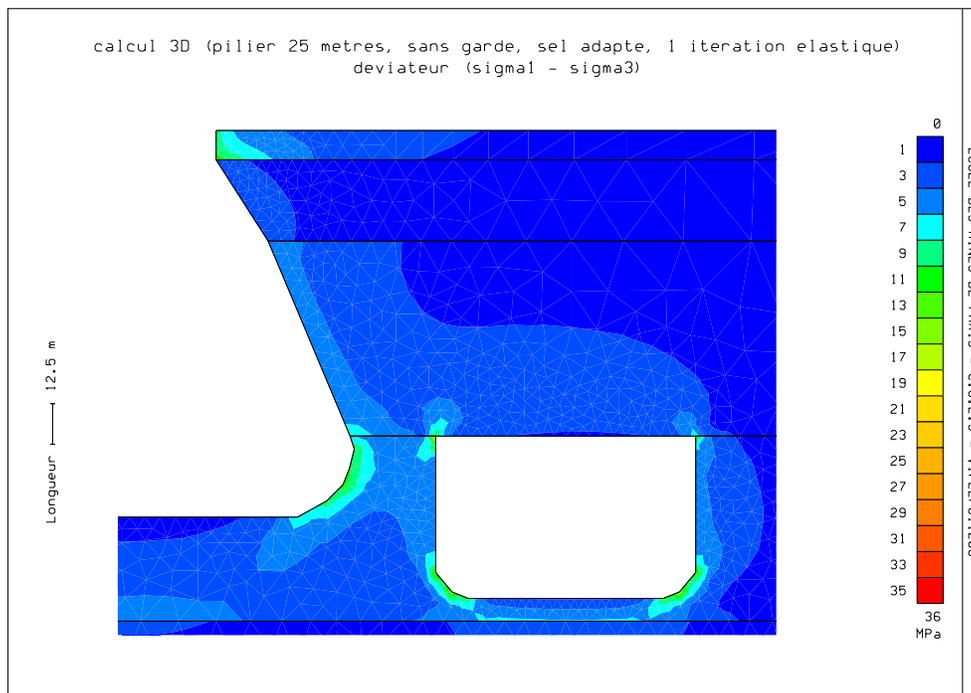


FIG. E.39: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 25m, sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

