

# Sommaire

01.06.04  
Bibliothèque  
Henri VILLAT

REVUE  
FRANÇAISE  
DE  
GÉOTECHNIQUE  
N° 106-107  
1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> trimestres  
2004

## APRÈS-MINES

sous la direction de Françoise Homand

### Préface

F. HOMAND

3

### Surveillance des risques d'effondrement dans l'après-mine, besoin, méthode : apport de la microsismique

M. BENNANI, J.-P. JOSIEN, P. BIGARRÉ

5

### Avancée des technologies spatiales radar appliquées à la détection des déformations de surface d'origine minière

C. CARNEC, S. LE MOUÉLIC, D. RAUCOULES,  
C. COLESANTI, C. KING

15

### Détection d'une cavité remplie de saumure par imagerie électrique

J.-M. MIEHE, B. FEUGA, C. VACHETTE

23

### Émissions gazeuses à partir des vides miniers dans le bassin ferrifère lorrain

Z. POKRYSZKA, D. GRABOWSKI

31

### Influence du temps et de l'hygrométrie sur le comportement du gypse

C. AUVRAY, F. HOMAND, D. HOXHA, C. DIDIER

41

### Abandon des mines de sel : faut-il ennoyé ?

P. BEREST, B. BROUARD, B. FEUGA

53

<b>Devenir à long terme d'exploitations abandonnées de sel</b> M. GHOREYCHI, X. DAUPLEY	73
<b>Une méthode de modélisation hydrogéologique inverse appliquée à un problème d'ingénierie : l'abaissement du niveau d'un réservoir minier ennoyé dans le bassin ferrifère lorrain</b> L. VAUTE, D. NGUYEN THE, R. FABRIOL, J.-L. PINAULT, J.C. BAUDRON	85
<b>Qualité des eaux après fermeture des mines : remplissage initial, évolution transitoire, stabilisation à long terme et gestion environnementale</b> J.-M. SCHMITT, E. LEDOUX, P. COMBES	95
<b>Suivi des déplacements verticaux par interférométrie radar : exemple de la gare Haussmann-Saint-Lazare</b> B. FRUNEAU, J.-P. RUDANT, B. DEFONTAINES, A.-M. PRUNIER-LEPARMENTIER	103
<b>Contribution de la méthode ELECTRE TRI à la hiérarchisation de zones à risque induit par la présence d'ouvrages miniers. Application au bassin ferrifère lorrain</b> M. MERAD, B. ROY, T. VERDEL, S. KOUNIALI	111
<b>Exemple d'impacts de l'arrêt de l'exploitation minière et de l'exhaure dans le bassin houiller de Faulquemont (Lorraine)</b> M. DEGAS, F. WOJTKOWIAK, M. METZ, M. BRANCHET	121
<b>Effets prévisibles en surface de galeries minières creusées à faible profondeur dans les grès vosgiens. Exemple du traitement de la galerie de Falck</b> A. THORAVAL, F. WOJTKOWIAK, M. METZ	131
<b>Cartographie 3D de l'interface eau douce/eau salée par méthode électromagnétique héliportée sur le bassin salifère de la Seille</b> B. BOURGEOIS, J. PERRIN, B. FEUGA	145

# Préface

F. HOMAND

Les articles présentés dans ce numéro spécial de la *Revue française de géotechnique* sont issus d'une sélection des communications présentées au colloque international « Après-mine 2003 – Impacts et gestion des risques : besoins et acquis de la recherche » (Nancy, 5 et 6 février 2003), organisé par le Groupement d'intérêt scientifique de recherche sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains (GISOS). Comme tous les articles publiés par la RFG, ces articles ont été expertisés selon le processus normal de la revue.

Le GISOS<sup>(1)</sup>, basé à Nancy, a été créé en juillet 1999 par le BRGM<sup>(2)</sup>, l'INERIS<sup>(3)</sup>, l'INPL/LAEGO<sup>(4)</sup> et l'ENSMP<sup>(5)</sup> dans le but de développer et de structurer la recherche dans le domaine des cavités souterraines afin de mieux maîtriser les risques qu'elles peuvent engendrer à long terme. En particulier, la présence de cavités souterraines résultant de l'exploitation des substances minérales peut induire des désordres en surface générateurs de problèmes humains et économiques plus ou moins graves.

Placé sous le haut patronage des ministères de la Recherche et de l'Industrie, de la Région Lorraine et de la Communauté urbaine du Grand Nancy, ce colloque, qui a rassemblé la communauté internationale autour de cette problématique complexe, a fait le point des acquis et des besoins de la recherche sur les aspects d'ordre sociétal, technique, scientifique et économique de l'après-mine et montré l'intérêt et la nécessité d'une approche pluridisciplinaire.

Le dispositif mis en place en France, qui repose sur le GISOS et le groupement d'intérêt public GEODERIS (pôle de conseil et d'appui technique aux pouvoirs publics), n'a pas d'équivalent en Europe. Il devrait servir d'exemple à d'autres pays qui ont ou auront à faire dans les décennies à venir aux risques liés aux anciennes exploitations minières.

Le prochain colloque après-mine « Post-Mining 2005 » se tiendra également à Nancy et sera bilingue (français-anglais), de manière à renforcer son attractivité internationale.

<sup>(1)</sup> Pour plus d'information sur GISOS : [www.gisos.org](http://www.gisos.org)

<sup>(2)</sup> BRGM : Bureau de recherches géologiques et minières.

<sup>(3)</sup> INERIS : Institut national de l'environnement industriel et des risques.

<sup>(4)</sup> INPL/LAEGO : Institut national polytechnique de Lorraine, Laboratoire Environnement, Géomécanique et Ouvrages, commun aux Écoles des mines et de géologie de Nancy.

<sup>(5)</sup> ENSMP : École nationale supérieure des mines de Paris.

La *Revue française de géotechnique* est une publication scientifique trimestrielle parrainée par les Comités français de mécanique des sols, de mécanique des roches, et de géologie de l'ingénieur, qui publie des articles et des notes techniques relevant de ces domaines. Des discussions sur les travaux publiés dans la revue sont également les bienvenues.

La *Revue française de géotechnique* se consacre à l'étude pluridisciplinaire des interactions entre l'activité humaine et le terrain naturel. Elle est donc particulièrement concernée par tout ce qui se rapporte à l'intégration de l'homme dans son environnement, dans une perspective de développement durable, ce qui inclut la prise en compte des risques naturels et anthropiques, ainsi que la fiabilité, la sécurité et la durabilité des ouvrages. Le terrain naturel intervient dans de nombreuses constructions, soit parce qu'il les porte (fondations), les constitue (remblais routiers, barrages, barrières étanches de confinement de déchets, soutènements) ou les contient (ouvrages souterrains, tunnels) ; on y extrait également de nombreuses ressources pour la production d'énergie et de matériaux et on y stocke des déchets divers.

Les terrains naturels sont des milieux complexes, spécifiques et de caractéristiques variables dans l'espace et dans le temps, composés de solides et de fluides qui y circulent ou les imprègnent. L'identification de leurs propriétés, en termes de comportement mécanique et hydraulique, est coûteuse, et donc nécessairement incomplète et incertaine. Les problèmes posés sont variés, et leur résolution engage la responsabilité de l'ingénieur. On peut citer en particulier : la conception, la construction et la maintenance d'ouvrages bâtis sur, dans ou avec le terrain, dans des sites urbains ou extra-urbains ; la stabilité de sites naturels ou construits ; l'étude de la circulation et de la qualité de l'eau souterraine ; l'exploitation des ressources naturelles...

Les instructions aux auteurs sont publiées dans le premier numéro de chaque année, disponibles sur demande, et accessibles sur le site Internet des trois comités ([www.geotechnique.org](http://www.geotechnique.org)).

Les manuscrits sont à envoyer en trois exemplaires (dont un original) et une disquette contenant le fichier à l'un des rédacteurs en chef :

Pierre DELAGE	Françoise HOMAND	Jean-Paul TISOT
ENPC-CERMES	École de géologie (ENSG)	École de géologie (ENSG)
6-8, av. Blaise-Pascal	BP 40	BP 40
77455 Marne-la-Vallée CEDEX 2	54500 Vandœuvre-lès-Nancy	54500 Vandœuvre-lès-Nancy

Toute proposition de publication est examinée par le Comité de lecture.

## REVUE FRANÇAISE DE GÉOTECHNIQUE

**Rédacteur en chef :** Pierre DELAGE (École nationale des ponts et chaussées)

**Co-rédacteurs en chef :** Françoise HOMAND, Jean-Paul TISOT (École de géologie de Nancy)

**Comité de lecture :** Gabriel AUVINET (UNAM, Mexico), Lucien BOURGUET (Hydrogéologue-expert), Bernard CAMBOU (École centrale de Lyon), Roger COJEAN (École des mines de Paris), Emmanuel DETOURNAY (University of Minnesota, USA), Jean-Louis DURVILLE (CETE de Lyon), Dominique FOURMAINTRAUX (TotalFina Elf), Alain GUILLOUX (Terrasol), Marc PANET (Expert), Aurèle PARRIAUX (École polytechnique fédérale de Lausanne, Suisse), Pierre VEZOLE (Eiffage), Gérard VOUILLE (École des mines de Paris)

Revue trimestrielle

Abonnement 2004 (numéros 98 à 101) franco : 120 €

Prix au numéro franco : 38 € (valable également pour les numéros anciens)

La revue est expédiée par avion dans les D.O.M.-T.O.M. et à l'étranger.

Sommaires des numéros anciens sur demande.

Presses de l'École nationale des ponts et chaussées

28, rue des Saints-Pères, 75007 Paris - Tél. : 01 44 58 27 40 – [presses.ponts@mail.enpc.fr](mailto:presses.ponts@mail.enpc.fr)

Impression : Corlet, Imprimeur, S.A. 14110 Condé-sur-Noireau.

N° d'imprimeur : 76151. Dépôt légal : mai 2004

*Les articles publiés dans cette revue n'engagent que la responsabilité de leurs auteurs. Tous droits de reproduction, de traduction et d'adaptation réservés pour tous pays.*

**Presses** de l'École nationale des  
**Ponts et chaussées**

(©) 2004  
ISSN 0181 — 0529

# Surveillance des risques d'effondrement dans l'après-mine, besoins, méthodes : apport de la microsismique

M. BENNANI  
J.-P. JOSIEN

GEODERIS  
15, rue Claude-Chappe  
57071 Metz Cedex 3  
geoderis@industrie.gouv.fr

P. BIGARRÉ

INERIS  
Laboratoire Environnement,  
Géomécanique et Ouvrages  
École des mines de Nancy  
Parc de Saurupt  
54042 Nancy Cedex

## Résumé

Lors de l'exploitation, la stabilité des ouvrages miniers principalement orientée vers la sécurité des mineurs et la sauvegarde de la mine était pratiquée avec des méthodes adaptées à des édifices accessibles et entretenus. Suite à la fermeture des mines, ces conditions n'étant plus assurées et les objectifs de sécurité publique résolument tournés vers la sauvegarde des personnes et des biens en surface conduisent à rechercher des méthodes globales applicables à distance et depuis la surface. Parmi celles-ci, nous développons l'exemple type de la microsismicité qui, avant d'être appliquée à la surveillance des risques d'effondrement minier, a dû répondre à un cahier des charges précis pour être qualifiée puis validée. Un exemple de son utilisation avec succès pour la surveillance du stot de Nondkeil (Ottange, 57) est proposé.

*Mots-clés* : surveillance, risque d'effondrement, microsismicité.

# Monitoring of the risks of collapse in the post-mining, needs, methods : contribution of the microsismic method

## Abstract

During the exploitation, the stability of the underground mining works mainly directed towards the safety of the staff and the safeguard of the mine, were practised with methods adapted to accessible and maintained buildings. Following the closure of the mines, these conditions not being more assured and the objectives of public safety resolutely turned towards the safeguard the people and the overlying structures (such as urbanised areas and all kind of infrastructures), result in remotely seeking applicable total methods and from surface. Among those, we develop the typical example of the microsismicity which, before being applied to the monitoring of the risks of mining collapse had to answer a precise schedule of conditions to be qualified then validated. An example of its use successfully for the monitoring of the pillar of Nondkeil (Ottange, 57) is proposed.

*Key words* : monitoring, risk of collapse, microsismicity.

## Introduction

Le recours à la surveillance pour traiter les risques a été utilisé depuis fort longtemps dans le cadre des mines en activité et des carrières en exploitation ou abandonnées. En ce qui concerne l'après-mine en revanche, il était considéré jusqu'aux années 90 que les risques pouvaient être traités avant la fin des concessions minières.

L'importance et la pérennité des risques résiduels pouvant subsister à la suite de la fermeture généralisée des mines ces dernières années ont amené à modifier ce point de vue. Ceci s'est concrétisé dans la loi de mars 1999 modifiant le code minier qui prévoit explicitement la mise en place de moyens de surveillance dans le cas de risques résiduels importants.

Les conditions spécifiques de l'après-mine ont nécessité la mise en place de nouvelles technologies et une organisation spécifique. L'expérience pratique acquise au cours de ces dernières années par GEODE-RIS sera exposée ci-dessous.

## Les besoins de surveillance

L'analyse des risques, en particulier, de la stabilité des ouvrages rocheux, ne permet pas de définir une date de l'occurrence du phénomène redouté. La mise en place d'une surveillance adaptée au risque a pour objectif de suivre l'évolution du phénomène et la capacité d'être averti de son imminence.

La surveillance permet donc de diminuer la vulnérabilité en prenant à temps les mesures nécessaires pour limiter les effets du phénomène (évacuation des zones dangereuses, arrêt circulation, coupure gaz...). La surveillance sera donc mise en place soit en l'attente d'un traitement actif du risque, soit en substitution de ce dernier si celui-ci ne se justifie plus, la surveillance permettant de réduire suffisamment le coût du phénomène.

Par ailleurs, les dispositifs de surveillance permettent de suivre l'évolution du phénomène redouté. Ils peuvent ainsi aider à programmer dans le temps les traitements actifs en fonction de cette évolution.

L'exploitation intensive des mines en France au cours des XIX<sup>e</sup> et XX<sup>e</sup> siècles a effectivement laissé des situations de risques résiduels qui ne peuvent être traitées activement sans conséquences sociales ou financières désastreuses.

Les causes de cette situation sont d'abord historiques. En effet, en deux siècles d'exploitation, les connaissances dans le domaine minier ont largement évolué ainsi que la réglementation. Ainsi, des zones d'exploitation considérées comme stables lors de leur réalisation, ne le sont plus actuellement.

Ainsi l'exploitation des mines de fer de Lorraine a laissé subsister des secteurs d'exploitation partielle dont la stabilité n'est pas assurée, couvrant une superficie de 110 km<sup>2</sup> dont environ 20 km<sup>2</sup> sous des zones bâties ou d'infrastructures (Fig. 1). La suppression du risque par comblement nécessiterait la mise en œuvre de 100 Mm<sup>3</sup> de remblai et coûterait de l'ordre de 4 000 M€. De plus, les conditions de certaines zones

sont telles que la réalisation technique du traitement est difficilement envisageable de manière opérationnelle.

Par ailleurs, cette situation est aggravée par le phénomène de « vieillissement » des roches (Grgic *et al.*, 2001), encore incomplètement connu, et qui se traduit par une tendance à la dégradation des propriétés de résistance mécanique sur de très longues périodes de temps.

Il faut donc admettre qu'il subsistera des risques résiduels impossibles à résoudre techniquement ou dont la résolution demanderait des moyens rédhibitoires. La modification du code minier de mars 1999 reconnaît cette situation et prévoit dans ce cas le choix et la mise en place de dispositifs de surveillance adaptés au risque, leur suivi et leur entretien. La charge du financement et une provision de dix ans d'exploitation après abandon revient au titulaire du titre minier quand il existe, l'État reprenant à son compte cette responsabilité à la suite du titulaire pour les concessions non renoncées ou directement pour les concessions renoncées ou orphelines.

## L'adaptation de la surveillance

La réalisation de la surveillance d'un risque demande que soit effectivement résolu un ensemble de questions :

- définition de la mesure à partir de laquelle se fera la surveillance : cette mesure doit être représentative du phénomène à l'origine du risque et de son évolution. Ainsi, dans le cas d'affaissement minier, la mesure de déformations en surface ne permet pas d'être alerté suffisamment tôt sur l'apparition du phénomène. En revanche, la mesure au fond de la déformation des piliers est un moyen adapté permettant d'être alerté avant l'effondrement. Ces dispositifs de mesure ont été utilisés lorsque les mines étaient en activité. Le suivi de l'effondrement de Rochonvillers en 1974 (Josien, 1977) est un exemple de ce système de surveillance au moyen de cannes de convergence et dont le critère d'alerte est fondé sur l'accélération des déformations au fond (Fig. 2) ;

- choix des capteurs et d'une chaîne de mesure : les moyens mis en œuvre pour effectuer la surveillance sont extrêmement importants. Ils doivent garantir une mesure fiable et suffisamment précise, mais également une permanence et une stabilité dans le temps compatibles avec la fréquence nécessaire des mesures ;

- définition des critères d'alerte : dans certains cas, le critère d'alerte découle naturellement du risque surveillé : une pression ou un niveau d'eau dans le cas du risque d'inondation, une teneur dans le cas d'un risque lié au gaz. Par contre, pour les risques d'instabilité de terrain, les réponses en termes de déformation ou d'autres manifestations sont d'un niveau très variable d'un site à l'autre et les critères doivent être considérés en relatif en détectant une accélération comme l'illustre le cas de Rochonvillers abordé ci-dessus ;

- définition de la procédure de surveillance : cette procédure doit prendre en charge, d'une part la gestion de la chaîne de mesures au cours du temps et, d'autre part l'interprétation de ces mesures en termes d'alerte et de gestion des conséquences de celle-ci. Pour le premier point, l'automatisation des chaînes de mesure, la mise en place de redondances et de tests automatiques de fonctionnement permettent de sécuriser un fonction-

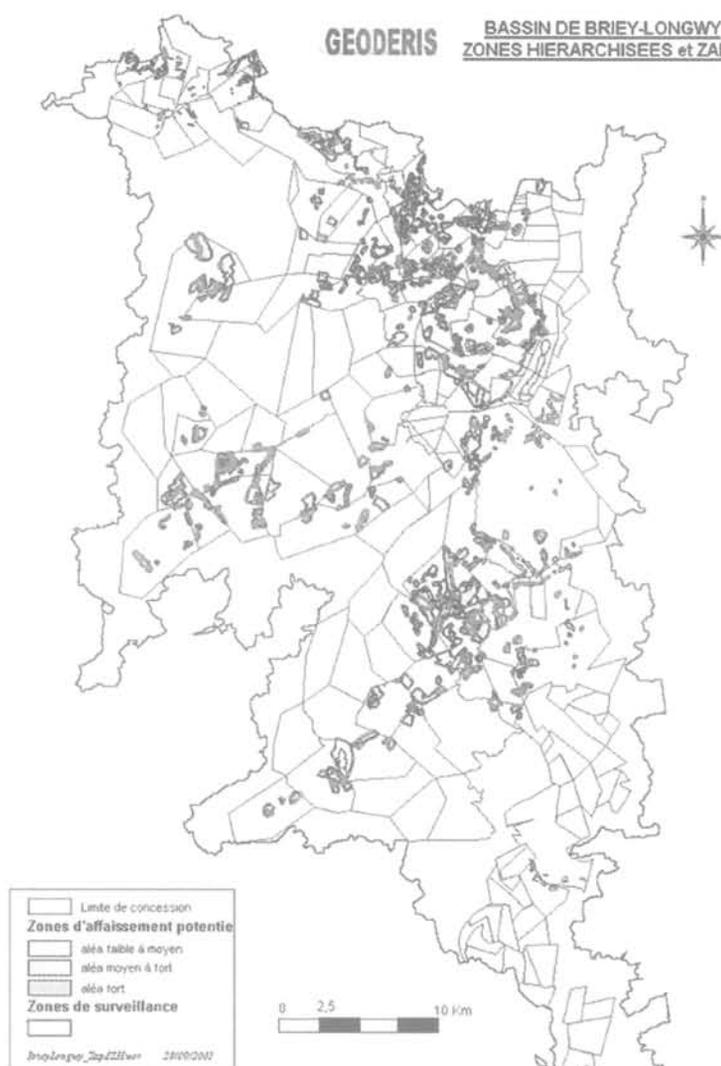


FIG. 1 Carte des zones d'aléa et de risque du bassin de Briey-Longwy (bassin ferrifère lorrain).  
Map of chance and risk in Briey-Longwy basin (iron ore basin, Lorraine).

nement toujours aléatoire s'il repose, à long terme, sur la vigilance humaine. En revanche, le déclenchement et la gestion des alertes nécessiteront toujours l'intervention humaine et la coordination des différents acteurs de la surveillance : gestionnaire de la mesure, expert responsable de l'interprétation, autorité responsable des mesures à prendre.

L'adaptation nécessaire répond aux spécificités suivantes de l'après-mine :

- les travaux miniers surveillés dans le contexte de l'après-mine ne sont plus entretenus, en plus ou moins mauvais état et souvent inaccessibles car ennoyés, trop dangereux, voire parce que leurs accès ont été volontairement coupés ou suite à effondrement. Pour ces raisons, leur surveillance requiert fréquemment des méthodes volumétriques telles que la microsismique, dont les dispositifs peuvent être installés en sub-surface et sont capables d'en suivre l'évolution (dégradation) à distance ;

- l'échelle des temps est également *a priori* différente ; les dispositifs mis en œuvre dans le cadre de l'après-mine doivent être susceptibles de fonctionner (avec entretien) pendant plusieurs décennies ;

- l'aspect organisationnel est lié à la disparition de l'exploitant qui assumait toujours, dans le cas de mines en activité, la responsabilité de la surveillance, même si la conception et la réalisation des mesures étaient confiées à des spécialistes. La disparition de l'exploitant donne cette responsabilité à l'État et, plus particulièrement, à la DRIRE. La DRIRE Lorraine confie à GEODERIS la gestion de la surveillance sur les concessions dont elle a la responsabilité. Pour remplir cette mission, GEODERIS a mis en place une organisation spécifique, en particulier, une cellule d'expertise fonctionnant sous astreinte et susceptible de répondre aux besoins d'interprétation en terme d'alarme 24 heures/24 et 7 jours/7.

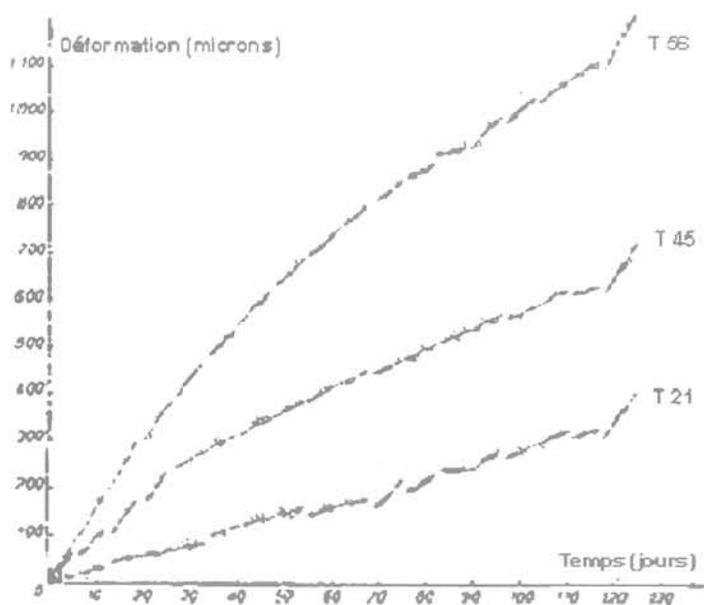
#### 4

## Mise en œuvre de méthodes de surveillance dans l'après-mine

Lorsque les travaux du fond restent accessibles, les méthodes traditionnelles sont utilisables ; c'est ainsi par



(a)



(b)

FIG. 2 Surveillance de l'effondrement à partir du fond. Exemple de la mine de fer de Rochonvillers (57) (Josien, 1977): (a) localisation des cannes de convergence, (b) évolution des mesures de convergence dans le temps.

Monitoring of collapse from underground. Example of Rochonvillers iron mine (57) (Josien, 1977): (a) location of convergence sensors, (b) evolution of convergence reading versus time.

exemple que pour le risque de fontis (remontée d'un vide à partir d'une galerie jusqu'en surface) l'examen périodique visuel de l'état des galeries est employé. Dans les zones dangereuses d'accès et/ou devant être inspectées fréquemment, une vidéo-surveillance peut être mise en place. C'est le cas à Thil, où l'évolution de la dégradation des piliers est surveillée à partir de caméras dont les images sont transmises à GEODERIS à Metz (Fig. 3).

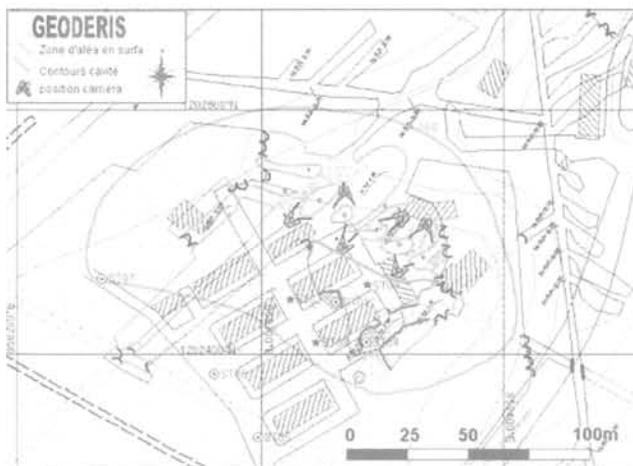
Dans le cas de galeries ennoyées, cette surveillance ponctuelle et directe demandera la mise en œuvre de moyens plus importants, comme l'inspection au sonar de la galerie.

Pour le risque d'affaissement, l'inaccessibilité actuelle ou à terme des travaux miniers ne permet plus d'utiliser les mesures de déformation et a nécessité la mise au point de l'écoute microsismique, développée à l'INERIS.

#### 4.1

### Exemple d'adaptation d'une méthode de surveillance à l'après-mine : la microsismique

L'écoute microsismique a été utilisée avec succès dans de nombreux domaines, notamment, suivi de la sismicité induite lors de l'exploitation de mines en activité, injection de fluides en souterrain (géothermie, stockages de gaz) ou encore exploitation de fluides souterrains (gaz, pétrole, saumures). Cependant, cette technique n'avait encore jamais été appliquée à la surveillance de mines abandonnées soumises à risque d'affaissement/effondrement. Il était donc nécessaire de l'adapter à ce nouveau contexte. Pour ce faire, la technique doit répondre aux exigences des deux étapes suivantes :



(a) Plan du site surveillé à Thil  
Map of monitored area at Thil city



(b) Exemple de piliers surveillés (caméra 3)  
Example of monitored pillar (camera 3)

FIG. 3 Vidéo-surveillance d'une cavité souterraine à Thil (54).  
Video-monitoring of an underground cavity at Thil city (54).

– test de qualification,

- pour les raisons d'inaccessibilité évoquées plus haut, la méthode doit être opérationnelle depuis la surface,
- vu l'importance des travaux miniers à surveiller, il est illusoire de tenter de prévoir avec précision l'endroit exact où les désordres peuvent être initiés. Il est donc impératif que la méthode employée soit globale (non ponctuelle) et concerne une assez grande superficie,

- la technique en question doit faire la preuve de sa capacité à détecter, le plus tôt possible, les précurseurs d'un phénomène d'affaissement/effondrement, de manière à pouvoir alerter les autorités en temps opportun,

- dans la mesure où le champ d'application était le bassin ferrifère lorrain et où des accidents liés à l'après-mine y ont déjà eu lieu (Aboué, 1996; Moutiers, 1997), il était en outre nécessaire de démontrer la faisabilité de la technique dans les contextes géologique et minier particuliers de ces exploitations,

– test de validation de la méthode, par application à un site pilote.

#### 4.2

### Qualification de la méthode

Le gisement de fer lorrain est de type sédimentaire daté de l'Aalénien. Le pendage très faible des couches exploitées, entre l'affleurement et 300 m de profondeur, et du recouvrement est de l'ordre de 3%. Il se termine par une épaisseur de marnes micacées d'une vingtaine de mètres, surmontée par une série marno-calcaire du Bajocien, dont certains horizons calcaires épais peuvent constituer des bancs raides.

Les observations qui ont pu être réalisées lors des exploitations par défilage ou suite aux effondrements historiques ont permis de montrer que les phénomènes d'affaissement/effondrement pouvaient être subdivisés en trois étapes successives :

- une première étape d'évolution locale, au cours de laquelle on observe des dégradations au niveau de la couche exploitée : rupture des piliers ou des intercalaires, poinçonnement du mur, etc. ;

- une étape de progression des désordres dans le toit immédiat, succédant à la rupture des structures por-

tantes sous-jacentes (piliers pour les exploitations par piliers abandonnés ou chandelles pour les défilages). L'évolution peut s'arrêter à cette étape si la surface concernée est faible par rapport à la profondeur. C'est le principe utilisé par exemple dans les défilages par îlots réduits :

- une étape ultime conduisant aux effets en surface, quand la défaillance des structures portantes se propage sur une superficie suffisante pour provoquer une extension des ruptures dans tout le recouvrement.

Dans le bassin lorrain, un site tout indiqué pour mener à bien le test de qualification de la microsismique était la mine des Terres rouges de l'ARBED, seule mine encore en activité en 1997. Avec un dispositif d'écoute situé en sub-surface, à environ 300 m de distance des chantiers de défilage par îlots réduits en cours, l'INERIS (Piguet *et al.*, 1997 ; Senfaute *et al.*, 2000) a pu démontrer, sans équivoque :

- l'efficacité de la méthode dans le contexte géologique et minier du bassin ferrifère lorrain ;

- son aptitude à pouvoir détecter des signaux significatifs depuis la surface et sur un secteur suffisamment étendu ;

- sa capacité à détecter suffisamment à l'avance (quelques jours), les premières ruptures préfigurant le démarrage de l'étape d'évolution locale et, à plus forte raison, les étapes suivantes ; ce qui laisse présager de la bonne adaptation de la microsismique à un processus de surveillance fondé sur la capacité d'alerte précoce des pouvoirs publics.

Ce test a permis en outre de définir une configuration de base pour l'équipement type, susceptible d'être utilisé dans le contexte lorrain, et de donner les moyens de dimensionner le réseau de surveillance par rapport à la taille du secteur à surveiller.

#### Validation de la méthode

En complément d'un dispositif de surveillance provisoire, consistant en mesures altimétriques automatisées par théodolite motorisé, les zones hiérarchisées<sup>(1)</sup>

<sup>(1)</sup> Une étude de risque, fondée sur l'évaluation de l'aléa du fond et des enjeux de surface, a permis à GEODERIS de déterminer des zones à risque, notamment d'affaissement. Ces dernières ont ensuite été hiérarchisées en quatre classes de surveillance (4 à 1 : du plus faible au plus sévère) selon l'intensité de l'aléa et la vulnérabilité des enjeux.

de classe 1 de Jœuf et Homécourt (54) ont été équipées d'un réseau de surveillance microsismique à des fins de validation de la méthode (Bigarré et Josien, 1998) en site à risque déclaré.

Le processus de validation devait :

- démontrer son efficacité à détecter des ruptures caractéristiques du massif rocheux facilement reconnaissables parmi d'autres signaux susceptibles d'être enregistrés (bruits de surface, tirs de carrières), d'autant plus que le site à risque surveillé était inaccessible du fait de l'envoyage des travaux miniers sous-jacents (Figs. 4 et 5) ;

- permettre de définir des valeurs seuils de l'activité enregistrée, adaptées au site surveillé et compatibles avec une procédure d'alarme/alerte opérationnelle.

Le réseau microsismique, constitué de cinq stations identiques à celle de l'expérimentation des Terres rouges, a fonctionné pendant six mois en phase de test avant d'être déclaré opérationnel pour une surveillance continue. Au cours de ces six mois on a pu démontrer que :

- le taux de « pannes » du dispositif était très infime (inférieur à 1 %), en comptabilisant les temps d'arrêt du système, qu'elles soient d'origine volontaire (réglages,

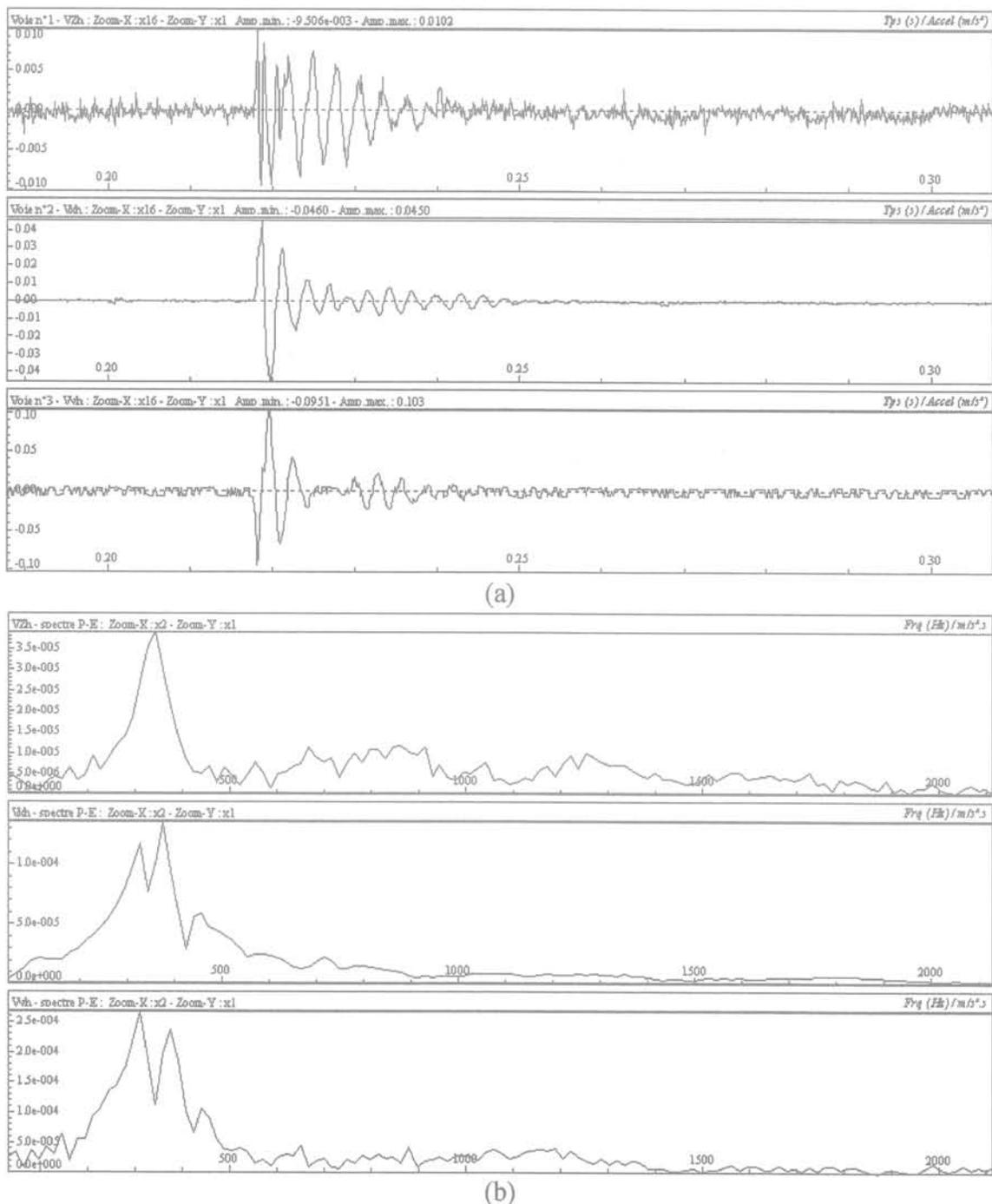
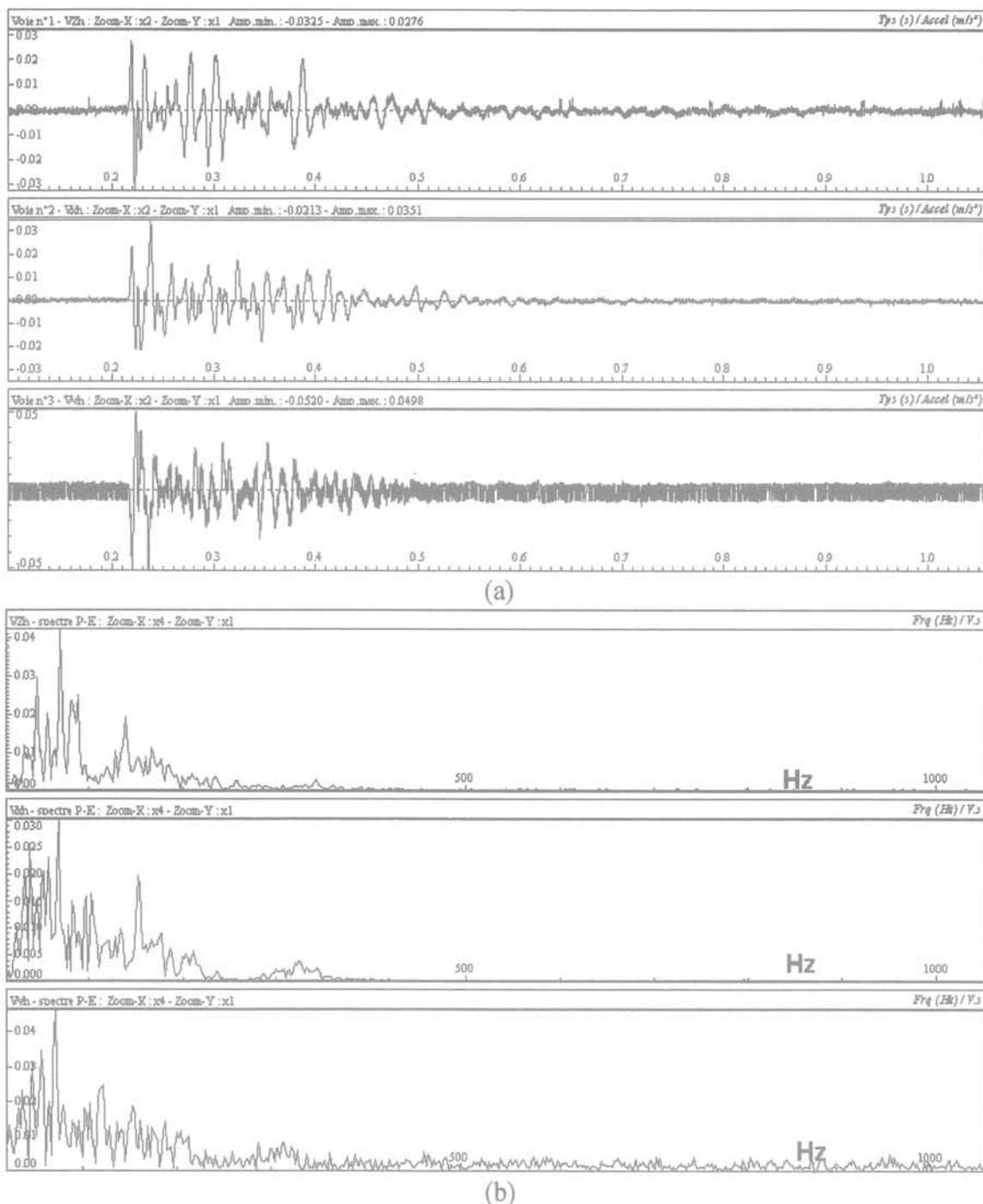


FIG. 4 Exemple de signal microsismique caractéristique de rupture : (a) signal temporel en accélération ( $m/s^2$ ) sur trois axes X, Y, Z ; (b) contenu spectral (Senfaute *et al.*, 2000).  
Examples of seismic signal recorded during the collapse of the roof: (a) seismogram according to X, Y, Z of accelerations ( $m/s^2$ ) and (b) frequency spectra (Senfaute *et al.*, 2000).



**FIG. 5** Exemple de signal microsismique caractéristique d'un tir d'explosif: (a) signal temporel en accélération ( $m/s^2$ ) sur trois axes X, Y, Z; (b) contenu spectral (Senfaute *et al.*, 2000).  
 Example of seismic signal recorded during blasting operations: (a) seismogram according to X, Y, Z of accelerations ( $m/s^2$ ) and (b) frequency spectra (Senfaute *et al.*, 2000).

réparations) ou involontaires (coupures d'alimentation électriques, foudre...);

– les propriétés des enregistrements de ruptures (105 événements) dans le massif (amplitude, durée, fréquences dominantes...), semblables à celles des Terres rouges, étaient très différentes des caractéristiques des autres bruits, permettant ainsi une discrimination aisée;

– l'activité microsismique de fond, propre à ce site, était très modérée (1 à 2 événements tous les 2 jours en

moyenne) avec trois séries ponctuelles de quelques événements (13 au maximum en une journée) de très faible amplitude et de courte durée. Ces trois pics d'activité étaient de nature à franchir le premier seuil d'alarme (fixé à un niveau très bas de 3 événements sur une période de 3 heures) et donc susceptibles de déclencher des alarmes de très bas niveau.

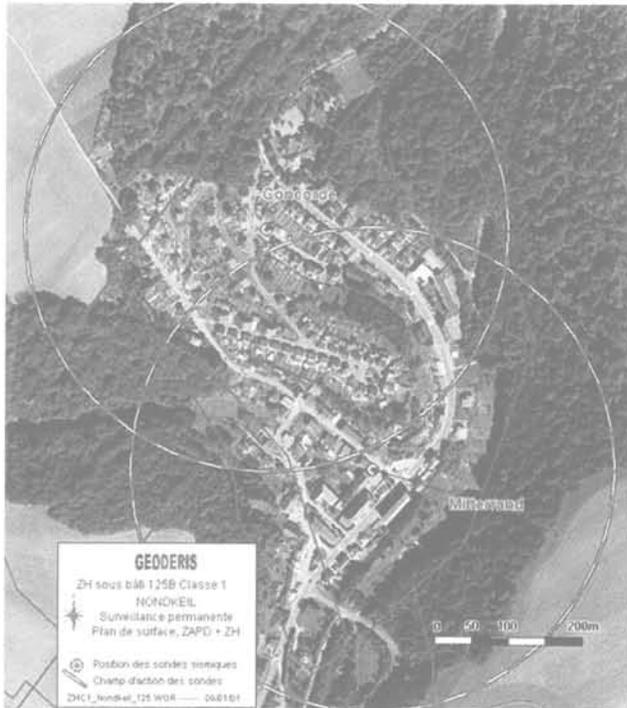
Suite à ce test concluant, le réseau a été déclaré opérationnel pour une surveillance continue et la méthode a été validée.

## Exploitation de la méthode : exemple du réseau de surveillance de Nondkeil (Ottange)

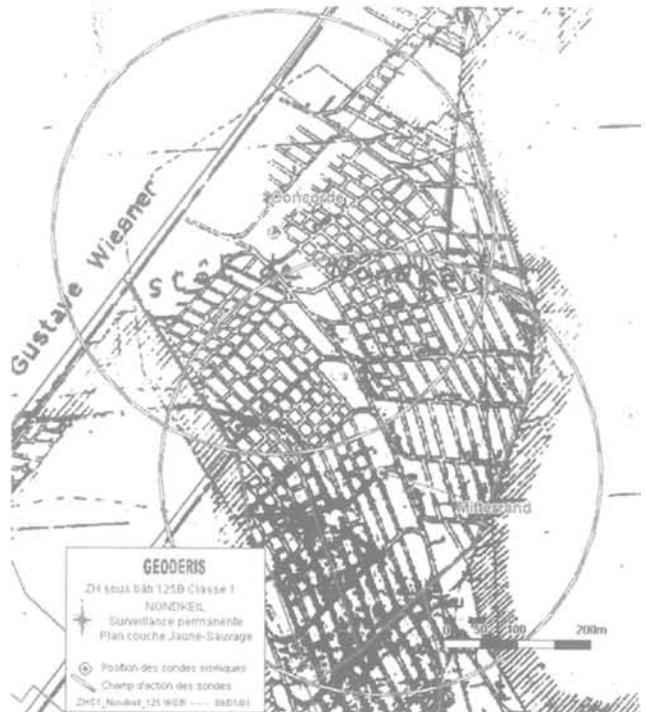
D'autres réseaux ont été installés depuis ou sont en cours d'installation. Leur exploitation est confiée à l'INERIS. Une organisation spécifique pour la gestion

des alarmes est conjointement assurée par GEODERIS et l'INERIS.

L'analyse du risque a pu déterminer l'existence d'une zone d'effondrement progressif sur le village de Nondkeil (commune d'Ottange, 57). Le stot de protection de ce village a été exploité par piliers abandonnés à 150 m de profondeur, dans trois couches avec une ouverture cumulée de 9 m (Fig. 6). L'évaluation de l'aléa



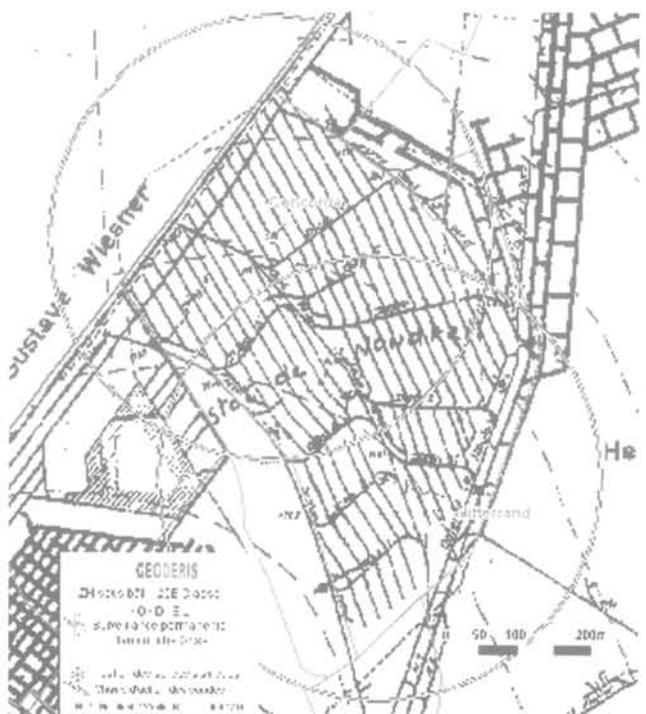
(a)



(b)



(c)



(d)

FIG. 6 Stot d'Ottange-Nondkeil. Réseau de surveillance microsismique : (a) Implantation et rayon d'action des sondes microsismiques en surface. Plans d'exploitation des couches (b) jaune sauvage (sommitale), (c) jaune principale (intermédiaire), (d) grise (profonde).

Microseismic network of Ottange-Nondkeil pillar : (a) probes location and action field at the surface. Mining map of layers : (b) jaune sauvage (at the top), (c) jaune principale (in between), (d) grise (at bottom).

et de la vulnérabilité des structures de surface a placé cette zone en classe de surveillance 1, soit la plus sévère.

La visite des travaux miniers, datant des années 1930 à 1960 et encore accessibles aujourd'hui, a permis de constater un état de dégradation avancé dans certaines zones, principalement dans la couche supérieure plus défruite, mais globalement limité aux intercalaires entre couches.

Un réseau de surveillance microsismique permanente y a été installé en décembre 2000. Il est composé de deux stations dont les rayons d'action couvrent la majeure partie du stot à surveiller (Fig. 6). Son exploitation au cours des premiers mois a montré un effet de site indéniable, dont l'origine, certainement liée à la nature des travaux et du recouvrement, est encore mal connue. En effet, les réponses microsismiques des deux stations, en termes d'amplitude, d'énergie et de contenu spectral, sont très différentes, conduisant ainsi à définir des seuils d'alarme relativement bas par mesure de sécurité.

Au cours des deux dernières années d'exploitation du réseau, plusieurs « crises » microsismiques ont été enregistrées (Tableau I), dont les plus sévères ont atteint le niveau d'alarme 1<sup>(2)</sup> et ont déclenché la mobilisation de la cellule d'expertise, composée d'experts de l'INERIS et de GEODERIS. A trois reprises, l'alerte donnée aux pouvoirs publics par cette cellule a déclenché la mise en place d'un PC de pré-crise consistant à mobiliser les services de la préfecture, de la sous-préfecture, de la commune et à mettre en état d'alerte les services de secours. Suite à ces crises, un contrôle sur site a permis dans plusieurs cas d'établir le lien entre

<sup>(2)</sup> Deux critères microsismiques permettent de définir le niveau d'alarme : le nombre d'événements par plage horaire et l'énergie cumulée horaire. Trois niveaux d'alarme, basés sur des seuils adaptés à chaque site sont retenus : d'alarme 0 (activité supérieure au bruit de fond) à alarme 2 (désordres susceptibles d'atteindre la surface).

les désordres au fond et l'activité microsismique enregistrée. Jusqu'à ce jour, les nouveaux désordres constatés sont peu étendus, concernent uniquement les 2 couches supérieures, et particulièrement la couche sommitale. Ils consistent principalement en chutes limitées d'intercalaires ou de toit, en un début de soufflage du mur et, plus rarement, en dégradation de piliers (Fig. 7). Cependant, le stot surveillé, dont la dégradation est déjà entamée depuis plus de vingt ans, est entré dans un processus d'évolution lent, dont la surveillance microsismique permet de suivre l'évolution très en amont de l'apparition d'effets en surface.

## 5

## Conclusion

L'exploitation intensive des mines en France, au cours des XIX<sup>e</sup> et XX<sup>e</sup> siècles, a laissé des situations de risques résiduels qui ne peuvent être traités totalement. Cet état de fait justifie le recours à la surveillance du risque qui permet de diminuer la vulnérabilité pour la sécurité publique.

La disparition des exploitants et la prise en charge actuelle ou future par l'État de la responsabilité de la surveillance est également un contexte spécifique. GEODERIS, à qui la DRIRE Lorraine a confié la gestion de la surveillance sur les sites relevant de sa responsabilité, a mis en place une organisation permettant d'effectuer la gestion des dispositifs mis en place et d'interpréter les résultats en terme d'alerte.

L'adaptation de la surveillance au contexte de l'après-mine doit tenir compte, en ce qui concerne les méthodes employées, de l'inaccessibilité actuelle ou future des vides miniers ; ce qui privilégie les mesures effectuées à partir de la surface ou de la sub-surface.

Ainsi, la surveillance par microsismicité, dont l'usage depuis de nombreuses années avait fait ses preuves dans de multiples domaines, a dû répondre à un cahier des charges précis de qualification et de vali-

**TABLEAU I** Bilan des principales « crises » microsismiques depuis l'installation du réseau de Nondkeil (Ottange).  
Principal « crises » assessment since the installation of the microseismic network of Nondkeil (Ottange).

Crise	Niveau d'alarme	Station	Date début	Date fin	Nombre d'événements	Fréquence horaire max.	Énergie totale dissipée [Joule]	Max. de pente énergie cumulée/heure [Joule/h]	Fréquence dominante max. du signal [Hz]	Localisation		
										Azimut	Pendage	Localisation au fond
1	0	Miterrand	19/07/2001	20/07/2001	14	10	1.1E-04	?	100	110-115	77-80	?
2	1	Miterrand	29/09/2001	29/09/2001	120	114	2.1E-03	?	120-220	-	-	Quartier Sud-Ouest en JS
3	0	Miterrand	30/10/2001	30/10/2001	22	22	1.1E-04	?	160	-	-	?
4	1	Concorde	12/12/2001	14/12/2001	72	4	4.2E-01	?	250-600	-	80-90	Quartier Nord-Ouest en JS
5	1	Concorde	01/01/2002	04/01/2002	317	34	3.2E-01	2.1E-02	150-350	-	80-90	quartier Nord en
6	1	Concorde	05/01/2002	09/01/2002	1478	36	1.3E+00	2.4E-02	150-350	-	80-90	jaune sauvage et
7	1	Concorde	22/01/2002	22/01/2002	260	58	2.3E-01	9.6E-03	150-350	-	80-90	jaune principal
8	0	Concorde	13/11/2002	14/11/2002	24	6	1.5E-02	3.6E-03	220-290	-	80-90	?
9	0	Concorde	27/11/2002	27/11/2002	22	4	1.1E-02	1.3E-03	80-290	-	80-90	?



(a)



(b)

**FIG. 7** Stot de Nondkeil (Ottange): exemple de dégradations observées dans la couche jaune sauvage. (a) Chute d'intercalaire, (b) fissure de soufflage au mur.  
Nondkeil (Ottange) pillar: example of disorders observed in Jaune sauvage layer. (a) Falls of the roof, (b) swelling and crack to the floor.

dation, pour être enfin retenue comme technique efficace de surveillance des risques d'effondrement minier.

Plusieurs réseaux de surveillance de ce type sont installés ou en cours d'installation par l'INERIS dans le

bassin minier ferrifère lorrain. Celui du hameau de Nondkeil (Ottange, 57) fonctionne depuis plus de deux ans et a déjà permis de détecter une activité microsismique dont les périodes les plus actives ont pu être reliées à la dégradation évolutive du stot sous-jacent.

## Bibliographie

- Bigarre P., Josien J.P. – *Validation de la surveillance microsismique du risque d'effondrement sur les sites de Jœuf et Homécourt (54)*. Rapport INERIS. SSE-98-26EH50/RN02, 1998.
- Grgic D., Homand F., Dagallier G. – « Ageing of Lorraine abandoned iron mines ». ISRM European Symposium *EUROCK*, Espoo, Finland, June 2000, 2001.
- Josien J.P. – « Surveillance de la stabilité d'une excavation par des mesures de déformation. Choix d'une méthode d'alarme ». *Annales des Mines*, mars 1977.
- Piguet J.P., Josien J.P., Senfaute G. – *Surveillance par méthodes microsismiques du risque d'effondrement dans le bassin ferrifère lorrain*. Rapport INERIS pour la CIAM (Lorraine). SSE-JPi/DKI-97-32MZ07/R04, 1997.
- Senfaute G., Abdul Wahed M., Piguet J.P., Josien J.P. – « Technique d'écoute microsismique appliquée au risque d'effondrement dans les mines du bassin ferrifère lorrain ». *Revue française de géotechnique* n° 92, 3<sup>e</sup> trim. 2000, p. 57-62.

# Avancées des technologies spatiales radar appliquées à la détection des déformations de surface d'origine minière

**C. CARNEC**  
**S. LE MOUELIC**  
**D. RAUCOULES**

BRGM  
Service Aménagement  
et Risques naturels  
117, avenue de Luminy  
BP167  
13276 Marseille Cedex 09  
c.carnec@brgm.fr

**C. COLESANTI**

Dipartimento di Elettronica  
e Informazione  
Politecnico di Milano  
III piano, Via Ponzio, 34/5  
20133 Milano, Italia  
colesant@elet.polimi.it  
Tele-Rilevamento Europa  
(TRE Srl)  
Via V. Colonna, 7  
20149 Milano, Italia  
info@treuropa.com

**C. KING**

BRGM  
Service Aménagement  
et Risques naturels  
3, avenue Claude-Guillemin  
45060 Orléans Cedex  
c.king@brgm.fr

## Résumé

Dans le domaine des techniques spatiales, des progrès considérables sur la connaissance des déformations topométriques des terrains ont vu le jour grâce aux recherches réalisées au cours de ces dix dernières années en interférométrie différentielle de radar satellitaire (techniques dites DInSAR). Les résultats intéressent de plus en plus les industriels et les services de l'État en charge de missions similaires en matière de surveillance de sites instables. Si la technique offre une précision exceptionnelle (inférieure au centimètre en vertical), elle n'en reste pas moins soumise à des contraintes sévères d'utilisation (conservation des propriétés de surface, répétitivité orbitale, artefacts atmosphériques...). Des méthodes nouvelles de traitement des données dites de points permanents sont ainsi développées et permettent notamment de s'affranchir d'une partie de ces limitations.

*Mots-clés* : télédétection, subsidence, interférométrie radar, réflecteurs permanents.

## Applications of radar spatial technologies to the detection of surface deformations induced by mining activities

## Abstract

In the field of space technologies, the scientific community has made significant steps forward the last ten years concerning the knowledge of ground deformations using satellite radar interferometry (DInSAR). These results concern more and more industry and civil services both in charge of monitoring ground instabilities. Although this technique offers a few millimeters accuracy, it cannot always be exploited since it is hampered by some important limitations (surface properties stability, orbital cycle, atmospheric artefacts...). New methodologies such as the so-called « permanent scatterers » technique are under assessment and should overcome part of these limitations.

*Key words* : remote sensing, subsidence, radar interferometry, permanent scatterers.

## Introduction

Le principe de la technique d'interférométrie radar repose sur la combinaison fine de signaux radar provenant de deux images, et permet soit de mesurer le relief avec précision, soit de détecter des mouvements millimétriques du sol (Gens et Van Genderen, 1996; Massonnet et Feigl, 1998). Cette technique d'observation satellitaire récente a été expérimentée dans de nombreux domaines d'application, dont la majorité a trait aux thèmes de déformations sismiques et volcaniques (Massonnet *et al.*, 1993; Meyer *et al.*, 1996; Peltzer *et al.*, 1996), gravitaires (glissements de terrain, subsidence) (Fruneau *et al.*, 1996; Carnec et Delacourt, 2000), glaciologiques (Goldstein *et al.*, 1993), voire quelquefois hydrauliques (pompage ou remontée de nappes) (Galloway *et al.*, 1998; Carnec et Fabriol, 1999). Les informations obtenues sur l'instabilité des sols (présence ou absence de mouvement, amplitude des déformations, évolution dynamique), offrent une vision spatialisée des phénomènes.

Malgré ces performances, ces travaux sont encore principalement du domaine de la démonstration du fait de limitations techniques ou instrumentales. Dans le cadre des réseaux technologiques « Terre et Espace » et « Génie civil et urbain » mis en place par le ministère de la Recherche et de la Technologie, la communauté scientifique s'est organisée et vise à renforcer les procédures de transfert de ces récents résultats des techniques spatiales vers des utilisateurs opérationnels. Le projet porte sur le thème de la détection et surveillance des déformations du sol en environnement urbain ou minier.

Après avoir très brièvement rappelé le principe de l'interférométrie radar et présenté le projet RESUM (Réseau de suivi de subsidence urbaine et minière), nous exposerons des exemples d'application aux déformations de surface d'origine minière. Nous présenterons également des résultats obtenus par une technique issue de l'interférométrie, appelée *Permanent Scatterers* (réflecteurs permanents), susceptibles de pallier en partie certaines limitations de la technique classique.