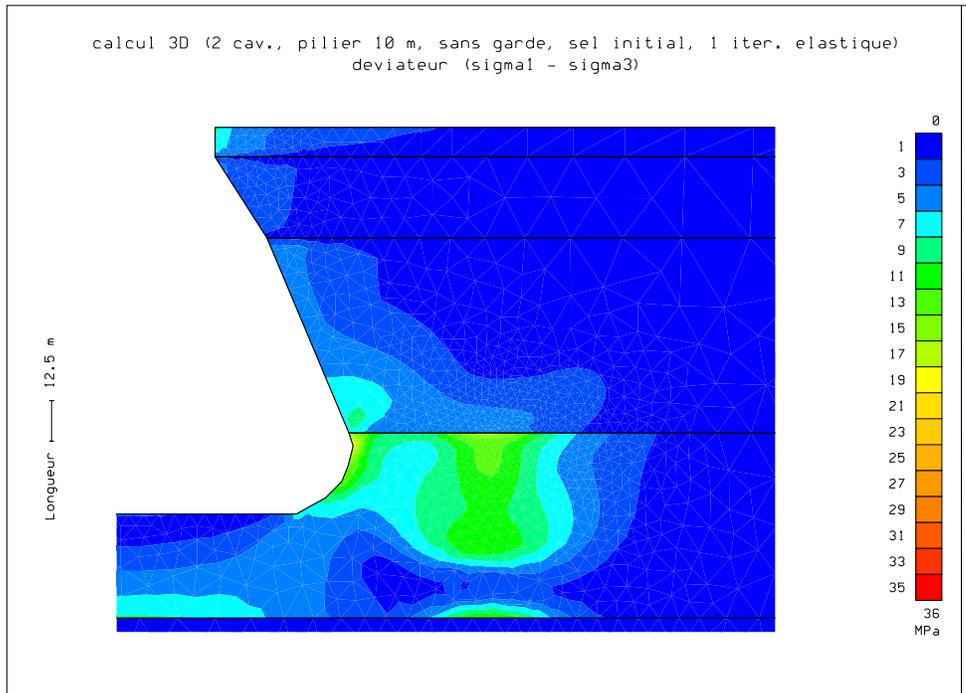


FIG. E.40: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (modèle 10x : présence de deux nouvelles cavités dans le système), sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

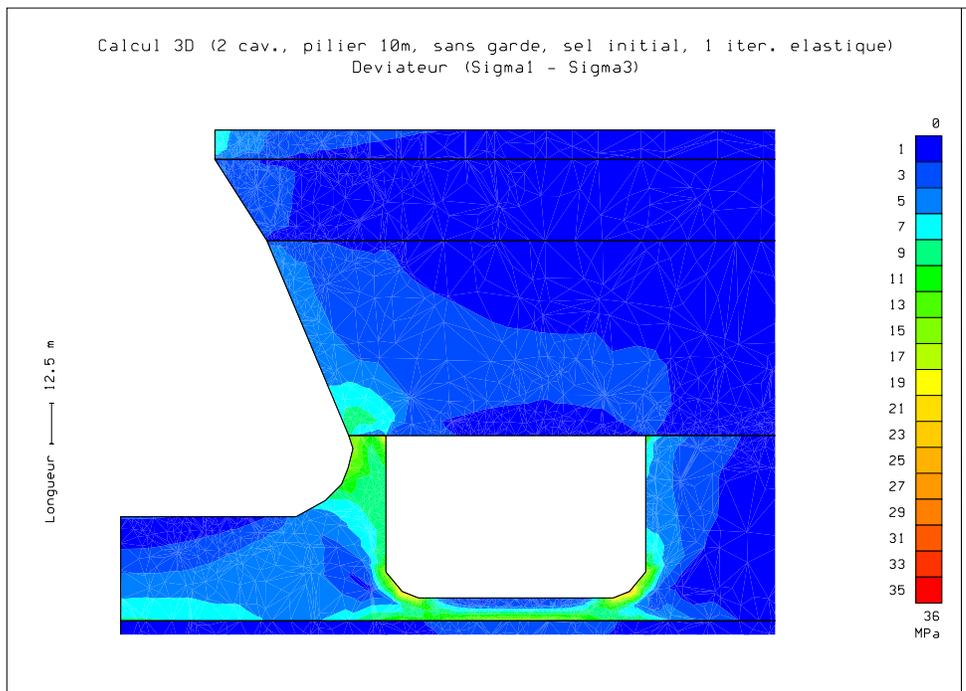


FIG. E.41: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle 10x contenant les axes de SG4/5 et d'une nouvelle cavité), sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