## Comment ça marche ?

### 2.1

### Principe de l'interférométrie radar

Le principe de la technique d'interférométrie consiste à combiner la phase de deux images radar prises par le satellite à des instants différents. Le terme de phase propre, variable aléatoire dépendant de l'orientation des rétrodiffuseurs au sein d'un même pixel, s'élimine par différence des signaux multi-temporels, permettant ainsi de mesurer directement la différence de distance entre le satellite et le sol entre les deux passages du satellite (Fig. 1).

La différence de phase  $\Delta\phi$ , ou *interférogramme*, permet de mesurer le relief avec précision, ou, si le relief est connu, de mesurer par analyse multi-temporelle des déformations de surface avec une résolution latérale (pixel) d'environ 20 m pour les satellites ERS et une précision verticale centimétrique, voire millimétrique. Une *frange* (rotation de phase de  $2\pi$  radians qui se traduit sur l'image par un cycle complet de couleur) correspond à une déformation d'une demi-longueur d'onde en direction du satellite, soit 28 mm pour les satellites ERS. Les performances sont d'autant meilleures que les caractéristiques radiométriques et géométriques de la surface sont stables (assurant la conservation du terme  $\Phi_{\text{propre}}$ ) entre les deux prises de vue. De ce fait, l'environnement urbain (ou désertique) offre un contexte particulièrement favorable. L'archive des données des satellites européens ERS remonte jusqu'en 1991, les données étant régulièrement acquises selon un cycle de 35 jours.

### 2.2

### Les limites

Les principales contraintes de mise en œuvre de la technique d'interférométrie radar sont les suivantes :

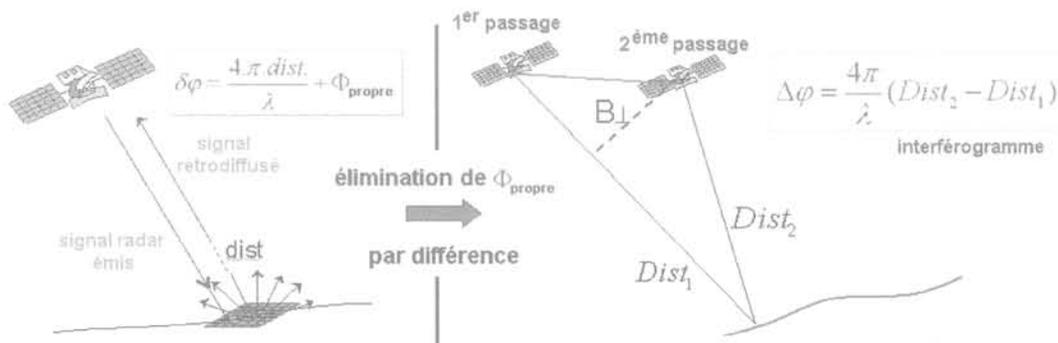


FIG. 1 Principe de l'interférométrie radar.

- *Variabilité des surfaces naturelles ou perte de cohérence*

Si les propriétés intrinsèques des cibles ont été modifiées entre les dates de prises de vue (ex. : pratique agricole, labour), l'indicateur de fiabilité des mesures de phase encore appelée cohérence sera faible. Ceci se traduit par l'apparition d'un bruit de phase susceptible de rendre inexploitable des surfaces importantes de l'interférogramme. Pour limiter le niveau de bruit, il faut d'une part sélectionner des couples ayant des orbites très proches pour que les cibles soient observées dans des conditions géométriques de visée semblables (longueur de base perpendiculaire inférieure à 100 m). D'autre part, il est souhaitable de réduire l'intervalle de temps entre les dates d'acquisition et ce d'autant plus que la zone d'intérêt est caractérisée par un couvert végétal important ou rapidement évolutif (ex. : zones agricoles, forêts). En revanche, les zones fortement urbanisées se prêtent mieux à l'utilisation de cette technique de part la présence de réflecteurs anthropiques permanents (ex. : bâti urbain) et permettent l'étude sur de longues durées entre les prises de vue. Enfin, dans la mesure du possible, on veillera à sélectionner des images à des saisons identiques soumises à des conditions climatiques équivalentes. Finalement, on procède à un filtrage adaptatif qui permet de réduire sensiblement le niveau de bruit.

- *Artefacts atmosphériques*

Les fluctuations de la couche atmosphérique traversée par l'onde radar entre les deux prises de vue induisent des variations de phase susceptibles d'être confondues avec des signatures de mouvement. L'artefact peut atteindre localement près d'une frange. La méthode permettant d'identifier ce biais de phase consiste à étudier une série d'interférogrammes indépendants. Le biais atmosphérique étant différent d'une image à l'autre, la persistance d'une signature de mouvement sur plusieurs interférogrammes confirme l'existence de ce mouvement. De plus, signalons l'effet de fluctuations atmosphériques de plus faible ampleur susceptibles de réduire la précision de la mesure à environ un tiers de frange soit environ 1 cm pour les mouvements verticaux. Cette valeur reste toutefois très dépendante des conditions météorologiques et de l'étendue de la zone étudiée (dépendance d'échelle).

- *Seuil sur le gradient de phase*

Du fait de la définition *modulo*  $2\pi$  de la mesure de phase, il est impossible d'estimer un gradient de phase (et donc un mouvement différentiel entre deux pixels adjacents) supérieur à une demie frange par pixel soit environ 1,5 cm/20 m pour les mouvements verticaux.

3

## RESUM : l'interférométrie radar au service des utilisateurs

Les résultats obtenus par la communauté scientifique internationale au cours de ces dix dernières années en interférométrie radar satellitaire (INSAR) intéressent de plus en plus les industriels et les services de l'État en charge de missions similaires en matière de surveillance de sites instables. Que ce soit en contexte minier ou urbain, que les phénomènes soient liés à l'origine à des cavités naturelles ou artificielles, les pré-

occupations principales sont communes. Il s'agit d'apporter des garanties quant à la protection des personnes et des biens sus-jacents.

Le projet RESUM<sup>(1)</sup> vise à démontrer et à synthétiser comment ces techniques d'observation spatiales élargissent les possibilités de métrologie spécifiques au phénomène de subsidence et apportent des outils de diagnostic dans le cas des évolutions cinématiques lentes. Le partenariat constitué rassemble des spécialistes privés ou publics de la surveillance de sites instables, des spécialistes privés ou publics du traitement des données interférométriques, et des industriels en charge d'exploitations souterraines.

Ce partenariat doit favoriser une adéquation rapide entre l'offre issue des techniques spatiales et les besoins actuels des responsables de sites instables. Le projet vise aussi à définir la viabilité commerciale d'une cellule de production qui devra assurer la mise à disposition de données élaborées mais surtout un réel service de diagnostic qui complète les dispositifs métrologiques de surveillance conventionnels et apporte de nouveaux outils d'aide à des politiques de prévention.

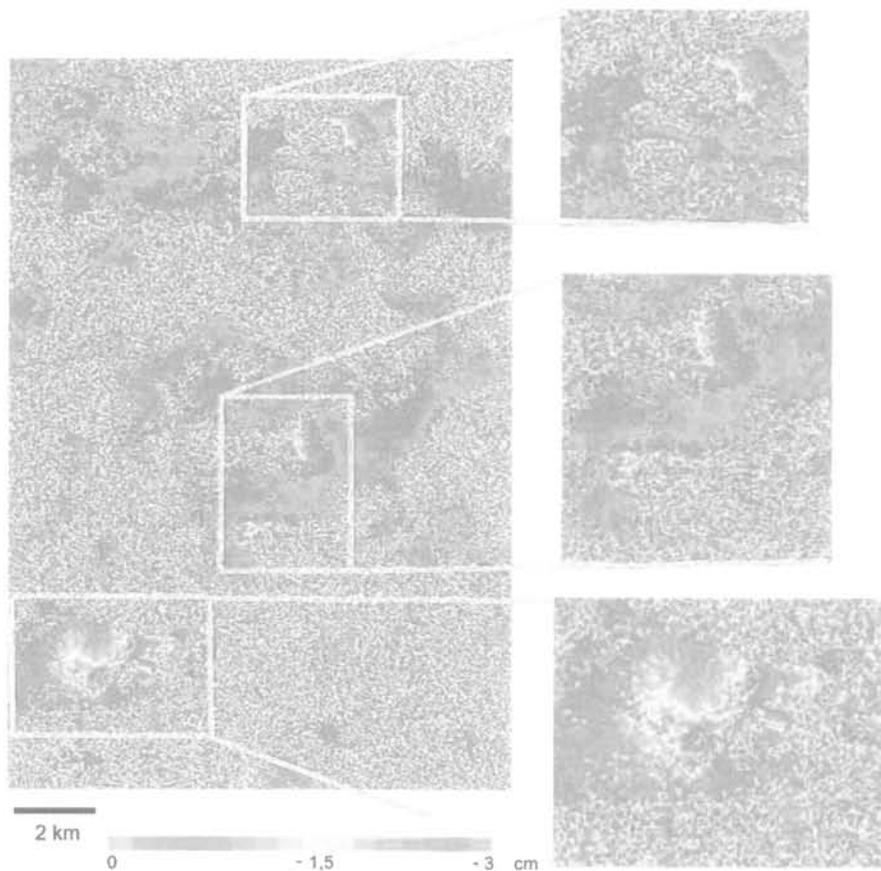
4

## Exemples d'application à la détection de déformations liées à des exploitations minières souterraines

La technique d'interférométrie radar différentielle a été expérimentée avec succès sur plusieurs bassins houillers français. Concernant les sites en cours d'exploitation, l'imagerie spatiale permet d'observer la mise en place de « cuvettes » de subsidence, d'estimer l'extension spatiale et l'amplitude de la déformation. Ainsi, sur le secteur de Gardanne (Bouches-du-Rhône), l'étude réalisée en collaboration avec les Houillères du bassin du Centre-Midi a permis le suivi des déformations sur plusieurs années et a révélé la migration de ce phénomène en rapport avec l'avancée du front d'exploitation (Carnec et Delacourt, 2000). D'autres études réalisées en Moselle à la demande des Houillères du bassin de Lorraine et de l'INERIS se sont révélées inopérantes. Le contexte environnemental peu favorable de la zone – i.e. activité agricole, variation de l'humidité de surface, faible urbanisation – au regard des contraintes et limitations liées à la mise en œuvre de la technique, n'a pas permis de circonscrire d'éventuels mouvements de surface pour la période d'observation (1993-1999). En revanche, l'extension de la zone d'étude aux secteurs plus urbanisés entre Merlebach et Stiring Wendel a mis en évidence des affaissements pouvant atteindre localement 15 cm/an sur la même période d'observation (Fig. 2). Un ralentissement très net des affaissements est cependant observable dès 1996.

Au-delà de la période d'exploitation industrielle, le suivi à l'échelle d'un bassin minier peut permettre de déceler et quantifier des mouvements résiduels d'origine minière. Ainsi, sur le secteur de Montceau-les-Mines (Saône-et-Loire), l'étude radar a permis de détecter de faibles déformations de surface et de suivre leur évolution spatio-temporelle (Carnec *et al.*, 2001).

<sup>(1)</sup> <http://resum.brgm.fr>



**FIG. 2** Bassin houiller lorrain. Interférogramme réalisé à partir des orbites 10001-11003 (14/06/1993-23/08/1993). Un cycle de couleur correspond à une déformation en distance de 28 mm, *i.e.* 30 mm de déplacement vertical. Sur cette zone d'étude, cinq secteurs présentent des déformations de surface (entourés en jaune) dont les plus importantes atteignent 6 cm sur cette période de 70 jours.

Une légère et ample remontée des terrains entre 1995 et 1998 liée à la phase terminale d'ennoyage des travaux miniers souterrains a été mesurée et confirme les campagnes de nivellement menées *in situ* (Fig. 3). La difficulté principale rencontrée lors de cette étude est liée à la perte de cohérence occasionnée par des modifications de surface secondaires (végétation, humidité...) au-delà du secteur urbanisé. Ces effets sont à l'origine des difficultés d'observation sur des surfaces boisées.

5

## Développement en cours : la technique dite des réflecteurs permanents

L'interférométrie différentielle classique permet de détecter des déformations de la surface du sol avec une précision inférieure au centimètre. Néanmoins, la mise en œuvre de cette technique souffre de limitations

sévères liées principalement à l'évolution des sols (végétation, humidité de surface) et à la présence d'artefacts atmosphériques qui peuvent compromettre l'interprétation de combinaisons radar multi-temporelles.

Pour pallier en partie ces limitations, la technique des réflecteurs permanents (*Permanents Scatterers* ou *PS*) issue des techniques classiques d'interférométrie radar, tire parti de la stabilité radiométrique et géométrique de cibles ponctuelles (typiquement des ouvrages de type génie civil ou de la roche nue) naturellement présentes sur l'image (Ferretti *et al.*, 2000, 2001). A partir d'une étude statistique réalisée sur un série d'images (minimum 20 images), il est possible de découpler les effets atmosphériques des effets de déformation du sol, permettant ainsi de remonter au profil de déformation de chaque réflecteur permanent sur la période considérée (Colesanti *et al.*, *in press*).

Une étude conduite sur le bassin ferrifère lorrain a été réalisée en collaboration avec la société italienne TRE (Tele-Rilevamento Europa) à partir d'une série temporelle de 57 images couvrant la période 1995-2000.

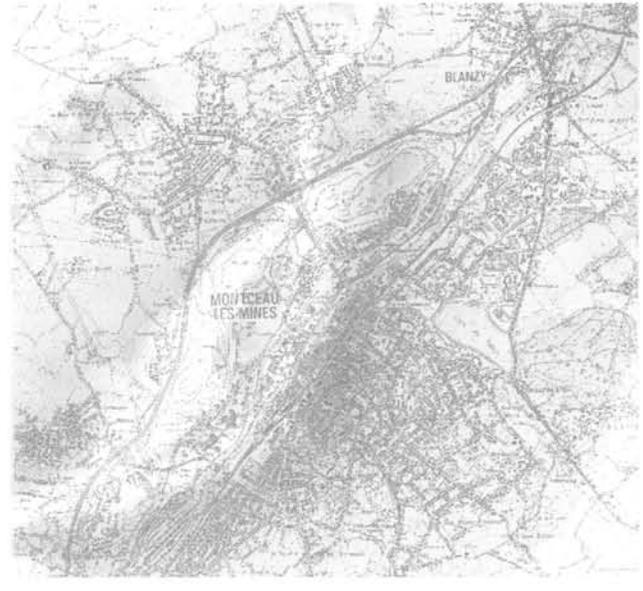
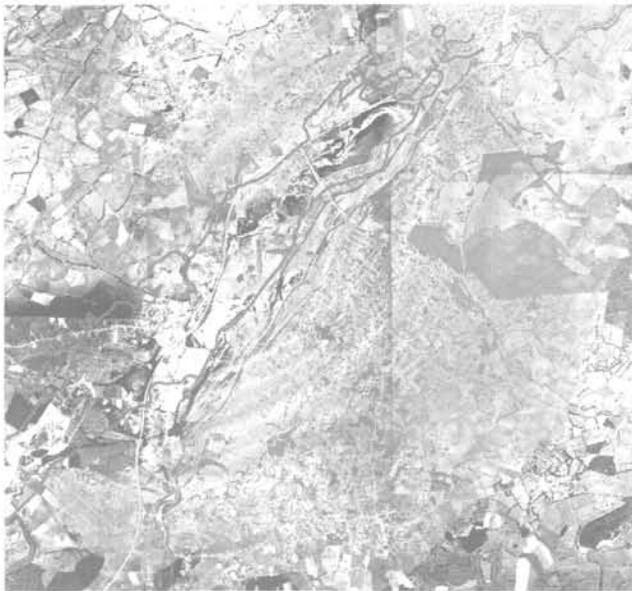


FIG. 3 Suivi des mouvements de surrection par interférométrie radar sur Montceau-les-Mines. La vitesse maximale de surrection mesurée est d'environ 2,5 cm/an. Après 1998, le phénomène observé disparaît, ce que confirment les mesures de nivellement *in situ*.

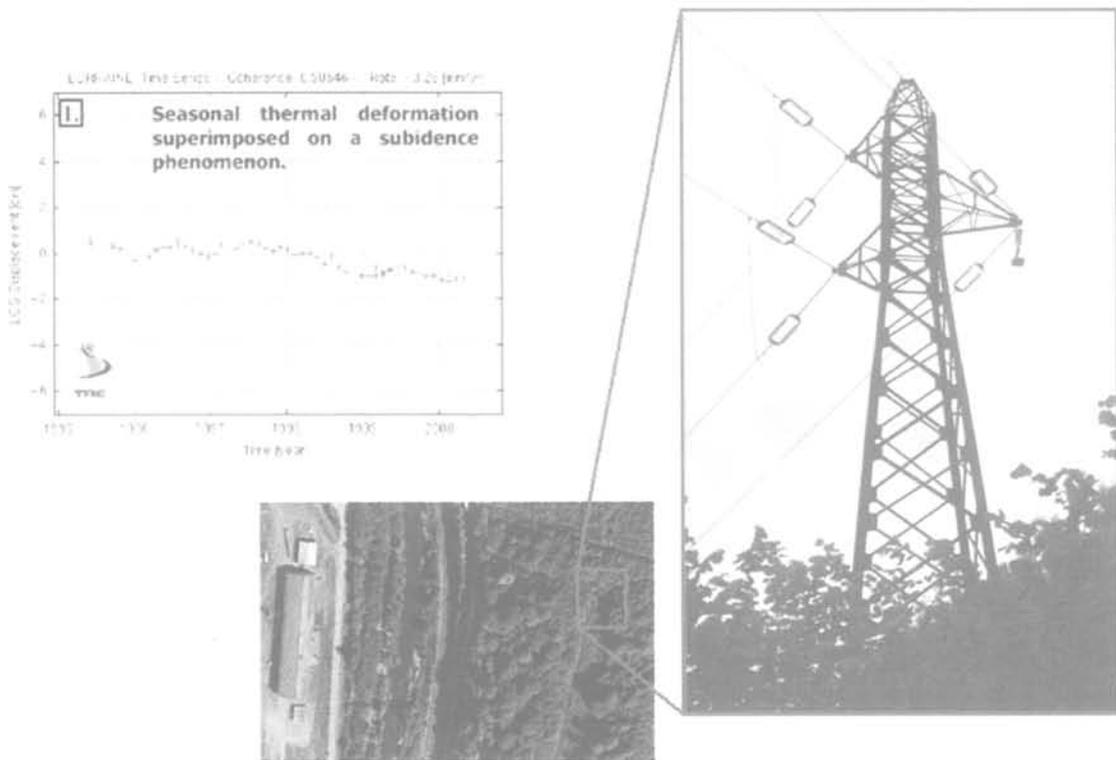


FIG. 4 La série temporelle atypique de ce réflecteur permanent s'explique par la structure entièrement métallique du réflecteur (pylône). On est ici en présence d'un phénomène de dilatation thermique saisonnière détecté par le satellite superposé à un affaissement lent probablement lié à l'instabilité de la pente.

La précision sur la localisation spatiale des points PS est estimée à 0,5 pixel radar soit environ 10 m. Cette précision est suffisante pour identifier des bâtiments individuels lorsqu'ils sont isolés.

A titre d'exemple, la figure 4 indique des variations saisonnières d'une amplitude de  $\pm 3$  mm. La série temporelle correspond en fait aux dilatations thermiques cycliques de la structure métallique d'un pylône identifié ici sur les images radar. L'affaissement progressif de 1 cm (détecté par interférométrie, mais pas identifié sur le terrain du fait de sa faible valeur) est probablement dû à la forte pente du terrain sur lequel le pylône a été construit.

L'étude radar réalisée à partir de la technique des *réflecteurs permanents* a permis de mettre en évidence les principaux événements ayant été recensés pendant la période 1995-2000 sur le bassin ferrifère lorrain. La comparaison avec les données historiques montre que cette technique d'observation satellitaire fournit des informations très pertinentes sur le lieu et la date des événements (Fig. 5). En

revanche, l'incertitude sur la phase mesurée modulo  $2\pi$ , qui se traduit par une incertitude sur l'amplitude des déformations mesurée modulo 3 cm, empêche l'estimation quantitative des affaissements à dynamique rapide (valeur maximale du taux de déformation = 1,5 cm au cours d'un cycle orbital de 35 jours) (Fig. 6). L'interprétation des séries temporelles est donc d'autant plus aisée que les affaissements sont lents et de faibles amplitudes, ou que la densité des PS est suffisante pour retrouver la géométrie des affaissements.

L'étude a révélé, dans quelques cas, la présence de signes précurseurs à des affaissements importants et des mouvements significatifs 10 mois avant l'affaissement principal. A l'inverse, dans des contextes géologique et minier semblables, aucun signe précurseur n'a pu être observé avant d'autres affaissements sur des secteurs pourtant proches. Cette remarque ne fait que souligner la complexité des mécanismes à l'origine des mouvements de terrain.



FIG. 5 Sur ce secteur, plusieurs séries temporelles indiquent clairement un affaissement d'environ 2 cm/an depuis 1998 (exemple des points 36 et 38). La stabilité du point 35 est confirmée par des mesures de nivellement sur la période 1997-2000.

## Conclusion

L'intégration des données spatiales dans un système d'information géographique permet un examen plus aisé de certains secteurs, une analyse plus « ciblée » ou une représentation plus adaptée à des objectifs particuliers (i.e. aménagement). L'évaluation du couplage des résultats de l'interférométrie différentielle avec les résultats d'auscultation (mesures de nivellement et cartographie des aléas) permettrait d'une part de valider les observations satellitaires et, d'autre part, d'analyser l'évolution cinématique des affaissements (corrélation avec les fronts d'exploitation, nature des terrains sus-jacents...).

Il est intéressant d'insister sur la complémentarité et la différence d'approche que constitue l'interférométrie par rapport aux méthodes traditionnelles d'étude et de surveillance des mouvements de terrain. La technique d'imagerie satellitaire explorée dans ce travail offre l'intérêt tout particulier d'une perception synoptique des mouvements effectifs (une seule image radar couvre une superficie de 100 x 100 km). Elle permet, de plus, d'étudier des déplacements passés (dans la limite de l'archive radar disponible) et donc de mieux en comprendre l'origine. Pour autant, elle ne peut en aucun cas remplacer l'information ponctuelle des réseaux de surveillance de type GPS qui fournissent des mesures vectorielles dont les composantes horizontales sont plus précises que la verticale, en contraste avec les interférogrammes scalaires qui sont, avec les satellites de type ERS, essentiellement sensibles aux mouvements verticaux.

La méthode des réflecteurs permanents offre l'opportunité d'une étude rétrospective des déformations, ce qui peut permettre de mieux appréhender les mécanismes mis en jeu. Elle présente également un intérêt majeur pour optimiser les campagnes de mesure régulières sur le terrain effectuées par des méthodes classiques de type GPS ou nivellement (détection au préalable des zones à surveiller). Le suivi régulier par mesure radar permet en outre d'étudier l'évolution des phénomènes dans le temps (avant, pendant et après), alors que pour le nivellement, les mesures n'ont souvent été effectuées qu'après les

affaissements principaux. Elle s'avère particulièrement adaptée aux mouvements continus de faible vitesse. En revanche, les affaissements à dynamique rapide ne sont pas quantifiables par cette méthode.

L'interférométrie différentielle pourrait être envisagée comme un outil complémentaire au dispositif in situ de suivi des affaissements/soulèvements, susceptible d'offrir une perception globale des déformations sur les sites miniers les plus sensibles et nécessitant un suivi précis et à long terme. Elle devrait permettre l'approche d'une méthode de prévision des déformations de surface dont l'objectif est l'identification de critères d'alerte.

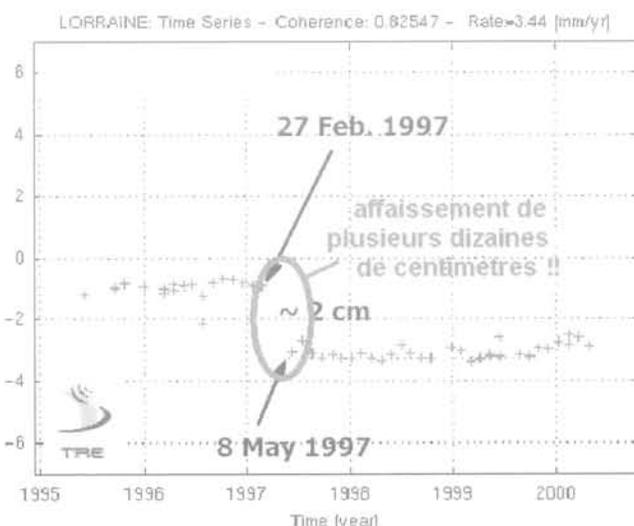


FIG. 6 Les points entourés en rouge correspondent à un affaissement de plusieurs dizaines de centimètres d'après le nivellement. La localisation et la datation du phénomène sont pertinentes. En revanche, l'ambiguïté sur la mesure radar de phase masque l'ampleur de cette déformation. Le décrochement détecté entre le 27 février 1997 et le 8 mai 1997 correspond en réalité aux prémices d'un affaissement d'amplitude maximum 1,20 m ayant eu lieu pour la majeure partie entre le 15 et le 23 mai 1997.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent adresser leurs remerciements à M.P. Cattaert, les équipes GEODERIS et GISOS, TRE et Dr. A. Ferretti pour leur collaboration.

## Bibliographie

- Carnec C., Fabriol H. – Monitoring and modeling land subsidence at the Cerro-Prieto geothermal field, Baja California, Mexico, using SAR interferometry, *Geophysical Research Letters*, vol. 26, 9, 1999, p. 1211-1214.
- Carnec C., Delacourt C. – Three years of mining subsidence monitored by SAR interferometry, Gardanne, France. *Journal of Applied Geophysics*, vol. 43, 1, 2000, p. 43-54.
- Carnec C., King C., Raucoules D., Guise Y., Paquette Y. – Suivi de mouvements résiduels sur sites miniers par interférométrie radar : perspectives et applications. *SIM Environnement*, n° 14, 2001, p. 21-23.
- Colesanti C., Ferretti A., Novali F., Prati C., Rocca F. – SAR Monitoring of Progressive and Seasonal Ground Deformation Using the Permanent Scatterers Technique. *IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing*, accepted for publication.
- Ferretti A., Prati C., Rocca F. – Non-linear Subsidence Rate Estimation Using Permanent Scatterers in Differential SAR Interferometry. *IEEE Trans. on Geoscience and Remote Sensing*, vol. 38, n° 5, 2000.
- Ferretti A., Prati C., Rocca F. – Permanent Scatterers in SAR Interferometry. *IEEE Trans. on Geoscience and Remote Sensing*, vol. 39, n° 1, 2001.
- Fruneau B., Achache J., Delacourt C. – Observation and modeling of the Saint-Étienne-de-Tinée landslide using SAR interferometry. *Tectonophysics*, vol. 265, 1996, p. 181-190.

## Bibliographie

---

- Galloway D.L., Hudnut K.W., Ingebritsen S.E., Phillips S.P., Peltzer G., Rogez F., Rosen P.A. – Detection of aquifer system compaction and land subsidence using interferometric synthetic aperture radar, Antelope Valley, Mojave Desert, California. *Water Resour. Res.*, 34, 1998, p. 2573-2585.
- Gens R., Van Genderen J.L. – SAR interferometry-issues, techniques, applications. *Int. J. Remote Sensing*, vol. 17, 10, 1996, p. 1803-1835.
- Goldstein R.M., Engelhardt H., Kamb B., Frolich R.M. – Satellite radar interferometry for monitoring ice sheet motion: application to an antarctic ice stream. *Science*, 262, 1993, p. 1525-1534.
- Massonnet D., Feigl K. – Radar interferometry and its application to changes in the earth's surface. *Reviews of Geophysics*, vol. 36, 4, 1998, p. 441-500.
- Massonnet D., Rossi M., Carmona C., Adragna F., Peltzer G., Feigl K., Rabaute T. – The displacement field of the Landers earthquake mapped by radar interferometry. *Nature*, vol. 364, 1993, p. 138-142.
- Massonnet D., Feigl K. – Radar interferometry and its application to changes in the earth's surface. *Reviews of Geophysics*, vol. 36, 1998, p. 441-500.
- Meyer B., Armijo R., Massonnet D., Chabalier (de) J.B., Delacourt C., Ruegg J.C., Achache J., Briole P., Papanastassiou D. – The 1995 Grevena (Northern Greece) earthquake: fault model constrained with tectonic observations and SAR interferometry. *Geophysical Research Letters*, vol. 23, 19, 1996, p. 2677-2680.
- Peltzer G., Rosen P., Rogez F., Hudnut K. – 1996, Postseismic rebound in fault stepovers caused by pore fluid flow. *Science*, 273, 1996, p. 1202-1204.

# Détection d'une cavité remplie de saumure par imagerie électrique

## J.-M. MIEHE

BRGM  
3, av. Claude-Guillemain  
BP 6009  
45060 Orléans  
Cedex 02  
jm.miehe@brgm.fr

## B. FEUGA

GEORDERIS  
15, rue Claude-Chappe  
BP 95038  
57071 Metz Cedex 3  
bernard.feuga  
@industrie.gouv.fr

## C. VACHETTE

GEORDERIS  
av. de Tsukuba  
14209 Hérouville-Saint-Clair  
christian.vachette  
@industrie.gouv.fr

### Résumé

Dans le cadre des problématiques minières liées à l'exploitation du sel et aux vides abandonnés, le BRGM a réalisé une étude géophysique pour GEORDERIS sur la concession saline d'Art-sur-Meurthe propriété de la société NOVACARB. L'objectif est d'expérimenter les potentialités de l'imagerie électrique 2D pour la mise en évidence de cavités pleines de saumures. La cavité LR45 de forme circulaire avec un diamètre de 90 m et une épaisseur de 7 m se trouve à 115 m de profondeur. Des modélisations préliminaires ont validé la démarche. Les mesures de résistivité ont mis en évidence une structure conductrice dont les caractéristiques sont en accord avec la géométrie connue de la cavité. Les mesures de polarisation provoquée ont détecté des niveaux polarisants dont l'origine reste à déterminer.

*Mots-clés* : imagerie électrique 2D, résistivité, chargeabilité, cavité, saumure.

## 2D electrical imaging of a brine filled cavity

### Abstract

Within the domain of mining problems linked to salt exploitation and abandoned cavities, BRGM has carried out a geophysical study for GEORDERIS in the Art-sur-Meurthe brine field which belongs to NOVACARB company. The objective is to test the potential of 2D electrical imaging so as to focus on salt brine filled cavities. The LR45 cavity, having a circular shape with a 90 m diameter and a 7 m thickness, is situated at a depth of 115 m. Preliminary trial runs have given validity to the concept. Resistivity measurements have shed light on a low resistivity structure, of which the characteristics coincide with the established geometry of the cavity. IP measurements detected polarising levels whose origin remains to be determined.

*Key words* : 2D electrical imaging, resistivity, IP, cavity, salt brine.

## Introduction

Dans le cadre des problématiques minières liées à l'exploitation du sel et aux vides abandonnés, le BRGM a réalisé pour GEODERIS une étude pour expérimenter les potentialités des méthodes géophysiques dans la mise en évidence de cavités pleines de saumures. Le terrain d'expérimentation a été proposé par la société NOVACARB sur les communes de Lenoncourt et Art-sur-Meurthe. Il s'agit de la concession saline d'Art-sur-Meurthe où les cavités sont bien connues en profondeur et géométrie. En particulier, la cavité LR45 a été auscultée par sonar (SOCON) et pour cette raison a été retenue pour les investigations géophysiques. Les modélisations préliminaires ont montré que l'imagerie électrique 2D est une technique adaptée à cette problématique. La méthode retenue est celle du panneau électrique en dispositif dipôle-dipôle de longueurs  $D = 50$  et  $100$  m avec mesure simultanée de la résistivité apparente et de la polarisation provoquée.

## Principe du panneau électrique en dispositif dipôle-dipôle

La méthode électrique consiste à injecter un courant électrique d'intensité  $I$  entre deux électrodes A et B (dipôle émetteur) et à mesurer la différence de potentiel résultante  $V$  entre deux électrodes M et N (dipôle récepteur). L'ensemble émetteur-récepteur constitue un quadripôle. Les grandeurs mesurées sont les suivantes :

- la résistivité apparente, définie comme étant la résistivité du sol homogène et isotrope qui, avec le quadripôle utilisé, donnerait entre M et N la différence de potentiel  $V$  ;

- la polarisation provoquée (PP) ou chargeabilité. Lorsqu'on envoie dans le sol un courant entre A et B et que l'on coupe brutalement ce courant, la différence de potentiel entre M et N ne chute pas instantanément mais nécessite quelques centaines de millisecondes à

quelques secondes pour se dissiper. La polarisation provoquée caractérise l'aptitude du sol à conserver une charge de courant pendant un temps très court (effet capacitif).

Ces deux paramètres sont enregistrés simultanément et dépendent des propriétés électriques du sol et de la géométrie du dispositif utilisé. La résistivité apparente permet de mettre en évidence les structures présentant un contraste de résistivité électrique. La chargeabilité a été essentiellement appliquée à la recherche de minéralisations à sulfures disséminées ou de ressources en eau et plus récemment à la détection de pollutions par hydrocarbures. La méthode du panneau électrique utilise un ensemble d'électrodes régulièrement espacées le long d'un profil rectiligne. Les grandeurs caractéristiques du dispositif dipôle-dipôle (Fig. 1) sont la dimension des dipôles AB et MN de longueur  $D$  et le rang  $n$ , grandeur entière qui indique la distance exprimée en longueurs de dipôles entre la partie émettrice AB et la partie réceptrice MN du dispositif.

Pour une position donnée de l'émetteur AB, les mesures sont effectuées en augmentant progressivement la distance entre AB et MN. La séquence est répétée pour toutes les positions du dipôle AB le long du profil. Les mesures sont conventionnellement représentées sous forme de pseudo-coupes de résistivité apparente ou de chargeabilité en fonction du rang  $n$ . La position d'une mesure donnée est celle du milieu du segment émetteur-récepteur sur la bissectrice à  $45^\circ$ . Le paramètre  $n$ , indicateur de la dimension du dispositif d'électrodes, ne constitue pas une vraie échelle de profondeur. Les pseudo-coupes sont généralement interprétées par calcul direct ou par inversion. L'interprétation permet d'établir une coupe de résistivité vraie en fonction de la profondeur directement interprétable en termes de structures géologiques.

## Modélisations préliminaires

La cavité LR45 est de forme cylindrique avec un diamètre de 90 m et une hauteur de 7 m. Le toit de la cavité

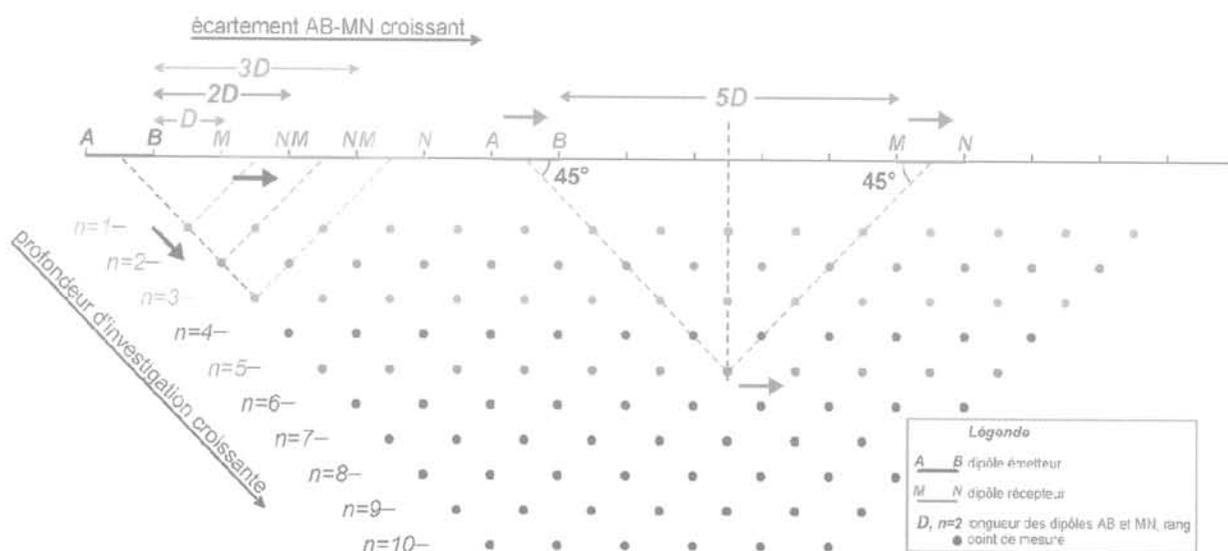


FIG. 1 Principe de la mesure en dispositif dipôle-dipôle. Principle of measurement using a dipole-dipole array.

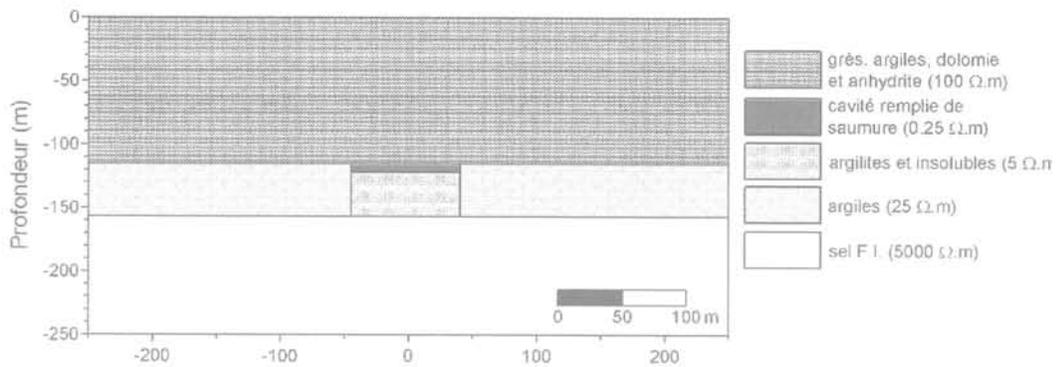


FIG. 2 Modèle géoélectrique simulé.  
Simulated electrical model.

remplie de saumure est à 115 m de profondeur. Au toit, la cavité est surmontée d'un ensemble grès/argile/dolomie/anhydrite. L'encaissant est constitué d'argiles, le toit du sel est à environ 35 m sous la base de la cavité, constituée d'une cavité remplie d'insolubles imbibés d'eau salée. Le paramètre déterminant est la résistivité apparente. Un modèle géoélectrique a été défini à partir de la géométrie connue de la cavité et d'hypothèses réalistes de résistivité des différentes formations en présence (Fig. 2). L'eau salée ( $< 1 \Omega.m$ ) présente un très fort contraste de résistivité avec les formations géologiques environnantes (ensemble grès/argile/dolomie/anhydrite environ  $100 \Omega.m$ , argiles  $10$  à  $50 \Omega.m$ , sel  $> 5\ 000 \Omega.m$ ). La réponse de ce modèle a été calculée par simulation d'un dispositif dipôle-dipôle  $D = 100$  m. Le résultat de la simulation est une pseudo-coupe de

résistivité apparente (Fig. 3a) qui met en évidence une anomalie conductrice (environ  $60 \Omega.m$ ) à l'aplomb des cavités remplies de saumure et d'insolubles, dans un contexte de  $90$  à  $180 \Omega.m$ . Les figures 3b et 3c montrent, avec les hypothèses de résistivité adoptées, que la contribution de la cavité remplie d'insolubles est prépondérante devant l'effet de la cavité remplie de saumure. Même en intégrant le bruit géologique (variations d'épaisseur ou de résistivité des formations), les contrastes de résistivité sont suffisants pour être mesurés de façon fiable.

La pseudo-coupe simulée (Fig. 3a) a été inversée avec le logiciel RES2DINV (M.H. Loke). L'exercice a pour but de comparer le modèle géoélectrique de départ avec la coupe de résistivité inversée, pour évaluer les performances du processus d'inversion.

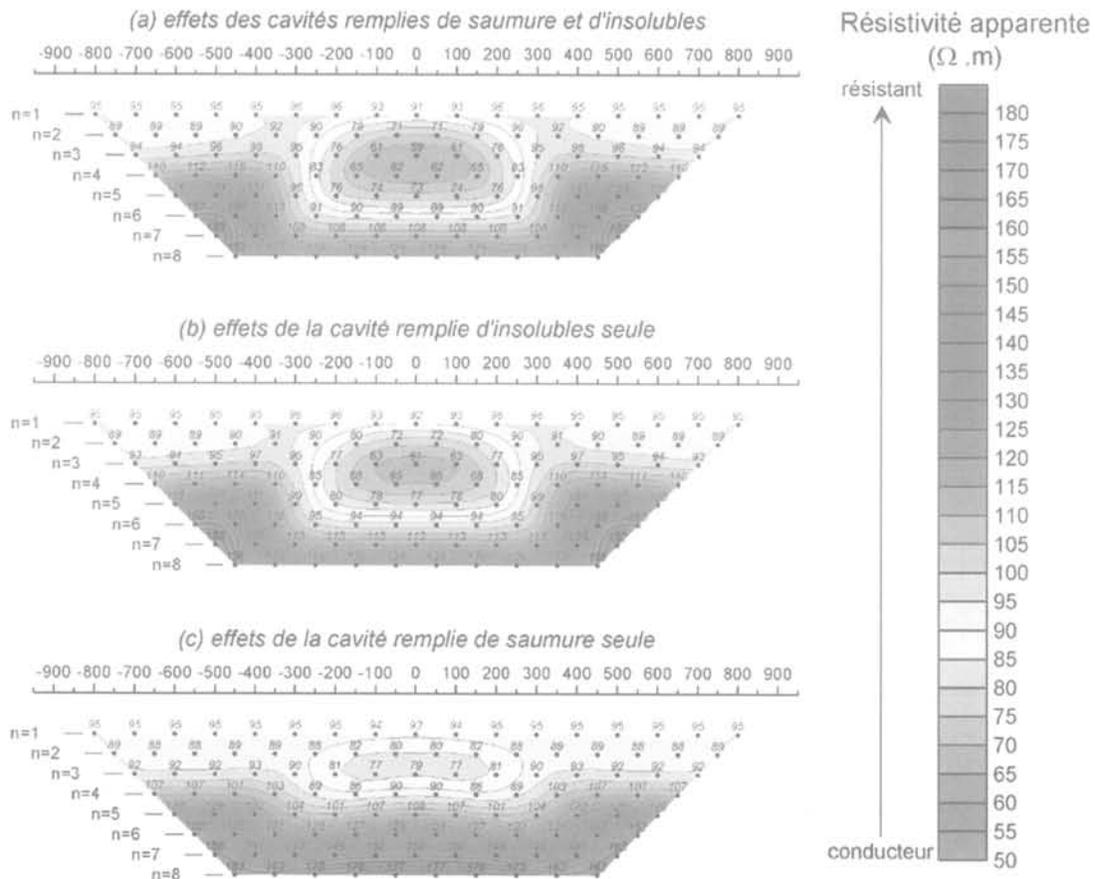


FIG. 3 Modélisation 2D de la cavité LR45, pseudo-coupes de résistivité apparente.  
2D modelisation of LR45 cavity, apparent resistivity pseudo-sections.

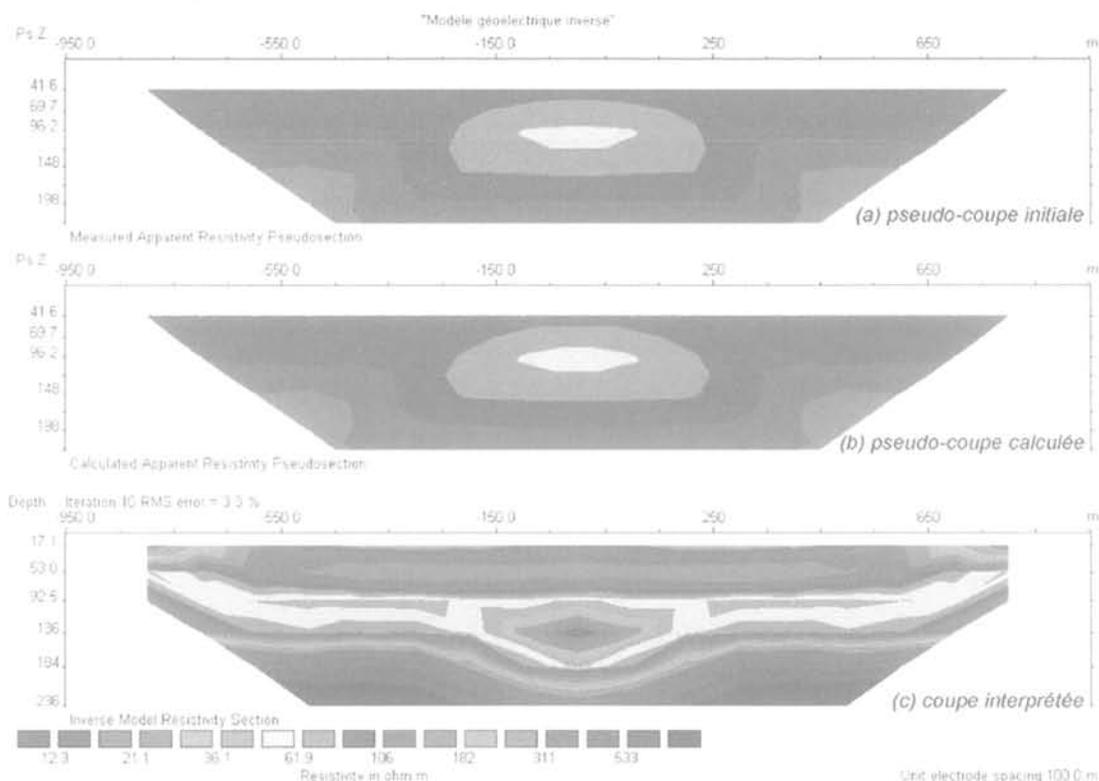


FIG. 4 Inversion de la pseudo-coupe modélisée.  
Inversion of simulated pseudo-section.

Les résultats de cette opération sont présentés sur la figure 4. La coupe (a) est la pseudo-coupe de résistivité apparente simulée par calcul direct, la coupe (b) est la coupe de résistivité apparente calculée à partir de la distribution de résistivité (c) résultat de l'inversion. Le processus d'inversion minimise l'écart quadratique moyen (RMS) entre les pseudo-coupes (a) et (b). En ce sens l'interprétation est satisfaisante puisque les deux coupes sont très semblables et l'écart quadratique moyen (RMS) est faible (3,3 %).

La coupe inversée (Figs 4c et 5) met bien en évidence une structure conductrice centrée et calée en profondeur sur les cavités. L'inversion ne permet cependant pas de distinguer la cavité remplie de saumure de la cavité remplie d'insolubles, ce résultat était prévisible d'après les modélisations par calcul direct.

La coalescence avec les argiles conductrices ne permet pas de délimiter les cavités de façon précise le long du profil. Les artefacts liés à l'inversion font que le toit

des argiles conductrices est mal placé alors que le toit de la formation salifère résistante est nettement mieux défini. Les contrastes de résistivité sont conservés et suffisamment marqués pour caractériser les différentes unités géologiques même si en valeur absolue on ne retrouve pas les résistivités du modèle géoélectrique simulé.

#### 4

### Acquisition des données

Le panneau électrique est centré sur le forage LR45 et couvre une longueur de 1600 m le long d'un profil orienté N° 69 (Fig. 6).

Le dispositif dipôle-dipôle combine deux longueurs de dipôle,  $D = 50$  m et 100 m pour assurer une définition homogène aux différentes profondeurs et pour atteindre une profondeur d'investigation maxi-

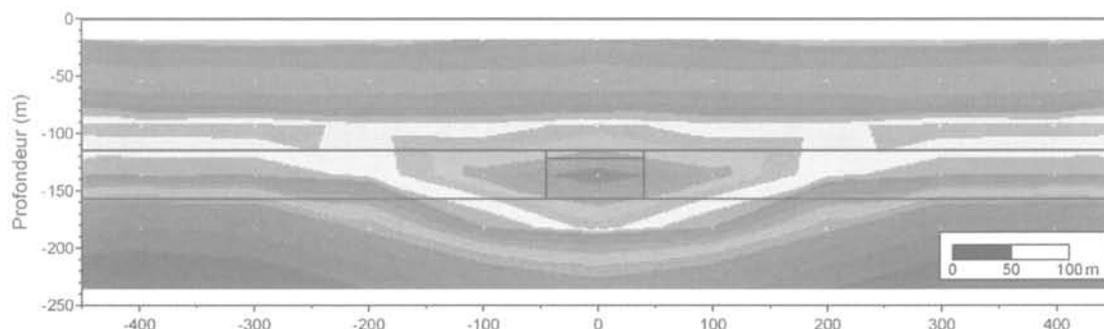


FIG. 5 Coupe de résistivité interprétée par inversion.  
Depth section of interpreted resistivity.

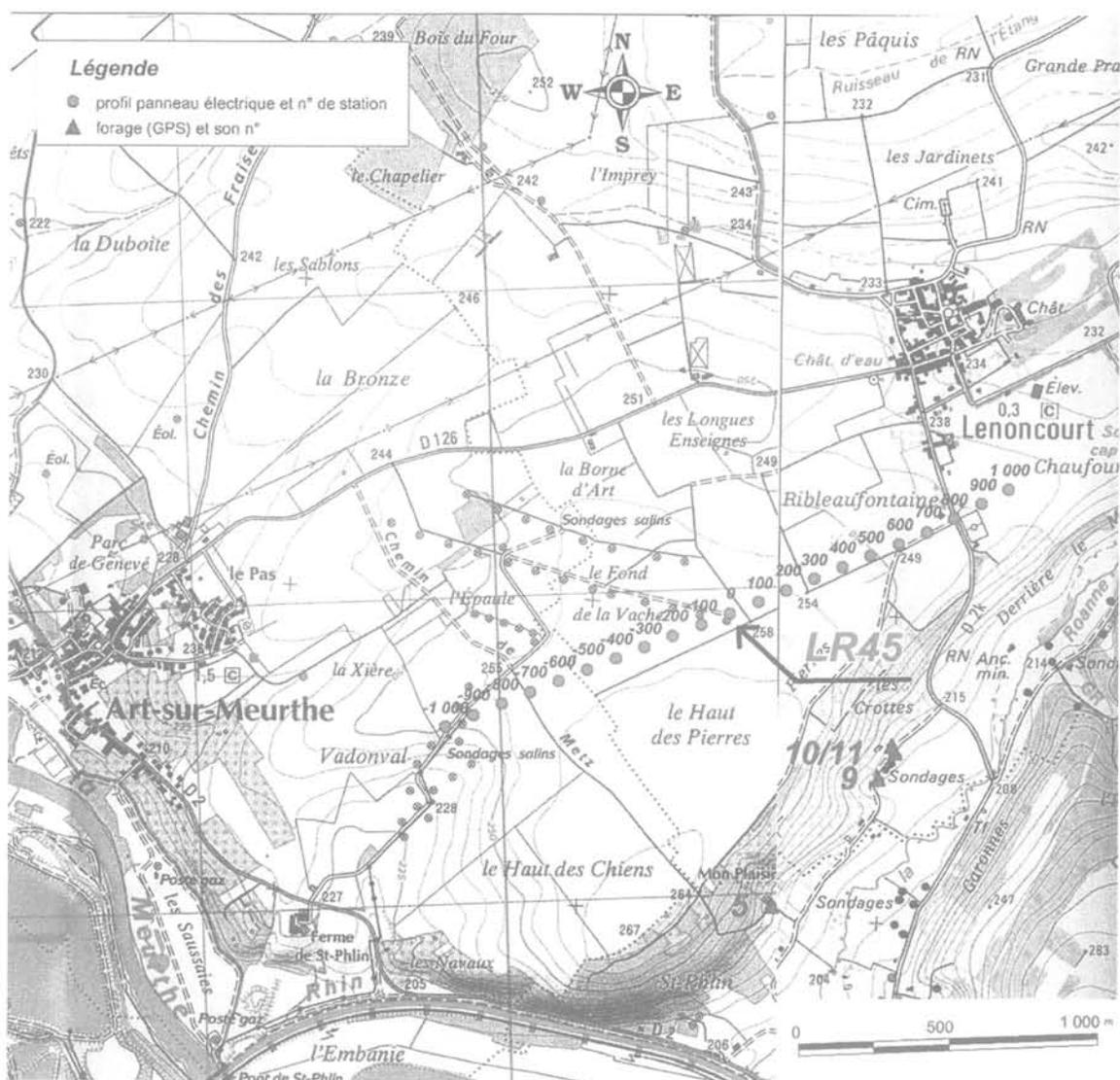


FIG. 6 Localisation du panneau électrique (extraits des cartes IGN 3415 Est Saint-Nicolas-de-Port et 3315 Est Nancy-Toul). Location of the study area.

male d'environ 180 m. La topographie a été mesurée par nivellement direct pour prendre en compte les variations de relief. Les statistiques relatives aux mesures de résistivité apparente sont résumées dans le tableau I.

Sur l'ensemble du panneau mesuré, les écarts constatés sur les mesures répétées n'excèdent pas 0,5 mV/V en polarisation provoquée et quelques dixièmes d' $\Omega \cdot m$  en résistivité apparente. Les pseudo-coupes intègrent des artefacts liés, d'une part, au mode

de représentation et à la géométrie des dispositifs électriques (chapeaux chinois, branches inclinées à 45°) et, d'autre part, les effets des à-coups de prise produits par les hétérogénéités superficielles. Les pseudo-coupes ont été interprétées par inversion. Le logiciel permet de calculer et de corriger l'effet du relief topographique, le modèle peut être contraint par des informations a priori (résistivité vraie des formations, profondeur des interfaces, structures horizontales, verticales ou inclinées).

TABLEAU I Statistiques relatives au panneau électrique. Statistics on electrical measurement.

Dispositif	Nombre de mesures	Nombre de lignes	Valeur minimale de résistivité apparente ( $\Omega \cdot m$ ) et de chargeabilité (mV/V)	Valeur maximale de résistivité apparente ( $\Omega \cdot m$ ) et de chargeabilité (mV/V)
D = 50 m	120	n = 1 à 4	14/0,8	56/8,6
D = 100 m	113	n = 1 à 8	19/0,7	96,2/6,5

## Résultats – discussion

Les pseudo-coupes de résistivité apparente et de polarisation provoquée sont représentées sur la figure 7.

Les coupes de résistivité et de polarisation provoquée interprétées sont représentées sur la figure 8. La coupe de résistivité met en évidence plusieurs unités géoélectriques. La structure conductrice C1 est conforme au modèle géoélectrique connu. Les cavités remplies de saumures et d'insolubles sont clairement localisées sur l'emprise du conducteur C1. La zone

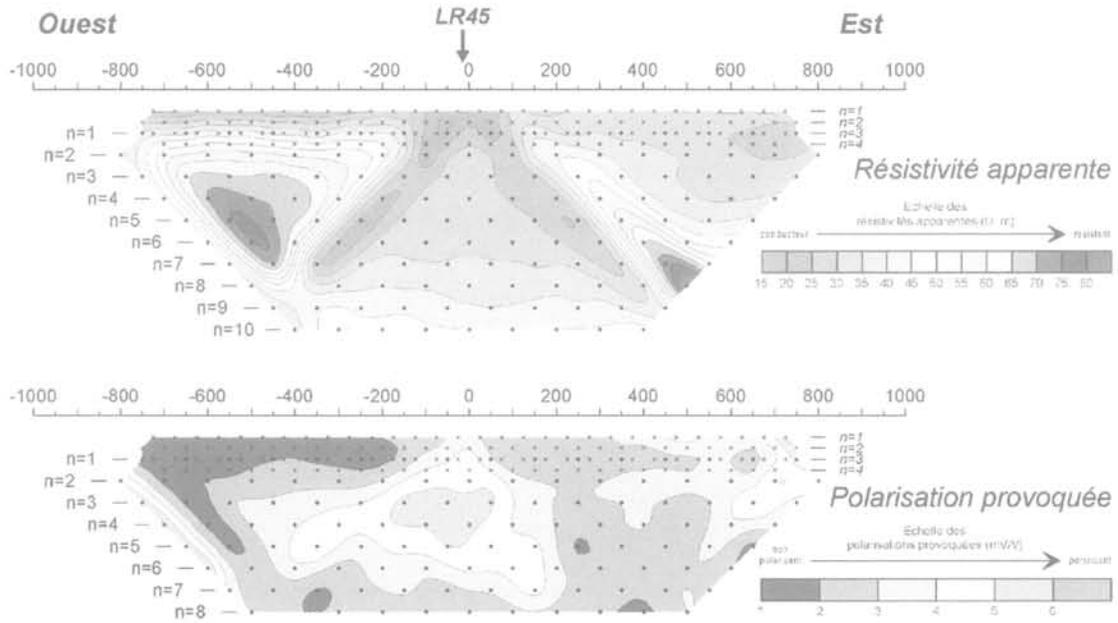


FIG. 7 Pseudo-coupes de résistivité apparente et de polarisation provoquée. Apparent resistivity and IP pseudo-sections.

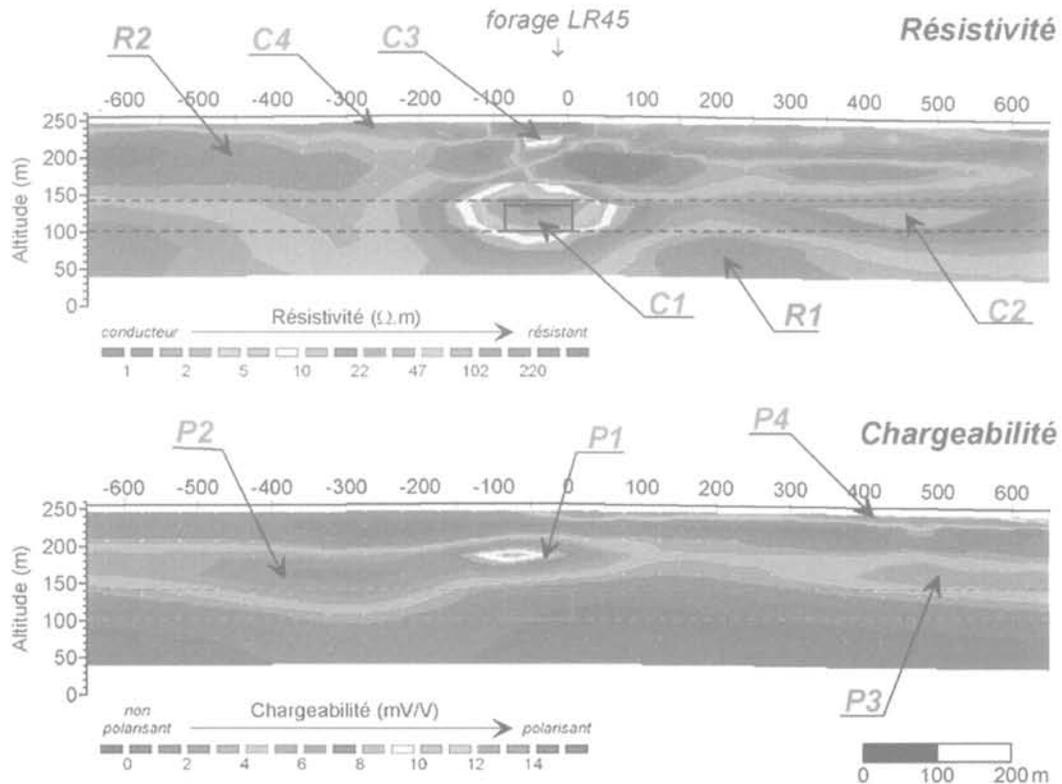


FIG. 8 Coupes de résistivité et de chargeabilité interprétées. Interpreted resistivity and IP sections.

d'amplitude minimale ( $< 1 \Omega.m$ ) est proche de la cavité remplie de saumure. Vers l'est le conducteur C2 (10 à 30  $\Omega.m$ ) coïncide avec les argiles et surmonte un ensemble résistant R1 ( $> 300 \Omega.m$ ) dont le toit correspond à celui de la formation salifère (altitude 100 m).

Vers l'ouest le schéma est plus complexe, la formation salifère (altitudes inférieures à 100 m) apparaît plus conductrice (20 à 70  $\Omega.m$ ). Les argiles semblent céder la place à un ensemble plus résistant et subvertical entre les stations - 450 et - 200. La structure résistante R2 (70 à 150  $\Omega.m$ ) correspond à l'ensemble grès/argiles/dolomie/anhydrite. Ce résistant se poursuit tout le long du profil, très homogène vers l'ouest il semble marqué par des alternances plus argileuses vers l'est et est interrompu entre les stations -50 et 0 par une structure très conductrice C3 ( $< 10 \Omega.m$ ). Ce conducteur n'est pas directement lié au forage (fuite d'eau salée), les contrôles effectués par NOVACARB dans le forage LR45 n'ont détecté aucune anomalie dans la structure du forage. L'origine de ce conducteur pourrait être liée à l'existence d'une faille dans le rhétien situé à proximité du forage LR45, avec des remontées de saumures le long de cette faille, suivant un mécanisme qui reste à déterminer.

Le conducteur C4 (20  $\Omega.m$ ) entre les stations - 650 et - 100 est probablement dû à une composante plus limoneuse des terrains les plus superficiels.

La coupe de polarisation provoquée montre un contexte peu polarisant inférieur à 3 mV/V et met en évidence deux horizons polarisants. Le premier ensemble est situé au toit des argiles. D'une épaisseur relativement homogène d'environ 50 m ce polarisant couvre le profil d'est en ouest et regroupe les structures

P1, P2 et P3 avec des chargeabilités comprises entre 4 et 12 mV/V. L'amplitude maximale est relevée au-dessus de la cavité remplie de saumure (P1, 12 mV/V), entre les deux conducteurs C1 et C3, sans que l'on puisse établir un lien avec la cavité. Le second ensemble polarisant est superficiel et peu enraciné (P4, 4 à 8 mV/V), entre les stations 0 et 650. L'origine exacte des polarisants reste à déterminer.

## 6

## Conclusion

Le panneau électrique a mis en évidence une structure conductrice conforme au modèle géoélectrique connu. Les cavités remplies de saumure et d'insolubles sont clairement localisées sur l'emprise du conducteur. Un second conducteur, moins profond et moins étendu, a été détecté autour du forage. Il pourrait s'agir d'une remontée de saumure le long d'une faille observée au voisinage du forage LR45 dans le rhétien. La coupe de polarisation provoquée montre deux ensembles polarisants dont l'origine reste à déterminer. Le lien entre la structure polarisante localisée au-dessus des cavités et les cavités reste à démontrer. Ces mesures permettent d'identifier et de localiser sans ambiguïté les cavités remplies de saumure et d'insolubles et valident complètement la technique du panneau électrique mais montrent aussi ses limites: les dimensions en regard de la profondeur ne produisent pas un contraste de résistivité suffisant pour séparer les effets de la cavité remplie de saumure des effets de la cavité remplie d'insolubles.

## Bibliographie

- Cahyna F., Mazac O., Venhodova D. – Determination of the extend of cyanic contamination by surface geoelectrical methods. In *Geotechnical and Environmental Geophysics*, Ward S.H. (ed.), vol. 2, *Environmental and Groundwater*, Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, 1990, p. 97-99.
- Dam (van) J.C., Meulenkamp J.J. – Some results of the geo-electrical resistivity method in ground water investigations in the Netherlands. *Geophysical prospecting*, 15 (1), 1967, p. 92-115.
- Edwards L.S. – A modified pseudosection for resistivity and induced-polarization. *Geophysics*, 42, 1977, p. 1020-1036.
- Gréau E. – *Le sel en Lorraine*. Berger-Levrault et Cie éditeurs, 1908.
- Ghoreychi M., Daupley X. – Devenir à long terme d'exploitations abandonnées de sel. Colloque Après-mine, Nancy, 5-7 février 2003.
- Keller G.V., Frischknecht F.C. – *Electrical methods in geophysical exploration*. Pergamon, New York, 1966, 519 p.
- Loke M.H., Barker R.D. – Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method. *Geophysical Prospecting*, 44, 1996, p. 131-152.
- Loke M.H., Barker R.D. – Practical techniques for 3D resistivity surveys and data inversion. *Geophysical Prospecting*, 44, 1996, p. 499-523.
- Marchal C. – *Le gîte salifère keupérien de Lorraine-Champagne et les formations associées – Étude géométrique – Implications génétiques*. Thèse de 3<sup>e</sup> cycle, Université Nancy I, 30 juin 1982.
- Maubeuge P.L. – *Le bassin salifère lorrain*. Thèse, Imprimerie Georges-Thomas, Nancy, 1950.
- Ogilvy A.A., Kuzmina E.N. – Hydrogeologic and engineering geologic possibilities for employing the method of induced potentials. *Geophysics*, 37 (5), 1972, p. 839-861.
- Reynolds J.M. – *An introduction to applied and environmental geophysics*. John Wiley & Sons Ltd., England, 1997, 796 p.
- Summer J.S. – *Principles of induced polarization for geophysical exploration*. Elsevier Scientific Publishing Company, 1976.
- Tweeton D.R., Cumerlato C.L., Jay C., Kuhlman H.H.L. – Field test of geophysical techniques for predicting and monitoring leach solution flow during *in situ* mining. *Geoexploration*, 28, 1991, p. 251-268.
- Vacquier V., Holmes C.R., Kintzinger P.P., Lavergne M. – Prospecting for groundwater by induced electrical polarization. *Geophysics*, 22 (3), 1957, 660-687.
- Ward S.H. – Resistivity and induced polarization methods. In *Geotechnical and Environmental Geophysics*, Ward, S.H. (ed.), Society of Exploration Geophysicists, Tulsa, 1990, p. 147-149.
- Yaramanci U. – Geoelectric exploration and monitoring in rock salt for the safety assessment of underground waste disposal sites. *Journal of Applied geophysics*, 44, 2000, p. 181-196.



# Émissions gazeuses à partir des vides miniers dans le bassin ferrifère lorrain

Z. POKRYSZKA  
D. GRABOWSKI

INERIS

Parc technologique ALATA

BP n° 2

60550 Verneuil-en-Halatte

david.grabowski@ineris.fr

zbigniew.pokryszka@ineris.fr

## Résumé

Une étude menée dans le bassin ferrifère lorrain a permis de mettre en évidence des émanations de mélanges gazeux sous-oxygénés et chargés en certains gaz nocifs (dioxyde de carbone, radon...), dans des agglomérations, en relation avec d'anciens travaux miniers souterrains. Les investigations effectuées *in situ* ont montré que les écoulements gazeux à l'origine de ces émanations sont liés au phénomène de tirage naturel. Une étude est en cours afin d'expliquer l'origine de la modification de la composition de l'air au sein des vieux travaux miniers.

*Mots-clés* : gaz, émanation, mine, écoulement, pyrite.

# Gas emissions from mining voids in the iron basin of Lorraine

## Abstract

A study carried out in the iron basin of Lorraine (France) put the spot on the existence of under-oxygenated and noxious gas emissions (carbon dioxide, radon...) in built-up areas related to former mining works. Site investigations showed that the gas flow was mainly due to natural ventilation mechanisms. A further study is in progress in order to better understand the origin of the atmosphere modification within the old mine workings.

*Key words* : gas, emission, mine, flow, pyrite.

## Introduction

Certaines zones urbanisées du bassin ferrifère lorrain sont affectées par des émanations d'air vicié (mélanges gazeux sous-oxygénés et chargés en certains gaz nocifs). Ces émanations se sont manifestées de manière très spectaculaire dans l'agglomération de Moyeuvre-Grande, en Moselle (Fig. 1), et plus précisément dans certains quartiers situés à l'aplomb ou à proximité immédiate d'anciens travaux miniers souterrains. Elles se traduisaient notamment par des dysfonctionnements de gazinières et de chaudières dans les habitations.



FIG. 1 Localisation des réservoirs miniers étudiés. Localisation of the studied mining reservoirs.

A la demande de la Direction régionale de l'industrie, de la recherche et de l'environnement (DRIRE) Lorraine, l'Institut national de l'environnement industriel et des risques (INERIS) a entrepris, en 1999, une série d'investigations, afin de reconnaître l'ampleur et l'étendue géographique du problème. Dans un premier temps, les investigations ont concerné le secteur du réservoir souterrain constitué par les anciens travaux miniers de Moyeuvre-Grande et partiellement les réservoirs voisins dits de Rosselange, de Franchepré et de l'Orne. Les principales caractéristiques des réservoirs étudiés sont données dans le tableau I.

Ces études ont permis de mettre en évidence des émanations d'air vicié, en relation avec les anciens travaux miniers non ou partiellement ennoyés (Pokryszka et Grabowski, 2002). Ainsi, nous avons pu observer des teneurs anormalement élevées en  $\text{CO}_2$  (jusqu'à environ 6 %) et de faibles teneurs en  $\text{O}_2$  (jusqu'à 13 %). En parallèle, les mesures effectuées par l'Institut de protection et de sûreté nucléaire (IPSN) et la Direction des affaires sanitaires et sociales (DASS) ont mis en évidence une quantité importante de radon dans les mélanges émis (jusqu'à 15 000  $\text{Bq/m}^3$ ).

Dans plusieurs cas, ces émissions affectent directement les habitations. Il s'agit principalement de certaines habitations restant en contact direct avec les orifices miniers (galeries d'accès) ou avec les vieux travaux superficiels.

Dans un second temps, une campagne de mesures a été effectuée dans d'autres réservoirs miniers non ennoyés de la partie nord du bassin ferrifère : Mexy, Lexy et Godbrange (Fig. 1 et Tableau I). Cette dernière a également permis d'identifier un phénomène d'émissions gazeuses très similaire à celui observé à Moyeuvre-Grande. Néanmoins, son intensité et son degré de modification de l'atmosphère au sein des vieux travaux miniers se sont fort heureusement avérés moindres (Pokryszka et Grabowski, 2002).

Depuis, l'INERIS poursuit des travaux de recherche destinés à comprendre le phénomène d'émissions gazeuses à partir des mines de fer. Ces travaux sont

TABLEAU II Caractéristiques des réservoirs étudiés. Feature of the studied reservoirs (old mine workings).

Nom du réservoir	Moyeuvre-Grande Orne Franchepré	Rosselange	Lexy	Mexy	Godbrange
Superficie ( $\text{Mm}^2$ )	3,56	2,52			
Volumes ( $\text{Mm}^3$ )			1,3	0,7	> 3 0
Périodes d'exploitation	1873-1993	1890-1935	1867-1932	1871-1901	18?? - 1978
Nombre d'orifices suivis	18	3	3	2	5
Cotes des orifices (m NGF)	170 à 180	170 à 180	260 à 270	280 à 295	330 à 360
Cotes des vieux travaux (m NGF)	170 à 180	170 à 180	260 à 280	270 à 290	360 à 350
Cotes des plateaux (m NGF)	300 à 330	310 à 325	300 à 350	350 à 375	410 à 450
Différence d'altitude orifice/plateau (m)	120 à 160	130 à 155	30 à 90	55 à 95	50 à 120

réalisés dans le cadre d'un programme financé par le ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie, en collaboration avec la DRIRE Lorraine et GEODERIS (pôle de conseil et d'appui technique aux pouvoirs publics). Ils s'inscrivent également dans le cadre du programme de recherche du GISOS (Groupement d'intérêt scientifique et de recherche sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains).

2

## Risques engendrés par les émissions gazeuses

Dans une atmosphère normale, la teneur volumique en oxygène est de 20,9 % et celle en dioxyde de carbone est de 0,03 %.

Les conséquences sur la santé humaine d'un enrichissement en  $\text{CO}_2$  et d'un appauvrissement en  $\text{O}_2$  de l'atmosphère respirée sont multiples et varient en gravité selon les teneurs de ces deux gaz. Elles vont de simples maux de têtes, pour des teneurs comprises entre 3 et 4 % pour le  $\text{CO}_2$  et entre 14 et 16 % pour  $\text{O}_2$ , à la mort, pour des teneurs en  $\text{O}_2$  inférieures à 6 % et en  $\text{CO}_2$  supérieures à 10 % (Monomakhoff, 1978).

Quant au radon, il agit essentiellement sur l'épithélium pulmonaire et favorise le développement de cancer dans le cas d'une exposition prolongée à des teneurs supérieures à 500-1 000 Bq/m<sup>3</sup> (Barrier et Lorentz, 2001).

Au-delà de ces effets cliniques, les dysfonctionnements constatés des appareils de combustion (chaudières, gazinières), liés à la présence d'air vicié, sont de nature à augmenter le risque d'explosion ou d'émission de CO dans les habitations affectées.

Le niveau des teneurs en gaz concernés, observé dans les secteurs étudiés du bassin ferrifère lorrain, ne présentait pas, lors des différentes campagnes des mesures, de danger immédiat. Cependant, dans certains cas, ces teneurs étaient relativement proches du niveau où les effets nuisibles peuvent se manifester par une accumulation du déficit en oxygène et des teneurs en dioxyde de carbone excessives.

Ces considérations ont amené l'INERIS à poursuivre ses investigations, afin de comprendre les mécanismes à l'origine des émanations gazeuses et de trouver des solutions appropriées à ce problème.

3

## Mécanisme des écoulements gazeux

Afin de chercher une explication quant à l'origine des écoulements animant les échanges gazeux entre les vieux travaux miniers et l'atmosphère extérieure, deux stations de mesures ont été mises en place à l'entrée de deux anciennes galeries choisies dans le réservoir de Moyeuve-Grande.

Ces stations permettent de suivre en continu l'intensité et le sens de l'écoulement d'air, la température et la teneur en certains composants du gaz émis ( $\text{O}_2$ ,  $\text{CO}_2$  et radon), ainsi que la température extérieure et la pression barométrique.

Les figures 2 et 3 présentent les résultats les plus intéressants obtenus à partir des mesures en continu effectuées entre les mois d'avril 2000 et de décembre 2002. Compte tenu de la quantité très importante de données (une analyse de composition gazeuse

toutes les 30 minutes), une moyenne sur deux jours a été utilisée afin de faciliter la lecture et de s'affranchir des variations journalières qui ne présentent pas d'intérêt pour cette étude.

Ces résultats, en concordance avec les nombreuses mesures ponctuelles effectuées lors de la phase de reconnaissance préalable du phénomène entre 1999 et 2000 (Pokryszka et Grabowski, 2002), ont montré clairement l'existence d'une corrélation entre le sens (et l'intensité) du flux d'air et la température extérieure. Aucun autre paramètre, influençant à long terme les écoulements (comme la pression atmosphérique par exemple), n'a pu être identifié.

Cette constatation nous a amenés à considérer le tirage naturel thermique comme le phénomène jouant un rôle primordial dans la formation des écoulements gazeux entre les réservoirs miniers et la surface. Ce phénomène est avant tout lié au différentiel de température existant entre l'atmosphère externe et les vieux travaux. Dans ces derniers, la température est habituellement quasiment constante (elle a été évaluée à 12-14 °C, dans notre cas), contrairement à la température atmosphérique, dont le niveau général varie selon le cycle saisonnier annuel.

De même, une configuration topographique de la surface au-dessus du réservoir minier de Moyeuve-Grande et d'autres réservoirs concernés semble favoriser le tirage thermique.

En effet, les secteurs étudiés se caractérisent globalement par une topographie très contrastée, avec des plateaux assez vastes, entrecoupés de manière franche par un réseau irrégulier de vallées. Le gisement ferrifère se situe à l'aplomb des plateaux, avec des affleurements apparaissant assez fréquemment sur les coteaux des vallées.

Durant la période estivale, une partie de l'air atmosphérique restant en contact avec les vieux travaux situés dans les zones surélevées (orifices mal ou non obturés, crevasses) est soumise à un refroidissement progressif. Une augmentation de la masse volumique, induite par l'effet du refroidissement, peut provoquer la migration de gaz vers les parties les plus basses des vieux travaux miniers non ennoyés. Le gaz sort ensuite du réservoir minier par les différentes ouvertures et orifices situés principalement le long des affleurements du gisement, dans les vallées. Une circulation d'air s'établit ainsi, dont le schéma de principe est montré à la figure 4. Le sens des écoulements y est représenté pour la période estivale.

Le fonctionnement du réservoir selon ce modèle se caractérise par deux périodes bien distinctes :

- une période de régime estival, pendant laquelle le flux reste globalement sortant du massif. Elle correspond à une température extérieure significativement supérieure à celle régnant dans le réservoir minier (environ 14 °C) ;

- une période de régime d'écoulement hivernal, pendant laquelle le flux reste globalement entrant vers les vieux travaux miniers. Ce régime s'installe d'une manière franche lorsque la température extérieure est inférieure à la température à l'intérieure des vieux travaux miniers (environ 12 °C).

Ces deux régimes sont séparés par des périodes transitoires, pendant lesquelles l'écoulement est fluctuant.

Une relation globale, présentée sur la figure 5, montrant le niveau des teneurs en  $\text{O}_2$  et  $\text{CO}_2$  mesurées pendant une longue période (plus d'un an), exprimé en fonction de la température atmosphérique, confirme la

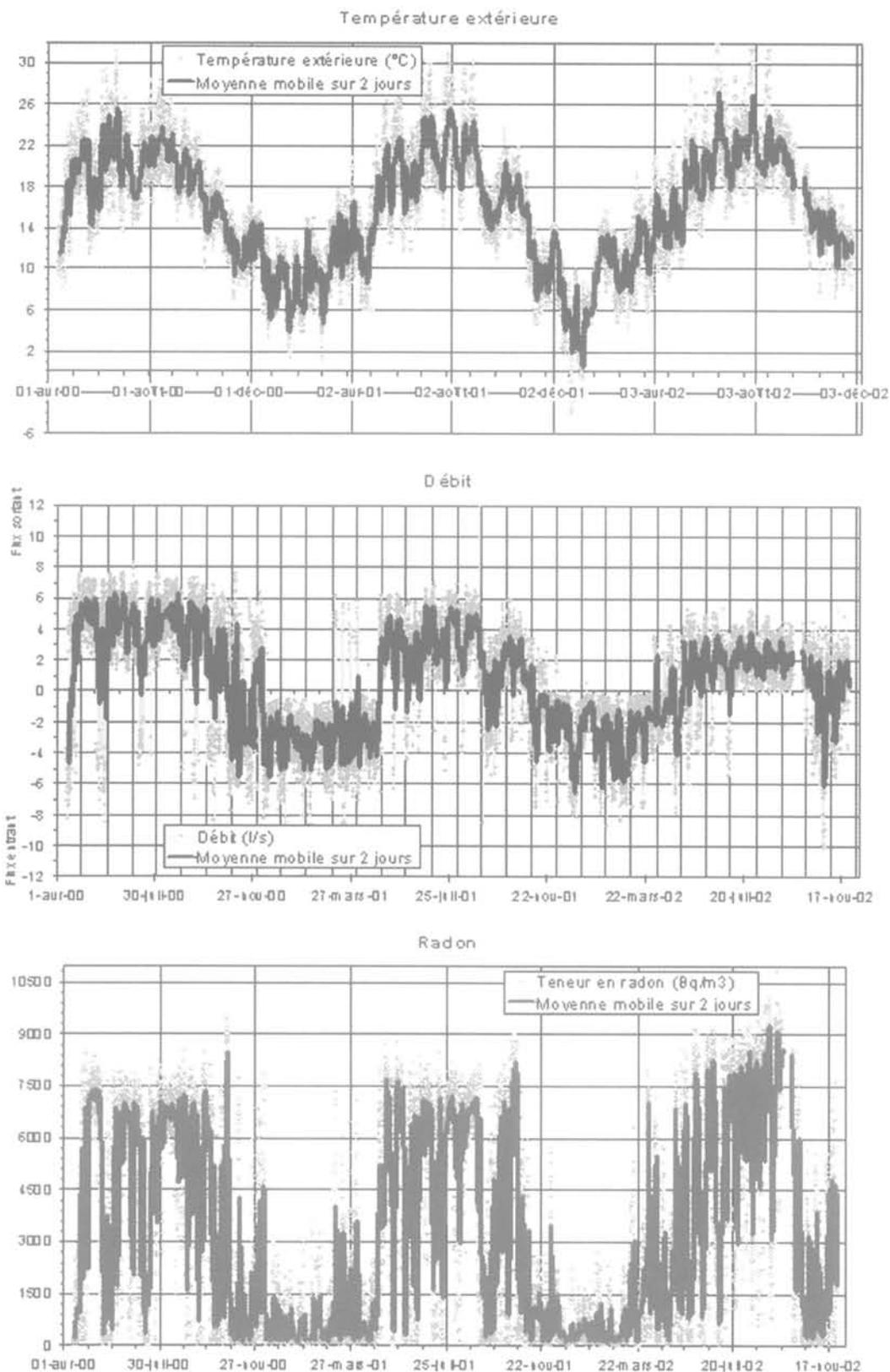


FIG. 2 Évolution de la température extérieure, du débit d'air et de la teneur en radon observés dans une galerie débouchant du réservoir de Moyeuivre-Grande.  
 Outside temperature, air flow rate and radon content evolutions observed in a gallery connected to the Moyeuivre-Grande reservoir.

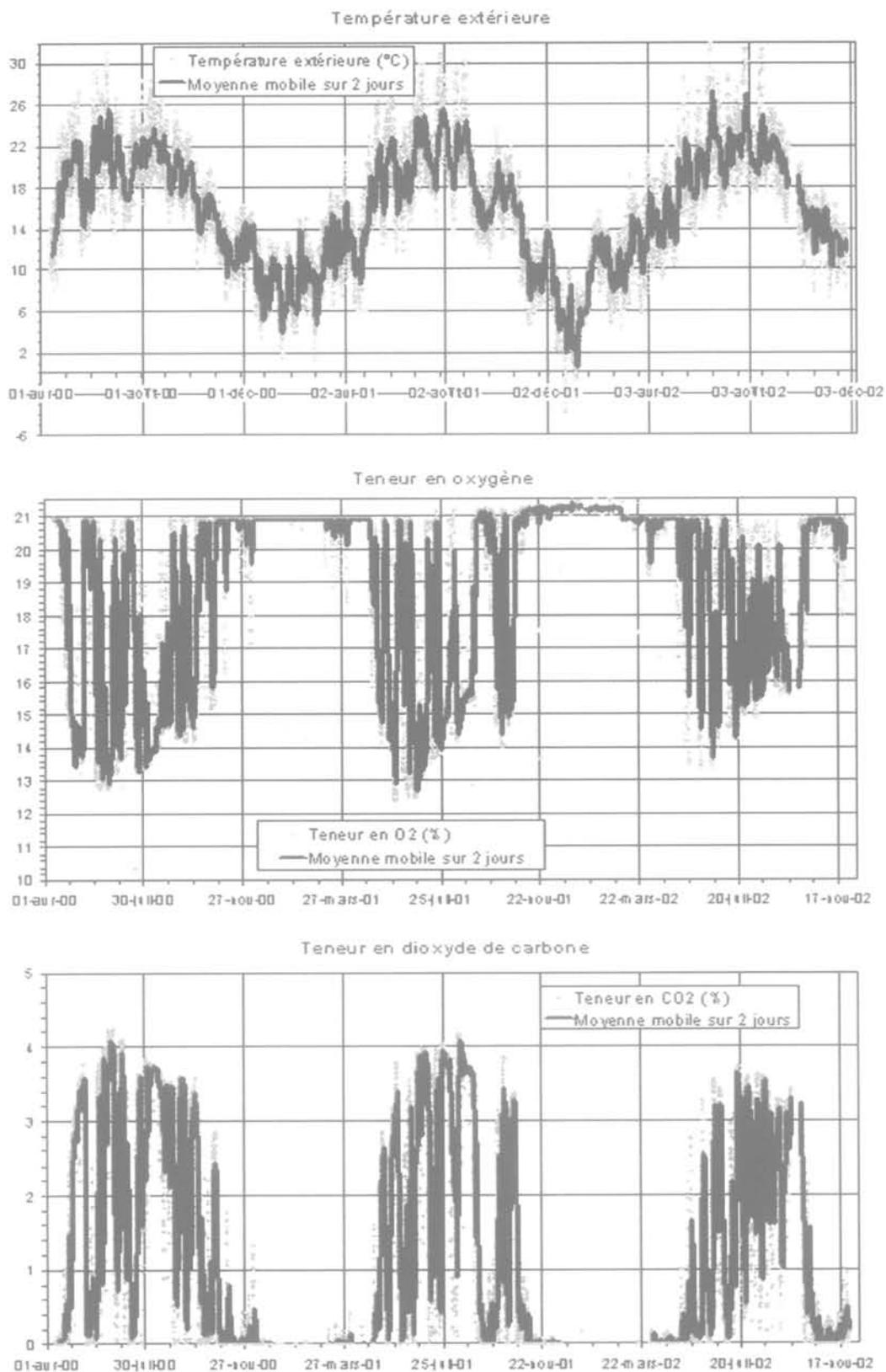
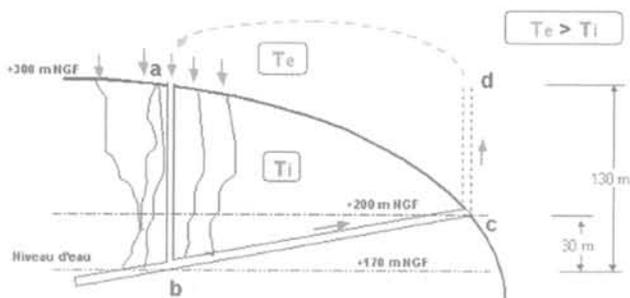


FIG. 3 Évolution de la température extérieure et des teneurs en  $\text{CO}_2$  et  $\text{O}_2$  observées dans une galerie débouchant du réservoir de Moyeuve-Grande.  
 Outside temperature,  $\text{CO}_2$  and  $\text{O}_2$  content evolutions observed in a gallery connected to the Moyeuve-Grande reservoir.

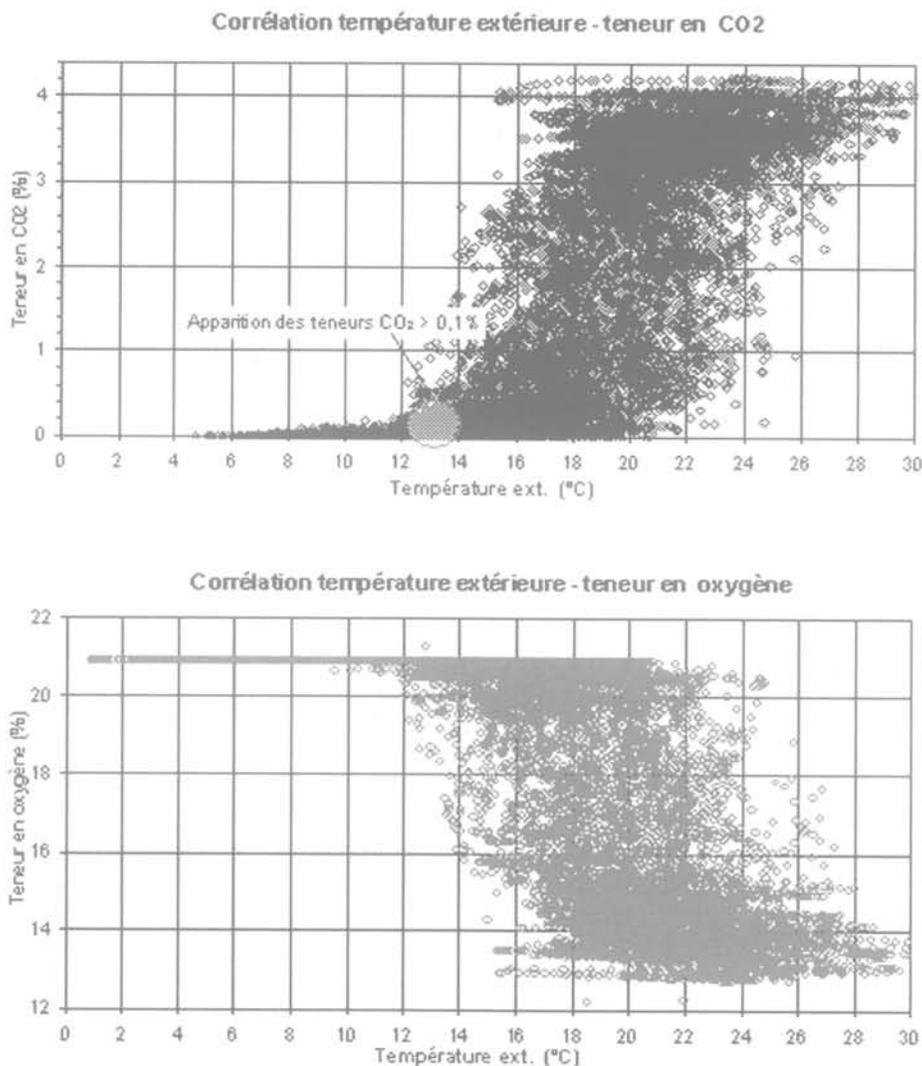


**FIG. 4** Schéma de principe du tirage naturel en période estivale (contexte du réservoir de Moyeuve-Grande).  
Schematic diagram of the natural thermal draught during the summer period (Moyeuve-Grande reservoir case).

pertinence du niveau limite de la température extérieure, identifié précédemment : l'atmosphère appauvrie en  $O_2$  et enrichie en  $CO_2$  apparaît pour des températures supérieures à  $12-14^\circ C$ , ce qui correspond au régime de flux sortant du massif.

Par ailleurs, une simulation effectuée selon le modèle simplifié de Budryk (Budryk, 1929), a donné, pour les conditions du réservoir de Moyeuve-Grande, une charge aéraulique due à ce phénomène de l'ordre de 20 à 30 Pa, pour un différentiel de température de  $10^\circ C$ . Cette charge semble largement suffisante pour mettre en place une circulation de gaz, dans le contexte donné.

Il est également à signaler que d'autres phénomènes naturels (variation de la pression barométrique, effet dynamique dû au vent, battement de la nappe aquifère...) s'ajoutent au phénomène du tirage naturel et peuvent perturber temporairement les deux régimes d'écoulement principaux caractérisés précédemment, sans pour autant pouvoir les inverser de manière durable.



**FIG. 5** Corrélation entre la température extérieure et les teneurs en  $O_2$  et  $CO_2$  observées dans un orifice du réservoir de Moyeuve-Grande.  
Correlation between the outside temperature and the  $O_2$  and  $CO_2$  contents observed in an opening of the Moyeuve-Grande reservoir.

## Mécanisme de la modification de l'atmosphère dans les réservoirs miniers

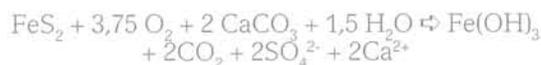
### 4.1

#### Modification de l'atmosphère dans les réservoirs étudiés

Les mesures de la composition de gaz émis à partir des vieux travaux miniers, effectuées en continu sur le réservoir de Moyeuve-Grande et ponctuellement dans d'autres réservoirs de la partie nord du bassin ferrifère, ont montré que les modifications de l'atmosphère des vieux travaux miniers, constituée initialement d'air migrant plus ou moins librement par les terrains, consistent en une consommation de l'oxygène, accompagnée d'une génération moins que proportionnelle de dioxyde de carbone.

Cette information, recoupée avec les résultats d'une recherche bibliographique sur les réactions géochimiques observées dans les cas similaires d'exploitations minières (Feuga, 2000), a permis de retenir l'oxydation de la pyrite présente dans le gisement ferrifère, couplée à une dissolution de la calcite par l'acide sulfurique produit, comme l'hypothèse la plus probante pour expliquer le dégagement de  $\text{CO}_2$  et la consommation de  $\text{O}_2$ .

Le bilan de cette réaction s'écrit :



De plus, une étude menée par le Laboratoire environnement, géomécanique et ouvrages (LAEGO) a mis en évidence la présence de pyrite réactive dans les intercalaires marneux, riches en calcite, du gisement ferrifère lorrain (Collon *et al.*, 2002).

Par ailleurs, une autre possibilité de vérifier l'hypothèse sur le mécanisme géochimique en question s'est présentée à l'occasion de l'expérimentation sur le site pilote de Tressange, consistant en un ennoyage contrôlé d'une petite partie de vieux travaux miniers.

### 4.2

#### Modification de l'atmosphère dans le massif lors de son ennoyage (site pilote de Tressange)

Afin d'étudier l'influence de l'ennoyage sur la stabilité des ouvrages miniers abandonnés et sur la qualité des eaux et la composition de l'atmosphère, une expérimentation spécifique a été entreprise dans le cadre du GISOS. Elle est réalisée dans les conditions réelles *in situ* sur le site pilote de Tressange.

Pour les besoins de cette expérimentation, une partie d'une ancienne mine exploitée par la méthode des chambres et piliers sur deux niveaux géologiques (couche brune et couche grise séparées par un intercalaire marneux) a été isolée, instrumentée et préparée afin d'effectuer son ennoyage contrôlé. Seule la couche

la plus profonde (couche brune) ainsi que la partie inférieure de l'intercalaire marneux ont été ennoyées. Un schéma de principe du site expérimental est présenté sur la figure 6.

L'INERIS a profité de cette opportunité pour essayer de vérifier l'influence de l'ennoyage du massif ferrifère sur la production éventuelle de gaz et sur la composition de l'atmosphère au sein du massif rocheux.

Ainsi, une expérimentation a été menée afin de suivre l'évolution de l'atmosphère dans l'enceinte isolée (teneurs en  $\text{O}_2$  et  $\text{CO}_2$ ), au cours de l'ennoyage. L'observation de l'atmosphère a été réalisée au moyen de deux forages traversant l'intercalaire marneux et débouchant au toit de l'enceinte, dans la couche brune (Fig. 6).

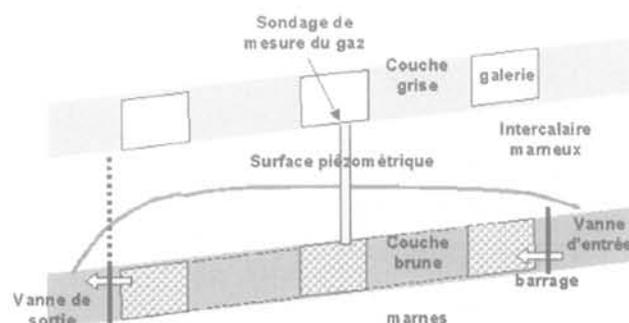


FIG. 6 Coupe schématique du dispositif de surveillance de l'atmosphère au cours de l'ennoyage du site pilote de Tressange.

Schematic section of the atmosphere watch over system during the flooding of the Tressange experimental site.

La figure 7 montre l'évolution des teneurs en  $\text{O}_2$  et  $\text{CO}_2$  mesurées dans les sondages au cours du temps, en parallèle avec la montée de l'eau d'ennoyage.

Ainsi, trois grandes phases ont pu être distinguées au cours de l'expérimentation :

- avant que l'eau n'atteigne le niveau de l'intercalaire marneux (35 premiers jours), la composition de l'atmosphère située à l'aplomb du sondage n'a pas évolué ;
- lorsque le niveau de l'eau a atteint la base de l'intercalaire marneux et a progressé au sein de cette couche (fin avril 2002), nous avons observé une évolution franche de la composition de l'air contenu dans le sondage qui s'appauvrit en  $\text{O}_2$  et s'enrichit en  $\text{CO}_2$  ;
- à partir du moment où le niveau d'eau s'est à peu près stabilisé dans l'intercalaire marneux, la composition de l'atmosphère du sondage n'a plus évolué.

Les résultats obtenus montrent ainsi clairement une liaison évidente entre la modification de l'atmosphère (consommation d'oxygène et production de dioxyde de carbone) sur le site expérimental et l'ennoyage de l'intercalaire marneux.

La modification de l'atmosphère serait donc consécutive à une réaction des marnes pyriteuses avec l'eau d'ennoyage, ce qui tend à confirmer notre hypothèse selon laquelle le dégagement de  $\text{CO}_2$  serait lié à une réaction associant la pyrite présente dans les marnes et la calcite dissoute par les acides produits.

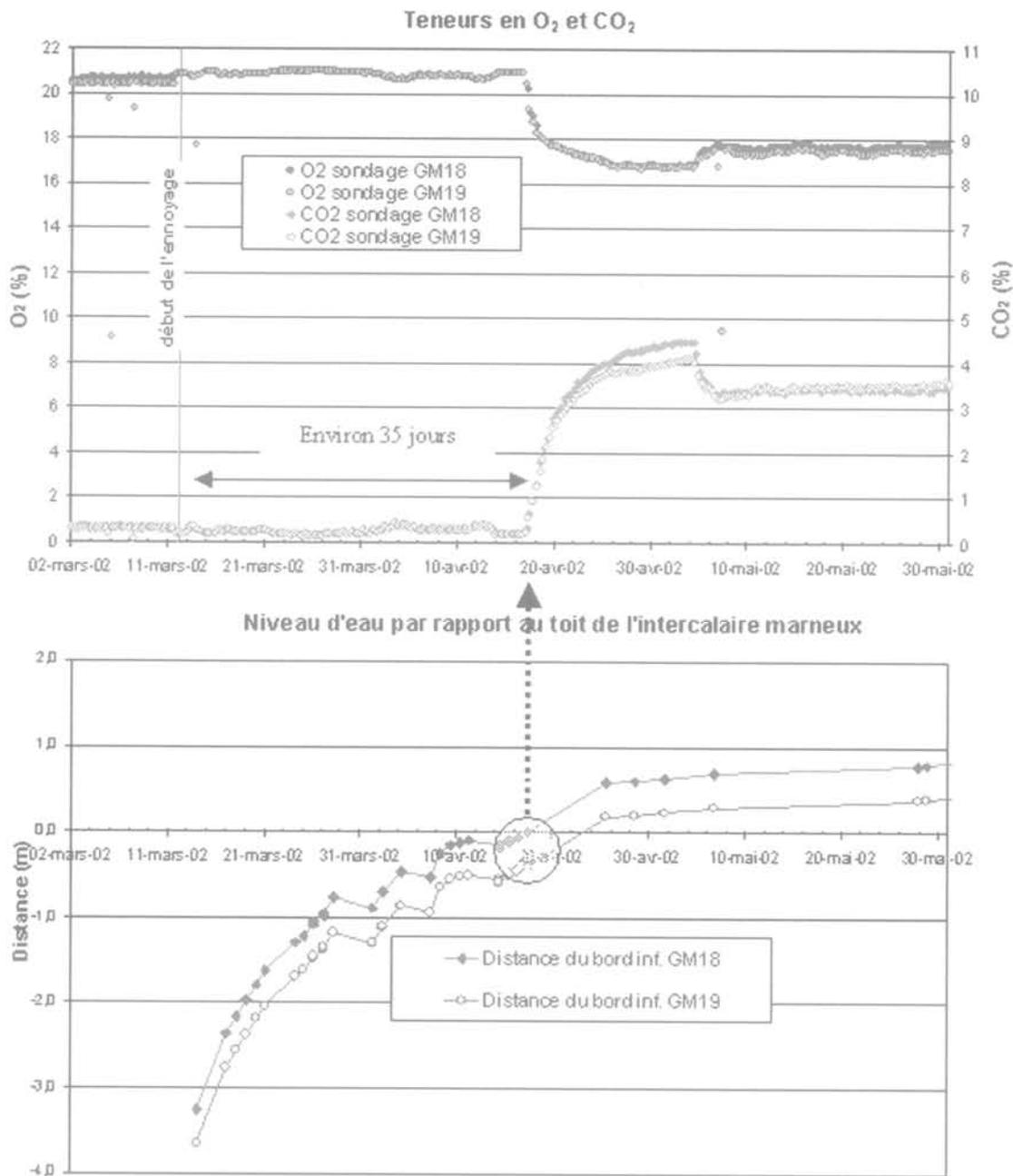


FIG. 7 Évolution de la composition gazeuse dans le massif, au cours de l'envoyage du site pilote de Tressange.  
Evolution of the massif gaseous composition during the flooding of the Tressange pilot site.

Des analyses hydro-géochimiques menées en laboratoire sont en cours dans le cadre du programme GISOS, afin d'apporter des renseignements complémentaires sur la composition minéralogique du massif et de confirmer ce résultat obtenu *in situ*.

5

Conclusion

Les travaux miniers non envoyés ou partiellement envoyés sont une source d'émission d'air vicié chargé en CO<sub>2</sub> (et en radon). Les écoulements sont générés par

le tirage naturel thermique et la modification de l'atmosphère initiale est vraisemblablement liée à une série de réactions chimiques impliquant la pyrite et la calcite de l'intercalaire marneux, au contact de l'eau et de l'air.

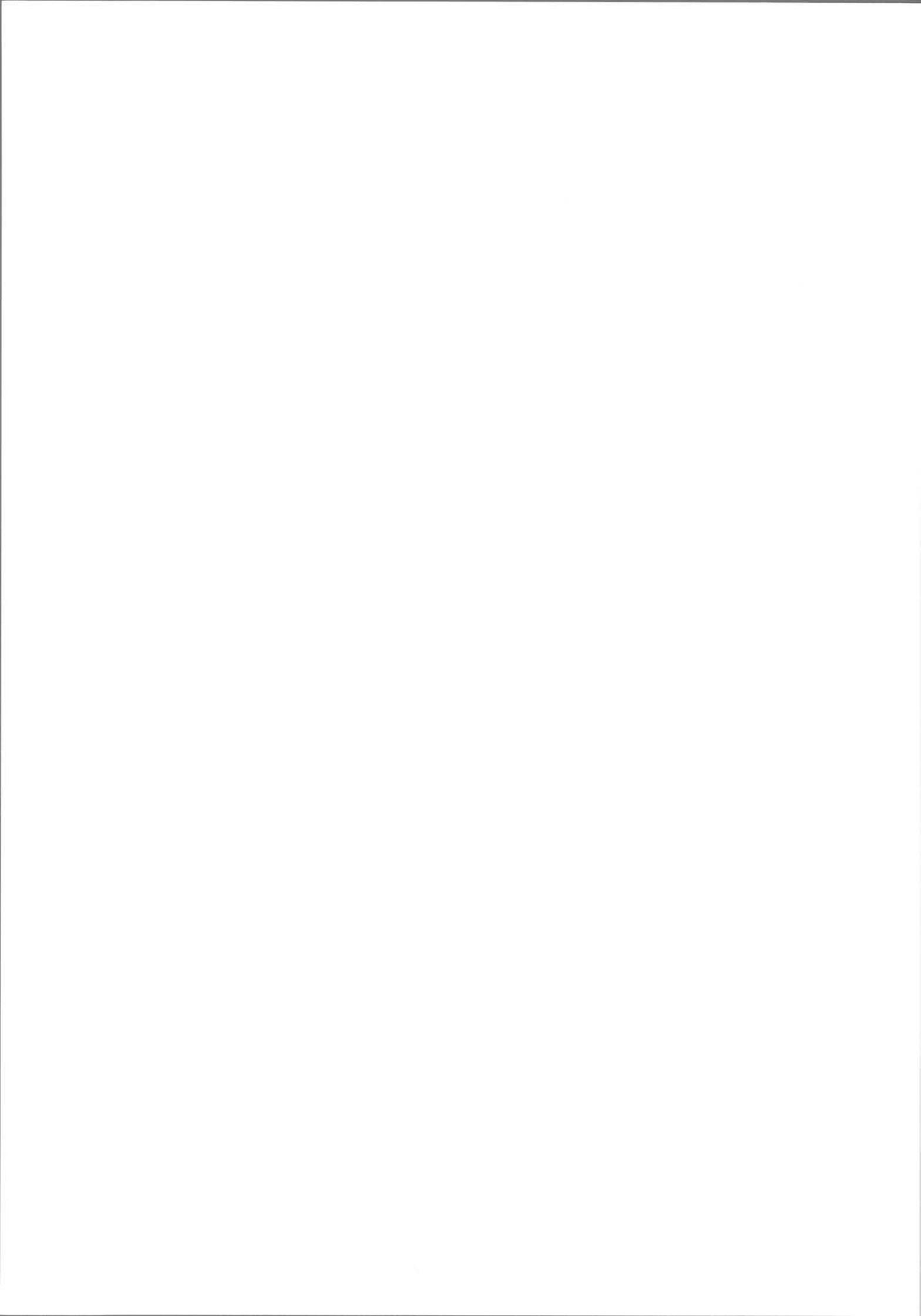
Cette dernière hypothèse semble confirmée par les études menées sur le site de Tressange où nous avons observé une forte évolution de la composition de l'atmosphère en contact avec l'intercalaire marneux.

L'ensemble de ces résultats laisse penser que l'envoyage de mines actuellement hors d'eau peut entraîner une production de gaz (CO<sub>2</sub>...) et des émanations d'air vicié vers l'extérieur de la mine.

## Bibliographie

---

- Budryk W. – *Depresja cieplna*. Przegląd Gorniczo-Hutniczy, Nr 11, 12, 1929.
- Barrier P., Lorenz J. – Radon et santé. *Géochronique* n° 78, 2001.
- Collon P., Fabriol R., Bues M. – Chemical changes in groundwater due to flooding of an iron mine in a non-acid-producing environment. *Proceedings SWEMP 2002*, p. 761-768.
- Feuga A. – *Contribution à l'estimation des termes entrée sortie des gaz transitant dans d'anciens travaux miniers*. Rapport de DESS CESTEMIN, École des mines de Nancy, 2000.
- Monomakhoff A. – *Dangers résultant de la présence du grisou dans l'atmosphère de la mine*. Rapport CERCHAR « Grisou-Grisoumétrie-Anémométrie », référencé CTO-Jli/MB 72-76-38, 1978.
- Pokryszka Z., Grabowski D. – *Rapport de synthèse sur l'origine et les mécanismes de circulation des gaz dans les vieux travaux du bassin ferrifère Lorrain*. Rapport INERIS référencé DRS-02-25302/R04, 2002.



# Influence du temps et de l'hygrométrie sur le comportement du gypse

**C. AUVRAY  
F. HOMAND  
D. HOXHA**

Laboratoire Environnement  
Géomécanique et Ouvrages  
École nationale supérieure  
de géologie, Institut national  
polytechnique de Lorraine  
rue du Doyen  
Marcel-Roubault, BP 40  
54501 Vandœuvre-lès-  
Nancy Cedex  
christophe.auvray@ensg.inpl-  
nancy.fr  
francoise.homand@ensg.inpl-  
nancy.fr  
dashnor.hoxha@ensg.inpl-  
nancy.fr.

**C. DIDIER**

Institut national  
de l'environnement  
industriel et des risques  
Direction des risques du sol  
et du sous-sol  
Parc technologique Alata,  
BP 2  
60550 Verneuil-en-Halatte  
christophe.didier@ineris.fr

## Résumé

La carrière souterraine de gypse située sur la commune de Grozon (Jura) présente de nombreuses instabilités dont l'ampleur est fonction de l'âge d'exploitation des quartiers. Dans les quartiers les plus âgés, les minéraux constitutifs sont dissous, illustration du vieillissement du massif rocheux. Les propriétés physiques et mécaniques instantanées sont peu différentes entre les quartiers. Cependant, le comportement mécanique différé est influencé par l'hygrométrie : plus celle-ci est élevée, plus les vitesses de déformation augmentent. Ces vitesses de déformation sont également plus rapides pour les quartiers les plus anciens.

*Mots-clés* : carrière souterraine, gypse, comportement mécanique différé, vieillissement.

## Mechanical behavior of gypsum influenced by time and hygrometry

## Abstract

The underground gypsum mine of Grozon shows instabilities that are function of the mining age. The constitutive minerals in samples from older mining areas show dissolution traces. Concerning the physical properties and instantaneous mechanical behaviour, few differences among gypsum of different exploited ages are to be noted. However, gypsum is more dissolved in the oldest areas. Laboratory tests show that creep mechanical behaviour of this rock is strongly influenced by the hygrometry. The strain rate is higher for the samples coming from the oldest areas.

*Key words* : mine, gypsum, creep behaviour, ageing.

## Introduction

L'effet du temps sur le comportement d'un ouvrage souterrain non revêtu comprend différents phénomènes responsables de la dégradation des propriétés des matériaux :

- la dégradation des minéraux constitutifs de la roche par action physico-chimique conduisant à une diminution des caractéristiques mécaniques, l'effet de vieillissement ;
- le comportement mécanique différé sous chargement constant, c'est-à-dire le fluage ;
- les variations d'hygrométrie et donc des conditions de saturation et de succion du milieu rocheux, dans les zones où les conditions d'aéragé varient, ces sollicitations cycliques peuvent induire un endommagement dû au couplage hydro-mécanique.

Dans le cas des milieux fracturés, à ces mécanismes de dégradation de la roche, s'ajoute également l'évolution de la fracturation qui devient alors un facteur très important. Dans cet article, nous nous limitons à l'étude du vieillissement et du fluage d'une roche particulière, le gypse.

La carrière souterraine de Grozon (Jura) a été choisie pour ses quartiers d'âge d'exploitation différent et l'existence, dans les secteurs les plus anciens, d'instabilités prononcées de différents types. Le gypse appartient à la série stratigraphique du Keuper supérieur. L'ensemble du site a actuellement une superficie d'environ 500 hectares (Fig. 1), la carrière est exploitée depuis la fin du XIX<sup>e</sup> siècle par la technique des chambres et piliers abandonnés sur un ou deux niveaux localement superposés. Le recouvrement de cette exploitation est compris entre 20 et 50 mètres. L'ensemble du site présente de nombreuses failles qui recoupent l'exploitation. Le rejet de ces failles est généralement plurimétrique.

La puissance des deux bancs de gypse exploités est de 2 mètres (Fig. 2) ; ils sont séparés par des intercalaires marneux et dolomitiques. Les piliers mesurent généralement 6 mètres par 6 mètres et 2,5 mètres de hauteur. Le taux de défrètement est compris entre 75 et 78 %. Cependant, ce schéma d'exploitation a varié à



FIG. 1 Carte géologique schématique du secteur de la carrière de Grozon.

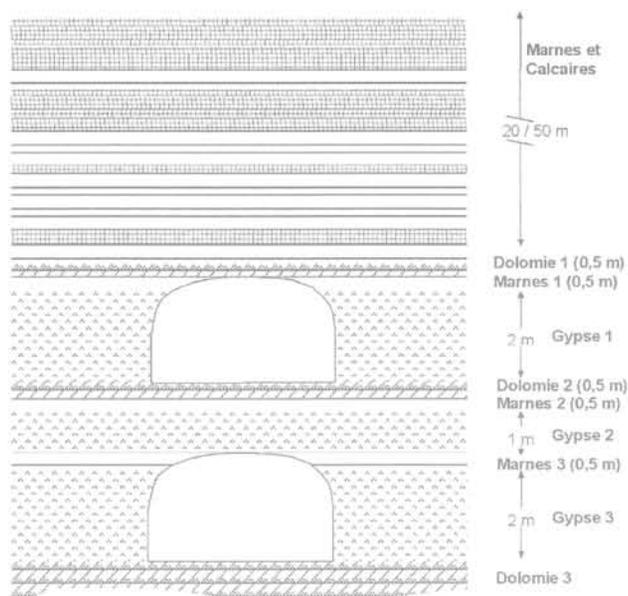


FIG. 2 Log lithologique schématique de l'exploitation.

certaines époques et par exemple, pour de très vieux travaux, le taux de défrètement est supérieur à 80 %.

Les échantillonnages ont été effectués dans différents quartiers dont le plus ancien retenu a été exploité dans les années 20, le second correspond aux années 70 et enfin le dernier est actuellement exploité.

Après une brève présentation des désordres, de l'échelle de la carrière à celle des piliers, le comportement du gypse est présenté en détail avec, en particulier, son comportement différé en laboratoire en fonction de l'hygrométrie.

## Les types de désordres

### A l'échelle de la carrière

La carrière présente des instabilités plus ou moins importantes selon l'âge d'exploitation des quartiers.

Le quartier actuellement exploité montre des piliers en parfait état, à l'inverse des quartiers d'âge d'exploitation ancien qui sont le siège de divers désordres de grande ampleur. Des soufflages de mur d'une hauteur d'ordre métrique, présents dans des secteurs situés à proximité des principales failles transverses au gisement ayant engendré la dissolution de la couche inférieure de gypse, peuvent complètement obstruer les galeries supérieures. Des soufflages d'intercalaires peuvent également être observés dans certains secteurs de travaux superposés. On constate, par ailleurs, un grand nombre de cloches d'éboulement dans les quartiers anciens. Une partie de ces cloches a d'ailleurs donné naissance à des entonnoirs de fontis en surface, principalement en bordure de coteau, là où la planche de gypse laissée au toit était la plus faible.

Les écaillages de piliers sont également nombreux. Ce phénomène est particulièrement spectaculaire dans

certains secteurs de travaux exploités en couche 3, les piliers présentant en leur sommet une couche de marnes sensible au fluage.

Plusieurs mécanismes peuvent expliquer ces différents désordres :

- gonflement d'intercalaires marneux induisant des soufflages de mur ;
- vieillissement des piliers conduisant à leur rupture et à des effondrements partiels.

Dans cet article, nous ne nous intéressons qu'à l'évolution des propriétés mécaniques des piliers de gypse en fonction du temps, c'est-à-dire au comportement différé ainsi qu'au vieillissement de la roche.

## 2.2

### Le gypse des piliers

Le gypse est un sulfate de calcium dihydraté  $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$  ; sa dureté est 2, il cristallise dans le système monoclinique (Ogniben, 1955 ; Jong et Bouman, 1959). Les paramètres de la maille élémentaire sont les suivants (Heijnen & Hartman, 1991 ; Sipple, 1999) :  $a = 5,6 \text{ \AA}$  ;  $b = 15,2 \text{ \AA}$  ;  $c = 6,2 \text{ \AA}$  et  $\beta = 114^\circ$ . La représentation schématique de la maille élémentaire du système monoclinique est sur la figure 3. Le cristal présente un clivage parfait (010) où les fractures obtenues sont lisses et deux autres clivages secondaires (100) et (011) où les fractures sont respectivement fibreuses et conchoïdales (Williams, 1988 ; Sipple, 1999).

Le gypse de la carrière de Grozon présente une pureté très variable, le pôle anhydrite peut en effet représenter 100 % du matériau. Ce gypse est qualifié de microcristallin car les cristaux mesurent moins d'un millimètre de longueur.

Des différences entre des cristaux de gypse provenant de piliers de quartiers d'âge d'exploitation récent et de quartiers, d'âge d'exploitation ancien ont été mises en évidence. Des échantillons ont été étudiés au microscope électronique à balayage (MEB), ils proviennent de sondages horizontaux effectués dans des piliers. Dans le cas des quartiers récents, de nombreux cristaux sont automorphes et intacts. D'autres présentent des traces de dissolution sur les premiers cinquante centimètres vers le cœur du pilier (Fig. 4). Les cristaux pro-

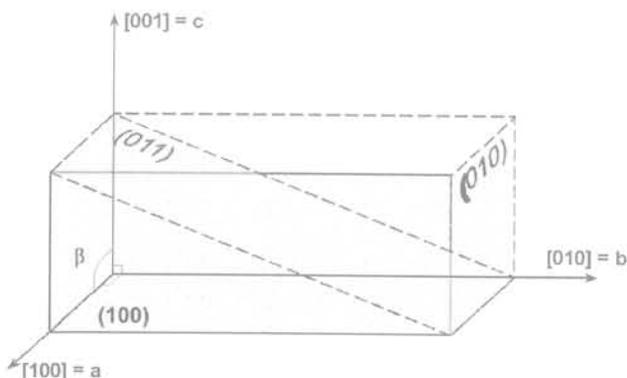


FIG. 3 Représentation schématique de la maille élémentaire du réseau cristallin monoclinique du gypse (les 3 faces référencées sont les plans des 3 principaux clivages).

venant d'échantillons prélevés dans les quartiers d'âge d'exploitation ancien présentent des dissolutions qui sont quantitativement plus importantes et observables jusqu'à plus d'un mètre de profondeur. Les cristaux sont tous xénomorphes du fait de la dissolution marquée en peau de pilier. L'intensité de la dissolution décroît du parement vers le cœur du pilier, ce qui suggère un mécanisme dépendant du temps et donc un vieillissement de la roche. Des dissolutions avec ou sans néoformation de minéraux, ont déjà été décrites dans diverses roches (Farran et Thénos, 1965 ; Auger, 1991 ; Furlan et Girardet, 1991 ; Chêne *et al.*, 1999 ; Gupta et Rao, 2000 ; Grigc *et al.*, 2002) avec des mécanismes qui dépendent de la nature minéralogique. Dans le cas du gypse, il ne peut s'agir que de dissolution.

## 3

### Caractérisation physique et mécanique instantanée

Les caractéristiques physiques et mécaniques instantanées de ce gypse sont synthétisées dans le tableau I. Ces valeurs sont des moyennes calculées pour chaque âge d'exploitation, sur une vingtaine d'échantillons secs pour les paramètres physiques. La résistance moyenne en compression uniaxiale et en traction indirecte sur des échantillons secs a été déterminée à partir d'une dizaine d'essais.

La dispersion des résultats peut être importante. Elle a principalement une origine structurale car les échantillons présentent des fissures qui sont plus ou moins cicatrisées. La pureté de la roche peut également avoir un rôle, même si tous les échantillons sont constitués de 90 à 100 % de gypse, l'autre constituant étant de l'anhydrite, qui modifie les caractéristiques physico-mécaniques de l'échantillon. Cette dispersion peut masquer en partie les variations des caractéristiques physiques et mécaniques instantanées qui sont fonction de l'âge de l'exploitation. Néanmoins, une diminution de 12 % de la résistance en compression uniaxiale a été mesurée entre les échantillons secs provenant d'un quartier récent et ancien.