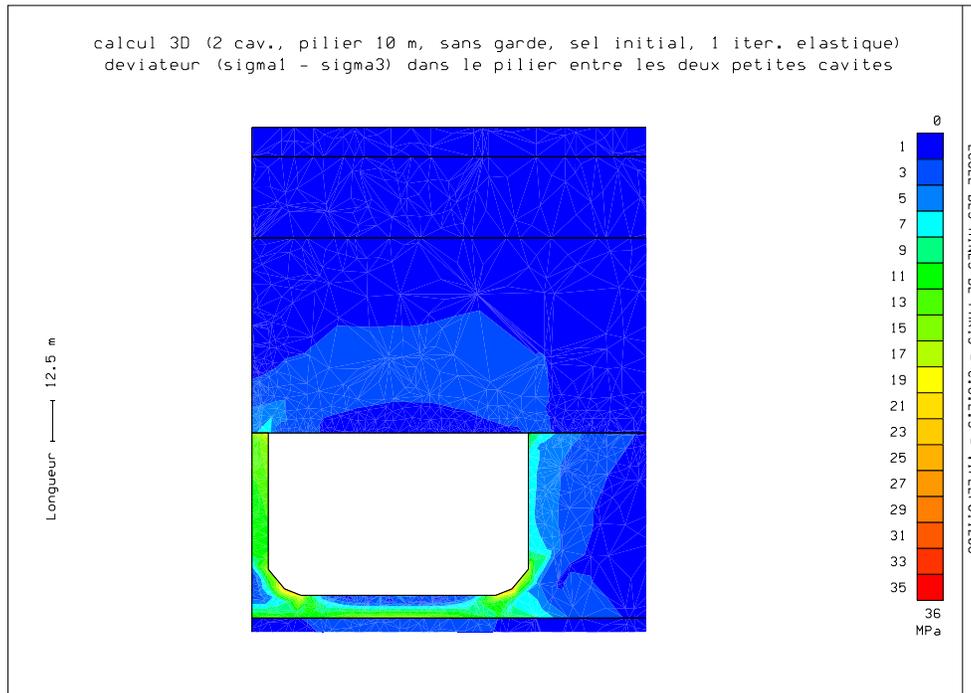


FIG. E.42: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle 10x perpendiculairement au plan de symétrie, contenant les axes des nouvelles cavités), sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération élastique

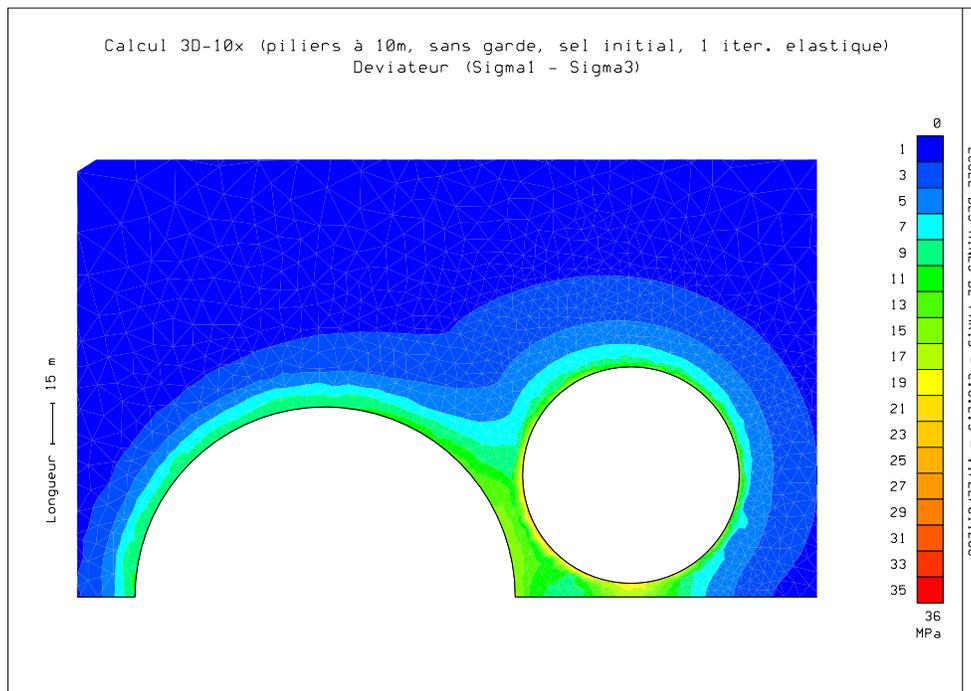


FIG. E.43: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle dans le plan $z = -230$ mètres), sans garde de sel, caractéristiques initiales du sel, une itération plastique