Quel que soit l'âge d'exploitation, le comportement mécanique instantané des échantillons secs de ce matériau reste élastoplastique avec une rupture qui devient ductile avec l'augmentation de la pression de confinement (Figs 5a et 5b). Cependant les déformations plastiques avant le pic sont assez faibles et le seuil de la dilatance est très proche du pic.

Les résistances au pic s'alignent raisonnablement bien sur une droite dans le plan p-q, un critère de type Mohr-Coulomb peut donc être ajusté (Fig. 6). Le calcul des paramètres de ce critère avec des échantillons secs montre que l'angle de frottement augmente de  $43^\circ$  pour les échantillons de l'exploitation récente à  $49^\circ$  pour les échantillons du quartier 1920. A l'inverse, la cohésion diminue de 9 MPa à 7 MPa.

La résistance en compression uniaxiale d'échantillons partiellement saturés en eau a été déterminée. Les échantillons ont été placés dans une atmosphère avec une hygrométrie constante. Les conditions d'hygrométrie choisies sont les suivantes : 30 %, 60 % et 90 % à une température de  $20^\circ\text{C}$ . La solution saline saturée provoquant une hygrométrie de 30 % est composée de cristaux de sel de chlorure de calcium hexahydraté ( $\text{CaCl}_2 \cdot 6\text{H}_2\text{O}$ ). Avec ce sel, l'hygrométrie attendue est normalement de 36,5 %. L'hygrométrie de

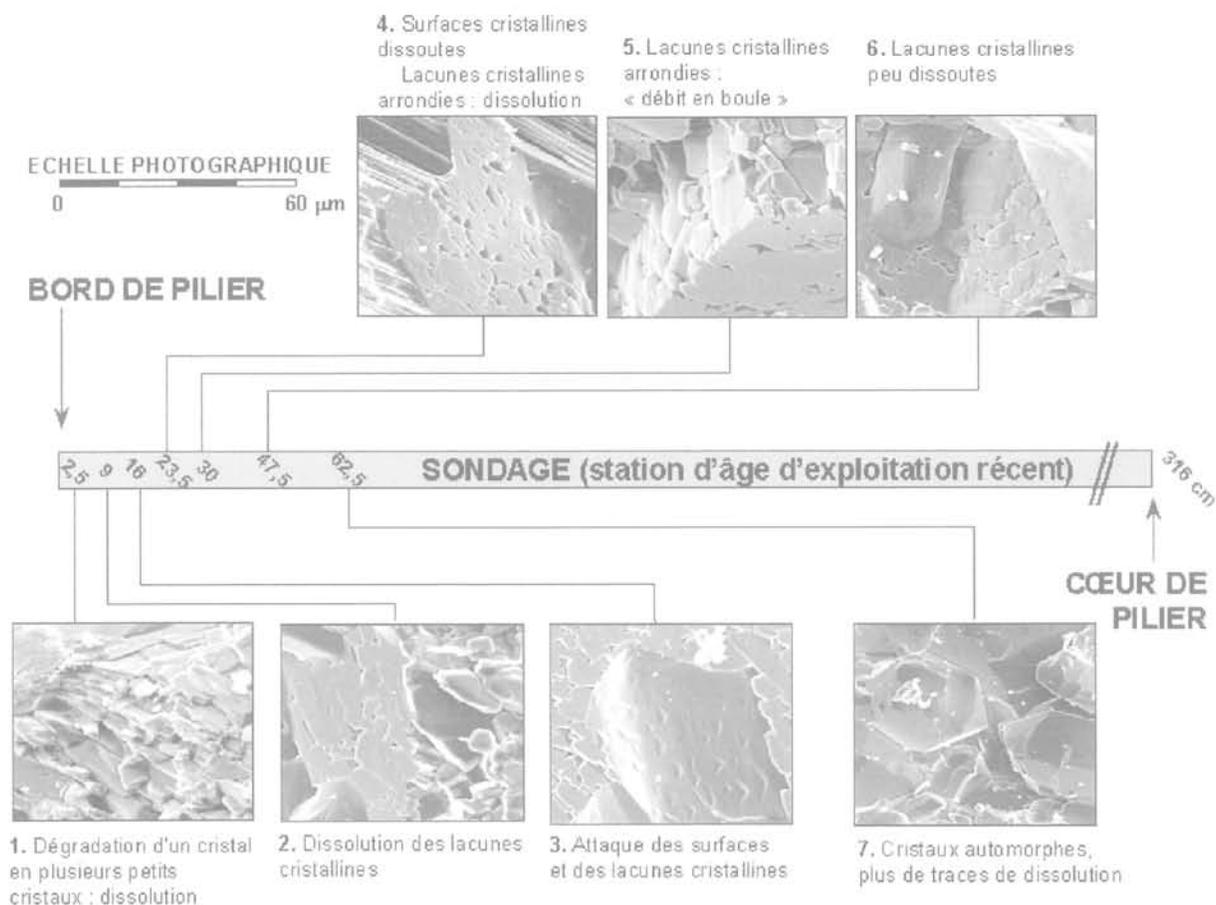


FIG. 4 Évolution des traces de dissolution dans un pilier (quartier d'âge d'exploitation récent).

60 % est obtenue avec une solution saline saturée avec le sel de nitrite de sodium ( $\text{NaNO}_2$ ). Ce sel donne normalement une hygrométrie de 66 %. Concernant la solution saline de 90 %, le sel est du sulfate de cuivre (II) pentahydraté ( $\text{CuSO}_4 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$ ). Avec ce sel, l'hygrométrie attendue est de 98 %. L'essai de compression uniaxiale est réalisé lorsque la masse de l'échantillon ne varie plus. La résistance moyenne en compression uniaxiale des échantillons partiellement saturés a été calculée à partir de deux ou trois essais pour chacune des hygrométries et pour chacun des âges. Malgré la dispersion des résultats, nous constatons une tendance à la diminution de la résistance avec l'augmentation de l'hygrométrie (Tableau I). La diminution de résistance en compression simple entre des échantillons partiellement saturés provenant de quartiers d'âge d'exploitation différent ne dépasse pas 25 % pour le cas le plus défavorable (quartier ancien, hygrométrie = 90 %).

#### 4

### Comportement mécanique différé

Le comportement différé du gypse a fait l'objet d'études antérieures (Griggs, 1939, 1940; Griggs et Handin, 1960; Morlier, 1964). Cependant, tous ces essais ont été réalisés dans des conditions dites standard, c'est-à-dire sans mesure des déformations différées transversales et sans contrôle de l'hygrométrie.

#### 4.1

### L'équipement au laboratoire

L'équipement nécessaire pour ce type d'essai est un bâti de fluage composé de trois principaux éléments : l'embase, le corps et la tête. Les volumes du récipient et du corps de la cellule ont été choisis en fonction de la norme NF EN ISO 483 et par rapport aux dimensions des éprouvettes qui font 38 mm de diamètre et un élanement de 2.

L'atmosphère autour de l'éprouvette a une hygrométrie contrôlée et constante pendant toute la durée de l'essai. Pour générer cette hygrométrie, un récipient dans lequel se trouve une solution saline saturée vient se positionner sous l'embase du bâti. Tout le dispositif est placé dans une salle climatisée afin de pouvoir maintenir la température constante et la plus proche possible de 20 °C. La norme NF X 15-119 a servi de support technique pour les mesures d'hygrométrie en fonction de la température et les précautions d'emploi des solutions salines saturées.

Sur les éprouvettes sont collées des jauges d'extensométrie pour mesurer les déformations axiales et les déformations latérales. Il est cependant particulièrement difficile d'assurer le bon fonctionnement des jauges sous forte humidité relative. Une technique a donc été mise au point sans que le taux de réussite soit complet. Une sous-couche de résine époxy est appliquée sur la zone de collage des jauges. Cette résine

TABLEAU I

Caractéristiques physiques et mécaniques instantanées en fonction de l'âge d'exploitation du quartier.  
Anglais

	Quartier 2000		Quartier 1970		Quartier 1920	
	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type	moyenne	écart-type
Porosité totale : n (%) (12 échantillons par quartier)	2,5	1,0	1,0	0,4	1,0	1,3
Masse volumique des grains : $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> ) (12 échantillons par quartier)	2,33	–	2,33	–	2,33	–
Vitesse des ondes ultrasonores P : $V_p$ (m/s) (12 échantillons par quartier)	4 850	180	4 950	35	5 000	100
Vitesse des ondes ultrasonores S : $V_s$ (m/s) (12 échantillons par quartier)	2 400	75	2 500	25	2 500	30
Essai de traction indirecte : résistance $R_t$ (MPa) (12 échantillons par quartier)	5,0	1,9	5	1,1	3,3	2,0
Essai de compression simple: 4 échantillons secs par quartier résistance : $R_c$ (MPa) module d'Young : E (GPa)	42 31,3	1,7 5,9	42 34,8	0,8 3,2	37,5 34,4	1,9 1,2
Essai de compression simple: 4 échantillons partiellement saturés (Hr = 30 %) par quartier résistance : $R_c$ (MPa) module d'Young : E (GPa)	41 32,5	0,8 2,5	42 48,1	0,9 5,2	38 35,1	1,5 3,8
Essai de compression simple: 4 échantillons partiellement saturés (Hr = 60 %) par quartier résistance : $R_c$ (MPa) module d'Young : E (GPa)	43,5 30,2	1,6 4,3	– –	– –	35 32,1	2 2,9
Essai de compression simple : 4 échantillons partiellement saturés (Hr = 90 %) par quartier résistance : $R_c$ (MPa) module d'Young : E (GPa)	42,5 35,1	1,2 2,4	– –	– –	32,2 34,9	2,5 1,9

QUARTIER  
1920

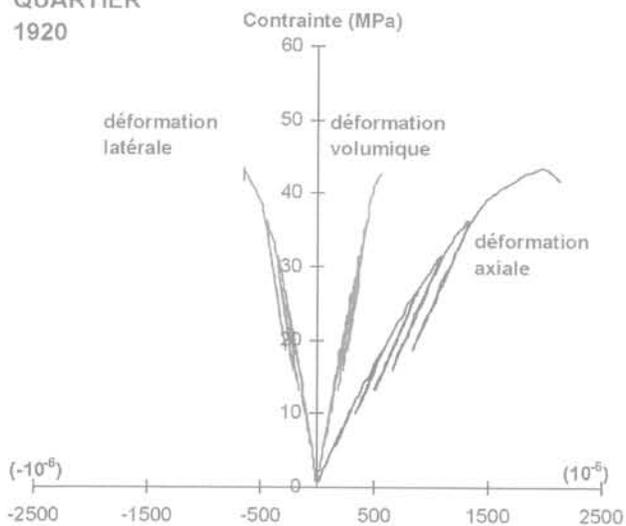


FIG. 5A Exemple de courbes contrainte-déformation d'un essai de compression uniaxiale (quartier d'âge d'exploitation 1920).

QUARTIER  
1920

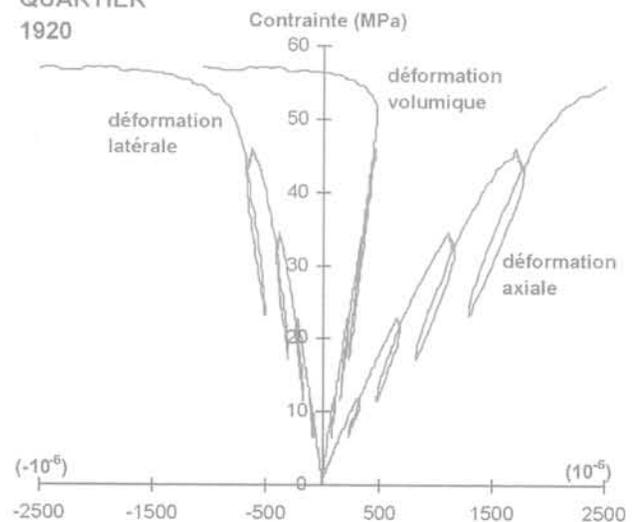


FIG. 5B Exemple de courbes contrainte-déformation d'un essai de compression triaxiale; pression de confinement 5 MPa (quartier d'âge d'exploitation 1920).

pénètre superficiellement dans le réseau poreux du matériau et sa surface est parfaitement lisse. Sans cette sous-couche, la jauge peut se décoller. Par la suite, un anneau de résine époxy de 1 mm d'épaisseur englobe les jauges et les soudures des fils pour les protéger

pendant la durée de l'essai de fluage qui est de plusieurs semaines. Pour minimiser l'influence de la rigidité de l'anneau de résine, quatre coupures verticales diamétralement opposées deux à deux ont été effectuées.

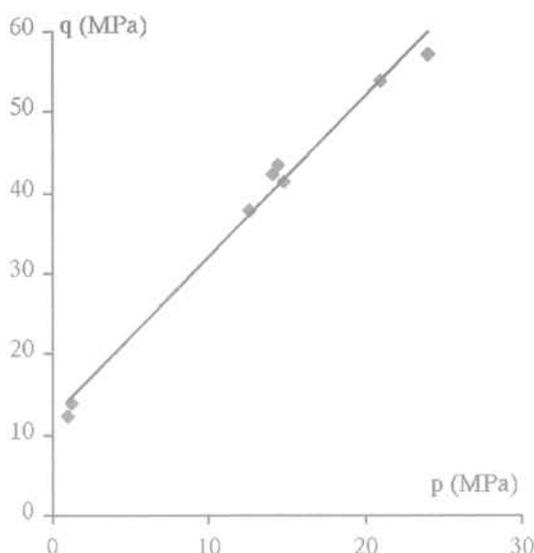


FIG. 6 Exemple d'une représentation du critère de rupture de Mohr-Coulomb (quartier d'âge d'exploitation 1920).

Le comportement mécanique différencié est étudié pour une même contrainte axiale totale de 10 MPa sous différentes hygrométries et à température constante. Les essais ont été réalisés à des hygrométries imposées de :

- 30 % correspondant à un état quasi sec ;
- 90 % correspondant à un état dans les quartiers récents en été ;
- 60 % pour avoir une valeur intermédiaire.

La contrainte n'a été appliquée qu'à partir d'une dizaine de jours après la mise des échantillons dans l'atmosphère à hygrométrie contrôlée. Le niveau de contrainte choisi pour ces essais correspond à environ

25 % de la résistance en compression uniaxiale des échantillons secs et il ne dépasse pas 30 % de la résistance en compression simple pour le cas le plus défavorable (quartier ancien, Hr = 90 %).

Neuf essais de fluage ont été réalisés : un âge d'exploitation pour chaque hygrométrie. Les éprouvettes utilisées pour les essais de fluage ont été prélevées entre 20 et 40 cm à partir du bord des piliers. Deux essais, avec des échantillons provenant du quartier en cours d'exploitation, ont été modifiés. Les échantillons ont subi un changement d'hygrométrie sans relâchement de la contrainte : pour le premier échantillon, une hygrométrie de 30 % pendant 200 jours puis 90 % pendant 15 jours et pour le second échantillon, une hygrométrie de 60 % pendant 120 jours puis 90 % pendant 15 jours.

#### 4.2

### Résultats des essais de fluage à hygrométrie contrôlée

Les résultats des différents essais de fluage à hygrométrie contrôlée sont présentés sur les figures 7 à 9. Pour les essais avec une hygrométrie de 90 %, une phase de fluage s'apparentant au fluage primaire dure environ 15 jours. A partir du 45<sup>e</sup> jour environ, la phase tertiaire commence. Les déformations volumiques sont initialement contractantes pour devenir dilatantes. La manifestation de la dilatance volumique est fonction de l'âge (Tableau II). Le seuil de dilatance est d'autant plus vite atteint que l'âge d'exploitation de l'échantillon est ancien.

La durée de la phase du fluage primaire est plus longue pour une faible hygrométrie : elle est de 60 jours et de 80 jours environ pour les essais avec une hygrométrie de 60 % et 30 %. Pour ces hygrométries, quand les essais ont été arrêtés, un fluage secondaire était observé depuis plusieurs semaines. Les déformations

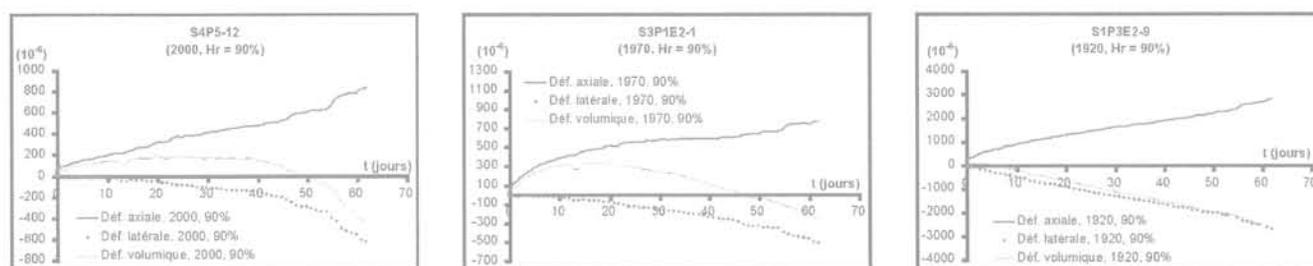


FIG. 7 Courbes déformation-temps de trois échantillons d'âge d'exploitation différent sous humidité relative de 90 %.

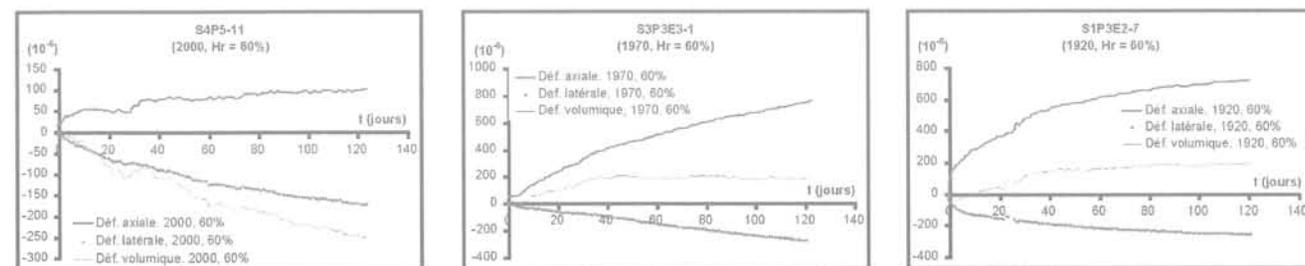


FIG. 8 Courbes déformation-temps de trois échantillons d'âge d'exploitation différent sous humidité relative de 60 %.

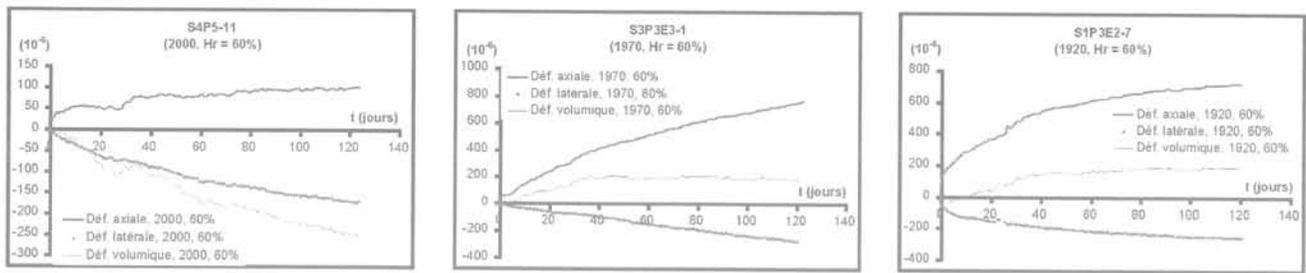


FIG. 9 Courbes déformation-temps de trois échantillons d'âge d'exploitation différent sous humidité relative de 30 %.

TABEAU II Seuil de dilatance pour les 3 essais de fluage avec une hygrométrie de 90 %.

	Quartier 2000	Quartier 1970	Quartier 1920
Seuil de dilatance	25 <sup>e</sup> jour	15 <sup>e</sup> jour	5 <sup>e</sup> jour

volumiques des échantillons avec une hygrométrie de 60 % sont initialement contractantes mais, au bout d'environ 6 semaines, la vitesse des déformations volumiques est constante, à l'exception de l'échantillon S4P5-11 pour lequel les déformations volumiques sont dilatantes dès le début du fluage (Fig. 8). Pour les échantillons avec une hygrométrie de 30 %, les déformations volumiques restent contractantes pendant toute la durée de l'essai.

Pour une hygrométrie constante, les déformations axiales et latérales au moment du passage fluage primaire-fluage secondaire sont fonction de l'âge d'exploitation de l'échantillon. Ces déformations sont d'autant plus élevées que le quartier de provenance a été exploité à une période ancienne. Pour un âge constant, les déformations axiales et latérales au moment du passage fluage primaire-fluage secondaire sont fonction de l'hygrométrie. A ce passage, les déformations sont plus importantes pour les fortes hygrométries.

Les vitesses des déformations axiales et latérales pendant le fluage secondaire ont été calculées à partir de la partie sensiblement linéaire des courbes de fluage (Tableau III). Pour une hygrométrie donnée, les vitesses sont fonction de l'âge d'exploitation de la zone de prélèvement : plus l'âge d'exploitation de la zone des prélèvements est ancien, plus la vitesse est élevée. Pour un âge donné, les vitesses sont fonction de l'hygrométrie : plus l'hygrométrie est importante, plus la vitesse est élevée.

La présence des déformations volumiques dilatantes aussi bien sur les courbes des essais instantanés que celles du fluage indiquent probablement un endommagement de la roche par une propagation cri-

tique et/ou subcritique des fissures, assistée par des mécanismes chimiques et accélérée par l'eau. Afin de mieux comprendre et de confirmer ou infirmer ces hypothèses, des observations au microscope électronique à balayage (MEB) et des essais sur des éprouvettes ayant subi un fluage ont été réalisés.

## 5

### Paramètres physiques, observations microscopiques et essais mécaniques post fluage

#### 5.1

#### Paramètres physiques avant et après essais de fluage

Les vitesses des ondes ultrasonores de compression  $P (V_p)$  et de cisaillement  $S (V_s)$  ont été mesurées sur des éprouvettes séchées à 50 °C avant et après les essais de fluage. Ces mesures ont permis de calculer le module d'Young ( $E_{dyn}$ ) et le coefficient de Poisson dynamiques ( $\nu_{dyn}$ ) (Tableau IV).

En règle générale, nous constatons une tendance à la diminution des vitesses des ondes ultrasonores et des modules d'Young dynamiques après le fluage. L'amplitude de cette diminution, tout en restant faible, est fonction de l'hygrométrie et de l'âge de l'exploitation.

La diminution du module d'Young dynamique est d'autant plus importante que l'hygrométrie est élevée et que la période d'exploitation de la station de prélèvement est ancienne. D'une manière générale, la diminution du module d'Young, pour une hygrométrie de 90 % est comprise entre 3 et 5 % d'un quartier récent à un vieux quartier alors que cette diminution n'est plus que 1 ou 3 % pour les deux autres hygrométries et quel que soit l'âge considéré.

TABEAU III Vitesses des déformations axiales et latérales pendant le fluage secondaire.

Hygrométrie (%)	Quartier 2000		Quartier 1970		Quartier 1920	
	Vitesse axiale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )	Vitesse latérale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )	Vitesse axiale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )	Vitesse latérale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )	Vitesse axiale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )	Vitesse latérale ( $10^{-11}.s^{-1}$ )
90	10,4	5,8	5,8	8,1	35,9	42,8
60	0,3	0,9	4,6	2,3	2,3	1,1
30	0,1	< 0,1	0,4	0,1	0,7	< 0,1

TABLEAU IV

Paramètres physiques déterminés avant et après les essais de fluage à hygrométrie contrôlée (le coefficient de Poisson dynamique avant et après essai est pris toujours égal à 0,33).

Hygrométrie	Paramètres physiques	Quartier 2000			Quartier 1970			Quartier 1920		
		avant	après	diminution avant-après	avant	après	diminution avant-après	avant	après	diminution avant-après
90 %	$V_p$ (m/s)	4 875	4 850	< 1 %	5 000	4 975	< 1 %	5 025	4 850	4 %
	$V_s$ (m/s)	2 475	2 425	< 1 %	2 525	2 450	3 %	2 525	2 425	4 %
	$E_{dyn}$ (GPa)	37,5	36,3	3 %	38,6	37,3	4 %	39,4	36,4	7 %
60 %	$V_p$ (m/s)	5 000	5 000	=	4 975	4 875	2 %	5 050	5 000	1 %
	$V_s$ (m/s)	2 525	2 475	2 %	2 500	2 450	2 %	2 525	2 500	1 %
	$E_{dyn}$ (GPa)	38,6	37,9	2 %	38,5	37,2	3 %	39,0	38,4	< 2 %
30 %	$V_p$ (m/s)	5 110	5 040	< 2 %	5 000	5 000	=	5 050	5 000	1 %
	$V_s$ (m/s)	2 600	2 550	2 %	2 525	2 500	1 %	2 525	2 525	=
	$E_{dyn}$ (GPa)	42,1	40,6	< 4 %	38,9	38,3	< 2 %	39,2	38,8	1 %

## 5.2

## Observations microscopiques après essais de fluage

Après les essais de fluage, des échantillons provenant de quartiers d'âge d'exploitation ancien (1920) ont été observés au MEB. Les observations sont systématiquement effectuées du bord vers le cœur de l'échantillon sur un plan longitudinal et transversal. Ce plan d'observation passe par l'axe longitudinal de l'échantillon.

L'observation au MEB d'une éprouvette ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie de 30 % nous a permis de relever différentes particularités :

- la taille des cristaux a diminué d'un facteur 10, elle devient inférieure à 25  $\mu\text{m}$  ;
- il n'existe pas de frange de dissolution mais quelques traces de dissolution disséminées dans l'ensemble de l'éprouvette. Ces traces devaient être présentes avant l'essai de fluage.

Les observations sur une éprouvette ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie constante de 60 % nous apportent les informations suivantes :

- la taille des cristaux a diminué d'un facteur 10, elle devient inférieure à 25  $\mu\text{m}$  ;
- une frange de dissolution concentrique, c'est-à-dire une frange où les cristaux sont émoussés, peut être observée sur une épaisseur de 1 mm.

Vers le cœur de l'éprouvette, quelques traces de dissolution d'une faible ampleur sont observées.

Pour une hygrométrie de 90 %, l'observation d'une éprouvette après l'essai de fluage a permis de relever différentes particularités :

- la taille des cristaux a diminué d'un facteur 10, elle devient inférieure à 25  $\mu\text{m}$  ;

- les éprouvettes présentent une importante densité de traces de dissolution : elles sont nettement plus nombreuses par rapport aux observations faites sur des échantillons témoins.

Malgré l'existence de traces de dissolution avant essai sur le gypse, on peut constater que l'hygrométrie entraîne une dissolution partielle de certains cristaux et que cette nouvelle dissolution varie dans le même sens que l'hygrométrie.

## 5.3

## Essais mécaniques après essais de fluage

Afin d'essayer de vérifier l'existence d'un mécanisme d'endommagement par microfissuration du matériau pendant l'essai de fluage, des essais de compression isotrope ont été réalisés après les essais de fluage. Trois éprouvettes ont subi un essai de fluage sous une hygrométrie différente et les résultats des essais de compression isotrope (Tableau V) sont comparés avec ceux obtenus sur des échantillons témoins.

La porosité de fissure de référence mesurée sur les échantillons témoins est de  $3 \cdot 10^{-4}$ . Seul l'échantillon ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie de 60 % puis de 90 % a une porosité de fissure deux fois supérieure à la porosité de référence. Le module de compressibilité des échantillons témoins diminue assez fortement suivant l'âge d'exploitation. On peut comparer également le module de compressibilité de l'échantillon « Quartier 2000 témoin » à celui de l'échantillon du quartier 2000 ayant subi les essais de fluage sous hygrométrie. Dans tous les cas le module de compressibilité des échantillons ayant subi des essais de fluage est inférieur. Ces constatations iraient dans le sens d'un endommagement de ces échantillons.

TABLEAU V

Porosité de fissure et module de compressibilité calculés à partir des courbes contrainte-déformation des essais de compression isotrope.

	Quartier 2000 témoin	Quartier 1920 témoin	Quartier 1970	Quartier 1970	Quartier 2000
Hygrométrie (%)	-	-	30	60	60 puis 90
Porosité ( $10^{-4}$ )	3	3	4	3	6
K (MPa)	38,3	30,4	33,4	37,8	30,6

## Interprétation-discussion

L'interprétation-discussion des différents résultats peut se faire selon deux approches :

- pour un âge constant, le paramètre hygrométrie influe sur les résultats d'essais ;
- pour une hygrométrie constante, le paramètre âge influe sur ces résultats.

### 6.1

## Le paramètre hygrométrie

Quel que soit l'âge d'exploitation considéré, la vitesse de fluage secondaire augmente avec l'hygrométrie. Pour un cas extrême, avec une hygrométrie de 90 % et un âge d'exploitation ancien (1920), le fluage tertiaire a été atteint au bout de 45 jours.

Le changement d'hygrométrie, pour deux échantillons provenant du quartier en cours d'exploitation, permet de montrer que la vitesse de déformation de fluage est fonction de la valeur de l'hygrométrie. En effet, après ce changement d'hygrométrie, la vitesse s'accélère brutalement. Cependant, les vitesses de déformation du fluage secondaire n'ont pu être calculées car les essais ont été arrêtés avant d'obtenir une vitesse de fluage constante car les jauges d'extensométrie ne répondaient plus. Les vitesses des ondes ultrasonores P et S mesurées après l'essai de fluage ont diminué par rapport à celles qui ont été mesurées avant l'essai de fluage. La porosité de fissure est deux fois plus importante par rapport à celle qui a été calculée sur des échantillons témoins.

Avec une hygrométrie de 90 % et un âge d'exploitation intermédiaire (1970), les vitesses des ondes ultrasonores P et S mesurées après l'essai de fluage ont diminué par rapport à celles qui ont été mesurées avant l'essai de fluage. Suite à un essai de compression isotrope, la porosité de fissure reste inchangée par rapport à celle qui a été calculée sur des échantillons témoins. Les échantillons d'âge d'exploitation 1970 ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie de 60 % et 30 % présentent une porosité de fissure comparable à celle qui a été calculée sur des échantillons témoins.

Avec une hygrométrie de 90 % et un âge d'exploitation ancien (1920), les vitesses des ondes ultrasonores P et S mesurées après l'essai de fluage ont diminué par rapport à celles qui ont été mesurées avant l'essai de fluage. Une observation au microscope électronique à balayage d'une éprouvette d'âge d'exploitation 1920 ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie de 60 % a permis de mettre en évidence une frange de dissolution concentrique de 1 mm d'épaisseur et une diminution d'un facteur 10 de la taille des cristaux. L'éprouvette d'âge d'exploitation 1920 ayant subi un essai de fluage avec une hygrométrie de 30 % présente quelques traces de dissolution qui devaient être présentes avant l'essai de fluage.

Les hypothèses permettant d'expliquer les variations des vitesses de fluage en fonction de l'hygrométrie sont basées sur des travaux antérieurs. D'après Finot *et al.* (1997), une faible hygrométrie entre 10 et 30 % provoque une migration des molécules d'eau vers

la périphérie des cristaux. En effet, une des deux molécules d'eau constitutive du gypse a une énergie de liaison plus faible que l'autre (Mandal et Mandal, 2002). Elle est alors considérée comme un anion. La conséquence de cette migration est la formation de dislocations dans les cristaux et la formation d'excroissances inférieures à 1 nanomètre. Proche de 100 % d'hygrométrie, la dissolution entraîne une formation de microfissures sur la face (010) et sur les extrémités de la face. Ces différentes observations ont été faites sur la surface d'un cristal de gypse naturel grâce à un microscope à force atomique.

Certaines traces de dissolutions observées au MEB existaient probablement avant les essais de fluage et l'action de la vapeur d'eau a pu amplifier leur taille. Par conséquent, il n'est pas surprenant d'observer des pores mesurant quelques micromètres. Une sollicitation est appliquée en plus des conditions d'hygrométrie, le phénomène de dislocation ne peut être qu'amplifié provoquant le scindement d'un cristal suivant les clivages secondaires dans les plans (100) et (011).

Une augmentation de la microfissuration a été mesurée uniquement sur une éprouvette ayant subi un essai de fluage avec un changement d'hygrométrie sans relâchement de la contrainte. La porosité de fissure après l'essai de fluage déterminée par un essai de compression isotrope était deux fois plus grande que celle des échantillons témoins. Cette variation peut être expliquée soit par une différence de la porosité initiale de cet échantillon, soit par une action combinée de la contrainte appliquée pendant l'essai de fluage et du changement de l'hygrométrie. La dispersion des mesures de la porosité de fissure sur les échantillons d'un même âge étant nettement plus faible que cette variation, notre choix va vers la deuxième hypothèse (action combinée de la contrainte appliquée pendant l'essai de fluage et du changement de l'hygrométrie). Les conséquences de l'hygrométrie sur la vitesse de fluage sont, semble-t-il, d'autant plus importantes que la roche est endommagée. En effet, l'hygrométrie de 30 %, avec le niveau de contrainte des essais de fluage, n'induit pratiquement pas d'endommagement. A 60 % puis 90 % d'hygrométrie, l'endommagement devient sensible. Le changement d'hygrométrie sur cet échantillon a des conséquences à la fois sur les défauts initiaux et sur ceux de l'endommagement, conduisant ainsi à une augmentation de la vitesse de fluage. Il est donc clair, en terme d'hygrométrie, que le seuil de l'endommagement se situe quelque part entre 30 % et 60 %. Nous ne connaissons pas actuellement comment ce seuil est également influence par l'état de contrainte. En effet, il est classiquement admis que l'endommagement dépend également de l'état de contrainte et, donc, plus globalement, de la combinaison contrainte-hygrométrie.

Cette microfissuration mesurée uniquement sur une éprouvette ayant subi un essai de fluage avec un changement d'hygrométrie sans relâchement de la contrainte peut avoir une origine intergranulaire ou bien intragranulaire.

Pour le premier cas, les joints entre grains peuvent s'agrandir par une dissolution des surfaces cristallines. La frange de dissolution serait donc plus importante que celle obtenue pour l'échantillon maintenu dans une hygrométrie de 60 %. D'après les observations au MEB, tout l'échantillon a subi une attaque de la vapeur d'eau avec des figures de dissolution très marquées sur la

périphérie et moins importantes vers le cœur. Ce type d'observation a déjà été décrit sur d'autres matériaux comme l'anhydrite (Dell'Angelo, 1995 ; Heilbronner, 1998) ou bien sur du quartz (Freeman, 1986) suite à des essais de fluage. Les forces de contact entre les surfaces cristallines parallèles à la direction [001] sont les plus faibles (Finot *et al.*, 2001). Cette direction est celle qui a été observée au microscope électronique à balayage sur l'échantillon avec une hygrométrie maintenue à 30 % : elle est proche de l'axe transversal de l'échantillon. C'est donc une direction privilégiée pour une augmentation de l'espace intergranulaire.

Le deuxième cas peut également être envisagé. En effet, un débit lamellaire plus important que celui qui a été observé sur un échantillon maintenu à 60 % d'hygrométrie est tout à fait envisageable. D'après Finot *et al.* (1997), une hygrométrie proche du pôle 100 % engendre une microfissuration sur la surface cristalline (010) et sur ces extrémités (Sipple *et al.*, 2001) dans la direction [100]. Cette microfissuration peut entraîner le scindement d'un cristal en plusieurs autres cristaux plus petits. L'augmentation des traces de dissolution n'est pas étonnante car d'après plusieurs auteurs (Christoffersen, 1976 ; Amathieu, 1988 ; Raines, 1997 ; Jeschke, 2001), la vitesse de dissolution dans une eau saturée à 50 % de gypse est de  $10^{-5}$  mmol.cm<sup>-2</sup>.s<sup>-1</sup>.

Pour conclure, la dissolution des minéraux observée sur le gypse après les essais de fluage est due à l'action de la vapeur d'eau sous contrainte (mécanisme de pression-dissolution sans précipitation observable).

## 6.2

### Le paramètre âge de l'exploitation

Quelle que soit l'hygrométrie considérée, la vitesse de fluage secondaire augmente avec l'ancienneté de l'exploitation. Cette augmentation est beaucoup plus marquée pour une hygrométrie de 90 %.

La vitesse de déformation axiale pendant le fluage secondaire a augmenté de 30 % entre un échantillon provenant d'un quartier récent et un échantillon d'âge d'exploitation ancien. La vitesse de déformation latérale pendant cette même phase a augmenté de 13 %. Ces vitesses ont été calculées lors d'un essai de fluage avec une hygrométrie égale à 90 %. Avec une hygrométrie constante de 60 %, les vitesses des déformations axiales et latérales pendant la phase de fluage secondaire ont augmenté respectivement de 15 % et de 20 % entre un échantillon provenant d'un quartier récent et un échantillon d'âge d'exploitation ancien. Enfin, pour une hygrométrie constante de 30 %, l'augmentation de la vitesse de déformation axiale de la phase de fluage secondaire est de 15 % entre un échantillon provenant d'un quartier récent et un échantillon d'âge d'exploitation ancien. Cependant, la vitesse de déformation latérale est restée constante.

Les hypothèses permettant d'expliquer les variations de vitesses de fluage en fonction de l'âge d'exploitation sont les suivantes :

– peu de différences texturales et structurales peuvent expliquer totalement les variations de vitesse de fluage. En effet, seules quelques torsions de cristaux avec un débit lamellaire et une diminution de la taille des cristaux ont été observées sur les échantillons des quartiers anciens. Cependant, ces différences cristallines peuvent participer à ces variations de vitesse de fluage. Après les essais de fluage, les différences sont beaucoup plus marquées avec une forte diminution de la taille des cristaux. Pour les hygrométries de 60 % et 90 %, des figures de dissolution importantes apparaissent en grand nombre. Dans ce cas, le rôle de l'hygrométrie devient un paramètre majeur ;

– la différence dans les paramètres mécaniques définis lors de la caractérisation mécanique court terme du gypse provenant de quartiers d'âge d'exploitation différent (Auvray, 2003) pourraient expliquer en partie les variations de vitesse de fluage. En effet, une diminution de la résistance en compression simple existe entre des échantillons partiellement saturés provenant d'un quartier d'âge d'exploitation récent et d'un quartier d'âge d'exploitation ancien. Cette diminution de résistance est d'autant plus importante que l'hygrométrie est élevée.

Il semble que les différences texturales et structurales et les faibles différences des paramètres mécaniques entre les échantillons d'âge d'exploitation différent, avant les essais de fluage, aient une importance sur les variations de vitesse de fluage pendant les essais de fluage.

## 7

### Conclusion

Le gypse de Grozon présente des traces de dissolution de plus en plus marquées avec l'âge d'exploitation. L'intensité de la dissolution décroît avec la profondeur, du parement vers le cœur du pilier. Ces faits suggèrent un vieillissement de la roche fonction du temps. La dégradation des piliers est donc probablement due au vieillissement du massif rocheux associé au comportement différé du matériau. Ce comportement différé est fortement influencé par l'hygrométrie et par l'âge d'exploitation des quartiers. L'action de l'humidité de l'air sur les cristaux de gypse des piliers ou bien des échantillons ayant subi un essai de fluage à hygrométrie contrôlée entraîne leur dégradation. Elle se manifeste par une « corrosion » des surfaces cristallines. Le comportement différé est influencé par le couplage hydro-chimico-mécanique. Les vitesses de fluage secondaire les plus élevées sont mesurées sous une forte hygrométrie. De plus le comportement mécanique différé est fonction de l'âge d'exploitation du gypse et donc de son vieillissement.

- Amathieu L., Boistelle R. – Crystallization kinetics of gypsum from dense suspension of hemihydrate in water. *Journal of Crystal Growth*, vol. 88, Issue 2, 1988, p. 183-192.
- Auger F. – Vieillessement par altération atmosphérique des matériaux de construction - Étude comparative *in situ* et en simulation. Colloque intern. *Détérioration des matériaux de construction*, La Rochelle, 1991, p. 115-129.
- Auvray C. – Vieillessement et comportement rhéologique, Thèse de doctorat INPL, décembre 2003, 268 p.
- Chêne G., Bastian G., Brunjail C., Laurent J.P. – Vieillessement accéléré de bloc de tuffeau en laboratoire sous l'effet de cycles d'imbibition-séchage. *Matériaux et constructions*, vol. 32, 1999, p. 525-532.
- Christoffersen J., Christoffersen M.R. – The kinetics of dissolution of calcium sulphate dihydrate in water. *Journal of Crystal Growth*, vol. 35, Issue 1, 1976, p. 79-88.
- Dell'Angello L.N., Olgaard D.L. – Experimental deformation of fine-grained anhydrite: evidence for dislocation and diffusion creep. *J. of Geophysical Research*, vol. 100, 1995, p. 15425-15440.
- Farran J., Thenoz B. – L'altérabilité des roches, ses facteurs, sa prévision. Suppl. *Annales de l'ITBTP* n° 215, 1965, 2729-2736.
- Finot E., Lesniewska E., Goudonnet J.P., Mutin J.C., Domenech M., Kadi A.A. (2001). Correlating surface forces with surface reactivity of gypsum crystals by atomic force microscopy. Comparaison with rheological properties of plaster. *Solid State Ionics*, vol. 141-142, 2001, p. 39-46.
- Finot E., Lesniewska E., Mutin J.C., Goudonnet J.P. – Reactivity of gypsum faces according to the relative humidity by scanning force microscopy. *Surface Science*, vol. 384, 1997, 201-217.
- Freeman B., Ferguson C.C. – Deformation mechanism and micromechanism of rocks with distributed grain sizes. *J. of Geophysical Research*, vol. 91, 1986, p. 3849-3860.
- Furlan V., Girardet F. – *Pollution atmosphérique et durabilité des pierres de construction*. Colloque intern. *Détérioration des matériaux de construction*, La Rochelle, 1991, p. 79-91.
- Grgic D., Homand F., Dagallier G. – Altération du minerai de fer dans les mines abandonnées de Lorraine. *Revue française de géotechnique*, n° 99, 2002, p. 49-60.
- Griggs D.T. – Creep of rocks. *Journal of Geology*, vol. 47, 1939, p. 225-251.
- Griggs D.T. – Experimental flow of rocks under conditions favouring recrystallisation. *Geol. Soc. Amer. Bull.*, vol. 51, 1940, p. 1001-1022.
- Griggs D.T., Handin – Rocks deformation. *Geol. Soc. Amer. Mem.*, vol. 79, 1960.
- Gupta A.S., Rao K.S. – Weathering effects on the strength and deformational behaviour of crystalline rocks under uniaxial compression state. *Engineering Geology*, vol. 56, 2000, p. 257-274.
- Heijnen W.M.M., Hartman P. – Structural morphology of gypsum ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ), brushite ( $\text{CaHPO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) and pharmacolite ( $\text{CaHAsO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ). *Journal of Crystal Growth*, vol. 108, 1991, p. 290-300.
- Heilbronner R., Bruhn D. – The influence of three-dimensional grain size distributions on the rheology of polyphase rocks. *J. of Structural Geology*, vol. 20, n° 6, 1998, p. 695-705.
- Jeschke A.A., Vosbeck K., Dreybrodt W. – Surface controlled dissolution rates of gypsum in aqueous solutions exhibit nonlinear dissolution kinetics. *Geochimica et Cosmochimica Acta*, vol. 65, n° 1, 2001, p. 27-34.
- Jong W.F., Bouman J. – *General crystallography, a brief compendium*. Freeman and Co. Ed., 1959, 281 p.
- Mandal P.K., Mandal T.K. – Anion water in gypsum ( $\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$ ) and hemihydrate ( $\text{CaSO}_4 \cdot 1/2\text{H}_2\text{O}$ ). *Cement and Concrete Research*, vol. 32, 2002, p. 313-316.
- Morlier P.J. – *Étude expérimentale de la déformation des roches*. Thèse Université de Paris, Faculté des sciences, 1964, 40 p.
- NF EN ISO 483 – *Petites enceintes de conditionnement et d'essai utilisant des solutions aqueuses pour maintenir l'humidité relative à une valeur constante*. Afnor, 1999.
- NF X 15-119 – *Mesure de l'humidité de l'air, Générateurs d'air humide à solutions salines pour l'étalonnage des hygromètres*. Afnor, 1999.
- Ogniben L. Inverse graded bedding in primary gypsum of chemical deposition. *Journal of Sedimentary Petrology*, vol. 25, 1955, p. 273-281.
- Raines M.A., Dewers T.A. – Mixed transport/reaction control of gypsum dissolution kinetics in aqueous solution and initiation of gypsum karst. *Chemical Geology*, vol. 40, 1997, p. 29-48.
- Sipple E.M. – *Réarrangements structuraux et modifications microstructurales associés aux transformations de phases dans le système  $\text{CaSO}_4$  (s)- $\text{H}_2\text{O}$  (g)*, Thèse de doctorat de l'université de Bourgogne, 1999, 140 p.
- Sipple E.M., Braconni P., Dufour P., Mutin J.P. – Microstructural modifications resulting from the dehydration of gypsum. *Solid State Ionics*, vol. 141-142, 2001, p. 447-454.
- Williams S.C. – The shear strength of gypsum single crystal on three cleavage planes. *Tectonophysics*, vol. 148, 1988, p. 163-173.



# Abandon des mines de sel : faut-il ennoyer ?

## P. BEREST

Laboratoires LMS et G3S  
École polytechnique  
Palaiseau 91128 Cedex  
Berest@lms.polytechnique.fr

## B. BROUARD

Brouard Consulting  
101, rue du Temple,  
75003 Paris  
Brouard@lms.  
polytechnique.fr

## B. FEUGA

BRGM, REM/RESE  
BP 6009  
45060 Orléans Cedex 2  
Bernard.Feuga@industrie.  
gouv.fr

### Résumé

L'abandon d'une mine de sel sèche soulève un problème très particulier en raison de la forte probabilité que la mine soit noyée après son abandon, avec des conséquences significatives à la surface du sol. On analyse plusieurs cas d'ennoyage survenus pendant que des mines de sel étaient encore actives, afin de comparer les avantages et les inconvénients d'un ennoyage délibéré avant l'abandon, et notamment la dégradation possible des bancs marneux situés au mur de la mine.

*Mots-clés :* mine de sel, ennoyage volontaire, dégradation du mur.

# Dry salt mine abandonment : is deliberate flooding the best option ?

### Abstract

Abandonment of dry salt mines raises a difficult problem, as post-abandonment mine flooding is in most cases highly probable, with possible severe consequences at ground level. Several cases of active mine flooding are analyzed, to compare the advantages and drawbacks of a deliberate flooding before mine abandonment. Special attention is kept to the possible degradation of the marly floor layers.

*Key words :* salt mine, deliberate mine flooding, floor weathering.

## Introduction

L'article concerne l'abandon des mines de sel « sèches ». On emploie cet adjectif pour distinguer ces mines des cavités créées par dissolution du sel au moyen de circulation d'eau par des sondages, qui suscitent des questions différentes. L'abandon des mines « sèches » pose un ensemble de problèmes très particuliers. Pour les analyser, on peut tirer des leçons utiles du comportement de ces mines quand elles sont encore en exploitation. De façon générale, les mines de sel se referment lentement, avec un écrasement progressif des piliers que l'on a laissés entre les galeries pour assurer la stabilité des terrains; inexorablement la mine finira par se fermer complètement, entraînant une descente des terrains sus-jacents: mais, dans beaucoup de cas, il s'agit d'une évolution très lente, dont on peut d'ailleurs estimer la vitesse, et qui ne s'achèvera qu'après une durée trop longue pour avoir des conséquences pratiques (plusieurs siècles ou dizaines de siècles). Toutefois d'assez nombreuses mines en activité ont connu des évolutions bien plus rapides, qu'on peut ranger en deux catégories:

- 1) effondrement de mines mal dimensionnées;
- 2) invasion de la mine par de l'eau (ou de la saumure).

En fait, il arrive que l'un de ces événements soit la conséquence de l'autre. Dans la suite on s'intéresse à l'invasion car c'est l'accident le plus fréquent mais aussi le plus caractéristique des mines de sel ou de potasse. Il faut s'efforcer de tirer des exemples d'accidents connus des enseignements généraux que l'on puisse transposer à des situations nouvelles; on doit néanmoins garder à l'esprit le rôle que jouent dans chaque cas les circonstances locales. De ce point de vue, une typologie sommaire des gisements de sel conduit à distinguer:

a) les gisements en couches restées à peu près horizontales depuis leur dépôt. On y exploite souvent une hauteur de quelques mètres (mines sèches) ou quelques dizaines de mètres (cavités de dissolution) de haut, au sein d'une série qui comporte d'autres niveaux peu solubles, aux propriétés mécaniques souvent contrastées, de l'anhydrite très raide aux marnes ou argilites, dénomination plus vague qui rassemble des roches souvent peu résistantes et facilement altérables. Cette configuration se retrouve typiquement au Kansas (Wellington Permian Formation) dans la région de New York (Upper Silurian Group) ou en Lorraine (Keuper inférieur);

b) les dômes, résultant de l'ascension du sel provoquée par sa faible densité et sa nature de fluide visqueux, parfois assistée par le contexte tectonique. Les dômes se présentent comme des structures de grande extension verticale, qui autorisent une exploitation placée assez profondément sous le sommet du dôme, qui est fréquemment proche de la surface (golfe du Mexique). Le sel y est souvent pur, à l'exception de zones anormales marquées par la présence de sel noir, de poches de gaz ou de saumure, de contraintes éloignées de la distribution sphérique, que l'on trouve à proximité des flancs du dôme ou à la limite de deux masses de sel affectées de mouvements différentiels; ou de zones hétérogènes contenant des couches d'anhydrite et de marne redressées jusqu'à la verticale (nord de l'Allemagne) ou des sels d'autre nature

(potasse, carnallite), donnant souvent lieu à des méthodes d'exploitation qui diffèrent des classiques « chambres et piliers » fréquents dans les couches de sel ou les dômes du golfe du Mexique.

## Invasion des mines de sel par l'eau

### Un accident fréquent

L'invasion des mines de sel par l'eau est un accident assez fréquent. Il était très fréquent dans les mines anciennes, car le sel était exploité au voisinage des « affleurements » connus, c'est-à-dire près des sources salées: les mines étaient peu profondes, souvent placées aux limites des gisements, là où le sel est en contact direct avec les eaux souterraines. Toutefois, cet accident n'a pas été éliminé, loin de là, par les progrès considérables des techniques de reconnaissance et d'exploitation.

#### France

En Lorraine, cinq mines sèches ont été exploitées (Vic-sur-Seille, Dieuze, Saint-Nicolas, Rosières, Einville; Rosières et Saint-Nicolas, qui étaient proches, ont été ultérieurement reliées pour former la mine actuelle de Varangéville). Deux autres puits (Crévic et Tonnoy) ont été creusés jusqu'au niveau de la onzième couche du gisement, la seule exploitée systématiquement, mais sans donner lieu à une exploitation effective. La mine de Vic-sur-Seille, ouverte en 1821, a été abandonnée après quelques années, car les entrées d'eau ou de saumure non saturée dans la mine ne pouvaient être contrôlées. La mine de Dieuze, dont le toit était profond de 115 m, a été envahie par de la saumure en 1864; l'invasion ne trouvait d'ailleurs pas sa cause dans la mine elle-même (une galerie à une profondeur de 60 mètres, reliée au puits d'accès, s'est effondrée). Seules deux mines sont encore ouvertes, Einville qui n'est plus exploitée et Varangéville qui est en activité. Ailleurs en France, d'autres mines ont été abandonnées après ennoyage: Larralde, 1901; Saint-Pandelon, 1905-1962; Saint-Pierre à Dax, 1894, etc. (DARPMI, 2001).

#### USA

Un cas typique est celui des cinq dômes de sel alignés, appelés « Five Islands », au bord du golfe du Mexique, en Louisiane (Fig. 1): ils fournissent au moins grossièrement une statistique car ils ont tous été exploités par mine. Belle Isle a été abandonnée (Walters, 1978), faute d'avoir pu contrôler les arrivées d'eau par le second puits d'accès, qui avait été réalisé sans congélation préalable des terrains. Jefferson Island (Nichols *et al.*, 1980; O'Gorman et Stafford, 1980; Thoms et Gehle, 1994) a été envahie en quelques heures par les eaux d'un lac, après qu'un puits pétrolier eut atteint la mine par erreur (1980). Weeks Island était une mine de sel, convertie en stockage de pétrole; le stockage a été abandonné (Bauer *et al.*, 2000) après que deux fontis,

## Communication entre les couches aquifères et la mine : discontinuités naturelles

qui mettaient en communication les eaux douces superficielles et la mine, furent apparus de façon inopinée en surface (1995). Cote Blanche et Avery Island sont toujours exploités. Hormis la Louisiane, on peut citer l'invasion en 1994 de la mine de Retsof dans l'état de New York, qui était vraisemblablement la plus grande mine de sel du monde; l'invasion a été précédée d'une rupture du toit de la mine dans une zone exploitée par petits piliers (Gowan et Trader, 2000; Gowan *et al.*, 1999; Payment, 2000; Van Sambeek, 1996; Van Sambeek *et al.*, 2000); et l'abandon de la mine de Winnfield (1965) qui a commencé par l'apparition soudaine d'un jet violent de saumure sortant d'un pilier (Thoms et Gehle, 2000).

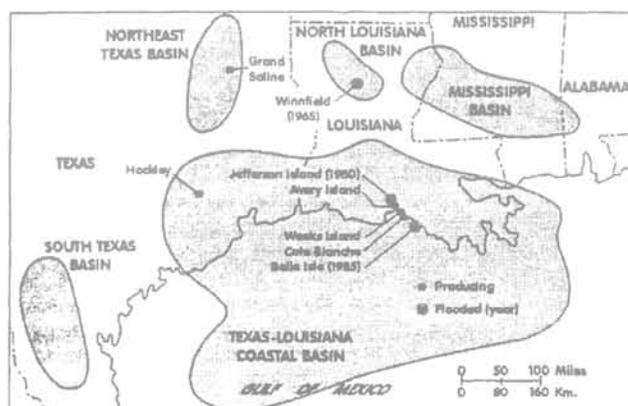


FIG. 1 Mines et dômes de sel au Texas et en Louisiane. L'année indiquée est celle de la perte de la mine (d'après Johnson et Gonzales, 1978, cité par Thoms et Gehle, 2000).

Salt mines and salt domes in Louisiana and Texas (After Johnson and Gonzales, referred by Thoms and Gehle, 2000).

### 2.1.3

#### Allemagne

Un grand nombre d'invasions de mines de sel ou de potasse sont rapportées dans la littérature. Rölleke (2000, p. 88) indique: «As potash salt mining has developed, mines in Germany have been hit by a number of uncontrolled water influxes which have resulted in spectacular subsidence and the creation of sinkholes». Il décrit trois cas survenus dans le nord de l'Allemagne (Vienenburg I, 1930; Hedwigsburg, 1921; et Ronnenberg, 1975, qui sera évoqué plus loin). Thoma *et al.* (2000) donnent huit autres cas survenus dans le centre de l'Allemagne.

### 2.2

#### Mécanisme d'invasion

Une mine sèche contient de l'air, dont la pression est très proche de la pression atmosphérique, donc bien plus faible que la pression de l'eau contenue dans les couches aquifères placées au-dessus ou au-dessous de la mine. Si une communication est créée entre ces couches et la mine, une circulation de l'eau vers la mine se met en place.

En général, les massifs de sel pur sont extrêmement peu perméables. De plus, dans les conditions naturelles, il n'existe en général pas dans le sel de fractures susceptibles de laisser circuler les eaux souterraines (on peut trouver des exceptions dans des localisations très particulières, telles que le voisinage d'une faille majeure ou les flancs d'un dôme de sel; Winnfield est un cas où ce facteur a joué un rôle vraisemblablement important (Thoms et Gehle, 2000); dans un autre contexte, le stockage de pétrole du LOOP près de la Nouvelle Orléans est un autre exemple, McCauley *et al.*, 1998, Lolan *et al.*, 1998). On peut aussi trouver des discontinuités verticales dans les couches de sel, comme les mud-cracks que l'on observe dans la mine de Varangéville; mais ils font quelques mètres de haut, ne sont pas interconnectés et sont remplis de matériaux insolubles et peu perméables, de sorte que leur rôle hydraulique resterait en toute hypothèse modeste. Les surprises sont notamment possibles dans les quelques premières dizaines de mètres sous le toit de la formation salifère, qui a pu être affecté de phénomènes complexes lors du dépôt et postérieurement. Dans le cas de la mine de Holle, République du Congo, les galeries étaient tracées sous une épaisseur de sel de 35 à 55 m, avec un minimum observé à 16 m; aucune faille ou discontinuité n'avait été rencontrée pendant huit années d'exploitation. Le 17 juin 1977 on observe dans une galerie de reconnaissance une venue d'eau et un éboulement de matériaux caractéristiques des niveaux placés au-dessus du toit du sel, bien que celui-ci soit localement à 70 m au-dessus du front. Le 20 juin apparaît une brutale venue d'eau, avec chute de blocs rocheux et un débit de l'ordre de 30 m<sup>3</sup>/h, diminution rapide de la teneur en sel, augmentation du débit à 1 650 m<sup>3</sup>/h le 21 juin, puis plus de 10 000 m<sup>3</sup>/h le 22 juin avec apparition d'un cratère de diamètre 150 m, profondeur 20 m (Archives MDP). Il est très vraisemblable que la galerie de reconnaissance ait rencontré de manière inattendue une fracture entaillant profondément le toit du sel. L'accélération finale est typique (voir § 2.3) mais on retient surtout ici qu'une invasion par l'eau exige, en général, qu'une communication soit créée ou activée entre les eaux et la mine.

### 2.2.2

#### Puits de mine et sondages

Dans certains cas, l'accès à la mine pour les eaux souterraines est simplement fourni par les puits de mine ou les sondages, et notamment par l'espace annulaire entre le cuvelage métallique des puits et les terrains, dans lequel les circulations peuvent passer inaperçues. On prête une attention particulière à ces ouvrages pendant leur construction (congélation des terrains aquifères) et lors de la mise en place de la complétion des puits (cuvelages mobiles, utilisation du bitume, etc.) mais des accidents surviennent néanmoins. La congélation n'a pas été utilisée, pour des raisons d'économie, pendant le fonçage du second puits de Belle Isle, entraînant des venues ultérieures d'eau et, finalement, l'abandon de la mine. Les sondages traversant une mine sont en général isolés par un très large pilier de sel pour éviter les mises en communication.

Deux cas d'accidents (qui n'impliquaient pas de vide minier), les cas du puits d'Haoud Berkaoui et du puits Brejcha à Dieuze, sont décrits plus loin. Un exemple extraordinaire est celui de la mine de Jefferson Island.

### 2.2.3

#### Le cas de Jefferson Island

Le dôme de sel de Jefferson Island est situé à 30 km de Lafayette, en Louisiane. Une mine y était exploitée depuis 1920. En novembre 1980, le volume de la mine est de 15 millions de m<sup>3</sup> (Johnson, 2001) et le sel est extrait du dernier niveau exploité, à 500 mètres de profondeur (Fig. 2). Au-dessus de la mine, à la surface, dans cette région des bayous, se trouve le lac Peigneur, qui contient 7 millions de m<sup>3</sup> d'eau douce. Le mât de forage opère depuis une barge posée sur le fond du lac. Le 20 novembre 1980, le sondage atteint la profondeur de 370 m, on observe une perte de fluide de circulation, le mât commence alors à s'incliner : le forage a atteint un niveau antérieurement exploité de la mine, ou son voisinage immédiat. Un tourbillon, d'un diamètre estimé à 400 mètres, commence à se former à la surface du lac. Le trou de forage s'élargit sous l'effet du flot d'eau qui y pénètre, son diamètre finira par atteindre une dizaine de mètres (Thoms et Gehle, 2000). Le lac entier envahit en quelques heures les galeries et les puits d'accès à la mine. L'application rigoureuse des procédures d'urgence permet d'évacuer les 50 mineurs qui travaillaient au fond (O'Gorman et Stafford, 1980; Thoms et Gehle, 1994).

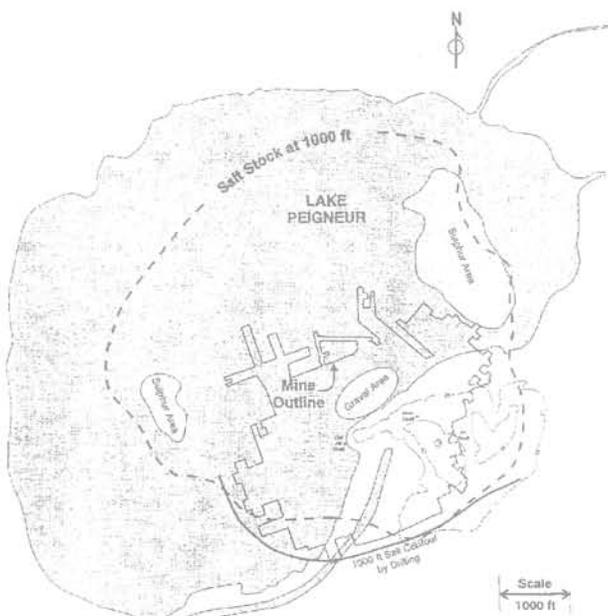


FIG. 2 Plan représentant l'extension horizontale de la mine de Jefferson Island, du lac Peigneur et du dôme à la profondeur de 1000 pieds (300 mètres). D'après Thoms et Gehle (1994); le fond de carte est de Nichols *et al.*, 1981. Jefferson Island salt stock (at a 1000' depth), Lake Peigneur and Jefferson Island Mine. After Thoms and Gehle (1994). Base map after Nichols *et al.*, 1981.

### 2.2.4

#### Discontinuités créées par les ouvrages souterrains

L'ouverture d'une mine engendre dans son voisinage une redistribution des contraintes; cette redistribution n'est pas suffisante, quand la mine est bien dimensionnée, pour menacer sa stabilité; mais elle peut créer des discontinuités nouvelles, ou ouvrir des discontinuités préexistantes, qui constitueront une voie d'accès possible pour les eaux souterraines.

Le cas de Weeks Island est typique (Fig. 3). Il s'agit d'une exploitation par chambres et piliers, réalisée sur deux niveaux, respectivement à 163 m (de 1902 à 1955) et 224 m (de 1955 à 1976) sous la surface. Les chambres ont 22 à 23 m mètres de haut pour une largeur de 15,2 m, les piliers ont une largeur de 30,5 m; de sorte que le taux de défrèvement est de 55 % (Bauer *et al.*, 2000; Hoffman et Ehgartner, 1997). En 1981, la mine avait été convertie en stockage de pétrole. Deux fontis apparaissent à l'aplomb du bord de la mine, le premier en 1992. Cette localisation est logique, puisque la flexion de la couche de sel laissée au-dessus de la mine engendre, au toit de cette couche, des contraintes de traction qui sont les plus intenses au-dessus du bord de la mine; mais l'apparition des fontis était inattendue, on pouvait penser que le remplissage de la mine par du pétrole sous une pression assez élevée n'avait pu qu'améliorer la stabilité mécanique, qui apparaissait déjà satisfaisante avant la conversion de la mine en stockage (Carosella, 1978). Dans ce cas la discontinuité s'est créée dans la masse du sel; dans d'autres cas elle peut affecter des bancs non salins qui traversent la formation salifère; l'exemple de Ronnenberg est décrit plus loin.

### 2.3

#### Augmentation rapide du débit

Les venues d'eau constituent un phénomène extrêmement fréquent dans toutes les mines, quel que soit le minéral exploité; l'accélération du débit est en revanche caractéristique du cas des mines de sel: un débit initialement modéré peut croître de manière spectaculaire, jusqu'à interdire tout contrôle, lorsque le cheminement vers la mine s'élargit et autorise la circulation de saumure non saturée.

### 2.3.1

#### Description du mécanisme

Typiquement, l'accès initial à la mine peut se faire suivant une discontinuité peu ouverte qui n'autorise que la circulation d'un débit modéré de fluide. Cette discontinuité peut être naturelle, par exemple une interface avec une couche non saline; parfois son ouverture hydraulique est modifiée par les conséquences mécaniques de l'ouverture des vides miniers. Au début du processus, la discontinuité n'autorise que la circulation d'un débit assez faible pour que la saumure ait largement le temps de se saturer en sel entre le point d'admission de l'eau dans la formation salifère et le point d'accès dans la mine. Toutefois le cheminement s'élargit progressivement, en commençant par le voisinage du point d'admission de l'eau, ce qui permet une augmentation progressive du débit. Cette évolu-

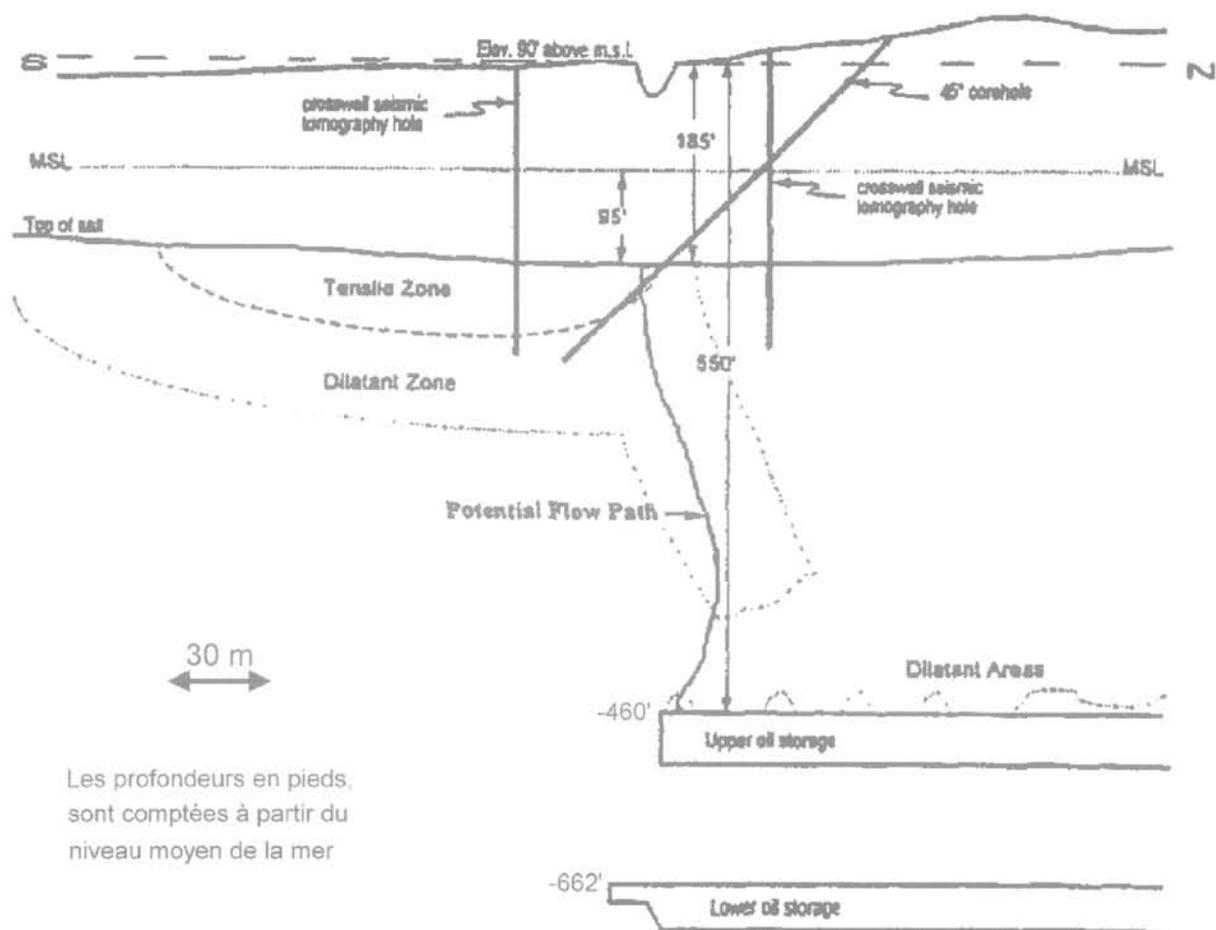


FIG. 3

Mine de sel de Weeks Island, convertie en stockage de pétrole. La modélisation géomécanique de Ehgartner et Hoffman montre le mécanisme de développement d'une fissure en traction au-dessus des vides miniers après plusieurs années, et sa progression à travers les zones dilatantes endommagées (d'après Bauer *et al.*, 2000).

Weeks Island Mine; it was converted into an oil storage. Geomechanical modeling by Ehgartner and Hoffman showed mechanism for crack development in tension that would develop over mined openings after a number of years, and progressing through weakened dilatant zones (After Bauer *et al.*, 2000).

tion reste d'abord inaperçue, mais la ligne séparant la saumure complètement saturée de la saumure non saturée progresse en direction de la mine. Quand cette ligne atteint la mine, le processus devient rapidement explosif: le débit s'accélère, empêchant que la saumure ait le temps de se saturer complètement en sel, conduisant à une dissolution accrue le long de tout le cheminement, à l'élargissement de celui-ci, à la réduction des pertes de charge, et finalement à un débit encore accru. Le caractère explosif de cette évolution, dans sa phase finale, explique pourquoi des dizaines de mines ont dû être abandonnées après l'apparition d'une venue de saumure initialement limitée.

On doit néanmoins remarquer que le temps de latence du phénomène peut être très long (plusieurs dizaines d'années). De plus, une évolution finale très rapide n'est possible que si une grande quantité d'eau est rapidement disponible (un lac, comme dans le cas de Jefferson Island, ou un aquifère présentant de très bonnes caractéristiques hydrauliques, comme dans le cas de la mine de Retsof ou celui de la mine de Holle en République du Congo; où le débit atteint 10 000 m<sup>3</sup>/h, après qu'une galerie eut rencontré une faille permettant à l'eau douce de puissants aquifères sus-jacents d'envahir la mine). Dans certains cas la venue peut être maîtrisée; le cas de la Central Canada Potash Mine près de Saskatoon est décrit dans Jeremic,

1994; il arrive même que l'on puisse dénoyer la mine (Prugger, 1980). Van Sambeek (1993) décrit le contrôle de très fortes venues de saumure saturée dans la mine de potasse IMC K2 à Esterhazy, Canada, obtenu en injectant une solution de chlorure de calcium concentré dans l'aquifère sus-jacent: la solution y précipite en gypse et réduit la perméabilité de l'aquifère.

### 2.3.2

#### Le cas de Ronnenberg

Le cas de Ronnenberg (Rölleke, 2000) est typique. La potasse était exploitée dans ce dôme qui est séparé en plusieurs zones par des séries pratiquement verticales de marne et d'anhydrite (Fig. 4). Des galeries furent tracées, traversant ces niveaux insolubles, et fournissant un exutoire pour l'eau qu'ils contenaient ou qui y circulait. Le débit initial était très réduit, et son accélération finale est caractéristique. De 1905 à 1973, le volume d'exhaure cumulé est de 200 000 m<sup>3</sup>, mais il atteint 240 000 m<sup>3</sup> pendant la seule année 1974. Le débit passe de 1 m<sup>3</sup> par minute en avril 1975 à 1,5 m<sup>3</sup> le 27 juin, puis 3,7 m<sup>3</sup> par minute le 29 juin, et finalement 30 m<sup>3</sup> par minute le 30 juin, date à laquelle l'abandon est décidé. Le débit passa à 60 m<sup>3</sup> par minute le 10 juillet.

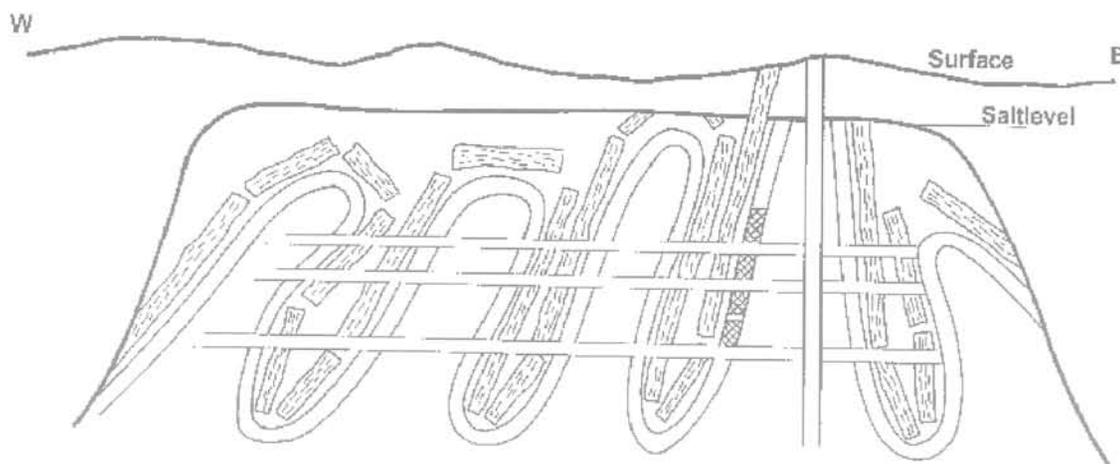


FIG. 4 Coupe du dôme de sel de Ronnendorf (d'après Rölleke, 2000).  
Vertical cross-section of the Ronnendorf salt dome (After Rölleke, 2000).

## 2.4

### Conséquences en surface d'une invasion de la mine

Lorsque la mine est envahie par de la saumure saturée, incapable de dissoudre du sel, il n'y a pas de changement important de sa géométrie (c'est le cas pour la mine de Dieuze en Lorraine, envoyée par de la saumure pénétrant par le puits d'accès) sauf si la saumure ne contient pas les mêmes sels que ceux qui composent la couche de minerai exploité, comme dans le cas de la mine IMC K2, Van Sambeek, 1993. Si le débit est très important il peut y avoir érosion au voisinage du point d'accès (après, le flot s'étale sur une grande surface), entraînement des matériaux sus-jacents dans les vides miniers et apparition d'une subsidence localisée ou formation d'un cratère.

L'invasion par l'eau douce conduit à la formation d'un fontis beaucoup plus spectaculaire du fait de la dissolution qui a lieu à la fois dans le cheminement d'accès et dans la mine elle-même, en particulier au voisinage du point d'entrée dans celle-ci. Alors que l'accroissement de volume d'une mine de sel après une invasion par de l'eau douce est en moyenne de 18 %, cet accroissement peut être bien supérieur au voisinage du point d'entrée de l'eau. Dans le cas de Jefferson Island, on estime que le trou de sondage a vu passer son diamètre de 20 cm environ à une dizaine de mètres en quelques heures; la cuvette formée au fond du lac avait un diamètre de 800 m et une profondeur maximale estimée de 30 à 90 cm (Johnston, 2001).

Dans le cas de Retsof (Gowan *et al.*, 1999), les chambres de la mine avaient 12 pieds (3,6 m) de haut. Deux fontis (sinkholes) se sont formés à la suite de l'invasion du quartier 2YS par l'eau. Le premier, au-dessus de 2YS, a atteint 15 pieds (4,5 m) de profondeur. Un second fontis, au-dessus du quartier voisin 11YW, a atteint 70 pieds (21 m) de profondeur, donc bien plus que la hauteur exploitée dans la mine, ou même que la hauteur totale de la couche exploitée (Fig. 5). Rölleke (2000) décrit plusieurs cas analogues survenus en Alle-

magne. Par exemple dans le cas de la mine de Ronnenberg (§ 2.3.2) quand il apparut que l'abandon de la mine était devenu inévitable, et qu'on devait redouter des dommages dans des zones urbanisées ou industrielles, on décida d'injecter de l'eau par deux sondages rapidement réalisés afin de répartir l'entrée d'eau de manière plus uniforme et de transférer les dégâts vers des zones moins sensibles (Rölleke, 2000). A Holle (Congo) le cratère créé par l'invasion de la mine de carnallite avait 20 mètres de profondeur, alors que l'ouverture des vides miniers n'était que de quelques mètres.

Le cas de la mine de Wapno en Pologne est caractéristique (Kunstman et Urbanczyk, 2003). De 1911 à 1960, on a exploité le sel de ce dôme très pur sur dix niveaux, de 384 m à 683 m de profondeur. L'exploitation est conduite par des galeries de 15 m de large, 15 m de haut et 100 à 150 m de long, séparées par des piliers de 15 m, et qui rejoignent en « arêtes de poisson » la galerie principale. Après 1960, on a repris l'exploitation du niveau 384 m, en amaigrissant les piliers et augmentant la hauteur des galeries. Une venue de saumure de 1 l/minute apparaît; sa masse volumique est de 1,29 g/l et elle contient une teneur élevée en K et Mg. L'analyse du tritium contenu montre qu'il s'agit d'eau d'origine extérieure au dôme. Entre 1972 et 1976, la masse volumique diminue, la teneur en NaCl augmente, ainsi que le débit. Cette évolution montre que la venue de saumure a dû se faire le long de fissures initialement remplies de K et Mg, qu'il a fallu plusieurs années pour dissoudre. La zone où se faisait l'entrée de la saumure dans la mine était fortement sollicitée mécaniquement, le calcul avait mis en évidence la présence de contraintes de traction au toit des galeries. Les venues ont augmenté par la suite sans qu'on puisse les maîtriser, et le 3 août 1977 on décidait d'abandonner la mine; le débit était alors de 530 l/minute. Une venue brutale de 15 000 m<sup>3</sup> en 15 minutes est observée au niveau 384 m le 5 août; son origine est une ancienne exploitation de gypse au-dessus de la mine. Il est à noter que les désordres maximaux en surface sont observés à quelques centaines de mètres au-delà du contour extérieur du dôme, les fontis les plus importants étant pro-

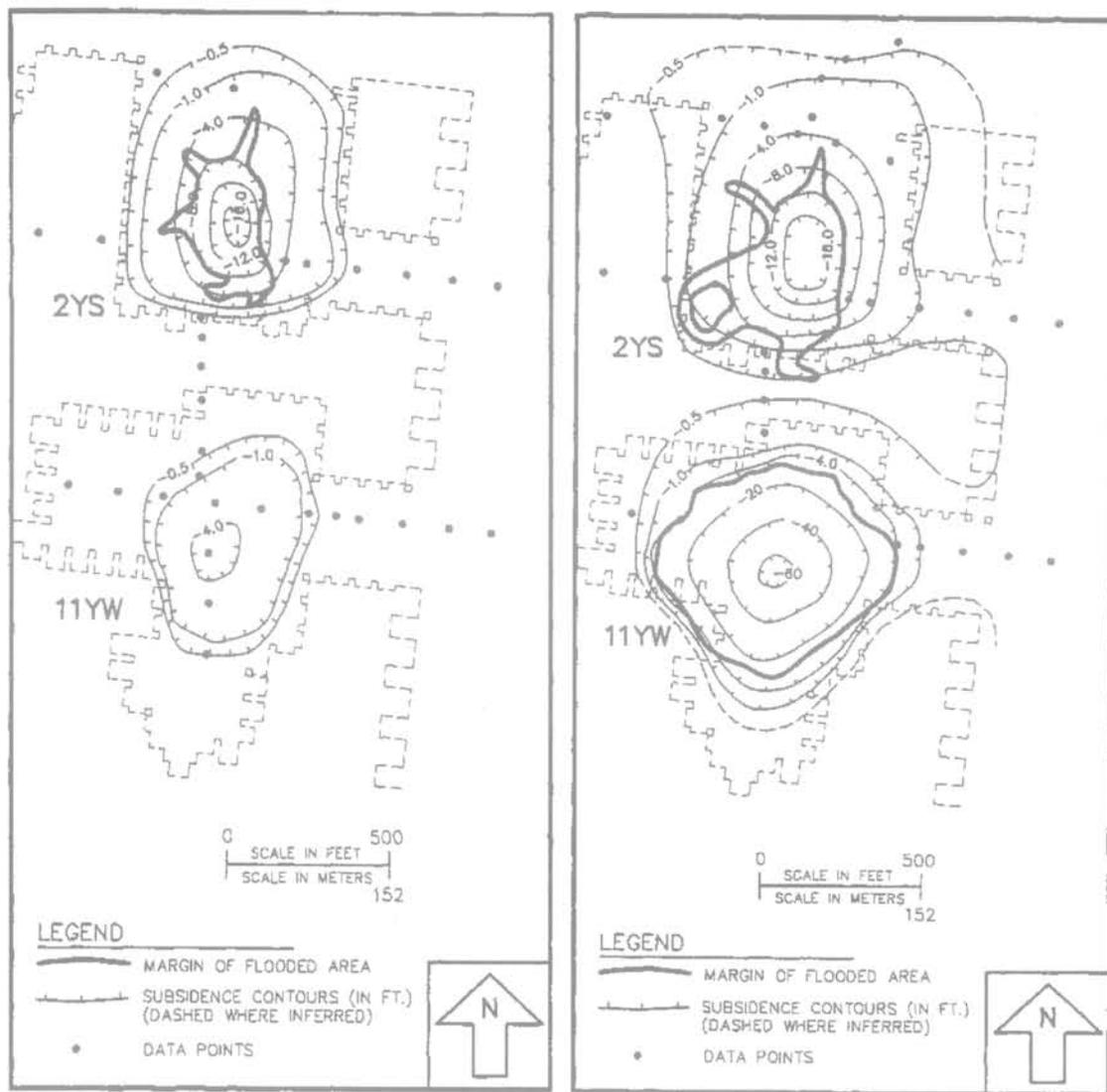


FIG. 5 Subsidence de surface les 14 avril 1994 (gauche) et 13 au 13 juin 1995 (droite) au-dessus des quartiers 2YS et 11YW de la mine de Retsof. Les chambres ont une hauteur de 12 pieds (3,6 m) ; la cuvette au-dessus du quartier 11 YW finira par atteindre 70 pieds (21 m) de profondeur (d'après Gowan et Trader, 2000). Surface subsidence as of April 14, 1994 (left) and as of June 13 and 15, 1994 (right) above the 2YS and 11YW panels of the Retsof mine. Rooms are 12 feet high. The final sinkhole depth above the 11 YW panel will be 70 feet (after Gowan and Trader, 2000).

voqués par l'écoulement de sables superficiels vers les vides souterrains. Ces désordres conduisent à évacuer 53 immeubles et plus de 1 400 habitants de la ville de Wapno, située au-dessus du dôme. Afin de réduire l'impact en surface de l'ennoyage incontrôlé, on a alors décidé de remplir délibérément la mine avec de l'eau provenant d'un lac voisin.

La présence de cuvettes de subsidence plus profondes que n'est épaisse la couche exploitée, et parfois de fontis apparaissant à l'extérieur de la trace à la surface du contour horizontal de la mine, est un des traits caractéristiques des mines de sel ou potasse : elle se retrouve moins fréquemment dans les mines d'autres substances, où on s'attend à ce que la subsidence soit du même ordre, ou plus petite, que la hauteur de minerai exploitée. Toutefois on verra au paragraphe 4.3 que dans le cas du sel et de la potasse, si l'invasion par l'eau douce est souvent dommageable au voisinage du point d'entrée dans la mine, les conséquences mécaniques peuvent être globalement favorables, lorsqu'on considère la totalité de la mine.

## 2.5

### Cas d'accidents post-exploitation

On n'a pas trouvé dans la littérature de cas d'invasion par l'eau d'une mine après son abandon. La raison en est sans doute que la plupart des mines de sel existantes soit sont en activité, soit ont été abandonnées après une invasion par l'eau, délibérée ou non. Un cas d'effondrement de mine restée sèche après abandon à la mine de Tennant, en Irlande du Nord, est décrit dans Griffith, 1991. En France nous avons recensé huit mines de sel, parmi lesquelles une est encore en activité, une est abandonnée mais surveillée, cinq ont été envahies volontairement ou non par l'eau ou la saumure, une s'est effondrée en restant sèche.

Quand ils n'ont pas été convenablement scellés, les puits constituent un point faible après l'abandon. La mine de sel de Little River, au Kansas, n'a plus été exploitée après 1926 mais n'a été abandonnée qu'en 1938, en laissant toutefois le puits ouvert sans scelle-

ment (Walters, 1978). La profondeur du mur de la mine était de 240 m. Le puits, d'une section initiale de 2 m x 5 m, était alors endommagé par un ruissellement d'eau douce provenant des niveaux superficiels. En 1975, de nouveaux propriétaires envisagent une conversion de la mine en stockage de propane. Trois sondages, dont l'un à travers le remplissage du puits, qui s'était progressivement comblé, sont réalisés. Une mesure par sonar montre que la base du puits est considérablement élargie (une caverne de 20 m de haut et 60 m de largeur avait été lessivée à la base du sel) jusqu'à une profondeur de 170 m, où des shales contenant des joints verticaux remplis de halite peuvent être trouvés; ces joints se dégradent très vite en présence d'eau douce ou même d'air humide. Le puits fut ultérieurement cimenté et la mine convertie en stockage.

Un cas très remarquable d'accident post-fermeture a été rapporté oralement par Van Sambeek lors d'une réunion du Solution Mining Research Institute (2002). Cet accident est survenu dans la mine de Kanopolis, au Kansas, abandonnée en 1948 (Fig. 6). Sa profondeur était de 240 m et son volume de 2,3 millions de m<sup>3</sup>. Les trois puits d'accès avaient été comblés par un mélange probablement de sable, de roche et de paille, dont les événements ultérieurs permettent de penser qu'il était peu perméable. Avant l'abandon, de l'eau s'écoulait vers la mine par les puits d'accès, avec un débit de l'ordre de 1,2 m<sup>3</sup> par heure pour chacun des puits. Ce remplissage très lent s'est poursuivi, mettant en pression l'air contenu dans la mine. Sous l'effet de l'entrée d'eau, la mine devenait une sorte de stockage d'air comprimé dont la pression relative a dû atteindre 0,1 MPa (la mine était vraisemblablement à moitié pleine de saumure après 50 ans). L'entrée d'eau conduisait à une dissolution des couches de sel au pied du puits, qui avait déjà entraîné un effondrement du remblai du puits principal en 1971, rapidement comblé (Walters, 1978), comme dans le cas du puits de Little River décrit plus haut. Une briqueterie s'était installée au-dessus de la mine abandonnée, probablement pour tirer parti des accès par chemin de fer existants. Un tas de briques de plusieurs milliers de m<sup>3</sup> avait été constitué au-dessus d'un autre des puits comblés, dont la tête était recouverte par du remblai. La section horizontale du puits était rectangulaire, et la suite des événements prouva que le puits était resté intact 50 ans après la fermeture. Le 26 octobre 2000, le remblai contenu dans le puits commença à s'ébouler dans la mine, ouvrant en surface un fontis, en partie rempli par les briques provenant du tas constitué en surface. Après quelques instants, l'air comprimé contenu dans la mine commença à chasser les matériaux qui avaient pénétré dans le puits, engendrant une « pluie de briques » – les briques étaient projetées jusqu'à 50 m de haut; la « pluie » dura au moins 10 minutes (Fig. 6). Il n'y a pas eu de victimes, mais un entrepôt a été sévèrement endommagé. Van Sambeek a présenté des calculs de débit d'air qui rendaient bien compte des phénomènes observés.

3

## Stratégie d'abandon

Les faits présentés ci-dessus montrent que l'abandon d'une mine de sel, surtout dans le cas où la surface du sol est occupée par des habitations ou des infrastructures (route, gazoduc, canal...), doit être envisagé avec attention. C'est le cas si la stabilité mécanique

(hormis la lente fermeture, qui est inévitable) ne paraît pas assurée à long terme; mais ce cas de figure est commun à toutes les mines. Le cas d'une invasion par l'eau pose, on l'a vu, des problèmes qui, à beaucoup d'égards, sont particuliers au sel gemme ou aux matériaux analogues (potasse, carnallite). Plusieurs méthodes d'abandon sont envisageables.

3.1

### On peut remplir la mine ou une partie de celle-ci de matériaux solides

C'est une solution en général extrêmement coûteuse. Dans bien des cas il sera moins coûteux de reloger confortablement tous les habitants de la surface que de procéder à un tel remplissage, sauf peut-être si on dispose à petite distance de la mine de matériaux convenables dont on désire fortement se débarrasser. Un cas récent est celui des mines de Northwich dans le Cheshire pour lesquelles un programme de remplissage partiel par des matériaux solides est envisagé. Il faut noter qu'on remplit en général de saumure les vides restants afin d'empêcher les circulations d'eau (§4.1). Dans la région de Lapczyka (entre Wieliczka et Bochnia) en Pologne (A. Kunstman, communication personnelle) on remplit partiellement de sable des cavernes instables de quelques dizaines de milliers de m<sup>3</sup>. Une raison tient au risque que la saumure produite en cas d'effondrement ne pollue une rivière alimentant en eau potable une ville située en aval. On soutire un volume de saumure équivalent au volume de sable injecté, en veillant à garder à peu près constante la pression de la saumure dans la caverne pour ne pas provoquer d'effondrement.

3.2

### On peut envisager un effondrement préventif provoqué de la mine

C'est une solution délicate à conduire, car on apprécie souvent mal la réserve de stabilité dont dispose la mine, d'autant que les mines récentes sont conçues avec un large coefficient de sécurité. Dans un contexte différent (il s'agissait de cavités réalisées dans le sel par dissolution d'une couche de sel) Buffet (1998) décrit un effondrement provoqué: le pompage de la saumure contenue dans les sondages et le sommet de la caverne, dont l'objectif était de réduire sensiblement la pression dans la caverne qui assurait en partie le soutien des terrains sus-jacents, n'a pas suffi à provoquer l'effondrement: il a fallu de plus agrandir les cavités par reprise des opérations de dissolution pour obtenir la rupture, et l'ensemble des opérations a duré cinq ans (Fig. 7).

3.3

### On peut assurer une surveillance permanente

Il faut alors concevoir le système d'alerte pour qu'il prévienne assez tôt d'une venue d'eau ou de saumure dans la mine: on a vu que dans certains cas une telle venue conduit à un enchaînement rapide d'événements. Dans le cas extraordinaire de Jefferson Island, la

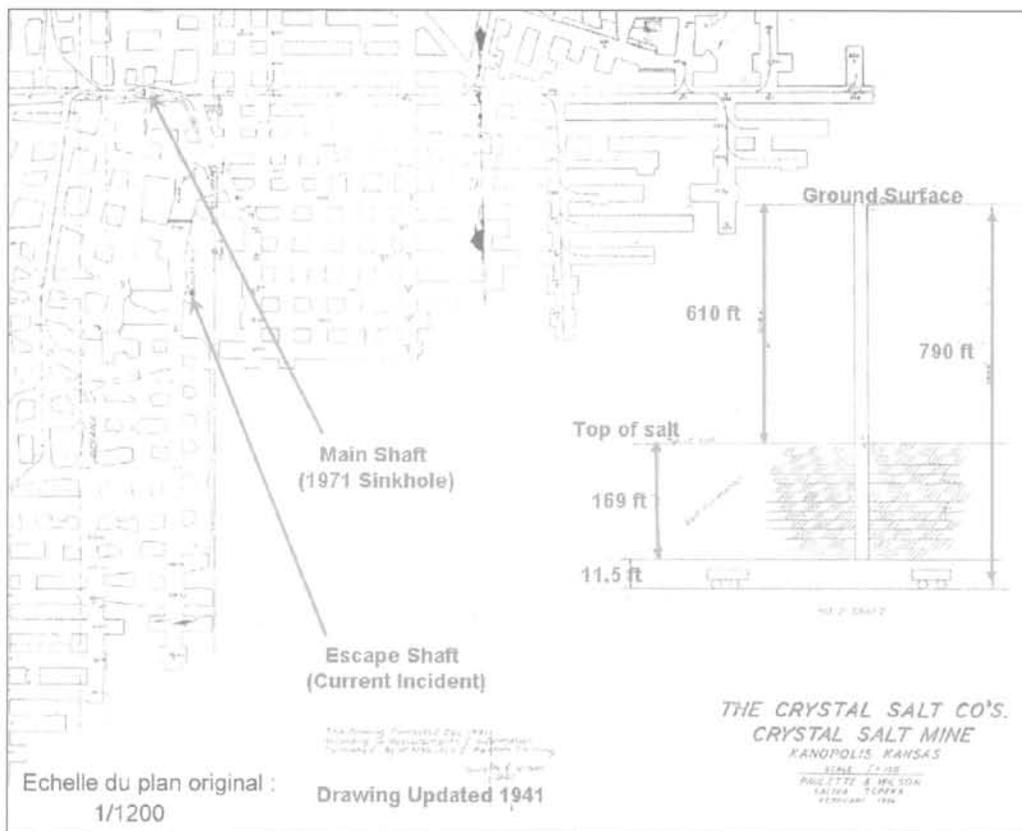
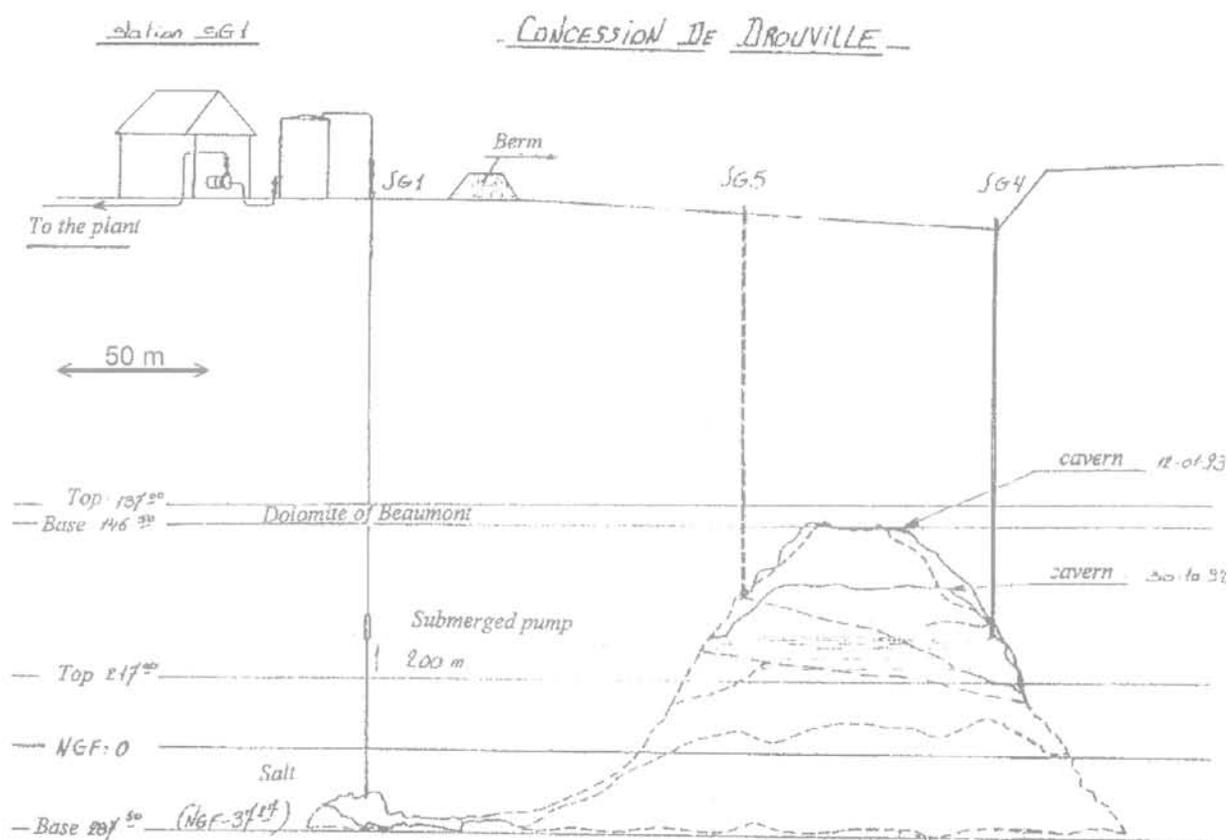


FIG. 6 Plan et coupe verticale de la mine de Kanopolis, Kansas (en haut) et expulsion (en bas) du nuage de briques par le puits de secours (documents aimablement communiqués par L. Van Sambeek, RESPEC).  
Map and vertical cross section of the Kanopolis mine, Kansas (upper) and bricks blow out (lower) through the escape shaft (Courtesy of L. Van Sambeek, RESPEC).



**FIG. 7** Pompage de la saumure dans les cavernes SG4-SG5 (concession de Drouville). Le toit de la caverne remonte jusqu'à la Dolomite de Beaumont, atteinte en 1992. On décide alors de décompresser la caverne en descendant le niveau de saumure dans le puits SG1 au moyen d'une pompe immergée. La chute de pression dans la caverne n'a pas provoqué l'effondrement (d'après Buffet, 1998).  
 Brine withdrawal from the SG4-SG5 caverns (Drouville concession). Cavern roof rises through stoping and reaches the Beaumont Dolomite by 1992. It was decided to lower brine level in SG1 well. A submerged pump was used. Pressure drop did not provoke cavern failure (After Buffet, 1998).

mine était complètement envahie en quelques heures. Les mines de Vienenburg I et Hedwigsburg ont été complètement ennoyées respectivement en 28 et 2 jours. A Retsof la chute du toit se passe le 12 mars 1994, avec apparition immédiate de fissures en surface; la descente des terrains (1 m) est nette le 28 mars; elle atteint 3 m le 6 avril, et 18 m à la mi-juin (Fig. 5); mais l'invasion complète de la mine dure 21 mois (Gowan et Trader, 2000). Dans d'autres cas (Weeks Island) les événements sont bien plus progressifs et laissent le temps de prendre les décisions adaptées (transfert du stockage de pétrole sur un autre site).

Cette solution (surveillance) a l'inconvénient de n'avoir pas de terme défini (il est pratiquement inévitable que la puissance publique la prenne à sa charge un jour) et elle ne répond pas par elle-même à la question essentielle: que faut-il faire après qu'une venue d'eau (ou de saumure) a été constatée? Faut-il évacuer la surface, doit-on injecter volontairement de la saumure saturée pour limiter les effets de l'eau, etc.? Toutes questions auxquelles il vaut mieux s'être soigneusement préparé.

### 3.4

## On peut remplir préventivement la mine avec de l'eau ou de la saumure

Cette solution a des avantages importants, et elle est de règle dans certains pays. On la discute donc plus complètement dans les paragraphes qui suivent.

### 3.5

## Réglementation

Le remplissage des mines de sel et de potasse par de l'eau ou de la saumure est de règle dans les dômes de sel du nord de l'Allemagne, sauf exception. Rölleke (2000, p. 93) indique: « In salt mining, the mine workings must be flooded as a matter of principle after final shut-down operation. However it is necessary on a case-by-case basis to ensure that the planned flooding does not affect the integrity of the mine. If necessary,

the mine must be flooded using for example NaCl or MgCl<sub>2</sub> brines». Cette règle générale n'a souffert que deux exceptions, liées à la présence, dans la mine, de sels de solubilités très différentes : on pouvait en effet redouter alors que certaines parties de la mine connaissent, du fait de l'injection de liquide, une augmentation de volume beaucoup plus forte que la moyenne, avec des menaces pour la stabilité de ces parties.

4

## Avantages d'un remplissage de la mine par de l'eau ou de la saumure

4.1

### Suppression des écarts de potentiel hydraulique

Lorsque la mine a été remplie de saumure ou d'eau, qui s'est transformée en saumure saturée, la mine n'est plus un exutoire possible pour les eaux souterraines environnantes. D'une part, on laisse peu ou pas de volume vide qui permettrait un remplissage rapide ou important ; par ailleurs, quand les puits eux mêmes sont également remplis, la pression dans la mine est égale ou supérieure à celle des aquifères environnants, et il n'existe pas de gradient qui puisse engendrer un écoulement. (Il faut noter qu'à Weeks Island, la mine et les puits avaient été remplis de pétrole, qui est plus léger que l'eau, de sorte que la pression dans la mine, quoique bien plus grande que la pression atmosphérique, était plus faible que la pression hydrostatique, que déterminerait une colonne d'eau douce remontant jusqu'à la surface. Un faible débit d'eau vers la mine était alors possible, à travers une discontinuité ouverte au-dessus du bord de la mine.) Dans la pratique, il faut tout de même examiner soigneusement la distribution finale des pressions : dans le puits plein de saumure ou d'eau, le niveau de l'interface liquide/air se met en équilibre avec celui de la nappe phréatique ; la pression dans la mine sera donc en général plus grande que la pression dans les aquifères environnants. Des situations compliquées peuvent se mettre en place, si le puits traverse des horizons de potentiels hydrauliques distincts, avec des circulations possibles qui, en tout état de cause, seront bien plus petites que celles que peut engendrer une mine laissée ouverte. La saumure est plus lourde que l'eau douce, et des mouvements importants ne peuvent survenir que :

– si on trouve sous la mine un aquifère dont le potentiel hydraulique est élevé (le cas de Haoud Berkaoui, qui ne concerne toutefois pas une mine, est décrit au paragraphe suivant) ;

– s'il existe un gradient hydraulique important entre un accès et une sortie possibles pour les fluides vers et hors de la mine, une situation qui ne doit pas être très fréquente ;

– si des pompages sont effectués au voisinage des vides souterrains. A Stassfurt, l'exploitation de la potasse a commencé dès 1861 ; dix millions de m<sup>3</sup> de vide ont été créés sous la ville, et envahis par l'eau entre 1878 et 1922, conduisant à une subsidence totale de 2 millions de m<sup>3</sup>. La descente des terrains atteint 6 m sous

certaines parties de la ville, qui sont aujourd'hui sous le niveau de la nappe phréatique, obligeant à un pompage de 1 000 m<sup>3</sup>/j environ, qui induit une circulation dans les vieux ouvrages effondrés (Maas, 2001). Il est même arrivé dans certaines régions qu'on exploite la saumure contenue dans des mines ennoyées (*Bastard brining*), ce qui conduit à l'amaigrissement rapide des piliers et à l'effondrement de la mine (Rolfs et Crotono, 2000).

4.2

## Les cas de Haoud Berkaoui, Algérie, du puits « Brejcha » de Dieuze, France, et de l'exploitation du pétrole au Kansas

Dans le cas de Haoud Berkaoui, le sel, d'âge sénien, est situé à une profondeur de 600-650 m. Il est protégé de la nappe phréatique par 300 m d'anhydrite, d'argile, de dolomie ; des terrains de nature analogue l'isolent de l'aquifère albo-aptien dont le toit est à 870 m de profondeur. Ce dernier est artésien, et présente un potentiel hydraulique supérieur de 2,5 MPa (250 m d'eau) à celui de la nappe phréatique. En 1978 un puits est foré, avec un objectif pétrolier à 3 200 m de profondeur. Le puits est abandonné à 2 500 m en raison de problèmes de stabilité des parois ; la partie inférieure du puits n'est pas cuvelée. La qualité de l'abandon est probablement médiocre, puisque l'eau de l'aquifère albo-aptien commence à s'écouler le long du puits vers l'aquifère de surface, lessivant au passage la couche de sel. Une caverne se forme et finit par atteindre un second puits foré en 1979 et distant de 80 m du premier ; ce second puits est perdu à son tour en mars 1981. La cavité souterraine créée dans le sel s'effondre en octobre 1986. Le cratère formé en surface fait 200 m de diamètre et 75 m de profondeur. Le diamètre de la cavité a été estimé à plus de 300 m et le débit d'eau ascendant à 2 000 m<sup>3</sup>/h. A la fin du processus, le lessivage était vraisemblablement devenu moins actif, l'eau douce remontant par le centre de la cavité sans lécher les parois devenues trop distantes de l'axe central (d'après Morisseau, 2000).

Le puits « Brejcha » a été creusé en 1906-1907 à Dieuze en Lorraine (Minoux, 1956 ; GEODERIS, communication personnelle). Il traverse la formation salifère entre 59 m et 208 m sous la surface du sol. Sa profondeur totale est 660 m ; les grès vosgiens, un aquifère d'importance régionale, étaient atteints sur une épaisseur totale de 90 m. Les venues d'eau depuis les grès coquilliers, l'unité qui surmonte immédiatement les grès vosgiens, atteinte à la profondeur de 486 m, augmentèrent jusqu'à atteindre 27 m<sup>3</sup>/h. La pression de l'eau en tête de puits était de 0,55 MPa, indiquant que le potentiel hydraulique des niveaux débitant dans le puits était très supérieur à celui de la nappe phréatique. Le puits fut exploité pour l'eau potable. La méthode de cimentation s'avéra défectueuse, puisqu'elle n'empêcha pas l'écoulement ascendant des eaux artésiennes par l'annulaire cimenté et la dissolution du sel sus-jacent. En 1918, la teneur en NaCl de l'eau pompée était de 1,6 g/l. On décida d'arrêter le pompage, et le débit artésien passa de 141 m<sup>3</sup>/h en avril 1918 à 40 m<sup>3</sup>/h en février 1922 puis zéro en 1922-1923. En 1924, une large cuvette de subsidence s'était développée. Le puits fut cimenté jusqu'à la profondeur de 194 m et on n'observa aucun désordre ultérieur.

Dans ces deux exemples les dissolutions sont engendrées par un écoulement ascendant mais ce cas n'est pas général. On peut trouver, sous une grande partie du centre et du sud du Kansas, une formation de sel en couche d'âge permien, l'Hutchinson Salt Member. La profondeur du toit du sel est de l'ordre de 300 m et l'épaisseur de la série salifère est de l'ordre de 100 m, dans la région où l'exploitation minière du sel a été la plus intense (§ 2.5) et où des cavernes ont été lessivées pour la production de saumure ou pour le stockage des hydrocarbures (600 cavernes de stockage ont été créées au Kansas, Poyer et Cochran, 2003). A une profondeur un peu supérieure à 1 000 m se trouve le puissant aquifère salé Arbuckle. Sa teneur en sel est de 15 g/l et son potentiel hydraulique est plus faible que celui des aquifères superficiels. Le niveau Arbuckle contient de grandes quantités d'huile et de gaz. Les hydrocarbures sont pompés vers la surface avec l'eau salée : l'eau salée est réinjectée dans l'aquifère Arbuckle par des puits d'injection qui acceptent des débits importants par simple écoulement gravitaire. Les eaux salées sont corrosives en raison de la présence d'hydrogène sulfuré, de sorte que certains puits sont attaqués par la corrosion et finissent par permettre l'introduction de saumures non saturées dans la formation saline : des cavités sont créées qui peuvent atteindre une taille suffisante pour provoquer une subsidence ou même la formation d'un cratère. Le cas de Panning Sink est le mieux documenté (Walters, 1978) ; le diamètre final du cratère formé était de l'ordre de 100 mètres. Walters (1978) mentionne à juste titre que, sur les 80 000 puits d'exploitation qui ont atteint l'aquifère Arbuckle, seuls 8 ont conduit à de la subsidence, ce qui fournit une sorte de statistique quant aux effets de la corrosion dans les puits. Cependant l'existence pérenne de gradients verticaux de potentiel hydraulique et la persistance de conditions favorables à la corrosion peuvent susciter des inquiétudes : cinquante années d'activité humaine, dans un environnement qui était demeuré stable pendant plus de deux cents millions d'années, laissent un héritage dont les effets ne sont sans doute pas épuisés.

Ces trois exemples n'impliquent pas de mine sèche, mais il est facile de les transposer au cas d'une mine qui serait traversée par un sondage mal cimenté susceptible de la mettre en communication avec un niveau aquifère. Ils mettent en évidence les dangers présentés par une configuration dans laquelle une couche de sel est encadrée par deux niveaux aquifères de potentiels hydrauliques distincts.

#### 4.3

### Stabilisation de la mine par la pression de saumure

Un avantage secondaire du remplissage de la mine par de l'eau ou de la saumure est que la mine paraît dans beaucoup de cas devoir être plus stable après remplissage qu'avant. En effet, à la fin du processus l'eau ou la saumure remplissent le puits et se mettent en équilibre avec la nappe phréatique, au voisinage de la surface, déterminant dans la mine une pression de fluide assez élevée, qui contribue à la stabilité des vides souterrains. En fait, dans le cas le plus défavorable, quand la mine est remplie par de l'eau initialement douce, deux phénomènes s'opposent :

– la dissolution du sel par l'eau douce accroît le volume des vides de 18 % environ, ce qui n'est pas favorable à la stabilité. En fait l'accroissement de volume n'est certainement pas uniformément réparti : il est bien plus intense dans le voisinage du point d'admission de l'eau, où l'eau encore presque pure dissout très vite le sel, et plus réduit à grande distance, dans les zones atteintes les dernières par de la saumure déjà très chargée en sel. Dans le détail la répartition des volumes créés dépend de nombreux facteurs. Si le mur de la mine présente une pente, l'introduction de l'eau en aval ou en amont pendage conduira à des résultats très différents. La vitesse de l'écoulement aura aussi une influence importante (Duffaut et Bonvallet, 1979). Une analyse dans le cas de Retsof est présentée par Van Sambeek (1996).

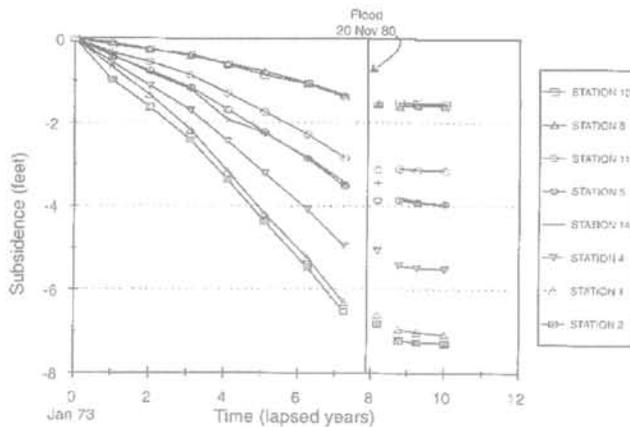
L'augmentation de la pression dans la mine – un effet qui ne se fait sentir qu'à la fin du processus – a en revanche un effet très favorable. Les vitesses de convergence de la mine et de subsidence des terrains dépendent de l'écart entre la pression déterminée par le poids des terrains au-dessus de la mine et la pression dans la mine. Après remplissage complet, cet écart est divisé par deux. La vitesse de subsidence est proportionnelle à une puissance élevée (de 3 à 5) de l'écart indiqué comme on peut le déduire de la loi de fluage du sel (Van Sambeek, 2000). On peut donc attendre que cette vitesse soit considérablement réduite quand le remplissage de la mine et des puits est achevé.

#### 4.4

### Importance relative des deux effets

Van Sambeek et Thoms (2000) suggèrent nettement que ce second effet (existence d'une pression plus élevée dans la mine) doit l'emporter nettement sur le premier (création de nouveaux vides) en se basant à la fois sur des considérations théoriques et sur des observations de cas réels, à Retsof, Weeks Island, Jefferson Island. Par exemple, à Jefferson Island, la vitesse de subsidence, mesurée pendant 7 ans avant l'invasion par l'eau douce, et pendant deux ans après l'invasion, est réduite d'un ordre de grandeur après l'invasion (Fig. 8). On peut évidemment attendre que le résultat soit encore plus favorable quand la mine a été remplie par de la saumure déjà saturée. Le cas de la mine de Dieuze (voir plus loin) montre qu'une mine envahie en 1864 par de la saumure est restée remarquablement stable plus de 130 ans plus tard (des calculs relatifs à ce cas ont été présentés par Vouille, 2001). Ces observations sont remarquables, car des essais de laboratoire (Spiers *et al.*, 1986 ; Cosenza, 1996) suggèrent plutôt l'inverse : la vitesse de déformation d'un échantillon de sel chargé mécaniquement s'accroît très sensiblement, jusqu'à conduire souvent à une rupture rapide, dès que l'échantillon est mis au contact de saumure saturée. Cet effet ne semble pourtant pas affecter les piliers de mine, sans doute parce qu'il s'agit d'un « effet de peau » qui affecte une profondeur de quelques centimètres, ce qui est beaucoup pour un échantillon de laboratoire, et très peu pour un pilier de plusieurs mètres de côté.

Il faut toutefois noter, comme Van Sambeek et Thoms (2000), que, si le remplissage par la saumure ralentit le processus de fermeture de la mine, il ne change pas son issue ultime, qui est la fermeture complète. Cette dernière toutefois n'est obtenue dans la plupart des cas qu'après des dizaines de siècles, une durée trop longue pour présenter une importance pratique.



**FIG. 8** Subsidence avant et après l'ennoyage de la mine de Jefferson Island (d'après Van Sambeek et Thoms, 2000).  
Pre-and post-flooding surface subsidence at Jefferson Island salt mine (After Van Sambeek and Thoms, 2000).

On notera aussi que la création de nouveaux vides par dissolution du sel commence dès le début de l'invasion par l'eau douce; en revanche la stabilisation de la mine du fait d'une pression élevée de la saumure contenue n'est acquise qu'à la toute fin de l'ennoyage, quand les puits eux-mêmes sont remplis de liquide jusqu'à la surface du sol. La phase transitoire de remplissage peut donc être plus critique que la phase ultérieure.

#### 4.5

### Avantages d'un remplissage délibéré

Un autre avantage d'un remplissage délibéré réside dans la possibilité de choisir le point d'injection de l'eau ou de la saumure, ainsi que son débit. Par ailleurs, les éventuels effets néfastes du remplissage surviennent dans des conditions où les moyens de mesure, de contrôle et d'alerte sont par définition immédiatement disponibles.

#### 5

### Inconvénients d'un remplissage par l'eau ou la saumure

#### 5.1

#### Circulation des fluides après remplissage

On a évoqué plus haut ce risque, qui n'existe sans doute que dans des circonstances exceptionnelles.

#### 5.2

#### Contraintes effectives élevées

Le sel intact est un milieu très peu perméable, dans lequel la notion de contrainte effective (contrainte totale diminuée de la pression de pore) n'est sans doute pas pertinente. Il n'en est pas de même dans d'autres types de formations qui peuvent être traversées par la mine, et dans lesquelles l'accroissement de pression du fluide

contenu dans la mine peut avoir des effets négatifs dans la mesure où il induit un accroissement de la pression de pore. En 1986, la mine de la Potash Company of America à Esterhazy (au Canada) rencontre le « second red bed shale », un horizon connu pour être aquifère et qui est en général situé à une vingtaine de mètres au-dessus du toit de la mine (Fig. 9). Le débit d'eau qui en résulte s'accroît, et la mine commence à s'effondrer. L'abandon est décidé en janvier 1987. La fin du remplissage est attendue pour juillet 1987. Les 1-2 juillet, des craquements se font entendre; ils croissent en fréquence et en amplitude. Gendzwill et Prugger (1990) attribuent ces craquements à l'accroissement de la pression de pore (Fig. 10) dans les calcaires sus-jacents, une conséquence directe du remplissage de la mine. De telles manifestations sismiques sont fréquentes dans les champs pétroliers, à la suite de l'injection de fluide sous haute pression, ou lors de la mise en eau de grands barrages.

#### 5.3

### Présence de sels de solubilités distinctes

Les sels de magnésium (carnallite, bischofite, kieserite) sont bien plus solubles dans l'eau que la halite. Quand une mine contient un mélange de sels, une dissolution préférentielle affectera les régions de la mine où le sel est très soluble, comme le prouve l'expérience acquise dans les cavités salines de production de saumure, de sorte que l'augmentation de volume des vides sera bien plus intense dans ces régions qu'en moyenne, avec des problèmes locaux possibles de stabilité. Ce cas est fréquent dans les dômes de sel du Zechstein en Allemagne. On n'évitera pas ces problèmes en injectant une saumure saturée en NaCl; le chlorure de sodium cristallisera et on dissoudra les sels plus solubles avec des mouvements possibles de convection de la saumure, visant à assurer l'équilibre chimique et mécanique. De tels phénomènes ont été discutés par exemple par Wilhem *et al.* (2002). L'invasion d'une mine de sylvinit/carnallite par de la saumure saturée en halite et ses conséquences pour la mine sont décrites par Van Sambeek (1993).

#### 5.4

### Dégradation des roches non salines

On a dit dans l'introduction que le sel des dômes est souvent pur dans de grands volumes. Les minéraux non halitiques ne jouent pas alors un rôle très important pour la tenue d'une mine. Il n'en est pas de même dans une formation de sel en couche, qui contient de nombreux niveaux anhydritiques ou marneux. Le plus souvent, la mine est implantée au sein d'une couche de sel comprise entre deux bancs non halitiques. On laisse parfois une planche de sel au toit et au mur, mais il existe souvent au moins localement un contact direct entre l'atmosphère de la mine et les bancs intercalaires. En cas d'invasion par l'eau, plus ou moins tard, ces couches seront mises en contact avec de la saumure. Il est d'observation courante que certaines au moins de ces couches se dégradent au contact de l'eau, de la saumure, ou même simplement d'une atmosphère humide. Ce phénomène soulève, du point de vue de la stabilité, des interrogations suffisamment sérieuses pour qu'on les examine en détail.