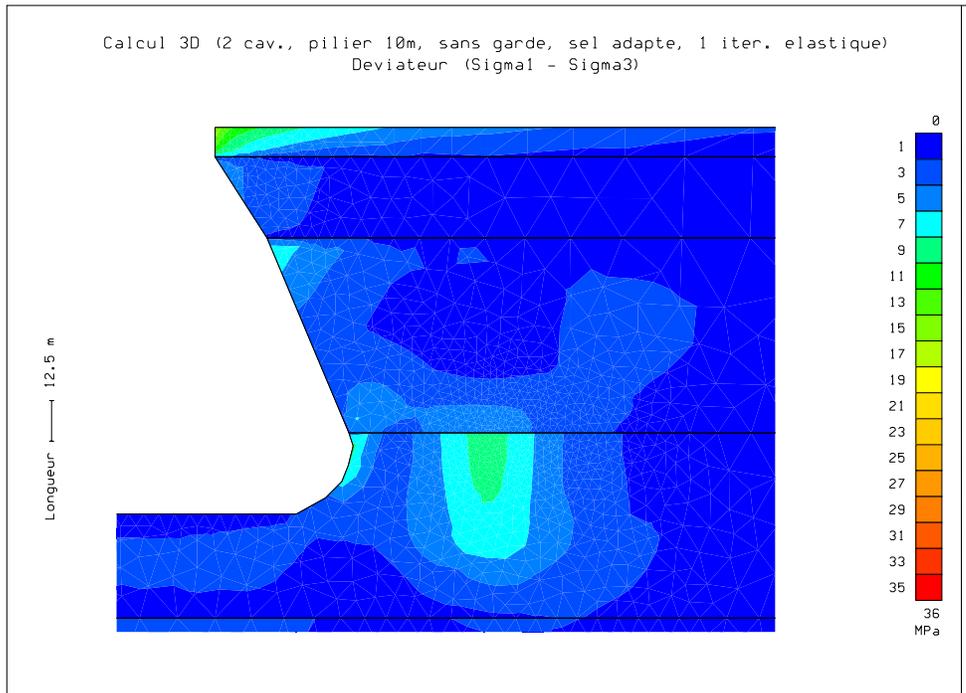


FIG. E.44: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (modèle 10x : présence de deux nouvelles cavités dans le système), sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

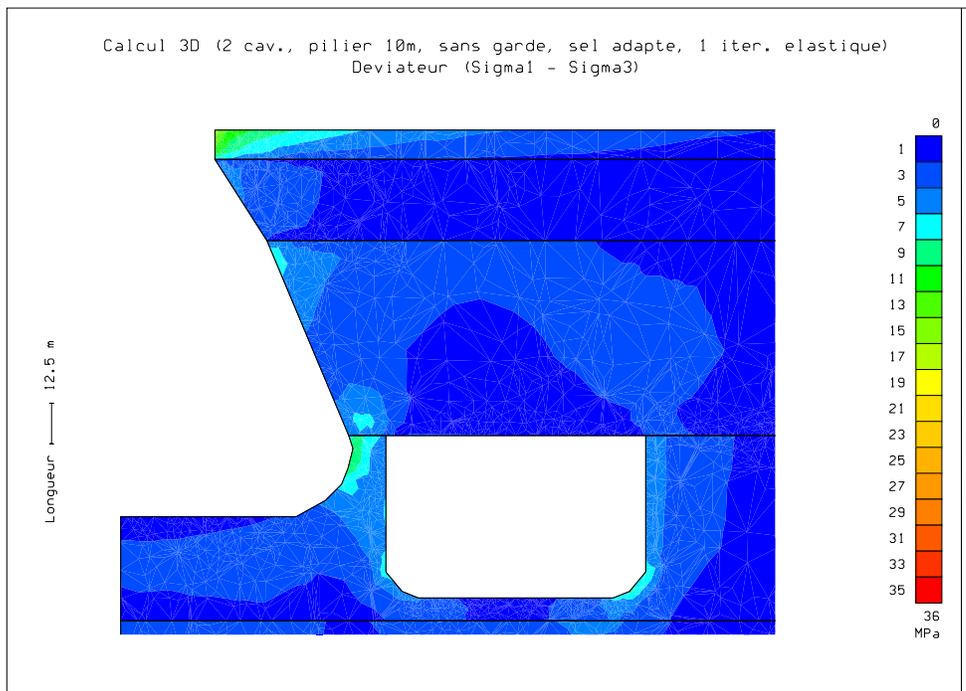


FIG. E.45: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle 10x contenant les axes de SG4/5 et d'une nouvelle cavité), sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