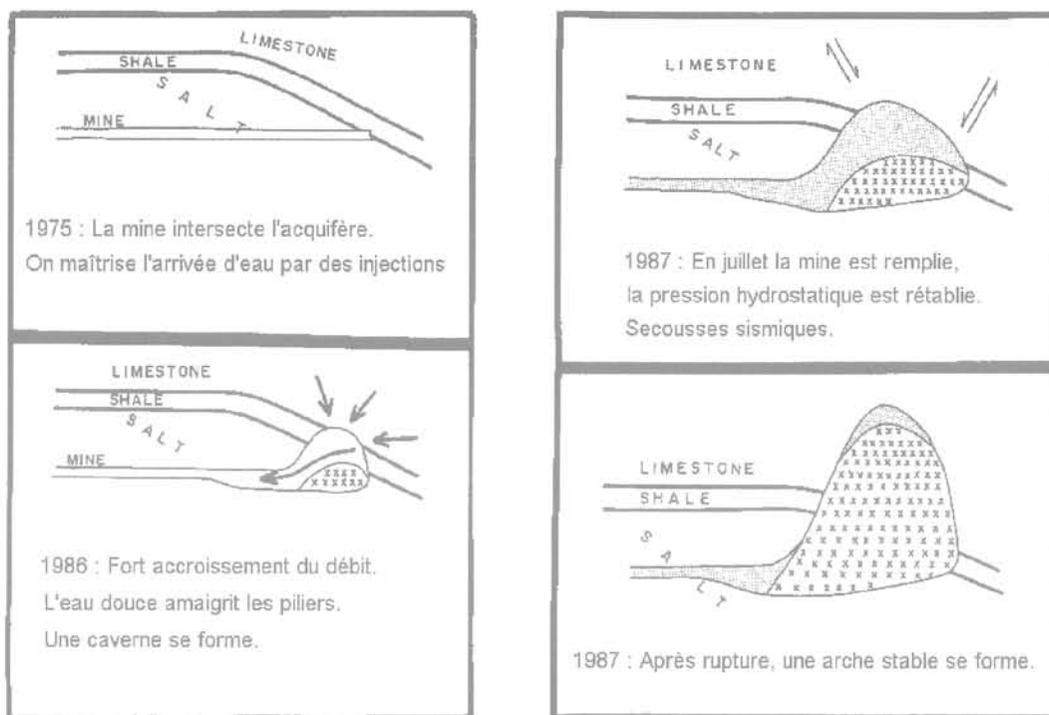


FIG. 9 Scénario possible des événements à la Potash Company of America Mine, Saskatoon (d'après Gendzwill et Prugger, 1990).  
Proposed sequence of events for Potash Company of America Mine, Saskatoon (After Gendzwill and Prugger, 1990).

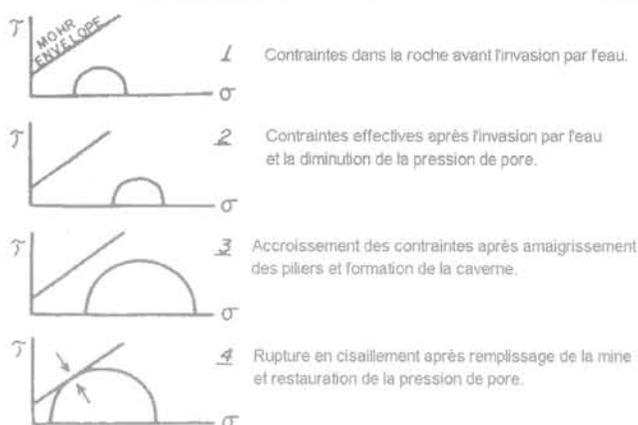


FIG. 10 Évolution de la contrainte effective à la Potash Company of America Mine, Saskatoon (d'après Gendzwill et Prugger, 1990).  
Proposed stress analysis for Potash Company of America Mine, Saskatoon (after Gendzwill and Prugger, 1990).

6

## Dégradation des couches marneuses

On décrit ci-dessous quelques exemples qui conduisent à des conclusions contrastées.

6.1

### Cavernes atteignant le toit de la formation salifère

Ce cas est sensiblement distinct de celui d'une mine sèche. Le contexte mécanique n'est pas le même : dans

les cavernes réalisées par dissolution, les problèmes sont posés par la présence d'un toit de grande portée, qui est soumis à des contraintes (effectives) de traction sur sa surface inférieure et des cisaillements intenses sur son pourtour. Dans une mine sèche, le premier problème est celui de la fraction du poids des terrains sus-jacents qui est effectivement supportée par les piliers, et de la capacité des piliers, du toit et du mur à supporter cette charge. D'autres différences plus subtiles peuvent exister. On attend par exemple que, dans une mine, les couches marneuses intercalaires soient en équilibre chimique (Walters, 1978) avec la saumure formée avec le sel qu'elles encadrent (encore que la saumure contenue dans les pores des marnes puisse contenir une teneur élevée en magnésium, Buffet *et al.*, 1993); c'est moins évident pour les marnes qui surmontent la formation et posent souvent un problème dans le cas des cavernes; en effet il est fréquent que l'exploitation par dissolution se fasse sur une hauteur de plusieurs dizaines de mètres, et jusqu'au toit de la formation salifère, qui est ainsi mis en contact dans la phase finale avec la saumure saturée contenue dans la caverne (la tendance, toutefois, dans les exploitations modernes, est de laisser au toit une planche de sel d'une dizaine de mètres d'épaisseur, pour éviter les phénomènes décrits ci-dessous). On observe alors une dégradation progressive, le toit de la caverne progressant dans la couverture, jusqu'à ce qu'il se stabilise ou qu'un cratère se forme.

Un tel phénomène est observé dans le champ de cavités de Hengelo, aux Pays-Bas, avec une vitesse de montée du toit de l'ordre de 10 à 14 m par an, mais présentant un caractère intermittent marqué, la vitesse moyenne étant de 0,5 à 2 m par an dans la couche anhydritique, qui peut dans certains cas arrêter la migration pendant plus de 25 ans. Bekendam *et al.* (2000) listent les divers phénomènes physico-chimiques qui, avec le développement des contraintes dans un toit

de grande portée, peuvent contribuer à la dégradation des argilites du toit :

a) le gonflement, qui peut avoir diverses origines : gonflement cristallin, qui affecte surtout les montmorillonites ; gonflement osmotique, d'ampleur en principe limitée en présence de saumure saturée ; gonflement « mécanique », ou dissipation des pressions de pore, qui affecte par exemple un échantillon rapidement prélevé et placé à la pression atmosphérique ;

b) la désintégration (*slaking*) de l'échantillon due à l'accroissement de pression de l'air contenu dans les argiles, qui suppose que ces dernières ne soient pas complètement saturées. Ce phénomène est très net dans le cas d'échantillons conservés sans précaution particulière, donc partiellement désaturés, puis plongés dans l'eau ;

c) des mécanismes variés affectant la résistance de la roche, dont l'effet de l'eau à la pointe des microfractures ;

d) la dissolution de l'anhydrite, très lente en présence d'une saumure présentant une concentration élevée en NaCl, mais qui pourrait être accélérée dans des conditions de circulation rapide de la saumure à l'interface saumure/roche ;

e) l'hydratation en gypse de l'anhydrite.

Bekendam souligne que ces effets restent hypothétiques ; les essais conduits sur le matériau du toit à Hengelo ne conduisent pas à une conclusion franche quant à l'importance de certains des mécanismes listés. On peut ajouter à la liste proposée par Bekendam l'oxydation des pyrites, qui exige toutefois la présence d'air, l'oxygène dissous présent dans la saumure en circulation n'étant vraisemblablement pas très efficace à lui seul (M. Gasc, communication personnelle). On remarque qu'il n'est pas toujours facile d'identifier et reproduire au laboratoire toutes les conditions qui assurent que la transposition des résultats obtenus au cas d'un ouvrage souterrain est légitime.

Des phénomènes analogues, avec des vitesses verticales de montée du toit également lentes, sont décrits par Buffet (1998) dans le cas des deux cavités SG4-SG5 de Gellenoncourt (Lorraine) : les deux cavités initialement distinctes se rejoignent, et le toit du sel est largement dégagé en 1982 au-dessus du doublet. De 1982 à 1992 le système est isolé (il n'y a plus d'injection d'eau) et le toit de la caverne évolue de quelques mètres (il est à 213 m de profondeur, soit 4 m au-dessus du sel, en 1986, puis à 209 m en 1990). L'évolution de la profondeur du toit s'accélère ensuite, 172 m en octobre 1992 et 146 m en 1993 ; il atteint alors le niveau très résistant de la dolomie de Beaumont (Fig. 7), dont la rupture devra être provoquée.

Ces quelques exemples soulèvent des difficultés d'interprétation. On remarque que l'évolution n'est pas continue. Par ailleurs, si le caractère progressif de l'évolution peut faire penser à la propagation d'une dégradation d'origine physico-chimique, les contraintes engendrées par un toit de trop grande portée ont aussi un rôle manifeste, puisque la progression des cavernes les plus petites paraît s'arrêter spontanément, lorsqu'un équilibre mécanique est atteint.

Dans le cas d'une exploitation minière par chambres et piliers, on ne s'attend pas à ce qu'un tel phénomène survienne à grande échelle dans le toit, car une planche de sel assez épaisse y est en général laissée pour assurer la stabilité de la mine. En revanche, il peut affecter le mur.

## L'effondrement de Varangéville (Lorraine, 1873)

Une partie de la mine de sel de Varangéville en Lorraine s'est effondrée en 1873 (Archives CSME) ; cet accident pose le problème d'une éventuelle dégradation des marnes du mur de la mine sous l'effet de l'eau. La mine avait été ouverte à la base de la onzième couche, ou du troisième faisceau, qui est épais de 17 à 20 m dans cette zone. Les galeries étaient tracées avec une largeur de 9 m et les galeries secondaires avec une largeur de 8 m, pour une hauteur de 5,5 m. Les piliers, carrés, avaient un côté de 6 m, déterminant un taux de défruitement théorique de 82 % (le taux réel était peut-être supérieur). On produisait à la fois des blocs de sel, par abattage à l'explosif, et de la saumure. Trois entailles verticales étaient ménagées avant le tir. Après un certain temps, il fut décidé de créer ces entailles par un jet d'eau sous pression ; elles avaient 30 à 40 cm d'épaisseur pour 3 m de profondeur. La saumure non saturée produite était collectée dans un bassin où on la saturait. La production de saumure étant insuffisante, on porta la hauteur des galeries à 17 m. Un échafaudage mobile portait 18 tubes qui fournissaient un débit de 1,5 m<sup>3</sup>/h. L'eau ruisselait le long du front en dissolvant le sel. La saumure était collectée et transportée vers le puits par des chenaux en bois. Beaucoup de saumure était perdue, soit que les chenaux déversent, soient qu'ils soient obstrués par une pâte marneuse. Cette saumure, non saturée, s'infiltrait dans le mur, dissolvant les veines ou rognons de sel, hydratant l'anhydrite, oxydant la pyrite. Cinq ans avant l'effondrement, des fissures apparaissent dans les piliers proches du puits, les rigoles ménagées au mur se referment, le mur se soulève de 80 cm dans la galerie Sainte-Julie. Des fractures verticales, larges de 5 cm, affectent toute la hauteur de certains piliers.

En octobre 1873, une subsidence se développe en surface. Le 31 octobre, à 5 heures du matin, une fissure apparaît dans un bâtiment de la saline, la zone est évacuée. L'effondrement qui survient alors n'aurait duré que deux secondes. Des fractures s'ouvrent en deux zones concentriques, quasi circulaires, de 160 m et 350 m de diamètre. Dans la mine, tous les piliers distants de moins de 80 m du puits ont poinçonné le mur. Malgré une subsidence de 3 m, aucune venue d'eau n'est observée et cette partie de la mine est encore sèche aujourd'hui. A l'époque de l'accident, on a mis en relation la dégradation du mur et son poinçonnement par les piliers pour proposer un mécanisme de ruine dans lequel le phénomène initiateur de l'effondrement serait la perte de résistance du mur. Cette idée ne manque pas de logique ; elle est devenue une sorte de dogme sans toutefois que des investigations scientifiques n'en confirment le bien fondé. Les observations récentes faites à Dieuze conduisent à nuancer l'interprétation. En effet, à l'époque, en toute bonne foi, l'exploitant et le Service des Mines croyaient que le taux de défruitement à Varangéville n'était pas excessif. Ils étaient donc enclins à chercher une explication inhabituelle à l'effondrement. Pourtant il existe une autre explication plus banale : la combinaison d'un taux de défruitement élevé, d'un toit raide et d'une largeur exploitée devenue très grande peut aussi conduire à un effondrement brutal pour des raisons purement mécaniques, sans qu'il soit besoin d'invoquer une dégrada-

tion d'origine physico-chimique du mur. D'ailleurs, la brièveté de l'accident plaide plutôt en faveur d'un mécanisme dans lequel l'effondrement précède le poinçonnement. Il est vrai qu'on peut aussi imaginer une combinaison des deux mécanismes, dans laquelle la dégradation du mur joue un rôle au moins partiel. Le cas de Dieuze apporte un autre éclairage.

### 6.3

## Invasion de la mine de Dieuze (Lorraine, 1864) par la saumure

La mine de Dieuze était exploitée depuis plus de 35 ans quand elle fut ennoyée accidentellement en 1864 (Feuga, 2003). Deux panneaux avaient été ouverts, chacun de 65 m x 550 m, séparés par un pilier central de 10 m x 550 m (Fig. 11). Chaque panneau avait été exploité par chambres et piliers, les piliers à peu près carrés étaient de 4,5 à 5 m de côté, les galeries étaient larges de 6 m à 9 m, déterminant un taux de défruitelement de 80 % à 90 %. La mine, implantée dans la onzième couche, avait une ouverture de 3,75 m à 4 m; le toit de la mine est à une profondeur de 115 m environ. Le toit du sel est à 50 m de profondeur; le pourcentage moyen de sel est de 67 % dans les 60 premiers mètres au-dessus de la mine. Une couche de sel de 1,3 m d'épaisseur était laissée au toit de la mine. Le mur est composé d'argilite et d'anhydrite avec une faible quantité de sel. Une galerie débouchant dans le puits de la mine avait été ouverte à la profondeur de 60 m (donc sous le toit du sel) et un bassin de saumure saturée y avait été aménagé. En 1864, cette galerie

s'effondre, la saumure saturée qu'elle contient s'écoule par le puits vers la mine, l'effondrement met en communication la galerie avec la « nappe salée » créée par la dissolution naturelle du toit du sel. En mars 1864, on estime le débit qui envahit la mine à 430 m<sup>3</sup>/h, et la mine est abandonnée. Aucune évolution ultérieure ne se manifeste pendant le siècle suivant.

En 2002, GEODERIS décide de forer un sondage jusqu'à la mine ennoyée. Le sondage et le sonar réalisé après que la mine fut atteinte, montrent que celle-ci paraît parfaitement intacte. La carte dressée à partir du sonar coïncide exactement avec la carte établie par l'exploitant il y a 140 ans (Fig. 12). A l'intérieur d'une précision de quelques centimètres, la hauteur des galeries n'a pas changé. Aucune dégradation des terrains du mur, que l'on pouvait attendre du fait du contact prolongé avec la saumure, n'est constatée. Le mur est intact, la hauteur de la mine n'a pas changé, et la mine paraît parfaitement stable, malgré le taux d'extraction assez élevé. (A 115 m de profondeur, la contrainte géostatique, résultant du poids des terrains, est de l'ordre de 2,5 MPa, de sorte que, si les piliers portaient la totalité du poids du recouvrement, on pourrait attendre, compte tenu du taux de défruitelement, une contrainte verticale moyenne de 20 MPa sur les piliers, contrainte sous laquelle leur fluage devrait être rapide. Il est donc vraisemblable, suivant une hypothèse proposée par Vouille, 2001, que le toit se comporte comme une dalle raide qui reporte sur le massif vierge une large partie du poids des terrains qui surmontent la mine, comme l'autorisent des dimensions transversales assez réduites de la mine.) Le poinçonnement du mur par les piliers, redouté après l'exemple de l'accident de Varangéville, ne s'est pas produit (Feuga, 2003).



FIG. 11 Plan de la mine de Dieuze. Le point indique l'emplacement du sondage de 2002. Dieuze Mine map. The dot indicates the 2002 well location.

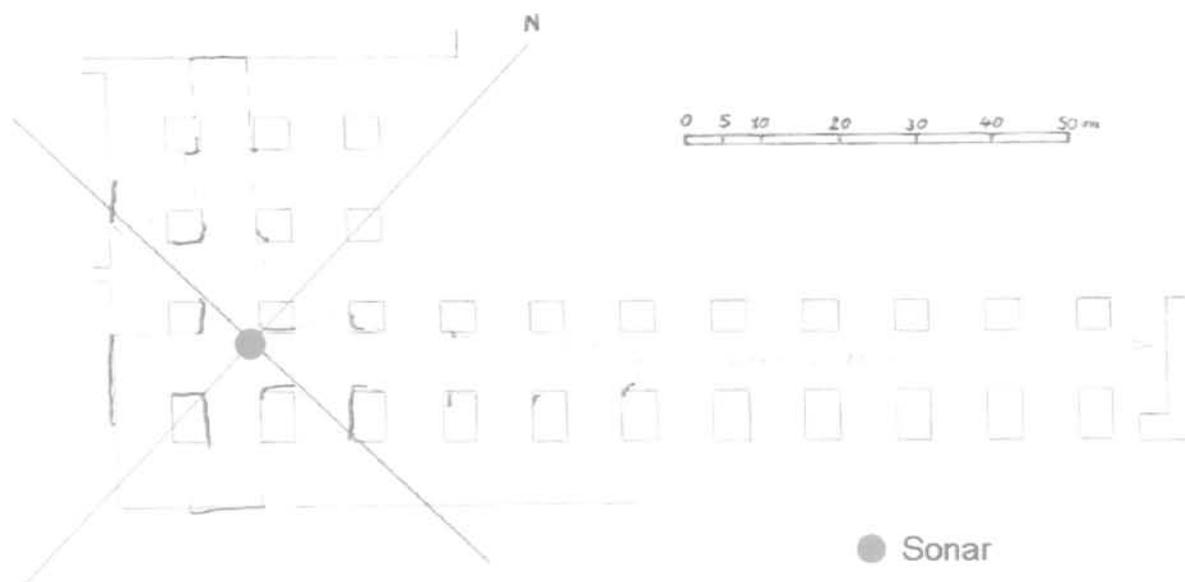


FIG. 12 Plan de la mine de Dieuze et résultats du relevé sonar.  
Dieuze mine map and sonar survey measurements.

#### 6.4

### Comparaison des deux accidents

Du point de vue du comportement du mur, les mines de Dieuze et de Varangéville conduisent à des constatations passablement éloignées. Dans le cas de Dieuze, on n'a observé aucune dégradation appréciable du mur – même après 140 ans de contact direct entre la saumure et les marnes du mur. Le cas de Varangéville est plus compliqué : la dégradation d'échantillons de roches du mur est d'observation courante dans cette mine, et elle peut avoir joué un rôle dans l'effondrement de 1873. Cette différence de comportement pourrait tenir à la distance entre les deux mines, qui est de plusieurs dizaines de kilomètres, même si leurs murs sont situés dans le même horizon (la base de la onzième couche, ou troisième faisceau). Pourtant certains géologues considèrent que cet éloignement n'implique pas nécessairement des différences significatives de composition minéralogique (Rouchy et Blanc-Valleron, communication personnelle).

#### 6.5

### Essais de laboratoire

Les essais de laboratoire devraient permettre d'expliquer ces contrastes de comportement. Mais la dégradation des marnes au contact de l'eau, de la saumure ou de l'air atmosphérique, dans le contexte du problème de la stabilité des ouvrages miniers, n'a pas encore fait l'objet d'une attention suffisante. Il est d'observation courante que certaines marnes se dégradent, et parfois même se délitent complètement, au contact des fluides. Mais on sait mal relier ces observations à la composition minéralogique de la roche, à la salinité des fluides, ou même aux conditions de prélèvement. Le prélèvement, s'il est opéré sans soin particulier, engendre un déconfinement mécanique, une désaturation, une oxydation, peut-être même une action bactérienne qui transforment profondément

l'échantillon, ou encore l'absorption d'eau par des grains de sel contenus dans les argilites, qui favorise le gonflement des argiles. Les conclusions que l'on tirera des observations de laboratoire ne s'appliqueront pas nécessairement à la roche restée en place et mise au contact de la saumure.

#### 6.6

### Conclusions

On ne dispose manifestement pas de tous les éléments permettant de conclure et de lever les contradictions au moins apparentes que soulèvent les observations. On peut faire quelques remarques, qui n'épuisent pas la complexité du sujet :

1) la propagation d'une dégradation ne résulte pas d'un simple contact entre les argilites (ou marnes) et l'eau ou la saumure ; elle exige de plus un contexte de fortes sollicitations mécaniques engendrées par un toit de grande portée ou un taux de défrètement élevé. Ce point est souligné par Walters (1978) dans le cas du Kansas et par Bekendam *et al.* (2000) pour l'exploitation de Hengelo aux Pays-Bas ; il joue un rôle manifeste dans le cas des exploitations par dissolution en Lorraine ;

2) on ne sait pas bien si les effets poro-mécaniques jouent un rôle. Mise au contact des marnes, la saumure y pénètre, au moins parce que sa pression est vraisemblablement plus grande que la pression de pore naturelle ; on ne sait pas si elle se propage par la porosité naturelle, par des microfractures ouvertes (dans le cas du toit) par les contraintes de traction (effective) qui peuvent y régner, ou sous l'effet de contrastes de salinité. Ces phénomènes, de type diffusif, fournissent une explication possible du caractère assez lent des dégradations. Ces dernières sont souvent imputées à des phénomènes physico-chimiques liés à la pénétration de la saumure, mais on a vu que la diminution concomitante des contraintes effectives fournissait une autre explication d'origine purement mécanique (mine PCA à Esterhazy, § 5.2) ;

3) l'effet de la salinité ne paraît pas univoque. Walters (1978), dans le cas du Kansas, décrit les effets de l'eau douce qui dissout les veines de sel contenues dans les marnes. Bekendam *et al.* (2000) et certaines observations faites en Lorraine mettent au contraire en évidence l'effet de la saumure saturée, suivant des mécanismes physico-chimiques qui restent à identifier ;

4) la succession des couches constituant le mur et le toit de la mine, ou le toit de la formation salifère, doit le plus souvent être envisagée comme une structure composite. Les bancs anhydritiques ou halitiques présentent une résistance importante, et ne peuvent être rompus que par des sollicitations mécaniques suffisamment intenses : leur rupture dégage des couches moins résistantes, plus facilement dégradables par l'action d'origine physico-chimique (ou autre) de la saumure. Cette hétérogénéité peut contribuer à expliquer le contraste de comportement entre ouvrages géographiquement proches, ou l'irrégularité des évolutions, constituées d'épisodes de dégradation rapide suivis de phases de stabilisation, comme dans le cas des cavités SG4-SG5 décrit par Buffet (1998).

Ainsi l'hypothèse de dégradation du mur par la saumure, dans le cas des mines de Lorraine, demeure une inconnue importante qui pèse sur le choix d'un remblayage par la saumure ; toutefois son importance éventuelle pour un phénomène d'effondrement reste sujette à des questions, qu'une étude géomécanique complète pourrait lever.

## 7

### Conclusion

L'invasion par l'eau ou la saumure est l'accident le plus caractéristique des mines de sel ou de potasse en activité. Cette invasion est pratiquement inévitable à

terme plus ou moins long dans une mine abandonnée, avec des conséquences potentiellement sévères à la surface du sol, notamment au-dessus de la zone par laquelle l'eau est entrée dans la mine. Plusieurs solutions sont envisageables pour éliminer ou réduire ce risque. On a surtout évoqué l'option d'un remplissage par de l'eau ou de la saumure saturée, solution de règle dans les dômes de sel du nord de l'Allemagne. Cette solution présente de nombreux avantages, mais elle doit être pesée avec soin dans chaque cas particulier : l'analyse des accidents survenus montre que chaque situation particulière présente des spécificités et qu'il faut se garder d'appliquer mécaniquement dans un nouveau site des solutions qui se seraient avérées heureuses dans un site différent.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs ont bénéficié de remarques et données fournies par de nombreux collègues, dont les membres du groupe international d'experts (IEG) mis en place par les autorités minières françaises, B. Diamond, A. Duquesnoy, G. Durup, L. Lohff ; de commentaires de A. Buffet, inspirés de sa connaissance exceptionnelle de la géologie et de l'exploitation du sel en Lorraine. Des indications bibliographiques ont été données par I. Salpeteur. L. Van Sambeek a mis à leur disposition des informations (non publiées) sur le cas de Kanopolis, et A. Kunstman sur le cas de Wapno. Les entreprises minières MDPA et CSME ont autorisé les auteurs à consulter des documents de leurs archives ; les auteurs ont aussi profité de longue date de conversations avec les entreprises Solvay et Novacarb. L'étude bibliographique a été partiellement financée par GEODERIS.

### Bibliographie

- Archives CSMSE – « Note sur l'accident de 1873 à la mine de Varangéville ». *Archives d'exploitation de la Compagnie des Salins du Midi et des Salines de l'Est* (inédit).
- Bauer S.J., Ehgartner B.L., Neal J.T. – « Geotechnical Studies Associated with Decommissioning the Strategic Petroleum Reserve Facility at Weeks Island, Louisiana: A Case History ». *Proc. Technical Class and Technical Session SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 146-156. (Les comptes rendus des SMRI Meetings sont disponibles à : SMRI : 3336 Lone Hill Ln., Encinitas, CA 92024-7262, USA.)
- Bekendam R., Oldenzel C., Paar W. – « Subsidence Potential of the Hengelo Brine Field (Part I). Physico-Chemical Deterioration and Mechanical Failure of Salt Cavern Roof Layers ». *Technical Class, Proc. Technical Class and Technical Session SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 103-118.
- Buffet A. – « The collapse of Compagnie des Salins SG4 and SG5 drillings ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Roma, 1998, p. 79-105.
- Buffet A., Hilly J., Marchal C. – « Relationship between the Composition of Raw Brines Originating from the Mining of Lorraine Salt rock (NE France) and the Lithology of the Deposit ». *Proc. 7th Symp. on Salt*, H. Kakihana, H.R. Hardy Jr, T. Hoshi, K. Toyokura, eds., Elsevier, vol. I, 1993, p.195-204.
- Carosella M.E. – « The Use of Salt Domes for the Strategic Petroleum Reserve ». *Proc. 5th Symp. on Salt*, Coogan A.H. and Hauber L. (eds.), Northern Ohio Geological Society Inc. Pub., vol. II, 1978, p. 69-75.
- Cosenza P. (1996) – *Sur les couplages entre comportement mécanique et processus de transfert de masse dans le sel gemme*. Thèse de l'université Paris VI, spécialité Mécanique, 1966, 184 p.
- DARPMI – « L'après-mine de sel en France ». Direction de l'action régionale et de la petite et moyenne industrie, ministère de l'Économie et des Finances, Rapport interne, février 2001
- Duffaut P., Bonvallet J. – « Mine de sel de Varangéville. Poursuite de l'exploitation dans la concession Rhône-Poulenc ». Rapport BRGM pour le ministère de l'Industrie, 79 SGN 708 GEG, 1979.
- Feuga B. – « Old salt mine at Dieuze (France) revisited 150 years after being abandoned ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Chester, 2003, p. 114-128.
- Gendzwil D.J., Prugger F.F. – « Seismic activity in a flooded Saskatchewan potash mine ». In C. Fairhurst, ed., *Proc. 2nd Int. Symp. on Rockbursts and Seismicity in Mines*, Minneapolis, 8-10 June 1988, Balkema, Rotterdam, 1990, p. 115-120.
- Gowan S.W., Trader S.M., Van Sambeek L.L. – « The discovery of an apparent brine pool associated with anomalous closure patterns and the eventual failure of the Retsof salt mine ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Washington DC, 1999, p. 241-272.
- Gowan S.W., Trader S. – « The mechanism of sinkhole formation above the collapse of a small yield-pillar panel in the Retsof salt mine ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 313-332.
- Griffith A.E. – « Tennant's ills ». *Ground Engineering*, November 1991, p. 18-21.

- Hoffman E.L., Ehgartner B.L. – « Using Three Dimensional Structural Simulations to Study the Interactions of Multiple Excavations in Salt ». SAND 97-1017C Report, Sandia National Laboratories, Albuquerque, N.M., 1997.
- Jeremic M.L. – *Rock Mechanics in Salt Mining*. A.A. Balkema, Rotterdam, 1994, 532 p.
- Johnston K.S. – « Sinkholes associated with Petroleum Boreholes Drilled Through Salt Deposits in the USA ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Albuquerque, 2001, p. 8-17.
- Kunstman A., Urbanezyk K.M. – « Catastrophic flooding of Wapno salt mine (1977) and controlled flooding of Solnomine (1986-1991) – reasons, circumstances, consequences ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Chester, 2003, p. 190-200.
- Kupfer D.H. – « Problems associated with Anomalous Zones in Louisiana Salt Stocks, USA ». *Proc. 5th Symp. on Salt*, Hamburg, May-June 1979, The Northern Ohio Geological Society, Inc, vol. II, 1980, p. 119-134.
- Lolan W.E., Valadie R.J., Ballou P.J. – « Remote Operated Vehicle (ROV) Design, Cavern Survey and Gel Plugging Agent Application to Repair Louisiana Offshore Oil Port (LOOP) Cavern 14 ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Roma, 1998, p. 327-345.
- Maas K. – « Analysis, Modelling and Simulation of recent Subrosion in a flooded Potash Shaft ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Albuquerque, 2001, p. 272-281.
- McCauley T.V., Ratigan J.L., Sydansk R.D., Wilson S.D. – « Characterization of the Brine Loss Zone and Development of a Polymer Gel Plugging Agent to Repair Louisiana Offshore Oil Port (LOOP) Cavern 14 ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Roma, 1998, p. 391-406.
- Minoux G. – « Programme technique pour l'exécution d'un forage AEP de l'Usine Kuhlman ». Rapport BRGM A 938, 1956 (inédit).
- Morisseau J.M. – « Uncontrolled leaching of salt layer in an oil field in Algeria ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 330-333.
- Nichols NW, Wu K.K., Kravitz J.H., O'Gorman F.E., Risbeck J.S., Durfee J.W., Wilcox W.R., Feehan R.D., Lilly D.P. – « The Jefferson Island Mine Inundation, November 20, 1980 ». Mine Safety and Health Administration, US Department of Labor, Report n° 202,031, 1981, 131 p.
- O'Gorman F., Stafford S. – « Jefferson Island: when courage, training, saved 52 in mine flood ». Mine Safety and Health Administration, US Department of Labor, Report n° 205,957 1980, 6 p.
- Payment K.A. – « Loss of the Retsof salt mine: legal analysis of liability issues ». In Hoshi Kakihana, Hardy and Toyokura, eds., *Proc. 8th World Salt Symp.*, Salt 2000, The Hague, Pays-Bas, Elsevier Science publishers B.V., Amsterdam, vol. I, 2000, p. 399-404.
- Poyer C., Cochran M. – « Kansas Underground Storage Regulations » *Proc. SMRI Fall Meeting*, Houston, 2003, p. 199-204.
- Prugger F.F. – « The flooding of the Cominco potash mine and its rehabilitation ». *Proc. 5th Symp. on Salt*, Hamburg, May-June 1979, The Northern Ohio Geological Society, Inc., vol. I, 1980, p. 333-340.
- Rolfs O., Crotogino F. – « Rock Mechanical Problems of Shallow Salt Mines in Cheshire, UK ». *Proc. Technical Class and Technical Session SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 303-312.
- Rölleke F.J. – « Subsidence and Sinkholes over Flooded Potash Mines in Northern Germany ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 87-101.
- Spiers C.J., Urai J.L., Lister G.S., Boland J.N., Zwart H.J. – « Long-term rheological and transport properties of dry and wet salt rocks » Final Report, Commission of the European Communities, EUR 11848, 1986.
- Thoma H., Seifert G., Kuehn F. – « Examples of the Development of Sinkholes above Flooding or Flooded Salt Mines in Central Germany and Ways of Remote Detection of Areas with a Potential Risk of Fall ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 163-184.
- Thoms R.L., Gehle R.M. – « The Jefferson Island mine flooding revisited ». *SMRI Spring Meeting*, Houston, 1994.
- Thoms R.L., Gehle R.M. – « Winnfield mine flooding and collapse event of 1965 ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 262-274.
- Van Sambeek L.L. – « The IMC K2 Mine Flooding ». *SMRI Fall Meeting*, La Fayette, 1993.
- Van Sambeek L.L. – « Dissolution-induced mine subsidence at the Retsof salt mine ». *Proc. SMRI Fall Meeting*, Cleveland, 1996, p. 289-309.
- Van Sambeek L., Thoms R. – « Pre- and Post-Flooding Surface Subsidence Rates at the Retsof, Belle Isle, Jefferson Island Salt Mines ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 75-85.
- Van Sambeek L. – « Subsidence Modeling and the use of the SMRI SALT\_SUB\_SID Software ». *Proc. Technical Class and Technical Session, SMRI Fall Meeting*, San Antonio, 2000, p. 11-22.
- Van Sambeek L.L., Gowan S.W., Payment K.A. – « Loss of the Retsof salt mine: Engineering analysis ». In R.M. Geertman, ed., *Proc. 8th World Salt Symposium*, Salt 2000, The Hague, Netherlands, Elsevier Science Pub. B.V., Amsterdam, vol. I, 2000, p. 411-416.
- Vouille G. – Communication au Groupe d'experts « Sel » de GEODERIS, 2001.
- Walters R.F. – « Land subsidence in Central Kansas Related to Salt Dissolution ». *Kansas Geological Survey Bull.* 214, 1978, p.1-81.
- Wilhelm St., Poppei J., Mayer G., Schwarz R., Klubertanz G., Siegel P., Förster B. – « Influence of chemical reactions on the flow system and contaminant transport in a former salt mine ». *Proc. 3rd Int. Conf. Uranium Mining and Hydrogeology III*. Freiberg Sept. 2002.



# Devenir à long terme d'exploitations abandonnées de sel

**M. GHOREYCHI  
X. DAUPLEY**

INERIS

Parc technologique Alata

BP n° 2

60550 Verneuil-en-Halatte

www.ineris.fr

Mehdi.Ghoreychi@ineris.fr

Xavier.Daupley@ineris.fr

## Résumé

L'évolution à long terme des sites d'exploitation abandonnée de sel est discutée en analysant trois aspects essentiels : les contextes géologique et hydrogéologique du gisement de sel, les caractéristiques de l'exploitation (méthodes, géométries et dimensions) et le comportement spécifique du sel gemme sous l'effet des phénomènes tels que le fluage, l'endommagement, la perméabilité et l'interaction avec les fluides notamment la saumure. Cette discussion est placée en particulier dans le contexte des exploitations de sel de Lorraine (France), réalisées par la méthode des chambres et piliers abandonnés ou par dissolution.

*Mots-clés* : mine, sel, stabilité mécanique, long terme, dissolution, saumure.

# Long term evolution of abandoned exploitations of salt

## Abstract

Long term evolution of abandoned exploitations of salt is discussed by analysing three basic aspects : geological and hydro-geological contexts of salt deposit, exploitation features (methods, geometries and dimensions) and specific mechanical behaviour of salt under the effect of phenomena such as creep, damage, permeability and fluid interaction in particular brine effect. This discussion is mainly placed in the context of salt exploitations in Lorraine (France) carried out by room and pillar method or by solution mining.

*Key words* : mine, salt, mechanical stability, long term, solution, brine.

## Introduction

De nombreux gisements de sel exploités en France, notamment au cours des deux derniers siècles, ont déjà connu ou connaîtront progressivement une cessation de leurs activités. Cette situation conduira, dans les années à venir, à un nombre croissant d'exploitations abandonnées de sel. Dans ce contexte, on peut s'interroger sur l'évolution à long terme des sites concernés d'un point de vue de leur impact sur la sécurité des personnes et des biens et sur la protection de l'environnement. Cette interrogation est motivée par plusieurs faits :

1) les cavités réalisées dans le sel ne sont pas toujours accessibles à l'homme. Ce n'est évidemment jamais le cas d'une cavité réalisée par dissolution à partir de sondages. D'autres exploitations, jadis effectuées par des techniques minières classiques et donc initialement accessibles, furent envahies accidentellement par de l'eau douce ou salée (saumure provenant de nappes salées). Dans ces conditions, des renseignements essentiels sur la forme, les dimensions, l'état de stabilité mécanique, voire même l'existence ou l'absence de cavités dans le sous-sol ne sont pas toujours disponibles. Cela s'explique d'une part par le fait que les techniques telles que le sonar, aujourd'hui largement employées avec succès pour suivre l'évolution de la forme et des dimensions des cavités de dissolution, notamment au cours de leur réalisation, n'ont été mises en œuvre que ces dernières décennies. D'autre part, les techniques de reconnaissance de vides souterrains, notamment géophysiques, qui connaissent actuellement un progrès indéniable, ne permettent pas encore de révéler, avec certitude, l'existence et l'état des cavités souterraines indépendamment de leur profondeur et de leur contexte lithologique. Dans ce cas, des renseignements obtenus à partir d'archives (plans, rapports...) deviennent précieux, bien que la quantité et la qualité de ce type de données varient largement selon le contexte et l'âge de l'exploitation ;

2) le sel gemme présente un comportement mécanique spécifique, typique des évaporites : une aptitude au fluage qui se poursuit sans cesse dès lors que l'état d'équilibre naturel du matériau au repos est perturbé, par exemple, par le creusement d'un ouvrage. Ainsi, la paroi de toute cavité réalisée dans le sel est condamnée à converger plus ou moins lentement jusqu'à sa fermeture totale. Ce phénomène peut être responsable d'un affaissement différé de la surface du sol. L'amplitude et la vitesse de ce dernier dépendent de la profondeur de l'ouvrage souterrain et de la nature du recouvrement. L'affaissement résiduel susceptible de se produire à long terme (à l'échelle du siècle pour fixer les idées) est en principe lent mais il ne peut pas être évité tant qu'un espace vide souterrain est présent dans le sel. Il convient donc de s'assurer que ce mouvement différé n'est pas de nature à compromettre la stabilité à long terme des ouvrages de surface déjà existants ou réalisés après l'abandon de l'exploitation. Un facteur important est la capacité des terrains de recouvrement à encaisser les déformations imposées par le fluage du sel. Pour un recouvrement formé de terrains déformables (tels les matériaux argileux plus ou moins plastiques), le fluage de sel se traduit par un affaissement « souple » de la surface du sol. En revanche, lorsqu'un banc raide (dolomie, anhydrite...) est présent au sein du recouvrement, ce banc peut, dans certaines conditions,

se rompre sous l'effet des sollicitations imposées par le fluage du sel et entraîner l'effondrement brutal du recouvrement ;

3) le sel gemme est très soluble dans l'eau (environ 350 g/l à température ambiante et à pression atmosphérique). Sa cinétique de dissolution est également rapide. Il y a donc lieu de craindre le risque d'une dissolution à long terme de la partie non exploitée du gisement de sel si celle-ci est mise en communication avec les aquifères sus ou sous-jacents par l'intermédiaire d'une faille, d'une fissuration induite par l'exploitation ou encore d'une perméabilité naturelle de terrains. L'éventualité d'une invasion d'eau dépend en plus des caractéristiques hydrogéologiques des niveaux aquifères (caractéristiques hydrodynamiques, salinité, gradients hydrauliques des nappes...). Dans certaines conditions, la possibilité d'une dissolution progressive du sel et sa dilution dans les eaux souterraines et/ou celles de surface est réelle. Ce qui peut provoquer une pollution des réserves en eau et la création de nouveaux vides susceptibles de générer des effets en surface du sol.

On conçoit donc que l'évolution à long terme des sites affectés par l'exploitation de sel dépende de trois facteurs essentiels : les contextes géologique et hydrogéologique du gisement, les caractéristiques de l'exploitation (méthode, géométries et dimensions) et le comportement et les propriétés spécifiques du sel gemme (fluage, endommagement, perméabilité, influence de la saumure...). Ces aspects sont discutés dans la présente communication.

## Contextes géologique et hydrogéologique

Les gisements de sel français ont fait l'objet de nombreux travaux de reconnaissance, notamment au cours des deux derniers siècles (Fries *et al.*, 1983 ; Marchal, 1987 ; Moretto, 1987 ; Blanc-Valleron, 1990). L'inventaire des caractéristiques géologiques de tous ces gisements dépasse le cadre fixé à cette communication. Nous nous limiterons ici exclusivement à une présentation sommaire des gisements en Lorraine et invitons les lecteurs à consulter l'article récent des auteurs (Ghoreychi et Daupley, 2002) pour plus de renseignements sur les différents gisements de sel en France. Rappelons cependant que ces derniers appartiennent principalement à deux entités géologiques : le Trias et le Tertiaire. Seul, le Trias est présent en Lorraine et a fait l'objet de nombreuses exploitations dans les vallées de la Meurthe, du Sânon et de la Seille (Fig. 1). Il s'agit de dépôts sédimentaires organisés en couches subhorizontales, peu affectées par des mouvements tectoniques.

Plusieurs observations peuvent être faites à partir de la coupe schématique présentée sur la figure 2 (coupe oblique W-E-NE repérée sur la figure 1) :

1) les gisements triasiques lorrains sont constitués de sel primaire appartenant pour l'essentiel au Keuper (Trias supérieur) et en partie au Muschelkalk (Trias moyen). Ce dernier, plus ancien que le premier, fut exploité à Sarralbe entre 200 et 300 m de profondeur. L'épaisseur du banc de sel gemme n'y dépasse guère une vingtaine de mètres. En revanche, le sel du Keuper est nettement plus épais et atteint une centaine de



..... Coupe figure 2

NOTATIONS :

D : EXPLOITATION PAR DISSOLUTION

Ns : EXPLOITATION PAR NAPPE SALÉE

M : EXPLOITATION PAR MINE

ACT : EXPLOITATION EN ACTIVITÉ

FIG. 1 Localisation des exploitations du gisement du Keuper en Lorraine (complété à partir de Marchal *et al.*, 1994).

mètres d'épaisseur à Nancy. Cette épaisseur diminue progressivement vers le Nord-Est de sorte que le sel du Keuper n'est plus présent à Sarralbe. Ce fait témoigne d'une dissolution naturelle de ce sel au contact des eaux souterraines;

2) la présence de nappes salées a été révélée au toit immédiat du sel du Keuper. Il s'agit de phénomènes localisés rencontrés notamment dans les vallées du Sânon et de la Seille où les nappes salées sont présentes localement au toit des anciennes mines de sel d'Einville (vallée du Sânon) et de Dieuze (vallée de la Seille). Cette dernière mine fut d'ailleurs envahie par de la saumure en 1864 condamnant ainsi son exploitation. Précisons que les nappes salées furent exploitées jusqu'à présent d'une manière importante et depuis longtemps sans que cette opération, réalisée sur de très

longues périodes ne conduise à une baisse de la concentration en sel de la saumure présente dans les nappes salées. Ce fait témoigne d'une dissolution active, hypothèse compatible avec la disparition du gisement du sel du Keuper, dans le secteur de Sarralbe. L'existence d'un recouvrement peu épais associé à la présence de discontinuités mettant en communication le gisement avec des aquifères dans le recouvrement semble être les facteurs principaux de l'apparition de ce phénomène (Marchal, 1987). Le cas de la nappe salée de Dombasle en est un bon exemple (Combes *et al.*, 1984);

3) le recouvrement des gisements salifères lorrains est constitué essentiellement de terrains marneux, calcaires et anhydritiques. Il s'agit des faciès réputés imperméables isolant hydrauliquement l'essentiel du gisement des aquifères sous et sus-jacents. Si les terrains marneux sont dans l'ensemble déformables et peu résistants, des faciès nettement plus raides et résistants, essentiellement composés de la dolomie de Beaumont et l'anhydrite sont présents dans le recouvrement du sel du Keuper. Le banc formé par la dolomie de Beaumont et l'anhydrite n'est pas rencontré à Sarralbe et à Dieuze. Ailleurs, son épaisseur atteint au plus une dizaine de mètres. Sa profondeur varie entre zéro et une centaine de mètres dans la partie la plus profonde du gisement;

4) en dehors de nappes superficielles, les niveaux plus ou moins aquifères présents au toit des gisements lorrains se trouvent dans les grès rhétiens, dans la dolomie de Beaumont, dans les calcaires du Muschelkalk et, dans une moindre mesure, dans les fissures existant dans les terrains comme les marnes irisées. Il s'agit d'aquifères à faible hydrodynamisme peu ou pas exploités (le grès du Rhétien et la dolomie de Beaumont sont exploités localement); pour mémoire la transmissivité hydraulique de la dolomie de Beaumont est de l'ordre de  $3.10^{-4}$  à  $3.10^{-5}$  m<sup>2</sup>/s. Le seul niveau aquifère largement exploité correspond aux grès du Trias inférieur (grès vosgiens) qui se trouvent à une ou plusieurs centaines de mètres de profondeur, selon le contexte, au mur des terrains salifères du Keuper et du Muschel-

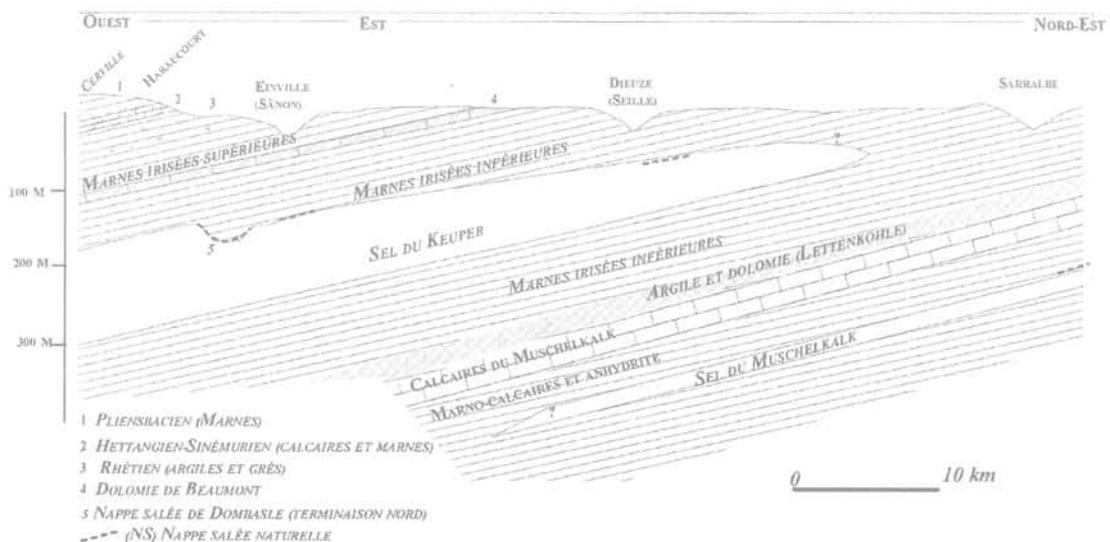


FIG. 2 Coupe géologique schématique des gisements de sel lorrains passant par les principales zones d'exploitation.

kalk. C'est un aquifère potentiellement en charge par rapport aux niveaux exploités dans le sel. Initialement artésien, sa charge hydraulique fut encore plus élevée dans le passé avant d'être affectée par une baisse significative du fait du pompage réalisé dans les différentes mines lorraines. Naturellement, un arrêt définitif du pompage, provoqué par la cessation prochaine de l'activité de nombreuses mines de la région (notamment les Houillères du bassin de Lorraine) conduirait à une surcharge hydraulique de la nappe vosgienne. Toutefois, en ce qui concerne les gisements salifères lorrains, suffisamment éloignés de ces mines, cette augmentation pourrait représenter quelques mètres.

3

## Caractéristiques de l'exploitation

Si l'on exclut le seul cas d'exploitation de sel et de potasse, réalisée en France par la méthode de longues tailles aux Mines de Potasse d'Alsace, les techniques d'exploitation mises en œuvre dans le sel en France et plus particulièrement en Lorraine peuvent être rassemblées en deux catégories :

a) la méthode d'extraction minière souterraine par chambres et piliers abandonnés. Elle a été employée dans les anciennes mines de Dieuze et d'Einville ainsi que dans la mine encore en activité de Saint-Nicolas à Varangéville ;

b) les différentes techniques de dissolution avec lesquelles l'essentiel du sel continue d'être exploité (elles permettent de générer chaque année environ 2,7 millions de mètres cubes de cavités sur l'ensemble du territoire français dont la Lorraine pour une large part). Ces techniques sont nombreuses et variées. Si l'on se limite au seul cas de gisements à faible profondeur (typiquement jusqu'à 300 m), comme ceux de Lorraine, ces méthodes peuvent être divisées en plusieurs groupes :

– les techniques d'exploitation par sondages isolés au toit du sel. Celles-ci peuvent être divisées, à leur tour, en méthodes utilisant les sondages uniques et celles employant les doublets de sondages ;

– les méthodes d'exploitation par sondages groupés. Elles comportent plusieurs techniques : groupe de sondages réalisés au toit du sel, exploitation partielle du gisement à partir du mur de sel par des techniques dites extensives visant à assurer la stabilité mécanique des cavités (en laissant une certaine épaisseur du sel au toit des cavités) et exploitation totale du gisement à partir du mur par des méthodes dites intensives destinées à provoquer volontairement l'effondrement du toit des cavités ayant atteint des dimensions critiques. La méthode des pistes et sondages appartient à cette dernière catégorie. Dans certaines méthodes extensives, la communication entre les sondages est assurée par le biais de la fracturation hydraulique. La méthode des pistes et sondages, quant à elle, comporte plusieurs phases : foration des sondages, formation de chenaux de dissolution mettant en communication les sondages à la base du gisement et exploitation du sel par dissolution.

On remarque que chaque type d'exploitation pose des problèmes spécifiques. Par exemple, dans une exploitation par chambres et piliers abandonnés, la stabilité mécanique du recouvrement, bien qu'en principe assurée pendant la durée de l'exploitation, peut être

compromise à long terme, après l'abandon de la mine. Il va de soi que le respect de cette stabilité est nécessaire aussi bien pour garantir la sécurité des personnes et des biens en surface du sol (en particulier vis-à-vis d'un effondrement d'origine mécanique ou provoqué par l'invasion d'eau) que d'un point de vue de l'impact environnemental (notamment, le risque d'une pollution des aquifères).

Il en est de même pour une exploitation par dissolution réalisée par une méthode extensive bien que, à la différence d'une mine sèche, les cavités de dissolution abandonnées soient remplies de saumure et communiquent déjà avec la surface du sol par l'intermédiaire de nombreux sondages d'accès.

La situation est différente pour une exploitation intensive : l'effondrement du toit faisant partie intégrante de la méthode d'exploitation, il n'y a pas lieu de craindre une nouvelle instabilité de la surface du sol. En revanche, la communication, déjà établie entre le sel et les eaux souterraines et/ou de surface (au travers le toit effondré), mérite une attention particulière.

4

## Divers aspects du comportement du sel et leurs conséquences pour les exploitations abandonnées

4.1

### Comportement différé

Le comportement mécanique des évaporites, en particulier le sel gemme, a fait l'objet de nombreuses recherches tant expérimentales que théoriques (Langer, 1981 ; Vouille *et al.*, 1981 ; Munson *et al.*, 1982 ; Carter *et al.*, 1983 ; Spiers, 1989 ; Stockes, 1989 ; Ghoreychi, 1990). La plupart de ces recherches ont été réalisées ces dernières décennies depuis que les formations salifères sont utilisées pour y réaliser les cavités lessivées destinées à stocker les produits pétroliers, les ouvrages de stockage de déchets toxiques et les sites d'enfouissement de déchets radioactifs. Par ailleurs, le comportement du sel gemme a été étudié par la communauté de géologues et pétroliers intéressés par les phénomènes de diapirisme et de montée de dômes de sel.

L'originalité de ces études tient au fait que contrairement à la plupart des roches, les mécanismes microscopiques responsables de la déformation de sel sont bien connus et intégrés dans les modèles rhéologiques. Il est unanimement admis que les déformations des cristaux de halite (NaCl) peuvent être de trois origines : mouvements de dislocations (montées et glissement), diffusion et solution-précipitation. Ces mécanismes se traduisent par un comportement rhéologique macroscopique bien identifié, celui représenté par le corps viscoplastique de Maxwell, dépourvu de tout seuil d'écoulement différé. Ce fait est conforme aux résultats d'essais de fluage réalisés sur le sel : les déformations différées (se produisant dans le temps) apparaissent quel que soit le niveau de contrainte déviatorique appliquée. L'amplitude de ces dernières dépend fortement de ce déviateur : elle peut être très importante sous forte sollicitation ou devenir négligeable, voire imperceptible, si le déviateur est très faible (situation rencon-

trée loin des ouvrages souterrains). Néanmoins, le sel continue à fluier lentement tant qu'il est soumis à une contrainte déviatorique, même très faible. Ce phénomène se poursuit sans cesse à moins que la roche soit soumise à un état de contrainte isotrope (état naturel d'un massif de sel au repos).

Dans toutes les lois rhéologiques proposées pour le sel, la relation entre la vitesse de fluage et la contrainte déviatorique est exprimée par une loi de puissance. En outre, l'aptitude au fluage du sel augmente considérablement avec la température. Ce comportement est exprimé classiquement par une loi exponentielle dite d'Arrhenius, fréquemment employée en thermodynamique.

Au cours d'un essai de fluage, réalisé sous contrainte déviatorique ( $\sigma_d$ ) et température (T), la vitesse de déformation du sel diminue d'abord pendant une phase transitoire appelée « fluage primaire » avant de se maintenir sensiblement constante pendant une deuxième phase qualifiée de fluage stationnaire, établi ou encore secondaire (de l'anglais *steady-state creep*). Pour reproduire ces résultats, deux lois rhéologiques ont été proposées :

– la loi de Norton (ou Norton Hoff) considérant une stabilisation de la vitesse de fluage ( $\dot{\epsilon}$ ) au-delà d'une phase transitoire :  $\dot{\epsilon} = a (\sigma_d)^n$ . Cette loi est largement utilisée pour le sel à travers le monde (Langer, 1981 ; Wawersik *et al.*, 1981 ; Munson *et al.*, 1982 ; Spiers, 1989) ;

– la loi baptisée Lemaitre (en France) ou Menzel-Schreiner (en Allemagne). Elle considère que la vitesse de fluage du sel diminue dans le temps mais très lentement. Ce qui revient à admettre, en termes rhéologiques, l'existence d'un écrouissage en déformation (cela exprime que le matériau devient de plus en plus raide en se déformant ; ce concept est contesté par la loi de Norton). Ce type de loi ne fait aucune distinction entre les fluages primaire et secondaire et exprime les résultats d'un essai de fluage à l'aide une fonction puissance de temps ( $\epsilon = a t^m$  ;  $\epsilon$  et  $t$  : déformation et temps respectivement). Plus précisément, la vitesse de déformation viscoplastique ( $\dot{\epsilon}$ ) est exprimée par la relation suivante :  $\dot{\epsilon} = a (\sigma_d)^n e^{m\epsilon}$ . Cette loi rhéologique est moins répandue que celle de Norton. Elle est utilisée exclusivement en France (proposée et largement utilisée par l'École des mines de Paris, (Vouille *et al.*, 1981) et dans une moindre mesure, en Allemagne (uniquement en ex-Allemagne de l'Est).

En dépit des controverses qui opposent les partisans et les adversaires de ces lois, les deux modèles s'accordent, pour l'essentiel, sur les principaux traits du comportement rhéologique du sel gemme : comportement viscoplastique dépourvu de tout seuil de fluage, dépendance de ce comportement vis-à-vis de la seule partie déviatorique du tenseur de contraintes, caractère standard des lois proposées (lois associées : critère et potentiel de viscoplasticité identiques), etc., autant d'aspects, importants d'un point de vue rhéologique, qui sont communs aux deux modèles. Quant à l'existence ou non d'un fluage stationnaire, à notre avis, sa vérification n'est pas du ressort d'expérience de laboratoire. En effet, les résultats d'un essai de fluage peuvent être interprétés différemment suivant que l'on réactualise ou non l'aire de la section d'un échantillon, déformée pendant son fluage. Ce problème se pose également pour l'interprétation des mesures relatives de convergence et d'extensométrie, réalisées sur les ouvrages dans le sel. Précisons cependant que toutes les mesures de déplacements et de déformations, effec-

tuées dans le sel à travers le monde sur de nombreux ouvrages souterrains, indiquent un comportement pratiquement stationnaire. Ce type de comportement est observé quelques mois à quelques années après le creusement de l'ouvrage, selon les dimensions et la profondeur de celui-ci. De ce fait, le concept de fluage établi semble être bien vérifié *in situ*. Il n'en demeure pas moins que les mesures *in situ* peuvent être reproduites aussi bien par le modèle de Norton que par celui de Lemaitre (qui n'admet pas le fluage stationnaire). Les résultats des études réalisées avec ce dernier modèle par l'École des mines de Paris sur de nombreuses mines et cavernes de stockage dans le sel en sont une illustration convaincante (Vouille *et al.*, 1981).

Compte tenu de l'ensemble de ces considérations, nous pensons que la loi de Norton tout comme le modèle rhéologique de Lemaitre peuvent être utilisés pour les études à long terme des exploitations de sel. L'essentiel est le jeu de paramètres introduits dans l'un ou l'autre de ces modèles plutôt que leur expression mathématique. L'expérience prouve que, quelle que soit la variété de sel, son comportement différé peut être décrit convenablement à l'aide des modèles mentionnés. Cependant, les valeurs des paramètres y intervenant sont susceptibles de varier considérablement selon le sel, voire au sein d'une même formation géologique. Ce fait suggère que la détermination des valeurs des paramètres rhéologiques de chaque sel fasse l'objet d'une caractérisation spécifique. Pour cela, il convient de réaliser une série d'essais de fluage avec paliers multiples de contrainte déviatorique sous une température proche de celle du massif. Le jeu de paramètres ainsi déterminés doit être ajusté, autant que possible, par des mesures *in situ* réalisées sur l'ouvrage étudié. Cet ajustement permettrait d'intégrer l'effet de la variation spatiale des caractéristiques rhéologiques du sel, bien que ce matériau ne soit pas trop affecté par des discontinuités comme c'est souvent le cas d'autres roches (la grande ductilité du sel fait diminuer considérablement l'effet d'échelle lié aux discontinuités).

Par ailleurs, il nous paraît important que les codes de calcul destinés à l'étude du comportement à long terme des exploitations de sel intègrent aussi bien la loi de Norton que celle de Lemaitre. L'implantation de ce dernier modèle serait suffisante puisque la loi de Norton est un cas particulier du modèle de Lemaitre pour lequel la valeur de l'exposant de la déformation viscoplastique est nulle ( $m = 0$ ).