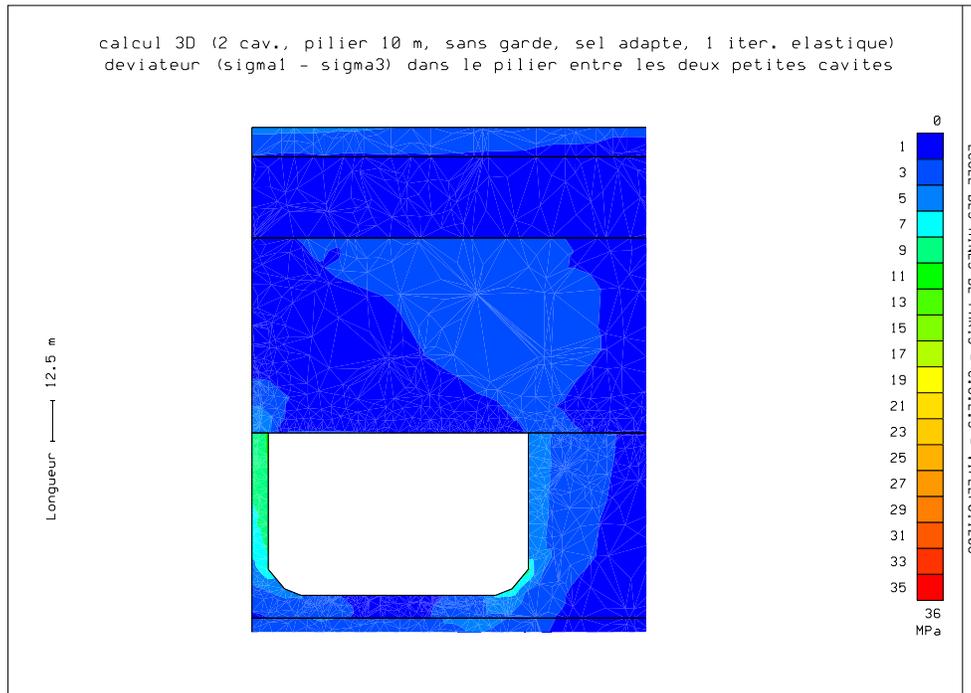


FIG. E.46: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle 10x perpendiculairement au plan de symétrie, contenant les axes des nouvelles cavités), sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération élastique

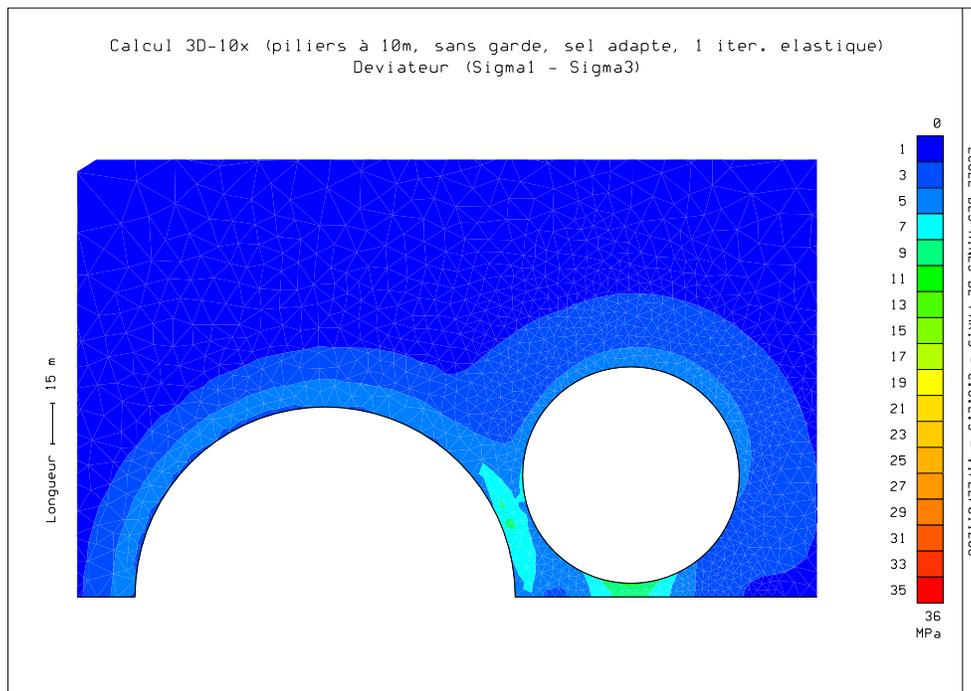


FIG. E.47: Déviateur de contraintes, largeur pilier = 10m (coupe du modèle dans le plan $z = -230$ mètres), sans garde de sel, caractéristiques du sel adaptées, une itération plastique

E.2.3 Paramétrage des Matériaux

Le syntaxe des paramètres utilisés dans ce qui suit est décrite en détail dans la notice de Viplef 3D (Notice d'utilisation, Tijani, [70]). Leurs valeurs ont été discutées dans les chapitres 3 et 4. A partir de ces données nous avons simplement traduit ces paramètres pour une utilisation dans VIPLEF 3D.

DEBMTE

7

*Materiau Dolomie de Beaumont

1, 13, 2, 6, 1, 21, 15, 0

* = materiau elastoplastique, critère de Mohr-Coulomb
potentiel de Drucker-Prager

*
56400.

* = Matrice de raideur H ...

18800. 56400.

18800. 18800. 56400.

0. 0. 0. 18800.

0. 0. 0. 0. 18800.

0. 0. 0. 0. 0. 18800.

*liste des parametres rheologiques

3.000, 0.500, 7320.4309, 0.0021174, 0.100, 37600.000, 94000.000

61400.543, 31333.333, 62666.667, 0.250, 3660.215, 1.633, 0.333, 18800.000

*

*Materiau Gres a Roseau

2, 13, 2, 6, 1, 21, 15, 0

6606.6

987.2 6606.6

987.2 987.2 6606.6

0. 0. 0. 2809.7

0. 0. 0. 0. 2809.7

0. 0. 0. 0. 0. 2809.7

*liste des parametres rheologiques

2.716, 0.500, 2953.4679, 0.0011343, 0.100, 5619.469, 8581.081

9176.554, 2860.360, 4907.623, 0.291, 1721.400, 1.633, 0.333, 987.204

*

*Materiau Marnes Versicolores

3, 13, 2, 6, 1, 21, 15, 0

22500.

8750. 22500.

8750. 8750. 22500.

0. 0. 0. 6875.

0. 0. 0. 0. 6875.

0. 0. 0. 0. 0. 6875.

*liste des parametres rheologiques

2.716, 0.500, 8339.6513, 0.0005396, 0.100, 13750.000, 40000.000

22453.656, 13333.333, 22876.479, 0.291, 4860.685, 1.633, 0.333, 8750.000

*

*Materiau Sel Gemme initial

4, 13, 0, 6, 0, 21, 0, 0

* défini élastique pour faciliter des calculs!