Pour mémoire, la généralisation à trois dimensions de la loi viscoplastique du sel susceptible d'être introduite dans les codes de calcul s'écrit sous la forme tensorielle suivante :

$$\partial \epsilon_{ij}^{vp} / \partial t = A \exp(-B/T) (\sigma_{eq} / \sigma_0)^n (\epsilon_{eq}^{vp})^m \partial s_{eq} \partial \sigma_{ij}$$

$\sigma_{eq}$  : contrainte déviatorique équivalente liée au deuxième invariant du tenseur déviateur de contraintes  $S_{ij}$  ;  $\sigma_{eq} = (3/2 S_{ij} : S_{ij})^{1/2}$  ;

$\epsilon_{eq}^{vp}$  : déformation viscoplastique équivalente ;  $\epsilon_{eq}^{vp} = (2/3 \epsilon_{ij}^{vp} : \epsilon_{ij}^{vp})^{1/2}$  ;

$\sigma_{ij}$  et  $\epsilon_{ij}^{vp}$  : tenseurs de contrainte et de déformation viscoplastique ;

$\partial \epsilon_{ij}^{vp} / \partial t$  : tenseur vitesse de déformation viscoplastique (son unité est l'inverse du temps) ;

$\sigma_0$  : contrainte de référence  $\sigma_0 = 1$  MPa ;

T : température (Kelvin) ;

A, B, n et m : paramètres du modèle ( $m = 0$  pour la loi de Norton).

### Remarques

1) La valeur de l'exposant de contrainte varie en général entre 3 et 5, selon le sel. Cela signifie que, toutes choses identiques par ailleurs, si la profondeur d'un ouvrage dans le sel est doublée, la vitesse de convergence de celui-ci peut être multipliée par un facteur compris entre 8 et 32. Par ailleurs, la valeur du paramètre B (lié à l'énergie d'activation, dans la loi d'Arrhenius) est généralement comprise entre 3 000 et 7 000 (en degré Kelvin). Par conséquent, une variation de température du massif de 10 °C entre 20 et 30 °C peut conduire à une multiplication de la vitesse de fluage du sel par un facteur compris entre 1,4 et 2,2. Ces exemples montrent la grande sensibilité et la forte non-linéarité du fluage du sel vis-à-vis de l'état de contrainte et de la température.

2) Assimiler le comportement différé du sel à celui d'un fluide visqueux ne signifie pas nécessairement que tout ouvrage réalisé en son sein se referme sur lui-même à court ou à moyen terme. Cela dépend essentiellement de la profondeur de l'ouvrage, mais d'autres facteurs comme la forme et les dimensions de l'ouvrage et la nature des terrains non salifères interviennent également. Pour mémoire, la vitesse des déformations différées des piliers des mines de sel en Lorraine est typiquement de quelques mm/an ce qui est évidemment très faible et n'est pas de nature à conduire à une fermeture des vides sur quelques siècles.

3) Le comportement du sel gemme étant élasto-viscoplastique, ses propriétés élastiques peuvent également jouer un rôle important. Ce fait tient en particulier à la valeur relativement élevée du module de Young du sel (environ 25 GPa) conférant à ce matériau une raideur importante en flexion. Cet aspect revêt une grande importance pour la tenue mécanique du banc de sel laissé au toit de certaines cavités de dissolution ou mines de sel. La présence de ce banc est un élément très favorable à la stabilité du toit de ces exploitations. Lorsque le sel n'est pas présent au toit d'une exploitation, les terrains argileux se trouvant au toit du sel se détachent des terrains sus-jacents et tombent progressivement dans les cavités ou les chambres sous leur propre poids. Cette situation peut conduire, en Lorraine, à une sollicitation excessive des bancs raides d'anhydrite et de dolomie de Beaumont. Leur rupture est de nature à conduire à l'effondrement du recouvrement, comme cela se produit volontairement dans la méthode de dissolution intensive. Un tel scénario doit être évité dans la méthode de dissolution extensive de même que pour les exploitations par chambres et piliers. Pour cela, la présence d'un banc de sel d'épaisseur suffisante au toit de cavités est indispensable faute de quoi (aux bordures du gisement ou lorsque l'exploitation progresse trop au toit de sel) la stabilité à long terme de l'exploitation ne peut plus être assurée.

## 4.2

### Endommagement et rupture

Par rapport à la viscoplasticité, l'initiation et le développement de la fissuration du sel ont été relativement peu étudiés. Ce fait tient à la grande ductilité de ce matériau qui lui confère une aptitude à subir des grandes déformations sans se rompre nécessairement. C'est en particulier le cas lorsque le sel est soumis à une contrainte moyenne de compression dépassant une

dizaine de MPa. Aucun pic de résistance, révélateur d'une rupture macroscopique, n'est atteint au cours d'un essai de compression triaxiale, réalisé sous une pression de confinement supérieure à environ 10 MPa. Pour des valeurs de pression plus faibles, la rupture apparaît lorsque le sel est soumis à des vitesses de déformation relativement importantes (Wallner, 1983; Hunche, 1993), comme ce peut être le cas à court terme autour des ouvrages souterrains. C'est ainsi qu'est expliquée l'accélération brutale de la vitesse de déformation (fluage tertiaire), constatée en laboratoire, conduisant à la rupture d'échantillons soumis aux essais de fluage. Notons en outre que la rupture du sel intervient également en traction, comme c'est le cas de toutes les roches.

Des études expérimentales approfondies débouchant sur des lois d'endommagement et de rupture de sel furent réalisées, notamment au cours de ces dix dernières années (Cristescu *et al.*, 1991; Thorel, 1994; Thorel *et al.*, 1996). Ces études portent essentiellement sur le comportement à court terme du sel. Leurs résultats suggèrent que ce matériau ne puisse subir une rupture différée à moins qu'il soit déjà endommagé à court terme par suite d'une sollicitation dépassant son seuil d'endommagement (Thorel, 1994). Ce résultat obtenu en laboratoire est à vérifier *in situ*.

Deux critères sont déterminés expérimentalement:

- celui exprimant l'initiation d'endommagement, déterminée à partir de la limite de linéarité de la courbe « contrainte moyenne-déformation volumique irréversible ». L'initiation de l'endommagement se traduit par la manifestation d'une dilatance (augmentation de volume). Cet indicateur se justifie par le fait que la déformation viscoplastique du sel intact (non endommagé) se produit sans aucune variation de volume;
- le critère de rupture déterminé à partir de valeurs correspondant au pic de résistance, mesurées par des essais triaxiaux.

Ces critères font intervenir trois scalaires liés aux tenseurs de contraintes et de leurs déviateurs: la contrainte moyenne, la contrainte déviatorique équivalente (de Von Mises) et la géométrie de contrainte (liée à l'angle de Lode). Ce dernier paramètre permet d'exprimer le fait que l'endommagement de sel est plus précoce en extension qu'en compression. Dans les deux cas, le critère d'endommagement et celui de rupture sont approximés par des expressions paraboliques, données dans le plan « contrainte moyenne-contrainte déviatorique ». Ainsi, à la différence du comportement différé qui est indépendant de la contrainte moyenne et qui apparaît quel que soit le déviateur de contraintes, l'endommagement et la rupture du sel n'interviennent qu'au-delà d'un certain seuil fonction de la contrainte moyenne. En d'autres termes, le fluage du sel est indépendant du frottement interne de ce matériau alors que ce dernier est bien mobilisé par les processus d'endommagement (microfissuration) et de rupture (fracturation).

A titre indicatif, les valeurs des seuils d'endommagement et de rupture, obtenues en compression uniaxiale varient en général, selon le sel, dans les intervalles suivants:

- seuil d'endommagement: 8 à 12 MPa;
- résistance à la rupture: 18 à 30 MPa.

Pour des cavités souterraines, les risques d'endommagement et de rupture du sel doivent être évalués en fonction de la profondeur (liée à l'état de contraintes ini-

tiales isotropes résultant du poids du recouvrement), de la géométrie de l'ouvrage et de ses dimensions. Le recours à une modélisation numérique (par exemple, aux éléments finis) s'impose dans la plupart des cas, le calcul analytique ne donnant qu'une première indication approchée de l'état de stabilité. Par exemple, pour une exploitation par chambres et piliers abandonnés, la valeur moyenne de la contrainte verticale régnant dans les piliers, donnée par le calcul classique d'équilibre d'aire tributaire peut être surestimée si un banc épais de sel est laissé au toit. Celui-ci peut participer à l'équilibre global de l'exploitation et soulager, en partie, les piliers et ce d'autant plus que la largeur totale de l'exploitation est faible (limitation par des stots ou des bords fermes). Par ailleurs, l'existence de contraintes horizontales dans la partie centrale des piliers (en particulier pour des piliers à faible élancement) est un facteur favorable à la stabilité de ces derniers et contribue également à réduire leur déformation au fluage (par le biais d'une diminution de la contrainte déviatorique). Comparer la valeur de la contrainte verticale calculée par l'aire tributaire à celle de la résistance uniaxiale correspondant à l'endommagement ou à la rupture conduirait, là encore, à une évaluation trop pessimiste de la stabilité de l'exploitation. Ce fait est confirmé par de nombreuses mines de sel en France et à l'étranger dont la stabilité mécanique est assurée depuis plus d'un siècle sans que cet état de fait ne puisse être expliqué par l'analyse classique simplifiée qui vient d'être évoquée. La stabilité des piliers des anciens quartiers de la mine de Varangéville, exploités dans le passé avec un taux de défrètement de 75 %, et celle de la mine de Dieuze dont le taux de défrètement avoisine localement la valeur très élevée de 90 %, en sont des bons exemples.

#### 4.3

### Influence des fluides

Les résultats des essais de laboratoire attestent que les caractéristiques viscoplastiques, d'endommagement

et de rupture du sel sont sensiblement modifiées au contact de l'humidité ou de la saumure (même parfaitement saturée). La résistance mécanique du sel diminue alors que son aptitude au fluage augmente. Ce phénomène s'explique par la conjugaison de plusieurs facteurs (Lai, 1971; Brodsky *et al.*, 1991; Peach, 1991; Fokker *et al.*, 1993; Cosenza *et al.*, 1997):

- l'accélération de mouvements de dislocations en présence de la saumure contribuant à la diminution de la viscosité du sel;
- l'activation du phénomène de solution-précipitation sous contrainte (de l'anglais *pressure solution*);
- l'effet de la pression interstitielle de saumure s'introduisant dans les microfissures.

En raison de la grande solubilité du sel gemme dans l'eau, on conçoit que la stabilité d'une exploitation de sel envahie par de l'eau douce puisse être facilement compromise. Ce scénario accidentel s'est déjà produit dans de nombreuses mines de sel et de potasse dans le monde et ne peut être exclu dans certains cas en France.

Pour les gisements lorrains, nous avons vu que les niveaux aquifères présents au toit ne sont pas très importants et sont séparés du sel par un faciès marneux très peu perméable. En revanche, des nappes salées sont directement en contact avec le sel au toit de certaines exploitations et soulèvent le problème de l'invasion à long terme éventuelle des mines concernées, par de la saumure saturée. On peut alors s'interroger sur les conséquences d'une telle éventualité sur la stabilité mécanique de ces mines. C'est exclusivement sur cette éventualité que nous allons nous baser dans la suite plutôt que sur les conséquences évidentes d'une invasion d'eau douce.

Pour apprécier l'influence des fluides *a priori* non réactifs, notamment la saumure saturée, sur les propriétés de résistance du sel, nous nous référons aux résultats de quelques expériences réalisées il y a quelques années, à l'École polytechnique (Cosenza, 1996; Cosenza *et al.*, 1999). La figure 3 rassemble ces résultats.

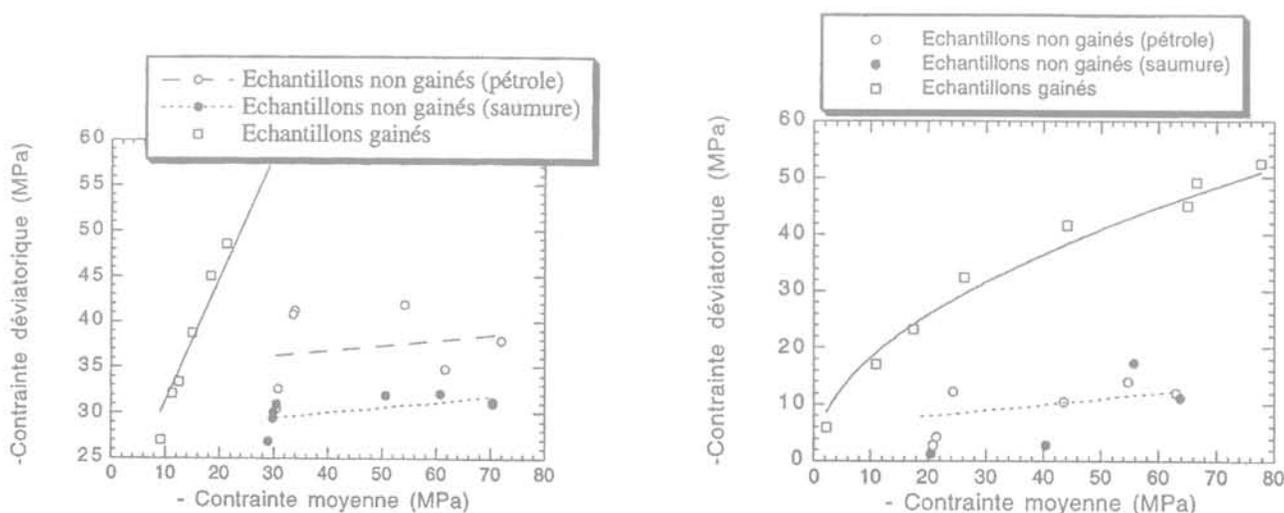


FIG. 3 Comparaison des critères de rupture (à gauche) et d'endommagement (à droite) d'échantillons de sel placés ou non au contact d'un fluide (essais réalisés sur le sel gemme provenant des mines de potasse d'Alsace, Cosenza, 1996).

Deux types d'expériences ont été effectués :

- des essais triaxiaux conventionnels, effectués sur les échantillons couverts d'une gaine étanche et placés, de ce fait, à l'abri de tout contact avec le fluide de confinement;
- des essais réalisés dans les mêmes conditions de sollicitation mais en retirant, cette fois, la gaine protectrice pour mettre volontairement les échantillons au contact direct d'un fluide sous pression.

En outre, deux types de fluide ont été utilisés pour la deuxième série d'essais, effectués sur les éprouvettes non gainées : une saumure parfaitement saturée et du pétrole, *a priori* sans interaction chimique avec le sel.

On remarque que les valeurs de la résistance correspondant à l'endommagement ou à la rupture, obtenues sur les échantillons soumis au contact d'un fluide sous forte pression sont bien inférieures à celles des échantillons placés à l'abri de ce contact. Cette différence est d'autant plus importante que la pression de fluide exercée directement sur le sel est élevée. Tout se passe comme si le sel perdait l'essentiel de sa capacité à mobiliser son frottement interne, en présence d'un fluide. A titre indicatif, l'angle de frottement interne déterminé sur les échantillons non gainés est de l'ordre de  $10^\circ$  alors que celui des échantillons gainés est entre  $30$  et  $40^\circ$ . En revanche, la valeur de la cohésion ne semble pas trop varier en contact d'un fluide. Autrement dit, la diminution de la résistance est très significative notamment sous forte pression de fluide.

Pour une valeur de pression de fluide donnée, la résistance à la rupture est plus faible en présence de la saumure qu'au contact du pétrole. Mais la différence n'est pas très significative en ce qui concerne l'initiation de l'endommagement. Ce résultat suggère que la baisse de la résistance soit attribuée davantage à une action mécanique de la pression de fluide qu'à une interaction chimique entre le sel et la saumure. Cette hypothèse semble plausible dans la mesure où la saumure utilisée était parfaitement saturée avec le même sel que celui constituant les échantillons. Aucune altération chimique du matériau pouvant occasionner une chute drastique de sa résistance mécanique ne pouvait donc se produire pendant les quelques heures qu'a duré un essai. Pourtant, tous les échantillons de sel soumis au contact d'un fluide ont subi une rupture fragile, semblable à celle observée en l'absence de toute pression de confinement (compression uniaxiale). Cette fragilité a été systématique pour tous les échantillons non gainés et ce quelle que soit la pression de fluide appliquée. Ce résultat a été confirmé avec une valeur de pression de fluide particulièrement élevée, de  $60$  MPa, appliquée à quelques échantillons. La rupture du sel soumis au contact d'un fluide demeure aussi fragile à  $60$  MPa qu'en compression uniaxiale ! Ce résultat paraît d'autant plus surprenant que le comportement du sel placé à l'abri de tout fluide demeure, comme nous l'avons déjà précisé, parfaitement ductile au-delà seulement de  $10$  MPa de pression de confinement.

A notre avis, cette différence de comportement, très significative, ne peut être expliquée que par le développement d'une pression interstitielle atteignant le cœur des échantillons pendant les essais. Cela reviendrait à admettre que les échantillons étaient initialement quelque peu microfissurés et que cet endommagement a atteint leur cœur. Pourtant, la valeur de la perméabilité intrinsèque initiale des échantillons testés, mesurée avant chaque essai était systématiquement inférieure à

$10^{-19}$  m<sup>2</sup> (équivalent de  $10^{-12}$  m/s, à l'eau) ce qui est négligeable et conforme aux ordres de grandeurs habituelles de la perméabilité de sel, mesurée aussi bien au laboratoire qu'*in situ* ( $10^{-21}$ - $10^{-19}$  m<sup>2</sup>). Ces valeurs, typiques des milieux réputés imperméables selon les hydrogéologues, sont néanmoins suffisantes pour permettre, pendant la durée d'un essai, la percolation des fluides utilisés au cœur de l'échantillon. Ce fait tient à plusieurs facteurs : le petit diamètre des échantillons ( $60$  mm, diamètre non négligeable pour un échantillon de laboratoire mais classique pour le sel du fait de sa taille de grains), la pression élevée du fluide, de quelques dizaines de MPa (plus précisément, le gradient de pression élevé, imposé entre le bord et le cœur de l'échantillon) et la perméabilité (très faible mais non nulle) des échantillons.

Ces résultats suggèrent que le contact direct entre le sel et la saumure soit un facteur défavorable à la stabilité mécanique, du moins à l'échelle du laboratoire. En est-il de même *in situ* pour les cavités dans le sel remplies volontairement ou accidentellement de saumure ?

Il serait imprudent de transposer directement, et d'une manière trop rapide, les résultats obtenus sur les échantillons de laboratoire au cas d'un massif rocheux encaissant les cavités souterraines. En effet, pour une cavité de dissolution isolée par exemple, le fluide n'entoure pas la roche comme c'est le cas d'un échantillon de laboratoire immergé. On conçoit que, dans l'ensemble, le massif encaissant la cavité se trouve dans un état plus proche de celui d'un échantillon sec que de l'état d'une éprouvette baignant dans un fluide sous pression. Cette hypothèse est confirmée par le fait que les lois rhéologiques caractérisées par des essais de fluage, qui sont réalisés habituellement sur les échantillons secs, reproduisent assez bien les déformations mesurées sur les cavités de dissolution (il s'agit de cavernes destinées au stockage de produits pétroliers sur lesquelles ce type d'études a souvent été réalisé ; nous ignorons si c'est aussi le cas de cavités d'exploitation de sel par dissolution).

La situation est différente pour une exploitation par chambres et piliers abandonnés, soumise à une invasion accidentelle de la saumure provenant de nappes salées. Dans ce cas, l'analogie entre l'échantillon de laboratoire et le pilier aurait plus de sens. Encore faudrait-il tenir compte de l'effet d'échelle, très important dans cette comparaison. L'éprouvette de laboratoire étant nettement plus petite que le pilier, le fluide atteint beaucoup plus rapidement son cœur que celui du pilier. En effet, toutes choses identiques par ailleurs, le temps nécessaire à la percolation du fluide est proportionnel au carré de distance parcourue. En considérant qu'un pilier d'une mine de sel est en général au moins  $100$  fois plus grand qu'un échantillon de laboratoire, on peut estimer que le temps nécessaire à la percolation de saumure dans un pilier peut être au moins de quatre ordres de grandeur supérieur à celui d'un échantillon de laboratoire. Ce temps peut être de quelques années pour un pilier de  $10$  m de largeur soumis aux mêmes conditions de perméabilité et de pression que les échantillons de laboratoire. Cela indique que l'action mécanique de la saumure ne peut pas être rapide *in situ* tant que la perméabilité du sel n'est pas trop altérée par une fissuration.

Dans la pratique, le temps ainsi estimé peut changer considérablement en fonction des valeurs de la perméa-

bilité du pilier et de la pression du fluide (le temps est proportionnel à ces dernières et la perméabilité est susceptible de varier considérablement au sein d'un pilier).

A notre connaissance, aucune mesure *in situ* d'évolution spatiale de la perméabilité n'a été réalisée jusqu'à présent dans un pilier d'une mine de sel. On ignore donc si le cœur du pilier peut être effectivement étanche à la saumure ou s'il peut présenter, au contraire, une certaine perméabilité, même très faible. Aussi, il peut être utile de se référer aux résultats obtenus sur d'autres ouvrages dans le sel. De ce point de vue, les résultats des mesures *in situ* de perméabilité, effectuées autour des galeries ou des forages sur le site salifère de WIPP (*Waste Isolation Power Plant*) au Nouveau Mexique, États-Unis (Stormont *et al.*, 1991) nous semblent intéressants. Ces mesures mettent en évidence une augmentation substantielle de la perméabilité au sein d'une zone étendue à un à deux rayons de l'ouvrage. En particulier, la perméabilité de la paroi est de 5 à 6 ordres de grandeur supérieure à celle du massif intact situé loin de la paroi. Pourtant, ce phénomène ne se traduit par aucune fissuration visible de sel en paroi et indique clairement qu'une microfissuration, bien qu'invisible à l'œil nu, peut être responsable d'une augmentation drastique de la perméabilité du sel.

Il est tout à fait probable que la perméabilité soit également très élevée en paroi des piliers de toute mine de sel sans que ce phénomène ne s'étende obligatoirement au cœur des piliers. Dans l'hypothèse de l'existence d'une zone centrale véritablement imperméable, la pression exercée par le fluide ne pourrait être assimilée à une pression interstitielle. Au contraire, elle agirait plutôt comme une pression de soutènement jouant un rôle bénéfique sur la stabilité du cœur du pilier. La diminution de la viscosité du sel en contact avec la saumure pourrait alors être compensée, en partie ou entièrement, par la diminution du déviateur de contraintes régnant dans le pilier, ce qui réduirait, leur tassement lié au fluage.

Ce scénario n'a de sens que si la perméabilité du cœur du pilier est effectivement négligeable ; il n'est pas plausible si sa valeur est faible : cette dernière situation autoriserait, sur de long terme, une introduction de la saumure au cœur de piliers. Ce phénomène, sans doute très lent (selon la perméabilité et la pression de saumure) et de faible amplitude (la porosité de microfissures étant négligeable), donnerait lieu au développement d'une pression interstitielle qui serait en équilibre avec celle de la saumure présente dans les chambres. Cela réduirait, à son tour, la stabilité mécanique à long terme des piliers et plus généralement celle de l'exploitation.

Malheureusement, nous ne disposons pas d'assez de retours d'expériences sur les mines de sel envahies par de l'eau douce ou de l'eau salée, bien que de nombreuses mines de sel ou de potasse à travers le monde aient été affectées par une invasion accidentelle de l'eau. Les exemples disponibles cités dans la littérature ne sont pas suffisamment renseignés pour en dégager des conclusions convaincantes quant à l'action mécanique de la saumure sur la stabilité à long terme des exploitations de sel, en général. Dans bien des cas, les mines de sel ont été envahies par de l'eau douce dont les conséquences ne sont pas tout à fait comparables (du moins à court terme avant que l'eau ne se sature en sel) à celles d'une saumure saturée. Or, pour des raisons déjà évoquées, c'est le scénario accidentel d'une invasion de la saumure provenant de nappes salées qu'il convient d'analyser, en premier lieu, dans le

contexte de l'abandon des mines de sel en Lorraine. En effet, il n'est pas exclu que ce type d'accident, qui s'est déjà produit dans le passé dans la mine de Dieuze, puisse se reproduire dans d'autres mines en Lorraine.

Les investigations *in situ* réalisées récemment par GEODERIS (dans le prolongement des études menées par l'INERIS et l'École des mines de Paris sur la stabilité de cette mine) ont mis en évidence que la stabilité mécanique de la mine de Dieuze est actuellement assurée alors que plus d'un siècle s'est écoulé depuis que les nappes salées ont envahi cette mine.

A ce sujet, les résultats de la modélisation effectuée par l'École des mines de Paris sont en parfait accord avec les informations tirées des archives sur le fait que la stabilité de la mine de Dieuze était bien assurée avant son invasion. Ce fait a été expliqué (par l'École des mines de Paris) en particulier par la participation active du toit à l'équilibre général de cette exploitation. Ce phénomène tient à deux facteurs : l'épaisseur importante du sel laissé au toit (environ 50 mètres) et la largeur limitée de l'exploitation, comparée à la profondeur. Dans cette condition, avant l'invasion de la mine, le cœur des piliers n'avait très probablement pas été affecté par un endommagement lui conférant une perméable à la saumure importante.

Il ne serait pas prudent d'étendre cette situation, spécifique à la mine de Dieuze, à l'ensemble des mines de sel, dans l'hypothèse de leur invasion éventuelle par de la saumure saturée provenant de nappes salées. Chaque cas est en effet spécifique et l'action mécanique de la saumure sur la stabilité d'exploitations de sel est encore loin d'être bien comprise et facile à maîtriser. Des recherches expérimentales *in situ*, complétées par une analyse approfondie de l'interaction entre la saumure et les roches encaissant les exploitations en Lorraine (en particulier le sel et les argilites présents au mur de la 11<sup>e</sup> couche de sel exploitée dans la région) permettraient d'étudier, d'une manière appropriée cette question qui revêt une grande importance pour le devenir à long terme de ces exploitations.

## 5

## Conclusion

L'abandon progressif des mines et des exploitations par dissolution de sel soulève la question de l'évolution à long terme des sites concernés, d'un point de vue de la stabilité mécanique de la surface du sol et de l'impact environnemental. Cette question doit être analysée pour chaque site spécifique compte tenu de plusieurs facteurs importants :

- le contexte géologique du site au sens large du terme, en prenant en considération la lithologie, la stratigraphie, la minéralogie, la tectonique... ;
- le contexte hydrogéologique du site : présence de niveaux aquifères, leur hydrodynamisme, existence et nature de nappes salées, possibilité d'une communication à long terme entre le sel, les aquifères et les nappes salées... ;
- les divers aspects du comportement spécifique du sel : fluage, endommagement, perméabilité, influence de fluides (eau, saumure, gaz s'il y a lieu)... ;
- les conséquences de l'ensemble des facteurs ci-dessus sur l'évolution à long terme du site étudié (étude d'impact).

Beaucoup de ces aspects ont déjà fait l'objet d'investigations importantes. C'est par exemple le cas de la loi de comportement différé du sel. Toutefois, certains aspects demandent encore des études complémentaires. Celles-ci devront être réalisées, de préférence, dans les domaines suivants :

1) méthodes et moyens de reconnaissance de la présence et de l'état de stabilité de cavités de dissolution et de leurs forages d'accès ;

2) inventaire synthétique d'instabilités mécaniques rencontrées en France et à l'étranger dans les mines de sel traditionnelles et dans les exploitations par dissolution. Ce recensement permettrait de mettre à profit les retours d'expériences disponibles pour valider les approches mises en œuvre pour l'étude de la stabilité à long terme d'exploitations abandonnées de sel ;

3) investigation *in situ* de l'action mécanique de la saumure sur le comportement d'une mine de sel et l'étude approfondie des phénomènes associés (évolution de la perméabilité dans les piliers en fonction de l'état d'endommagement, phénomènes hydro-géochimiques liés à l'interaction « sel-saumure » et s'il y a lieu « argilite-saumure », etc.) ;

4) adaptation des méthodologies et des moyens de l'étude de l'après-mine au contexte spécifique de sel en

tenant compte de deux spécificités majeures de ce matériau : son aptitude au fluage et sa grande solubilité dans l'eau. De ce fait, les méthodologies et les moyens mis en œuvre pour l'analyse de la fermeture et de la post-fermeture des mines traditionnelles (fer, houillères, mines métalliques, etc.) doivent être adaptés au contexte particulier des exploitations de sel quelle que soit la méthode d'extraction employée (chambres et piliers, longues tailles, dissolution) ;

5) pour chaque site étudié (étude spécifique d'une exploitation), investigations approfondies sur les archives disponibles (analyse informative), complétées par des études de terrain (géologie, hydrogéologie, sondages avec diagraphie et carottage des niveaux représentatifs), des études de laboratoire (essais spécifiques de caractérisation, modélisation) et des investigations *in situ* (auscultation et surveillance).

Étant donné le caractère clairement pluridisciplinaire de l'étude de la post-fermeture d'exploitations de sel, les travaux ci-dessus devront mettre à profit les résultats de nombreuses recherches réalisées en France et à l'étranger sur le sel et sur les ouvrages en milieux salifères (notamment dans le domaine du stockage) tout en s'appuyant sur l'expérience déjà acquise sur la fermeture et la post-fermeture des mines traditionnelles.

## Bibliographie

- Blanc-Valleron M.M. – *Les formations paléogènes évaporitiques du bassin potassique de Mulhouse et des bassins plus septentrionaux d'Alsace*. Thèse de doctorat ès Sciences naturelles, université Louis-Pasteur, Strasbourg, 1990.
- Brodsky N.S., Munson D.E. – The effect of brine on the creep of WIPP salt in laboratory tests, *Rock Mechanics as a multidisciplinary science, Proc. 32nd US Symp. Rock Mech.*, J.C. Roggiers (ed.), Balkema, 1991.
- Carter N.L., Hansen F.D. – Creep of rock salt. *Tectonophysics*, vol. 92, 1983, p. 275-333.
- Combes P., Ledoux E., Marsily (de) G. – Étude des dissolutions de sel en couche. *CR de la journée sur sel*, 1<sup>er</sup> mars, L.M.S., École polytechnique, Palaiseau, 1984.
- Cosenza P. – *Sur les couplages entre comportement mécanique et processus de transfert de masse dans le sel gemme*. Thèse de doctorat, université Paris VI, 28 octobre 1996.
- Cosenza P., Ghoreychi M. – Effect of fluid-rock interaction on mechanical behavior of rock salt. 5th Conf. Mechanical Behavior of Salt, Bucharest (Romania), August 9-11, Proc. *Basic & Applied Salt Mechanics*, Cristescu et al. (eds), AA. Balkema, 1999, p. 57-72.
- Cristescu N., Hunsche U. – A constitutive equation for salt. *7th Int. Cong. Rock Mech.*, Aachen, Balkema, 1991, p. 16-20.
- Fokker P.A., Kenter C.J., Rogaar H.P. – The effect of fluid pressure on the mechanical stability of rock salt. *Proc. 7th symp. on salt*, Elsevier Sci. Pub., 1993.
- Fries G., Berest P., Beaudoin B. – Éléments d'un inventaire des gisements de sel français. *Annales des mines*, 1983, p. 39-46.
- George B., Laporte P. – Exploitation de sel par dissolution à Hauterives (France). *Rev. Industrie minière-Mine*, 1976, p. 219-226.
- Ghoreychi M., Berest, Hardy H.R. Jr, Langer M. – The Mechanical Behavior of Salt. *Proc. the Third Conference*, Trans Tech Publisher, Germany, 1996.
- Ghoreychi M. – Conséquences du comportement thermomécanique du sel pour la conception et la sûreté d'un enfouissement de déchets radioactifs. *Stockage en souterrain*, Presses des Ponts et Chaussées, 1990, p. 229-243.
- Ghoreychi M., Daupley X. – Incidences du comportement mécanique et des processus de transport sur l'évolution à long terme des sites d'exploitation de sel. Journées nationales de géologie et de géotechnique (JNGG, 2002), Nancy, 2002.
- Hunsche U. – Failure behaviour of rock salt around underground cavities. *7th symp. on Rock Salt*, Karihana H. (ed.), Elsevier B., Amsterdam, 1993.
- Lai T.S. – *Fluid flow through rock salt under various stress states*, Ph.D. Civil Eng. Michigan State University, 1971.
- Langer M. – The rheological behavior of rocksalt. *Proc. First Conf. Mech. Behavior of Salt*, Trans Tech Publications, Germany, 1981, p. 201-240.
- Lemaître J., Chaboche J.L. – *Mécanique des matériaux solides*. Dunod, Paris, 1988.
- Marchal C. – *Géométrie du gîte évaporitique keupérien de la Lorraine-Champagne. Application à la reconnaissance de l'évolution paléogéographique du bassin de sédimentation*. Sci. Terre, mém. 44, 1987.
- Marchal P., Oger R., Plaid C., Romac M., Wéber A. – *La mémoire du sel au pays du Sânon*. Les Foyers ruraux « Au Pays du Sânon », 1994.
- Meriaux M., Gannat E. – Connaissances actuelles sur la potasse en France. *Annales des mines*, 1980, p. 167-175.
- Moretto R. – *Étude sédimentologique et géochimique des dépôts de la série salifère paléogène du bassin de Bourg-en-Bresse (France)*. Sci. Terre, mém. 50, 1987.
- Munson D.E., Dawson P.R. – A work hardening/recovery model of transient creep of salt during loading and unloading. *Proc. 23rd US Symp. Rock Mech.*, 1982, p. 299-307.
- Peach C.J. – *Influence of deformation on the fluid transport properties of salt rocks*. Ph.D, Univ. Utrecht, Geologica Ultraeetina, n° 77, Hollande, 1991.
- Spiers C.J., Peach C.J. – Development of dilatancy and permeability in rocks during creep: experiments on rock salt as rock analog. *Int. Geol. Congr.*, Washington D.C., vol. 3, 1989, p. 162-173.

- Stokes R.J. – Mechanical properties of polycrystalline NaCl. *Int. Geol. Congr.*, Proc. British Ceramic Society, vol. 8-6, 1989, p. 189-207.
- Stormont J.C., Howard C.L., Damen J.J.K. – Changes in rock salt peability due to nearby ecavation, *Rock Mechanics as a multidisciplinary science*. Ed. Roggiers, Rotterdam, 1991.
- Thorel L. – *Plasticité et endommagement des roches ductiles – Application au sel gemme*. Thèse de l'École nationale des ponts et chaussées, 1994.
- Thorel L., Ghoreychi M. – Plasticité et endommagement du sel gemme. *Revue française de géotechnique*, n° 77, 4<sup>e</sup> trimestre, 1996.
- Thorel L., Ghoreychi M., Cosenza P., Chanchole S. – Damage and failure of Salt Rock under dry or wet conditions. *4th Conference on the Mechanical Behavior of Salt*, Montréal, Canada, 1996.
- Vouille G., Tijani M., Grenier (de) F. – Experimental determination of the rheological behavior of Tersanne rock salt, *Proc. the First Conf. on the Mechanical Behaviour of Salt*, Pennsylvania State University, 1981.
- Wallner M. – Stability calculation concerning a room and pillar design in rock salt. *Proc. 5th Int. Cong. Rock Mech.*, Melbourne, Australia, April 1983.
- Wawersik W.R., Preece D.S. – Creep testing of salt, procedures, problems and suggestions. *Proc. the First Conf. on the Mechanical Behaviour of Salt*, Pennsylvania State University, 1981.



# Une méthode de modélisation hydrogéologique inverse appliquée à un problème d'ingénierie : l'abaissement du niveau d'un réservoir minier ennoyé dans le bassin ferrifère lorrain

L. VAUTE  
D. NGUYEN THE  
R. FABRIOL  
J.-L. PINAULT  
J.-C. BAUBRON

BRGM  
1, av. du parc de Brabois  
54500 Vandœuvre-lès-  
Nancy Cedex  
l.vaute@brgm.fr

## Résumé

Le bassin ferrifère lorrain est un système hydrodynamique et chimique complexe, formé par la superposition de deux grands aquifères en excellente relation hydraulique : un calcaire fracturé et localement karstique (nappe du Dogger), et un aquifère artificiel constitué de grands vides anastomosés (réservoir minier). Une nouvelle galerie de débordement en cours de création à l'exutoire du réservoir Sud sera achevée en 2003, dans le but d'abaisser de façon définitive le niveau du réservoir de 3,6 m. Cette opération permettra de supprimer les nuisances (inondations chroniques) dues à l'existence de fuites du réservoir vers la plaine alluviale constituant le soubassement de la ville de Moyeuvre-Grande. On présente dans cet article la méthode de modélisation mise en œuvre en 1999, dont l'objectif était de fournir les éléments chiffrés au dimensionnement du nouvel ouvrage. Les résultats de cette première modélisation sont validés par les résultats obtenus avec les nouvelles données acquises depuis lors : nouvel ajustement du modèle en 2001 avec deux années supplémentaires de données, et comparaison aux résultats de mesures obtenus lors de l'opération de pompage à gros débit en 2002. La méthode de modélisation globale inverse mise en œuvre pour résoudre ce problème pratique d'ingénierie civile s'est avérée efficace, économe en temps de calcul comme en temps de mise en œuvre, et bien adaptée au problème posé.

*Mots-clés* : bassin ferrifère lorrain, réservoir minier, ennoyage, abaissement, modèle inverse.

# A method of hydrogeological inverse modeling applied to a problem of engineering : the lowering of the level of a mine-water reservoir in the Lorraine iron-ore basin

## Abstract

The Lorraine iron-ore basin is a hydrodynamic and chemical complex system, formed by the superposition of two large aquifers in excellent hydraulic relation : a fractured and locally karstic limestone (aquifer of the Dogger), and an artificial aquifer made up of large braided vacuums (mine-water reservoir in the flooded mines). A new overflow gallery in construction at the discharge point of the Southern reservoir will be completed in 2003, with an aim of lowering in a definitive way the level of the reservoir (-3,6 m). This operation will make it possible to remove the chronic floods due to the existence of leakages from the reservoir towards the alluvial plain on which the town of Moyeuvre-Grande is settled. This publication presents the method of modeling implemented in 1999, whose objective was to allow the dimensioning of the new overflow gallery. The results of this first modeling are validated by the results obtained with the new data since then gathered : new adjustment of the model in 2001 with two additional years of data, and comparison with the results of measurement obtained at the time of a high flow pumping operation in 2002. The method of inverse modeling implemented to solve this practical problem of engineering proved to be effective, sparing in computing times as in times of implementation, and well adapted to the problem.

*Key words :* Lorraine iron-ore basin, mine-water reservoir, mine flooding, level lowering, inverse modeling.

1

## Introduction

Pendant plus d'un siècle, les mines de fer de Lorraine ont exploité une couche minéralisée riche en minerai de fer (Aalénien) entre les vallées de la Moselle et de la Meuse (Fig. 1). Le minerai était extrait de la manière suivante : des galeries étaient percées (*tracage*), puis le minerai était extrait entre les galeries jusqu'à ne laisser que de minces piliers (*dépilage*), enfin les piliers étaient détruits à l'explosif (*foudroyage*). Au droit des zones ainsi *foudroyées*, l'effondrement des galeries abandonnées a provoqué la fracturation de l'écran imperméable qui séparait la formation ferrifère et les calcaires du Dogger sus-jacents, et a causé le rabattement progressif de la vaste nappe des calcaires du Dogger dans les galeries minières. Pendant toute la durée de l'exploitation minière, cette eau a été pompée et rejetée massivement dans les cours d'eau (exhaure).

La fermeture des exploitations minières et l'arrêt généralisé des pompes d'exhaure au niveau des parties Centre et Sud du bassin ferrifère lorrain sont à l'origine de l'ennoyage progressif des mines abandonnées (Fig. 2). La remontée du niveau de l'eau dans les

terrains s'est poursuivie jusqu'à ce qu'un équilibre soit trouvé entre les apports d'eau (la pluie), d'une part, et les débits de débordement (galeries aménagées), de fuite et de drainage (sources), d'autre part.

L'ennoyage du réservoir Sud, dont le volume est d'environ 230 millions de m<sup>3</sup>, a commencé en février 1995, date de l'arrêt des exhaures. A la fin du mois de juin 1998, le niveau d'eau s'était élevé de 205 m, à une vitesse moyenne de 15 cm/jour (Fig. 3). A partir du mois de juillet 1998 et jusqu'au débordement qui s'est produit à la fin du mois d'octobre 1998, la progression moyenne a ralenti fortement, pour atteindre une valeur de 2,5 cm/jour (Vaute, 2000).

Ce ralentissement est lié à l'apparition de fuites au-dessous de la cote de débordement de la galerie de Moyeuvre-Grande (172,43 m NGF), une galerie spécialement aménagée pour évacuer les eaux de débordement du réservoir Sud vers la rivière Orne toute proche. La création de cet exutoire naturel parasite a eu pour conséquence la montée du niveau piézométrique dans la nappe alluviale constituant le soubassement de la ville de Moyeuvre-Grande (Baubron, 1998), provoquant l'inondation des sous-sols enterrés d'une partie de la ville. La mise en place de puits de pompes à gros débit et de pompes de surface indivi-

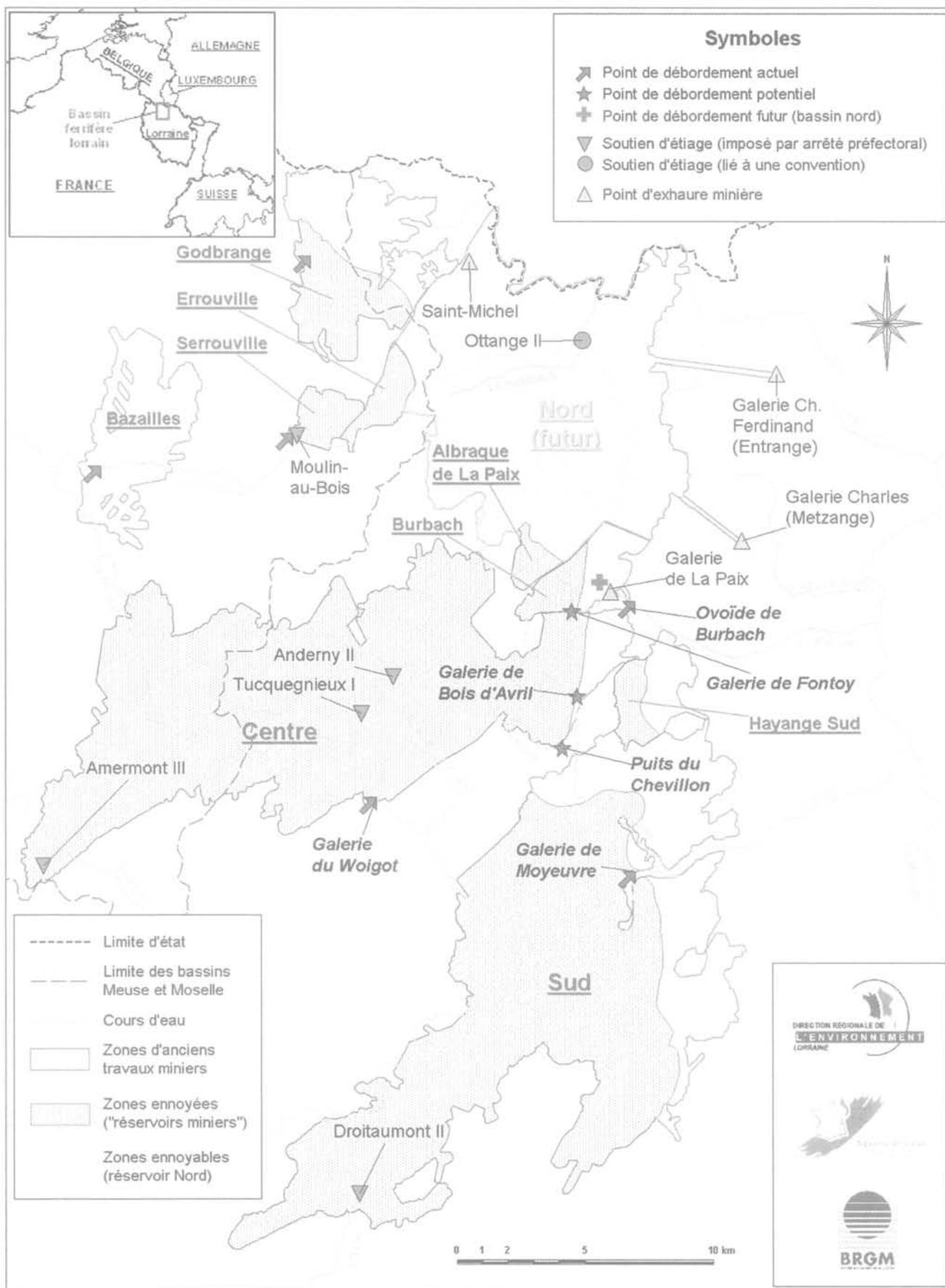


FIG. 1 Carte simplifiée du bassin ferrifère lorrain en 2002 (Vaute *et al.*, 2002).  
Simplified map of Lorraine iron-ore basin in 2002 (Vaute *et al.*, 2002).

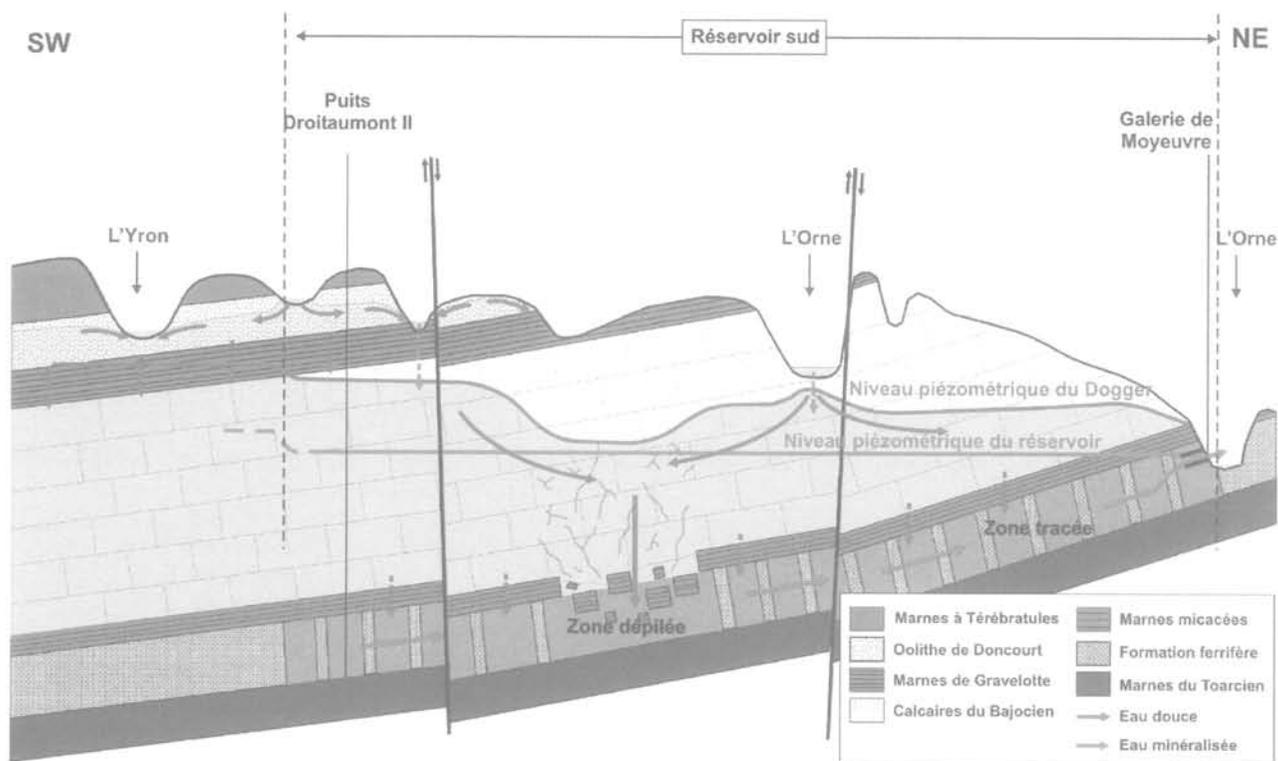


FIG. 2 Coupe hydrogéologique schématique du bassin Sud (Vaute et al., 2002).  
Schematic hydrogeological cross-section of the South mine-water reservoir (Vaute et al., 2002).

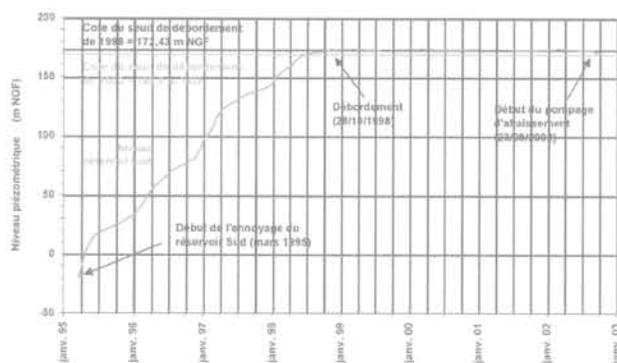


FIG. 3 Évolution du niveau piézométrique du réservoir minier Sud depuis le début de son envoi.  
Evolution of the level of the South mine-water reservoir since the beginning of its flooding.

duelles dans chaque cave inondée n'a pas permis de résoudre le problème de façon satisfaisante et définitive.

Dans le but de mieux comprendre et de quantifier les phénomènes mis en jeu, plusieurs études et investigations sur le terrain ont donc été engagées par l'État dès

1998. Au vu des résultats, l'État a décidé de créer une nouvelle galerie de débordement, dont le seuil sera 3,63 m plus bas que le seuil actuel, et qui pourra laisser s'écouler un débit de débordement maximal de 10 m<sup>3</sup>/s. Ces caractéristiques permettront de maintenir hors d'eau les sous-sols des habitations concernées et ce même dans les plus sévères conditions (crue centennale).

Les travaux, en grande partie réalisés et dont l'achèvement est prévu pour le second semestre 2003, ont consisté à excaver, dans la plaine alluviale et entre parois moulées, un chenal de rejet d'une longueur totale de 450 m. La jonction entre ce chenal et les ouvrages d'infrastructure minière envoyés, eux-mêmes en bonne communication hydraulique avec l'ensemble du réservoir et préalablement confortés et calibrés, doit être assurée par un tunnel de 120 m de longueur et de 25 m<sup>2</sup> de section. Un système de fermeture automatique du chenal a été mis en service au point de jonction entre la galerie et le chenal, afin d'empêcher les crues de l'Orne de pénétrer dans la mine.

Une modélisation hydrogéologique inverse réalisée par le BRGM Lorraine avait permis de fournir les éléments chiffrés nécessaires au dimensionnement du nouvel ouvrage (Vaute et Pinault, 1999). On présente dans cet article la méthode de modélisation mise en œuvre en 1999, ainsi que la validation des résultats obtenus avec les nouvelles données acquises depuis lors (2001 et 2002).

## Modélisation inverse du système réservoir minier/nappe alluviale/Orne (1999)

### 2.1

#### Choix d'une méthode de modélisation

Le système à modéliser diffère fortement de la plupart des aquifères par sa géométrie et l'organisation des écoulements. Le réseau de galeries d'exploitation est développé principalement dans trois couches superposées, légèrement inclinées, et connectées en différents points. Dans chaque réservoir, les niveaux piézométriques mesurés en différents points sont très proches (de l'ordre d'une dizaine de cm de différence pour une distance de 10 km), ce qui démontre l'excellente continuité hydraulique existant en leur sein (Fig. 2). Le battement maximal du niveau du réservoir Sud est de moins de 1 m.

D'autre part, l'ennoyage des réservoirs a provoqué une forte remontée de la nappe des calcaires du Dogger à la périphérie et au centre des bassins. Des mesures effectuées sur des doublets de piézomètres (nappe des calcaires et réservoir minier) permettent de préciser l'organisation des écoulements dans la nappe des calcaires (Vaute, 2001) : en bordure immédiate des réservoirs ennoyés, mais à l'écart des travaux miniers, on observe que le niveau de la nappe des calcaires est supérieur de 10 à 20 mètres au niveau du réservoir minier ; à l'aplomb des zones tracées, le niveau de la nappe du Dogger est supérieur de 1 à 2 m au niveau du réservoir minier ; enfin, à l'aplomb des zones dépilées, le niveau de la nappe est supérieur de quelques dizaines de cm seulement au niveau du réservoir minier (Fig. 2). Le réservoir minier ennoyé a donc un rôle de drainage général de la nappe du Dogger. Ainsi, au-dessus des travaux miniers, la surface piézométrique de la nappe principale des calcaires du Dogger est déprimée, et présente probablement un relief « bosselé » : les creux correspondraient aux zones de drainage plus important (zones dépilées ou fracturées), les bosses seraient liées aux zones de drainage moindre (zones tracées ou de perméabilité verticale plus faible). D'une manière générale, les conditions d'écoulement locales induisent une grande variabilité des niveaux de la nappe des calcaires du Dogger à l'aplomb des travaux miniers.

Les codes de calcul hydrogéologiques courants ne sont pas conçus pour traiter facilement de telles configurations hydrauliques. Le développement (ou la modification) de codes capables de simuler l'écoulement dans de tels réseaux (Lanini et Fabriol, 2000; Fabriol *et al.*, 2000; Lucas et Vaute, 2001) est un des axes de travail du GISOS. D'autre part, même si l'on avait pu disposer d'un code adapté au problème, on n'aurait pas disposé au moment de la réalisation de l'étude de suffisamment d'informations réparties dans l'espace pour le mettre en œuvre.

La complexité de la structure du système hydrologique à modéliser et l'absence de données spatialisées ont donc imposé dans un premier temps la mise en œuvre d'une modélisation *globale*, basée sur l'analyse des séries de données disponibles. L'approche choisie fut la modélisation *globale inverse* des séries chronologiques de hauteurs de pluie, d'évapotranspiration

potentielle et de débits par des méthodes dérivées du traitement du signal. Le code de calcul utilisé pour le traitement des séries de données chronologiques, TEMPO®, a été développé au BRGM et appliqué dans différents contextes (Pinault et Baubron, 1996; Pinault *et al.*, 2001a; Pinault *et al.*; 2001b).

### 2.2

#### Principe de la méthode de modélisation inverse mise en œuvre

Un réservoir minier peut être considéré comme un système de transformation d'un signal d'entrée (la pluie) en un signal de sortie (le débit de débordement). Pour chacun des réservoirs, on cherche à calculer une relation quantitative reliant la pluie mesurée et le débit de débordement observé. On souhaite cependant n'introduire aucune hypothèse à propos de la structure interne du réservoir (types d'écoulement, porosité, perméabilité, etc.), d'une part parce qu'on ne dispose pas de ces informations de manière suffisamment détaillée, d'autre part pour éliminer toute sorte d'*a priori*. On n'introduit donc aucun paramètre décrivant une propriété physique du système dans le modèle.

Du point de vue mathématique, l'opération consistant à calculer, pour un système, la relation existant entre un signal d'entrée et un signal de sortie s'appelle une déconvolution – ou plus exactement une identification de réponse impulsionnelle. Le résultat du calcul est une courbe fonction du temps, appelée *réponse impulsionnelle*. Cette courbe représente la réponse du système à une impulsion unité du signal d'entrée, lorsque le système est au repos (c'est-à-dire lorsque le signal de sortie n'est plus influencé par les impulsions que le système a reçues auparavant). Une fois que la réponse impulsionnelle a été identifiée, on peut prévoir la réponse du système à n'importe quel signal d'entrée, au moyen de l'opération mathématique inverse de la déconvolution : la convolution du signal d'entrée par la réponse impulsionnelle. On dispose alors d'un moyen de faire des prévisions.

En réalité, dans le cas de systèmes hydrologiques, la déconvolution ne peut pas être réalisée directement entre la pluie et le débit. En effet, la relation entre ces deux variables n'est pas linéaire : selon la saison, une même hauteur de pluie tombée ne provoque pas la même augmentation de débit parce qu'il y a plus d'évapotranspiration en été qu'en hiver. L'opération de déconvolution n'étant possible que sur un système linéaire, il faut au préalable déterminer la part de la pluie qui alimente réellement le système, c'est-à-dire la *pluie efficace* (pluie brute diminuée de la part qui s'évapore ou qui est transpirée par la végétation), ou plus exactement une *approximation numérique de la variable physique pluie efficace*.

Le calcul intermédiaire de la pluie efficace nécessite alors l'introduction d'une nouvelle variable en entrée du système, permettant de prendre en compte la variation saisonnière du climat. Cette nouvelle variable est l'évapotranspiration potentielle (ETP). Mais la prise en compte d'un indice des variations climatiques se fait au prix d'une complexification de la procédure de déconvolution, qui doit désormais se faire de manière itérative.

Finalement, les variables d'entrée du système sont la pluie et l'évapotranspiration potentielle. La solution du modèle global inverse obtenue par itérations est un jeu de trois réponses impulsionnelles, permettant

d'ajuster au mieux le débit observé en sortie du système, grâce à une série de convolutions à partir des variables d'entrées (Fig. 4). Dans le cas d'une modélisation pluie/débit à l'exutoire d'un bassin versant, on peut être amené à résoudre le problème en calculant un jeu de 5 réponses impulsionnelles, de manière à simuler des événements non-linéaires (par exemple un changement du régime d'écoulement lorsque les sols sont saturés, provoquant l'apparition de pics de crue exceptionnels).

### 2.3

## Les différents modèles associés aux chroniques de données disponibles en 1999

Plusieurs modèles ont été construits de manière à répondre aux diverses questions liées à la création du nouvel ouvrage : pour différentes périodes de retour, quels seront le débit de débordement et le niveau du réservoir ? Quelles seront les valeurs correspondantes du débit et du niveau de l'Orne au droit du futur seuil de débordement ? Comment évolueront dans le temps ces différents niveaux et débits ? Faut-il prévoir un système de fermeture du futur ouvrage, empêchant les crues de l'Orne de pénétrer dans la mine ? Quel serait l'impact du fonctionnement du système de fermeture sur le niveau dans le réservoir ? Comment évoluera le niveau de la nappe alluviale dans ces périodes de crue ?

a) Modèle inverse *pluie/ETP - débit de débordement du réservoir Sud* : ajusté sur 1 an seulement (1998-1999), il permet la prévision du débit de débordement de l'ouvrage actuel à partir de la pluie et de l'ETP. La réponse impulsionnelle calculée et l'ajustement de ce modèle aux mesures sont présentés sur les figures 5 et 6 (modèle 1999).

b) Relation *débit de débordement - niveau du réservoir minier* : la conversion du débit en niveau est effectuée grâce à des hypothèses de relation débit-niveau (courbes de tarage), liées au dimensionnement du futur ouvrage.

c) Modèle inverse *pluie/ETP - débit de l'Orne* : ajusté sur 10 ans (1989-1999), il permet la prévision du débit de l'Orne à partir de la pluie et de l'ETP.

d) Relation *débit de l'Orne - niveau de l'Orne* : la conversion du débit de l'Orne en niveau au droit du futur ouvrage est réalisée grâce aux résultats de la modélisation hydraulique du lit de l'Orne effectuée par ANTEA (Chevalier, 1999).