28983.464

* le raideur H n'a pas été changé dans ce cas là

6798.590 28983.464

6798.590 6798.590 28983.464

0. 0. 0. 11092.437

0. 0. 0. 0. 11092.437

0. 0. 0. 0. 0. 11092.437

*

```
*Materiau Marnes du Mur
5, 13, 0, 6, 0, 21, 0, 0
1994.3
700.7 1994.3
700.7 700.7 1994.3
0. 0. 0. 646.8
0. 0. 0. 0. 646.8
0. 0. 0. 0. 0. 646.8
*liste des parametres rheologiques
*2.078, 0.100, 224.0497, 0.0149387, 0.100, 1293.651, 3395.833
*1848.458, 565.972, 610.064, 0.093, 207.857, 1.429, 0.167, 700.728
*
*Joint 1 Dolomie - Gres * Utilisation des joints entre les Matériaux
6, 14, 0, 3, 0, 2, 0, 0
63.5 80.0
*
*Joint 2 Gres - Marnes
7, 14, 0, 3, 0, 2, 0, 0
63.5 180.0
*
*Joint 3 Marnes - Sel * A un moment donné, on a remplace ce joint par
*8, 14, 6, 3, 1, 2, 6, 0 * une liaison manuelle, permettant le mouvement
*100.0 100.0 * libre de l'interface dans le plan horizontal
*liste des parametres rheologiques
*100.0, 100.0, 0.02, 100.0, 1.192 , 0.001
```

Les données d'entrée et des fichiers nécessaires pour calculer la structure ont été sau-
vegardés dans des CDs attachés à la fin de cette thèse.

Résumé

Ce travail présente une nouvelle méthode de prédiction de l'effondrement d'un terrain minier suite à une exploitation intensive. L'approche développée a été appliquée pour le cas de la concession de Drouville, appartenant à la Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est.

Le gisement y été exploité par cavités de dissolution interconnectés par fracturation hydraulique. Des développements incontrôlés de la dissolution ont abouti à la jonction de deux cavités voisins et à la formation d'une grande cavité SG4/5 dont l'effondrement a été provoqué pour des raisons de sécurité.

La rétro-analyse de cet effondrement a été le point de départ de la recherche qui est présentée, dont l'objectif final était la mise au point d'une méthode d'exploitation sûre permettant de récupérer la plus grande partie du gisement sans risquer d'évolution ultérieure.

Afin d'atteindre cet objectif, nous avons utilisé la méthode des éléments finis pour résoudre le problème mécanique.

Le modèle développé intègre des lois rhéologiques décrivant le comportement des matériaux rencontrés. Les paramètres de ces lois ont été obtenus par rétro-analyse directe (méthode d'essai et d'erreur / méthode de minimisation d'erreur).

L'application du modèle pour des simulations bidimensionnelles et tridimensionnelles nous a permis d'identifier les zones de forte plastification et de rupture. De plus, il nous a été possible d'anticiper la réaction du massif rocheux durant le processus de l'effondrement.

En utilisant cette technique conjointement avec une analyse détaillée du comportement mécanique du massif, une nouvelle méthode d'exploitation intensive par élargissement progressif de la zone d'effondrement a été proposée.

Abstract

This work presents a new method to predict the formation of sinkholes over excessively exploited mine sites. The developed approach has been applied on the Drouville mining lease of the French "Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est"-Cooperation.

The deposit has been mined using the hydraulic fracturing method in order to obtain connexions between the cavities. An uncontrolled development of the dissolution process lead to the junction of two neighbouring cavities forming a large cavern (SG4/5), and which had purposely been brought to a collapse for security reasons.

The backanalysis of this event initiated the research presented in this work. Its final objectives was the development of a secure mining method while extracting the largest possible part of the deposit without any risk of later ground movements.

In order to meet our objectives, we made extensive use of the Finite Element Method (F.E.M.) to resolve the mechanical problem.

The model integrates rheological laws describing the characteristics of the encountered materials. Some parameters were obtained using the method of direct back-analysis (method of try-and-error / method of error minimization).

By applying the model to two- and three-dimensional simulations, we could identify strong plastic and rupture zones in the (simulated) rock mass. We were also able to anticipate the reaction of the failed rock mass during the creation of the sinkhole.

In using this technique together with a detailed analysis of the rock mass behaviour, a new intensive mining method with progressive enlargement of the sinkhole has been proposed.