Il n'a pas été possible de construire un modèle de prévision du niveau de la nappe alluviale en raison de l'absence de mesure avant l'apparition des inondations dans les sous-sols des habitations. Cependant, il est apparu qu'il suffisait que le niveau de l'eau dans le réservoir minier ne dépasse pas - ou pas longtemps - la cote 170,5 m NGF pour supprimer la nuisance.

### 2.4

## Principaux résultats des simulations de 1999

L'étude des pluies ayant provoqué des crues de l'Orne de 1980 à 1999 a permis d'identifier les séquences de pluie nécessaires et suffisantes pour provoquer une crue de période de retour donnée. Ces séquences de pluie définies de manière semi-empirique constituent alors les entrées du modèle inverse *pluie/ETP - débit de l'Orne*, et permettent de reconstituer les débits moyens journaliers de l'Orne de même période de retour. On vérifie que les débits ainsi calculés s'écartent de moins de 10 % des valeurs théoriques issues d'un ajustement à une loi de Gumbel des débits moyens journaliers observés de 1980 à 1999.

En appliquant les mêmes séquences de pluie en entrée du modèle inverse *pluie/ETP - débit de débordement du réservoir Sud*, on peut calculer les débits de débordement de l'ouvrage actuel pour chaque période de retour. Les débits de débordement de période de retour 1/2, 1/10, 1/25 et 1/100 ainsi calculés sont respectivement de 6,6 ; 8,4 ; 9,3 et 10,7 m<sup>3</sup>/s.

La conversion du débit de débordement du nouvel ouvrage en niveau piézométrique dans le réservoir est

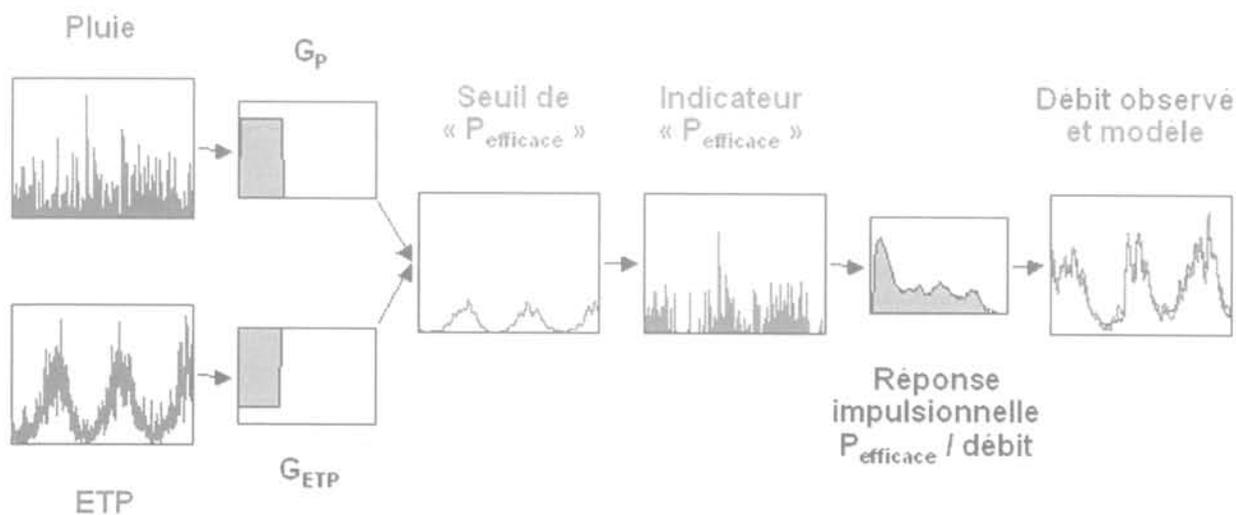


FIG. 4 Schéma de calcul du modèle inverse du débit de débordement du réservoir Sud.  
Diagram of calculation for the inverse model of the South mine-water reservoir overflow.

réalisée grâce à une hypothèse de relation débit-niveau (courbe de tarage) liée au dimensionnement du futur ouvrage. L'hypothèse retenue correspond à un ouvrage plus fortement dimensionné que la galerie de débordement initialement en service : pour un débit de  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , le niveau d'eau se situera à 1,45 m au-dessus du seuil.

Enfin, la conversion du débit de l'Orne en niveau au droit du futur ouvrage est réalisée grâce aux résultats de la modélisation hydraulique du lit de l'Orne.

Les résultats sont illustrés sur la figure 7, pour une crue centennale. Dès que le niveau de l'Orne dépasse la cote du niveau dans le réservoir minier, on simule la fermeture de l'ouvrage de débordement : le débit n'est plus évacué, et le volume stocké provoque une surcote du niveau. Dès que le niveau de la mine redevient supérieur à celui de l'Orne, l'ouvrage de débordement est rouvert, mais le débit ne peut être évacué qu'à un débit limité à  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  (limite de dimensionnement du canal d'évacuation des eaux de débordement vers l'Orne). Le volume stocké lors de la fermeture de l'ouvrage est donc éliminé progressivement, à un débit qui est le complément à  $10 \text{ m}^3/\text{s}$  de celui du débordement normal (débit provoqué par la pluie et évacué en totalité).

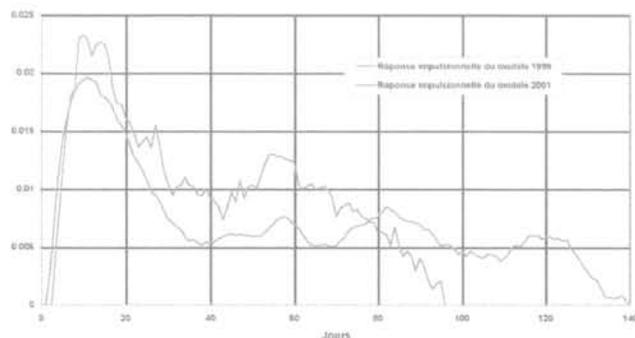


FIG. 5 Comparaison des réponses impulsionnelles normalisées de modèles 1999-2001. Comparison of the normalized impulse responses of the 1999 and 2001 models.

Il apparaît ainsi que la surcote imposée par le fonctionnement de la vanne de fermeture de l'ouvrage de débordement est pénalisante. Mais il reste exclu de ne pas installer de dispositif de fermeture : en cas d'invasissement du réservoir minier par les eaux de l'Orne à un débit incontrôlable (le débit de l'Orne peut atteindre près de  $300 \text{ m}^3/\text{s}$  en très forte crue), le niveau dans la mine s'élèverait de plusieurs mètres, ce qui entraînerait à nouveau l'inondation des sous-sols. De plus, un tel envahissement provoquerait une contamination périodique du réservoir.

La durée de dépassement de la cote 170,5 m dans le réservoir minier pour l'hypothèse de dimensionnement retenue est de 37 jours en crue centennale (événement extrêmement rare), et de 13 jours en crue décennale (durée jugée acceptable).

## 2.5

### Limitations de la méthode

La principale limitation de la méthode utilisée est liée au fait que l'identification d'une réponse impulsionnelle est d'autant plus précise que les séries chronologiques qui constituent l'entrée et la sortie du système à modéliser sont de longue durée (plusieurs cycles hydrologiques) et de bonne qualité. Si ces séries sont trop courtes, certains événements extrêmes risquent de ne pas avoir été observés dans les séries disponibles (par exemple crues et étiages exceptionnels). Ces événements ne sont alors pas pris en compte dans le calcul, et les prévisions peuvent s'en trouver affectées, d'une manière qu'il est difficile de prévoir.

Une incertitude pesait donc sur le sous-modèle pluie/ETP - débit de débordement du réservoir Sud, ajusté sur un cycle hydrologique seulement au moment de l'étude de 1999. C'est pourquoi il était nécessaire de vérifier les résultats fournis par ce sous-modèle, tous les autres résultats étant pris égaux par ailleurs, afin de valider les conclusions de l'étude de 1999 concernant le dimensionnement du futur ouvrage.

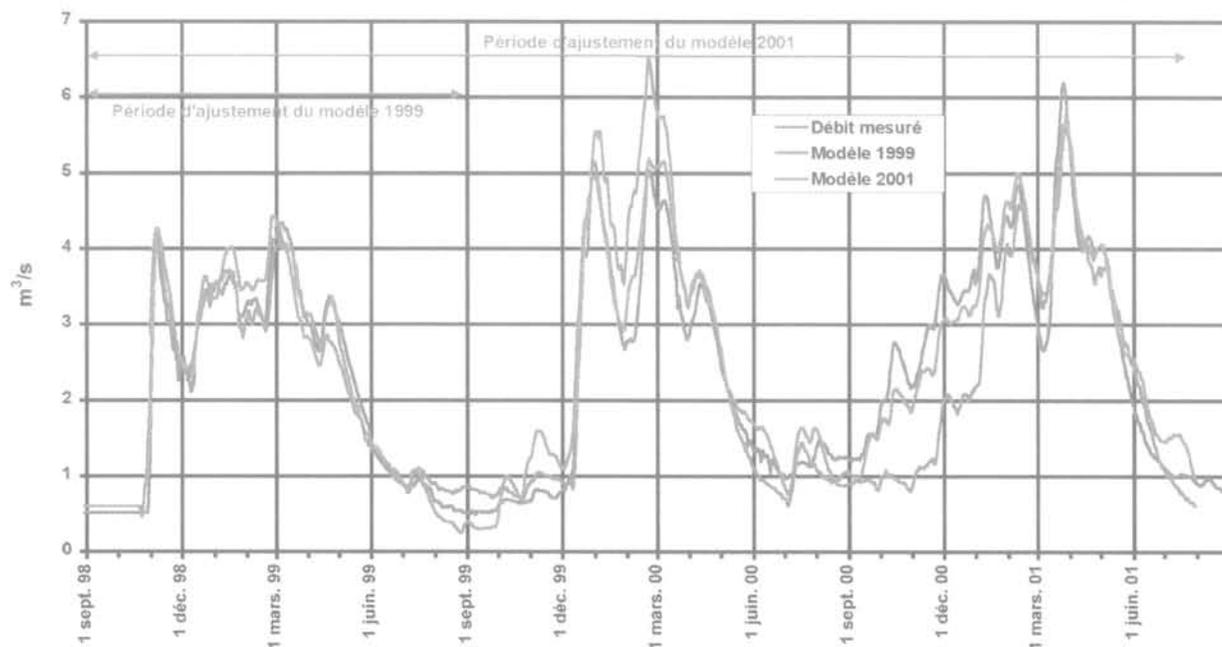


FIG. 6 Comparaison des ajustements des modèles 1999 et 2001. Comparison of the fitting of the 1999 and 2001 models with the data.

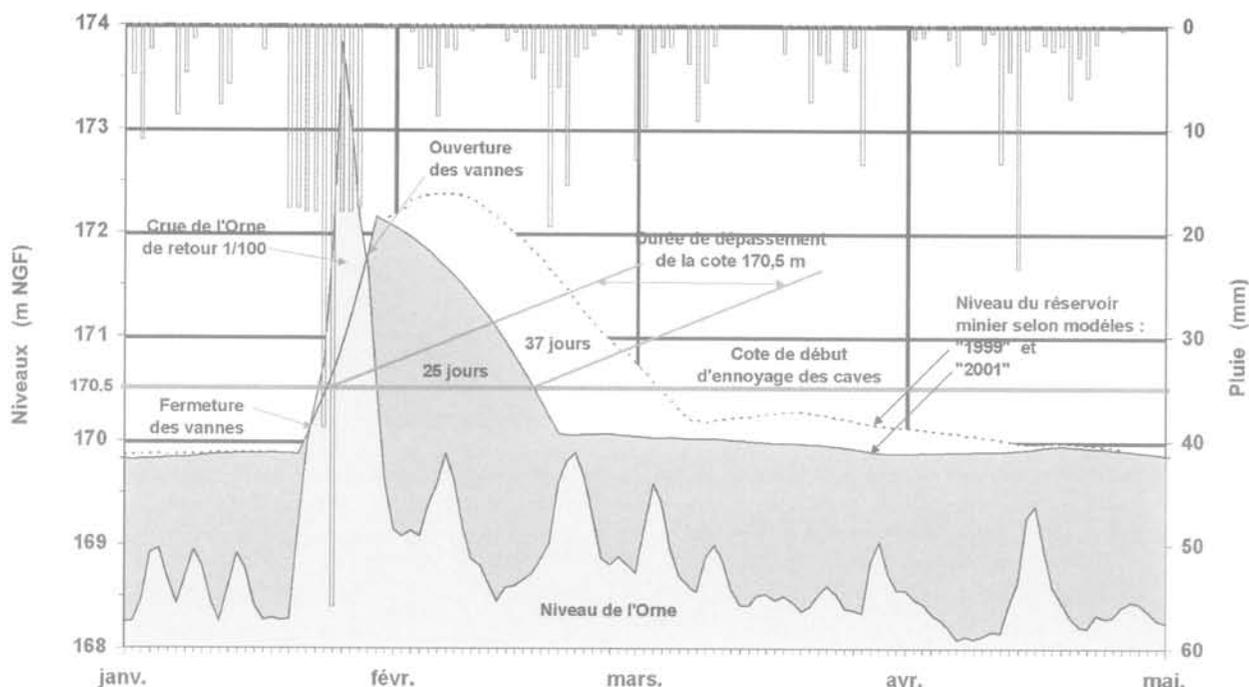


FIG. 7 Simulation des niveaux pour une crue centennale selon les modèles 1999-2001.  
Simulation of levels for one-in-a-hundred-years flood from the 1999 and 2001 models.

3

## Vérification des prévisions du modèle de l'étude de 1999 et nouvel ajustement (2001)

3.1

### Vérification du modèle pluie/ETP – débit de débordement du réservoir Sud

Les nouvelles données de pluie et d'ETP acquises du 1<sup>er</sup> juillet 1999 au 31 juillet 2001 ont constitué les entrées du modèle de l'étude de 1999, et ont permis de simuler le débit de débordement de l'ouvrage actuel. La comparaison du débit simulé et du débit réellement mesuré sur la même période à la galerie de Moyeuve (Fig. 6) montre que le modèle 1999, qui était parfaitement ajusté sur le cycle hydrologique 1998-1999, prévoit assez mal les débits extrêmes ultérieurs.

3.2

### Nouvel ajustement du modèle avec deux années de données supplémentaires

Afin de déterminer l'impact de ces prévisions peu précises sur les conclusions de l'étude, nous avons modélisé à nouveau le débit de débordement de la galerie de Moyeuve, en utilisant les deux années de données supplémentaires disponibles. L'ajustement du nouveau modèle est bon (écart type moyen = 0,35 m<sup>3</sup>/s; coefficient de corrélation R<sup>2</sup> = 96,8). On observe en particulier que tous les pics de crue sont cette fois-ci

correctement ajustés (Fig. 6), ce qui est notre critère de *bon modèle* compte tenu de l'objectif de l'étude: + 0,55 m<sup>3</sup>/s début mars 2000 pour une valeur mesurée à 4,5 m<sup>3</sup>/s (soit + 12 % d'écart), et - 0,6 m<sup>3</sup>/s à fin mars 2001 pour une valeur mesurée à 6 m<sup>3</sup>/s (soit - 10 % d'écart).

La forme générale des réponses impulsionnelles des modèles 1999 et 2001 reste semblable (Fig. 5). On constate néanmoins que la réponse du nouveau modèle est plus lisse, présente un pic entre 9 et 13 jours moins long (3 jours de moins) et moins élevé d'environ 20 %, et possède une queue plus longue (140 jours au lieu de 95 jours) comportant 3 petits pics au lieu d'un seul pic plus important. On peut aussi remarquer que la réponse impulsionnelle du modèle 1999 était très caractéristique d'un milieu à double perméabilité, indiquant nettement l'existence de deux types d'écoulements dans deux types de porosité seulement (telles que des conduits karstiques et des fractures très conductrices d'une part, et des fissures plus fines dans le reste de la masse calcaire d'autre part), tandis que la réponse impulsionnelle du modèle 2001 semble indiquer l'existence de plusieurs classes de porosité secondaire.

3.3

### Conséquences sur les prévisions réalisées en 1999

Selon le modèle 2001, les débits de débordement de période de retour 1/10 et 1/100 sont respectivement de 7 et 8,4 m<sup>3</sup>/s, contre 8,4 et 10,7 m<sup>3</sup>/s selon le modèle 1999. Toutes choses étant égales par ailleurs, le modèle 1999 surestime donc les débits de pointe de crue de 20 % pour la crue décennale, et de 27 % pour la crue centennale (c'est l'ordre de grandeur de l'écart entre les hauteurs des pics des réponses impulsionnelles).

L'impact de cette surestimation du débit de débordement sur la prévision du niveau du réservoir est illustré par la figure 7, qui permet de comparer les simulations fournies par les deux modèles.

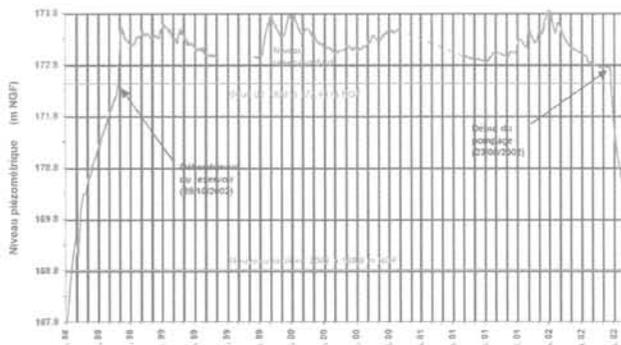
On peut constater que l'abaissement du seuil de débordement à 169 m NGF du nouvel ouvrage retenu aura selon le modèle 2001 un meilleur impact que celui prévu par le modèle 1999. Ainsi, la durée de dépassement de la cote 170,5 m passe de 13 à 9 jours pour la crue décennale, et de 37 à 25 jours pour la crue centennale, pour plusieurs raisons :

- le débit de débordement est moins élevé, donc le volume stocké dans le réservoir pendant la période de fermeture de la mine est moins important ;
- ce plus petit volume stocké est évacué plus rapidement (rappelons que le débit de débordement est limité à  $10 \text{ m}^3/\text{s}$ , ce qui est pénalisant en termes de durée de vidange du volume stocké, puisque l'ouvrage doit évacuer à la fois le débit de la crue et le volume stocké).

4

## Début de l'abaissement du niveau du réservoir et premières validations des calculs (2002)

Le 23 août 2002 s'est produit un événement très particulier dans l'histoire du réservoir Sud : le pompage d'abaissement du niveau de ce réservoir a débuté, à l'aide d'une pompe immergée pouvant débiter jusqu'à  $4,5 \text{ m}^3/\text{s}$ . Ce pompage était destiné à abaisser rapidement le niveau du réservoir de manière à poursuivre les travaux de construction de la nouvelle galerie de débordement. En réaction à ce pompage, le débit de débordement à la galerie de Moyeuve a baissé très rapidement jusqu'à s'annuler le 25 août. Le niveau du réservoir a lui aussi commencé à chuter dans les heures qui ont suivi le début du pompage. Le niveau a baissé de 2,4 m en 45 jours, pour atteindre la cote 170,3 m NGF au début du mois d'octobre 2003 (Fig. 8). Le pompage et les travaux ont ensuite été interrompus à l'approche des hautes eaux d'hiver, et l'évolution du niveau a retrouvé sa dynamique habituelle.

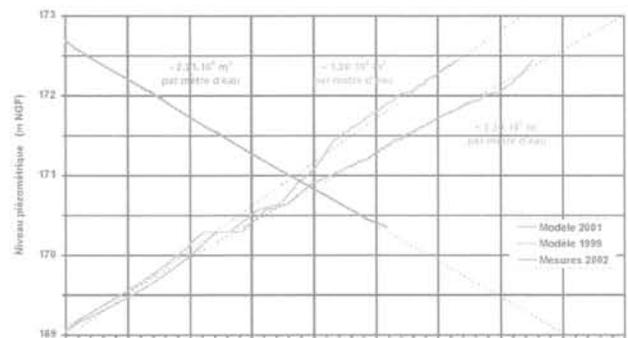


**FIG. 8** Début du pompage d'abaissement du niveau piézométrique du réservoir Sud. Beginning of the dewatering pumping of the South mine-water reservoir.

Une campagne d'équipement et de suivi des différents niveaux et débits sur le chantier de construction du nouvel ouvrage ainsi que sur le réservoir Sud est en cours de réalisation. Les données recueillies pendant les 45 jours de pompage permettent dès à présent de valider l'une des conclusions issues de l'étude de modélisation de 1999.

Pour estimer le temps nécessaire à l'abaissement du niveau du réservoir au cours des travaux, il était en effet nécessaire de connaître le volume d'eau à évacuer du réservoir, c'est-à-dire le volume stocké dans les vides du réservoir – auquel il fallait bien entendu ajouter ensuite le volume de la recharge estimée du réservoir, et retrancher le volume estimé des fuites du réservoir vers la plaine de Moyeuve et le volume des prélèvements destinés à la production d'eau potable et industrielle.

Le modèle pluie/ETP – débit de débordement du réservoir Sud avait permis de simuler le débit d'alimentation du réservoir pour la période précédant le débordement, par l'introduction des chroniques de pluie et d'ETP passées. Le calcul du volume d'eau stocké dans les vides du réservoir – pour chaque hauteur d'eau depuis le début de l'ennoyage jusqu'au débordement – avait donc été effectué en 1999, en mettant en relation le débit cumulé stocké dans le réservoir et le niveau piézométrique correspondant (Fig. 9). De la cote 169 m à la cote 173 m, la relation entre le volume d'eau stocké dans le réservoir et le niveau piézométrique est linéaire, et on peut estimer à 2,3 millions de  $\text{m}^3$  le volume d'eau stocké par mètre d'eau selon le modèle 1999. Le calcul prenait comme hypothèse que la somme des débits de prélèvement et de fuite était constante et égale à  $1 \text{ m}^3/\text{s}$  (meilleure estimation possible à l'époque du calcul).



**FIG. 9** Évolution du volume déstocké au cours du pompage d'abaissement. Evolution of the dewatering volume of water due to pumping.

Le même calcul a été fait à l'aide de la recharge calculée par le modèle 2001 – et avec les mêmes hypothèses concernant les prélèvements et les fuites –, on calcule cette fois-ci un volume de 1,8 million de  $\text{m}^3$  par mètre d'eau de la cote 169 m à la cote 173 m (Fig. 9). Le modèle 1999 prédit ainsi un volume stocké près de 28 % plus faible que celui du modèle 2001, alors que les pics de crue du modèle 1999 peuvent être jusqu'à 27 % plus élevés que ceux du modèle 2001.

Ces prévisions ont été comparées aux mesures réalisées en 2002. On peut calculer le débit déstocké du

réservoir par l'opération de pompage en effectuant un bilan des débits :

$$Q_{\text{déstocké}} = Q_{\text{pompage}} + Q_{\text{prélèvements}} + Q_{\text{fuites}} - Q_{\text{recharge}} \quad (1)$$

Il faut ainsi prendre en compte, en plus du débit de pompage (débit sortant), les prélèvements AEP/AEI et les fuites dans la plaine alluviale (débit sortant), ainsi que le débit de la recharge naturelle du réservoir (débit entrant). Le débit de fuite dans la plaine alluviale est une fonction linéaire du niveau piézométrique du réservoir (Vaute *et al.*, 2002) : sa valeur est de 0,5 m<sup>3</sup>/s au-dessus de la cote 172,8 m, et nulle au-dessous de la cote 169,7 m environ.

Tant que le réservoir déborde, le débit de la recharge peut être estimé de la manière suivante :

$$Q_{\text{recharge}} = Q_{\text{débordement}} + Q_{\text{prélèvements}} + Q_{\text{fuites maximales}} \quad (2)$$

En période de tarissement, le débit de la recharge peut être considéré comme constant, ce qui permet de reporter son expression dans la formule (1) après l'arrêt du débordement et de calculer finalement :

$$Q_{\text{déstocké}} = Q_{\text{pompage}} + Q_{\text{fuites}} - Q_{\text{débordement}} - Q_{\text{fuites maximales}} \quad (3)$$

Le volume cumulé déstocké peut alors être mis en relation avec le niveau piézométrique du réservoir (Fig. 9). La courbe d'évolution du volume déstocké s'ajuste parfaitement à une relation linéaire du volume en fonction du niveau piézométrique du réservoir. On retrouve là les résultats issus des modélisations de 1999 et 2001. Le volume d'eau déstocké du réservoir par l'opération de pompage est de 2,21 millions de m<sup>3</sup> par mètre d'eau. Cette valeur est encadrée par les valeurs déduites des modèles (1,8 et 2,3 millions de m<sup>3</sup>), avec des écarts variant de + 4 % (modèle 1999) à - 18,5 % (modèle 2001). Rappelons que ces dernières ont été calculées en simulant la recharge du réservoir Sud à partir des chroniques de pluie et d'ETP passées. Compte tenu des incertitudes liées à la courte durée des chroniques de données utilisées pour l'ajustement des modèles, on peut considérer que les premiers résultats de l'opération de pompage valident la méthode et les résultats de la modélisation de 1999, actualisée en 2001.

## Conclusion

La méthode de modélisation globale inverse mise en œuvre en 1999 pour résoudre un problème pratique d'ingénierie s'est avérée efficace, économe en temps de calcul comme en temps de mise en œuvre, et bien adaptée au problème posé. Malgré la très courte durée (un an) de la chronique de débit utilisée lors de la première modélisation de 1999, les écarts de prévisions entre le modèle 1999 et le modèle actualisé 2001 ne dépassent pas 20 à 27 % au terme de la chaîne de calcul, tandis que les écarts entre les résultats déduits des deux modèles et les premiers résultats issus des mesures réalisées en 2002 restent inférieurs à 18,5 %. Initialement développée dans le cadre des activités de recherche-développement du BRGM, cette méthode peut donc aussi être appliquée avec succès dans le cadre d'opérations d'ingénierie appliquée ou de service public, dans les nombreux cas où les méthodes plus traditionnelles sont inopérantes, soit en raison de la complexité du milieu à étudier (anciennes mines, karsts, etc.), soit à cause du manque de données distribuées dans l'espace.

### REMERCIEMENTS

La description du contexte hydrogéologique de l'étude (§ 2) s'appuie essentiellement sur les résultats acquis grâce aux études de surveillance des eaux souterraines du bassin ferrifère lorrain, réalisées depuis 1993 par le BRGM Lorraine en collaboration avec l'Agence de l'eau Rhin-Meuse et la DIREN Lorraine.

La première modélisation de 1999 (§ 3) a été réalisée par le BRGM Lorraine pour la DRIRE Lorraine, sous le contrôle scientifique d'un comité de pilotage composé d'experts de l'École des mines de Paris, de l'École des mines de Nancy et de l'INERIS.

La validation des résultats de l'étude de 1999 (§ 4 et 5) a été réalisée dans le cadre des travaux de recherche-développement du GISOS (Groupement d'intérêt scientifique sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains, structure regroupant des équipes de recherche du BRGM, de l'INERIS, de l'Institut national polytechnique de Lorraine et de l'École des mines de Paris), en collaboration avec la DRIRE Lorraine, maître d'ouvrage des travaux d'abaissement du niveau du réservoir minier Sud.

## Bibliographie

- Baubron J.C. – *Avis sur les infiltrations d'eau observées dans la partie basse de la ville de Moyeuvre-Grande (Moselle)*. Rapport BRGM R40271, 1998, 27 p., 12 fig., 1 tabl., 3 ann.
- Chevalier J. – *Projet d'abaissement du seuil de débordement du bassin sud dans l'Orne à Moyeuvre-Grande (57) : étude hydraulique et statistique des périodes d'arrêt prévisibles du dispositif*. Rapport ANTEA A 16996/A, 1999, 15 p., 4 tabl., 9 ann.
- Fabriol R., Pinault J.L., Vaute L. – *Traitement du signal et réacteurs en réseaux. Application à la simulation de l'évolution de la concentration en sulfate dans l'eau du bassin ferrifère lorrain*. Rapport BRGM/RP-50153-FR, 2000, 48 p., 25 fig., 2 tabl.
- Lanini S., Fabriol R. – *Différentes approches de modélisation des écoulements et du transport dans un réseau de tubes, comparaison avec des résultats expérimentaux*. Rapport BRGM/RP-50154-FR, 2000, 48 p., 10 fig., 1 tabl., 3 ann.
- Lucas Y., Vaute L. – *Modélisation hydrodynamique de l'ancienne mine de fer de Saizerais. Faisabilité d'une approche spatialisée*. Rapport BRGM/RP-51132-FR, 2001, 69 p., 36 fig., 5 tabl., 11 ann.
- Pinault J.L., Baubron J.-C. – *Signal processing of soil gas radon, atmospheric pressure, moisture, and soil temperature data: a new approach for radon concentration modeling*. *Journal of geophysical research*, vol. 101, n° B2, 1996, p. 3157-3171.
- Pinault J.L., Pauwels H., Cann C. – *Inverse modeling of the hydrological and the hydrochemical behavior of hydrosystems. Application to nitrate transport and denitrification*. *Water Resources Research*, vol. 37, n° 8, 2001a.
- Pinault J.L., Plagnes V., Aquilina L., Bakalowicz M. – *Inverse modeling of the hydrological and hydrochemical behavior of hydrosystems. Characterization of karst system functioning*. *Water Resources Research*, vol. 37, n° 8, 2001b.
- Vaute L. – *Surveillance des eaux souterraines du bassin ferrifère lorrain en 1999*. Rapport BRGM R50215, 2000, 79 p., 31 fig., 4 ann.
- Vaute L. – *Surveillance des eaux souterraines du bassin ferrifère lorrain en 2000*. Rapport BRGM R50820, 2001, 81 p., 33 fig., 4 ann.
- Vaute L., Bastien F., Douche A., Jozefiak M. – *Surveillance des eaux souterraines du bassin ferrifère lorrain en 2001*. Rapport BRGM/RP-51616-FR, 2002, 100 p., 42 fig., 7 ann.
- Vaute L., Pinault J.L. – *Modélisation inverse du système hydrologique « réservoir minier-nappe alluviale-Orne » à Moyeuvre-Grande*. Rapport BRGM R 40860, 1999, 23 p., 7 ann.

# Qualité des eaux après fermeture des mines : remplissage initial, évolution transitoire, stabilisation à long terme et gestion environnementale

J.-M. SCHMITT<sup>1, 2</sup>

E. LEDOUX<sup>1, 2</sup>

P. COMBES<sup>1</sup>

<sup>1</sup> École des mines de Paris  
Centre d'informatique  
géologique

35, rue Saint-Honoré  
77305 Fontainebleau Cedex  
schmitt@cig.ensmp.fr  
combes@cig.ensmp.fr  
ledoux@cig.ensmp.fr

<sup>2</sup> CNRS, UMR Sisyphe 7619  
Structures  
et Fonctionnement  
des Systèmes hydriques  
continentaux

## Résumé

L'exploitation minière entraîne, pendant et après la phase d'extraction, différents types de perturbation du régime hydrogéologique local et de la qualité des eaux. Ces perturbations sont décrites ici et analysées en s'appuyant sur des études et des modélisations réalisées sur plusieurs anciennes mines métalliques. Les résultats présentés permettent d'envisager une gestion environnementale appropriée des anciennes exploitations.

*Mots-clés :* exploitation minière, hydrologie, hydrochimie, modélisation, environnement.

# Mine water quality after decommissioning : initial water-infill, transitory drainage discharge, long-term steady-state, and environmental management

## Abstract

The mining of metalliferous deposits induces, during and after operation, an important alteration of local hydrology and hydrochemistry. The effects on water quality of the different stages of mine operation are summarized in this paper. Hydrochemical modeling also enables to discuss the critical factors of such systems and to suggest some preventive measures for mines approaching closing time.

*Key words :* mine-closing, water quality, hydrology, hydrochemistry, environmental management.

## Introduction

L'exploitation en travaux miniers souterrains (TMS), à une échelle industrielle et par des méthodes classiques, nécessite très généralement le dénoyage des ouvrages qui seraient autrement envahis par les eaux provenant des terrains encaissants. Elle engendre ainsi, pendant et après la période d'activité, des perturbations notables du régime hydrodynamique naturel, qui s'accompagnent le plus souvent d'une dégradation de la qualité des eaux. Ces phénomènes sont analysés ici en s'appuyant sur des études réalisées sur plusieurs anciennes mines métalliques.

On s'est attaché quasi exclusivement dans ce qui suit au cas exemplaire des minéralisations sulfurées, qui correspond aux phénomènes les plus spectaculaires, et aussi les plus préoccupants dans ce domaine pour l'environnement (drainage acide, libération de métaux en solution...). L'impact potentiel des stériles et des résidus miniers (Schmitt, 2000) est volontairement passé sous silence, et l'on s'attachera à l'exploitation souterraine proprement dite en distinguant : la période d'exploitation, la phase de ré-ennoyage des travaux, la période d'évolution transitoire, et la stabilisation à long terme de la qualité des eaux de mine.

L'analyse détaillée des phénomènes, qui s'appuie sur des modélisations géochimiques, permet d'envisager les différentes mesures techniques susceptibles de minimiser, à chacune de ces étapes, les impacts hydrochimiques de l'après-mine, tant en importance qu'en durée, et de s'affranchir du coût d'un traitement des eaux de longue durée.

## Aspects principaux de l'hydrogéologie et de l'hydrochimie minière

Le dénoyage des ouvrages constitue évidemment l'aspect majeur de l'exploitation minière sur le plan hydrologique. Ses effets ont été soulignés par Ledoux *et al.* (1999), et peuvent être illustrés par le schéma de la figure 1, dans le cas le plus simple d'un aquifère unique. Le pompage d'exhaure a d'abord pour résultat un rabattement du niveau hydrostatique (configuration n° 2 sur la figure), qui peut entraîner à son tour non seulement l'assèchement de certains puits, ou le tarissement de sources proches, mais aussi une modification du débit des cours d'eau.

À l'issue de la période d'exploitation, l'arrêt de l'exhaure conduit au ré-ennoyage des travaux et à la remontée du niveau hydrostatique (Fig. 1), et un drainage naturel des anciens travaux se rétablit alors généralement, par les points bas des travaux au jour.

Toutefois, les travaux abandonnés, même s'ils ont été pour l'essentiel soigneusement remblayés, constituent encore le plus souvent un milieu beaucoup plus perméable que l'encaissant lui-même. Ils forment ainsi un court-circuit hydraulique local tel que le niveau hydrostatique, dans les environs de l'ancienne exploitation, ne retrouvera jamais parfaitement sa position initiale (Fig. 1, configuration n° 3).

Il apparaît donc que les exploitations ont d'abord un impact sur l'hydrodynamique, pendant et après leur

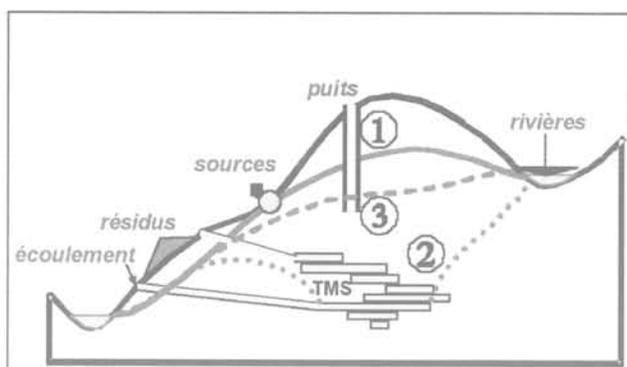


FIG. 1 Impact des travaux miniers sur l'hydrodynamique pendant et après l'exploitation. (1) niveau hydrostatique avant exploitation; (2) pendant l'exploitation; (3) après abandon.

période d'activité. L'essentiel de cet impact est toutefois autre et concerne l'hydrochimie. Sa cause primordiale est que le développement des travaux miniers transporte dans le milieu souterrain l'air de la surface, et recrée ainsi artificiellement en profondeur les conditions superficielles qui sont agressives vis-à-vis des matériaux géologiques profonds.

La qualité des eaux de mine résulte donc de l'interaction entre des flux d'eau d'origines diverses (infiltrations d'origine météorique, eaux souterraines), l'air atmosphérique, et les matériaux géologiques constituant le gisement et son encaissant. Les modalités de cette interaction qui vont évoluer sensiblement au cours de la vie, et après l'arrêt de l'exploitation, sont examinées ci-dessous.

## Eaux d'exhaure et hydrochimie des travaux miniers en exploitation

### La qualité des eaux d'exhaure

Durant la période d'activité des mines souterraines, les eaux de l'exploitation sont rassemblées dans les points bas et ramenées au jour par le pompage d'exhaure. On constate généralement que la qualité de ces eaux d'exhaure ne constitue pas un souci majeur pour l'exploitant, les eaux ne nécessitant alors qu'un traitement assez simple tel qu'une neutralisation, une floculation, voire une simple décantation avant rejet.

Bien que très peu de données précises soient disponibles, on peut considérer que le fait que la qualité de ces eaux soit habituellement acceptable résulte de la conjonction des circonstances suivantes :

1) les eaux pompées proviennent pour une grande part de l'encaissant même des minéralisations, et sont donc proches de l'équilibre thermodynamique avec celles-ci;

2) l'entrée d'eaux d'origine superficielle (qui sont, elles, potentiellement réactives vis-à-vis des minérali-

sations) est autant que possible évitée, et si elle se produit, ces eaux sont systématiquement interceptées dans des albraques intermédiaires, dans un simple souci d'économie d'énergie;

3) le temps de résidence au sein des travaux des eaux épuisées est de toute façon très réduit, et limite les réactions qui pourraient intervenir avec les minéralisations au contact de l'air présent dans les vides miniers.

Ces circonstances ne seront évidemment plus réunies lors de l'arrêt de l'exploitation, et pour ces raisons, les eaux de remplissage des mines n'auront pas, malheureusement, le faciès chimique des eaux d'exhaure, comme nous le verrons ci-dessous.

TABLEAU I Eau d'exhaure observée et eau modèle de l'encaissant à Largentière.

		Albraque inférieure	Eau modèle Trias inférieur
Temp	°C	23	23
pH		6,8	
O <sub>2</sub>	mg/l	7,8	nd
Eh	mV	265	-153
TDS	mg/kg	2 509	2 351
Cl <sup>-</sup>	mg/l	7,1	7,0
SO <sub>4</sub> <sup>-</sup>	mg/l	1 523	1 496
HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup>	mg/l	227	199
SiO <sub>2</sub>	mg/l	8	7,9
Al <sup>+++</sup>	µg/l	nd	< 0,01
Na <sup>+</sup>	mg/l	52	51,9
K <sup>+</sup>	mg/l	14	nd
Ca <sup>++</sup>	mg/l	589	566
Mg <sup>++</sup>	mg/l	51,2	39,1
Fe <sup>++</sup>	mg/l	1,95	2,42
Ba <sup>++</sup>	µg/l	nd	13
Pb <sup>++</sup>	µg/l	0	2,65
Cu <sup>+</sup>	µg/l	3	< 0,1
Zn <sup>++</sup>	µg/l	30	1,3

Un exemple d'eau d'exhaure est fourni par la première colonne du tableau I, il s'agit d'un échantillon de l'eau pompée en 1980 dans les quartiers profonds de la mine de Largentière (Schmitt et Combes, 1996). C'est une eau de pH proche de la neutralité (7,2), très sulfatée, et apparemment oxydante. Le calcul thermodynamique montre qu'elle est excessivement sursaturée en oxydes métalliques (Fe et Zn), ainsi qu'en jarosite (Na, K)Fe<sub>3</sub>(SO<sub>4</sub>)<sub>2</sub>(OH)<sub>6</sub>. Ce caractère oxydant et cette sursaturation importante sont très surprenants pour une eau d'origine profonde et indiquent qu'elle a subi une réoxydation probable.

Il est possible d'examiner, grâce à la simulation thermodynamique, l'effet de la variation du Eh de cette eau sur son degré de saturation vis-à-vis de l'ensemble des minéraux potentiels (Fig. 2). Cette simulation montre de façon tout à fait remarquable, que pour un Eh voisin de -150 mV, l'eau est simultanément à l'équilibre avec la dolomite, la calcite, l'hématite, la pyrite, et la blende, c'est-à-dire avec l'essentiel de la paragenèse des niveaux minéralisés. On peut en conclure que cette eau était probablement en équilibre avec cette paragenèse avant de subir une oxydation partielle au contact de l'air des TMS.

Une autre approche possible du chimisme de cette eau est de construire *ex nihilo* pourrait-on dire un modèle d'eau à l'équilibre thermodynamique avec l'encaissant minéralisé (ici des grès du Trias Inférieur).

La paragenèse minérale de cet encaissant est essentiellement constituée de quartz, dolomite, calcite, hématite, pyrite, blende, barytine, chalcopyrite et galène. La deuxième colonne du tableau I représente la composition physico-chimique d'un modèle d'eau construit à l'équilibre thermodynamique avec cette paragenèse. On peut constater l'excellente correspondance entre les caractères physico-chimiques de ce modèle et ceux de l'eau pompée en 1980 dans le quartier profond de la mine, à l'exception notable du potentiel d'oxydo-réduction, franchement réducteur dans l'eau-modèle.

Ces deux types d'approche convergent donc pour montrer que l'eau d'exhaure correspond bien ici essentiellement à une eau équilibrée avec la paragenèse des faciès minéralisés, mais qui a déjà subi une oxydation notable au sein des travaux miniers.

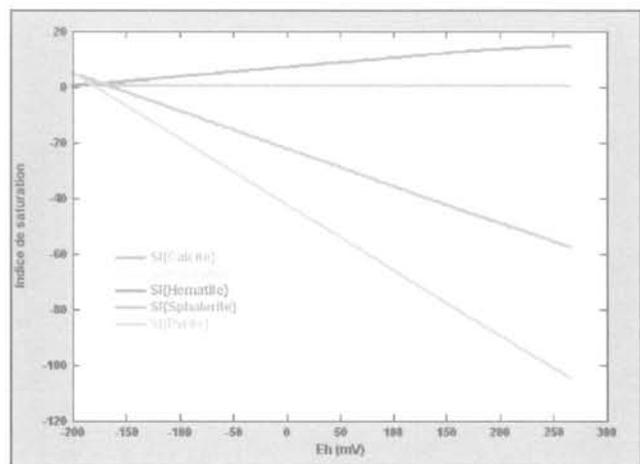


FIG. 2 Évolution simulée des indices de saturation de l'eau d'exhaure du tableau I, en fonction du potentiel redox.

### 3.2

## L'oxydation latente des zones minéralisées

Si la plupart des mines obéissent à cette règle générale, d'autres types d'eaux plus chargées peuvent néanmoins être observés ponctuellement dans les travaux en cours d'exploitation. Il s'agit soit d'écoulements provenant de sondages ou de fractures traversant les zones minéralisées supérieures, soit d'égouttures provenant d'anciens quartiers, remblayés ou non.

Mais d'assez nombreux auteurs, comme par exemple Bethke (1996), ont aussi évoqué l'existence d'un phénomène plus discret, susceptible de dégrader à terme la qualité des eaux des TMS. Durant la période d'activité de la mine, l'essentiel de la zone minéralisée, dénoyée, se trouve exposé à l'air présent dans les travaux. L'oxydation directe des phases sulfurées réactives peut être négligée, car les cinétiques réactionnelles entre phases gazeuses et phases solides sont extrêmement lentes. Toutefois, il existe toujours au sein du minerai et des roches encaissantes une humidité (ou saturation) résiduelle, sous forme de films d'eau ou de ménisques, à la surface ou aux joints des grains. Ces films très fins favorisent une diffusion rapide de l'oxygène, et permettent une oxydation locale des faciès réactifs.

Un exemple de simulation de ce phénomène est illustré par le diagramme de la figure 3. Cet exemple est celui d'une minéralisation à pyrite-chalcopryrite dans une gangue quartzo-dolomitique. On a admis une saturation résiduelle du minerai de 3 %. L'avancement de l'oxydation provoque la dissolution progressive des sulfures primaires, et la formation d'oxydes de fer et de cuivre. Le gypse précipite du fait de la neutralisation de l'acidité produite par la dolomite, neutralisation qui limite ici la chute de pH à 4,75. Selon la nature de la paragenèse primaire, de nombreux minéraux secondaires peuvent ainsi se former, si du moins leur cinétique de précipitation l'autorise. Les plus fréquents sont les oxy-hydroxydes, les sulfates, éventuellement certains carbonates, etc., qui peuvent être assez souvent observés sur les parois minéralisées.

Faute de vecteur aqueux, les produits d'oxydation ainsi formés sur les parois des vides miniers ne peuvent toutefois être évacués pendant la période d'exploitation. Il va en être autrement lors de la remise en eau des travaux.

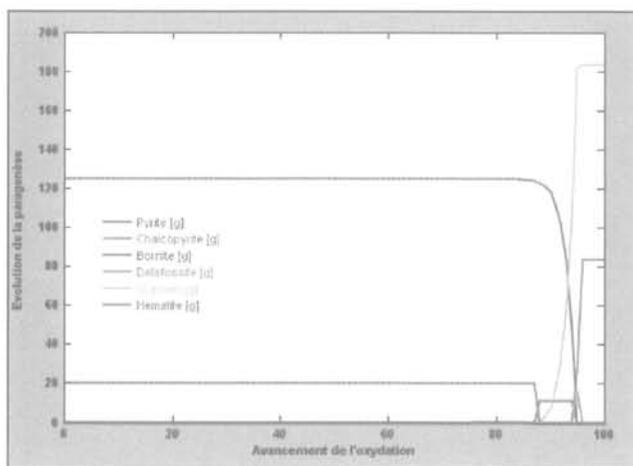


FIG. 3 Exemple de simulation de l'oxydation latente des minéralisations pendant la période d'exploitation.

#### 4

### Hydrochimie du remplissage initial

A l'issue de l'exploitation, l'arrêt des pompages d'exhaure entraîne la remontée des eaux dans les anciens travaux, généralement jusqu'à la reprise d'un écoulement gravitaire par le point bas des travaux au jour, mais parfois aussi par un exutoire naturel. La qualité des eaux émises au moment du débordement est celle de ce « remplissage initial » de l'ancienne exploitation.

Un exemple des phénomènes qui peuvent se produire lors de cette phase est là aussi fourni par le cas de la mine de Largentière (Schmitt et Combes, 1996) : alors que le débordement des eaux était attendu par un travers-banc situé en fond de vallée, les eaux se sont en fait déversées par une source située dans le lit de la rivière plus en aval, où une pollution (en sulfate, en fer, et surtout en zinc) s'est immédiatement déclarée.

A l'époque de ce premier débordement, la concentration en zinc de la source atteint 105 mg/l. Diffé-

rents essais de pompage effectués dans le but de contrôler cette pollution révélèrent malheureusement que l'ensemble des vides miniers était alors occupé par des eaux semblablement chargées, et la mise en place d'une usine de traitement chimique des eaux à l'exutoire s'avéra indispensable.

L'étude thermodynamique des eaux de ce remplissage initial montre que chaque litre de l'eau de débordement avait consommé près de 250 mg d'O<sub>2</sub> (pour une concentration à saturation voisine de 10 mg/l) pour acquérir son contenu en zinc.

Cette mauvaise qualité des eaux de remplissage initial apparaît malheureusement comme une règle très générale, du moins dans tous les gisements où des sulfures sont présents. La charge totale dissoute est très souvent forte (plusieurs grammes par litre), mais la génération d'eaux très acides n'est pas par contre une généralité et semble limitée aux minerais pyriteux et à certains types d'encassant.

Les concentrations initiales en métaux sont elles aussi assez variables : dans le seul cas du zinc on a ainsi observé des valeurs allant de 40 mg/l (Les Malines) à près de 1,5 g/l (dans une mine de Sardaigne).

L'interprétation que l'on peut donner des phénomènes survenant lors du remplissage est illustrée par la figure 4. Après arrêt de l'exhaure, les ouvrages souterrains se remplissent avec les eaux provenant des aquifères encassants, et pour partie avec des eaux d'origine superficielle. En ruisselant sur les parois des vides et sur la sole des galeries, ces eaux se chargent rapidement, principalement en sulfates et en métaux, par suite d'un double processus : (1) la mise en solution des produits d'oxydation solubles (sulfates ferriques, aluns, autres phases minérales métalliques...) stockés à la surface du minerai exposé ; (2) la dissolution rapide des sulfures soumis au ruissellement des eaux, en présence de l'air occupant les travaux encore dénoyés.

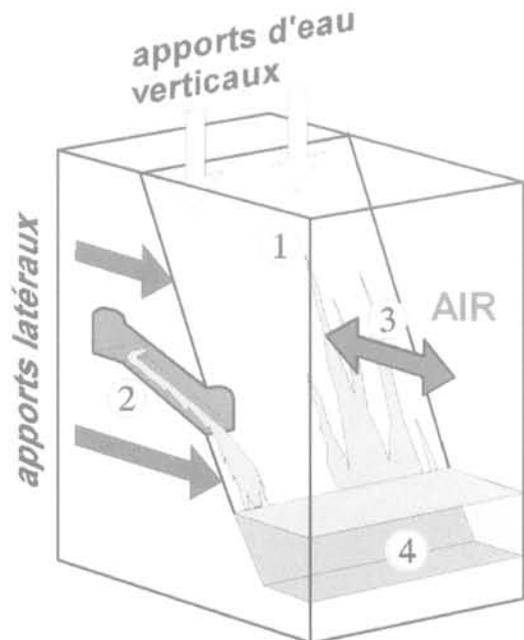


FIG. 4 Modèle hydrogéochimique de remplissage des travaux miniers : l'eau (1) (2) lessive les sels solubles et réagit avec les sulfures en se rééquilibrant avec l'air présent dans les travaux (3). L'eau du remplissage initial (4) se charge ainsi en sulfate et en métaux.

## Période transitoire

À l'issue de la phase de remplissage, les travaux miniers constituent donc très habituellement un réservoir d'eaux fortement chargées. Ce réservoir peut être alimenté à la fois par des eaux provenant de la surface et par les eaux des terrains aquifères profonds, mais les unes comme les autres sont généralement peu chargées vis-à-vis des eaux du remplissage initial. Il va s'en suivre un processus de « rinçage » conduisant à une amélioration d'abord rapide puis de plus en plus lente de la qualité des eaux émises à l'exutoire.

Le volume du réservoir constitué par les TMS peut être aisément déterminé : il correspond aux vides miniers résiduels (tenir compte de la porosité des zones remblayées) situés en dessous de la cote de remplissage. Il en est de même pour l'importance des apports, qui, en régime stabilisé, correspondent au débit observé en sortie. Dans la mesure où les travaux noyés se comportent comme un mélangeur plus ou moins parfait, il est alors possible de prévoir comment et à quel pas de temps la qualité des eaux recueillies au point de débordement est susceptible de s'améliorer.

La figure 5 montre les résultats de ce calcul pour les concentrations en zinc à l'exutoire des anciens travaux de Largentière (Combes *et al.*, 1996). Les travaux miniers sont ici alimentés presque exclusivement par des eaux d'origine superficielle, dépourvues de zinc. Le calcul conduit alors à la courbe en bleu sur la figure. Toutefois, les concentrations réellement observées (carrés noirs) ne sont correctement reproduites (aux fluctuations saisonnières près) que par la courbe en rouge, qui tient compte d'une contribution d'environ 8,5 mg/l de zinc par le flux balayant le système.

La modélisation thermodynamique a permis de montrer ici que cette concentration de base résultait précisément de la quantité de sphalérite que les eaux

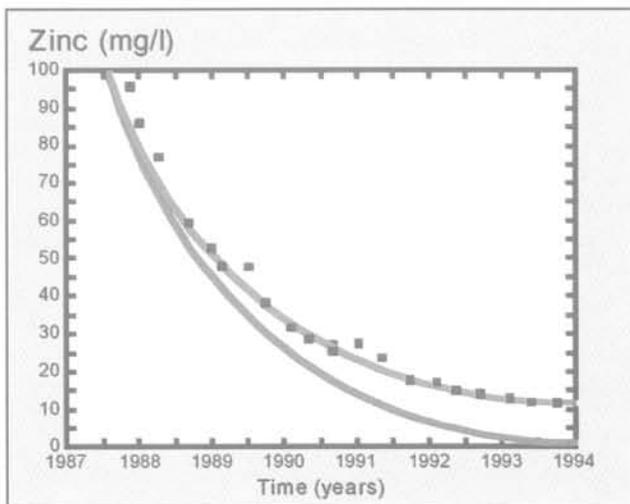


FIG. 5 Évolution observée et modélisée des concentrations en zinc à l'exutoire des anciens travaux de Largentière (en bleu hypothèse d'un rinçage simple, en rouge, modèle tenant compte d'une remise en solution du zinc par les eaux traversant les TMS).

d'origine superficielle pouvaient oxyder (compte tenu de leur contenu en oxygène) en traversant les anciens travaux.

Ce mode d'évolution des eaux de mine pendant la période que nous appelons « transitoire » apparaît là encore très général. Nous avons pu l'observer dans certaines mines d'uranium, et un autre exemple en est donné par la figure 6, dans le cas d'un exutoire de la mine des Malines (Combes *et al.*, 1994 a et b), bien qu'ici les concentrations soient plus faibles.

L'échelle de temps du phénomène – beaucoup plus courte dans ce dernier exemple que dans celui de Largentière – dépend du rythme de renouvellement des eaux, c'est-à-dire du ratio entre le volume du réservoir minier et le débit d'alimentation du système.

## Qualité des eaux à long terme

Lorsque le taux de renouvellement est suffisant (de l'ordre de 8) les concentrations à l'exutoire approchent une valeur asymptotique (un palier de concentration) qui dépend donc des quantités de métal solubilisables par les eaux entrantes. On atteint ainsi un état stationnaire susceptible de se prolonger pendant de très longues durées (de l'ordre de la centaine d'années ou plus), jusqu'à l'épuisement des phases réactives encore accessibles aux circulations au sein des anciens travaux.

Suivant les cas, la concentration atteinte lors de cet état stationnaire sera acceptable (cas de « TBaval », figure 6), ou pourra toujours nécessiter un traitement des eaux avant rejet (cas de Largentière, figure 5). La qualité des eaux à ce stade dépend de deux facteurs principaux :

- la présence éventuelle de volumes de minerais sulfurés qui resteront toujours dénoyés même après la remontée des eaux ;
- la quantité d'oxygène dissous introduite dans le système par les eaux d'origine superficielle qui permet une oxydation lente des minéralisations et une dissolution corrélative des métaux, même au sein des anciens quartiers noyés.

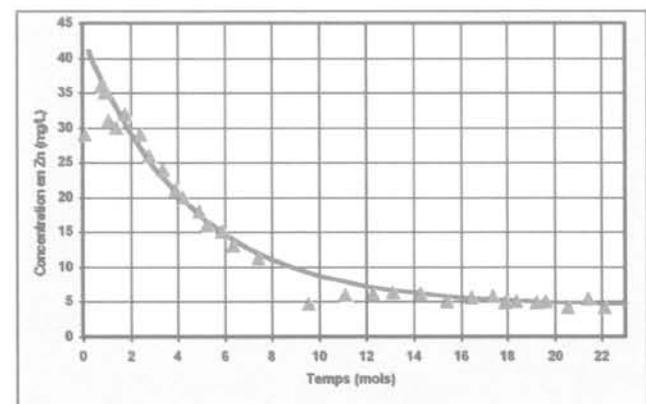


FIG. 6 Évolution observée, et calculée par un modèle simple de mélange, des concentrations en zinc à l'exutoire dit TBaval, mine des Malines (Combes *et al.*, 1994).

## Gestion environnementale

L'expérience acquise sur différents types de gisements, et la compréhension des différents processus hydrogéochimiques régissant la qualité des eaux aux différents stades de l'exploitation minière, permet aujourd'hui d'esquisser les grandes lignes d'une gestion environnementale économique des travaux souterrains.

Pendant la vie de l'exploitation, la bonne gestion des eaux d'exhaure du simple point de vue des économies d'énergie coïncide largement avec les impératifs relatifs à leur qualité : réduire au maximum les apports d'origine superficielle, empêcher la circulation gravitaire de volumes importants grâce à des pompages dans des albaques intermédiaires, limiter autant que possible le temps de séjour des eaux dans les travaux miniers.

Après arrêt de l'exploitation, la mauvaise qualité des eaux initiales de remplissage des travaux miniers apparaît malheureusement comme un phénomène constant et quasi inévitable dans le cas des exploitations de minerais sulfurés. Les concentrations atteintes peuvent toutefois varier assez largement, et leur estimation fine reste délicate à l'heure actuelle (Bethke *et al.*, 1999). On sait toutefois que des charges élevées sont favorisées par exemple par des minerais riches en sulfures et particulièrement en pyrite, par des temps de remplissage longs, etc. Différentes mesures de limitation du phénomène sont néanmoins concevables : accélérer le remplissage, limiter la réoxydation des eaux au sein des travaux miniers, ou remplir les ouvrages avec des eaux à caractère plutôt réducteur, et plus ou moins proches de l'équilibre thermodynamique avec les minéralisations, si du moins de telles eaux sont disponibles.

L'évolution du système postérieurement à la phase de remplissage est plus aisément prévisible : elle dépend essentiellement du rapport existant entre le débit d'alimentation et le volume noyé des travaux miniers, et du chimisme des eaux participant à cette alimentation. La chute initiale des concentrations sera accélérée par un renouvellement rapide des eaux, et donc par toute mesure de limitation des vides miniers (remblayages, isolement de certains quartiers, etc.).

La qualité des eaux à plus long terme, illustrée par le modèle de Largentière, dépend en particulier du mode d'alimentation du réservoir minier : si les eaux alimentant le système sont des eaux d'origine superficielle (Fig. 7a) des concentrations relativement élevées peuvent être entretenues à l'exutoire pendant une longue durée ; dans le cas où l'alimentation du système est assurée au contraire par des eaux réductrices provenant de l'aquifère profond (Fig. 7b), et donc proches de l'équilibre avec les minéralisations, aucune dissolution de ces sulfures ne peut plus survenir. A l'issue de la période de rinçage de l'eau initiale de remplissage, les eaux émises à l'exutoire peuvent donc retrouver une qualité satisfaisante.

On retiendra donc l'intérêt de prévenir autant que possible les apports d'eau oxydante d'origine superficielle

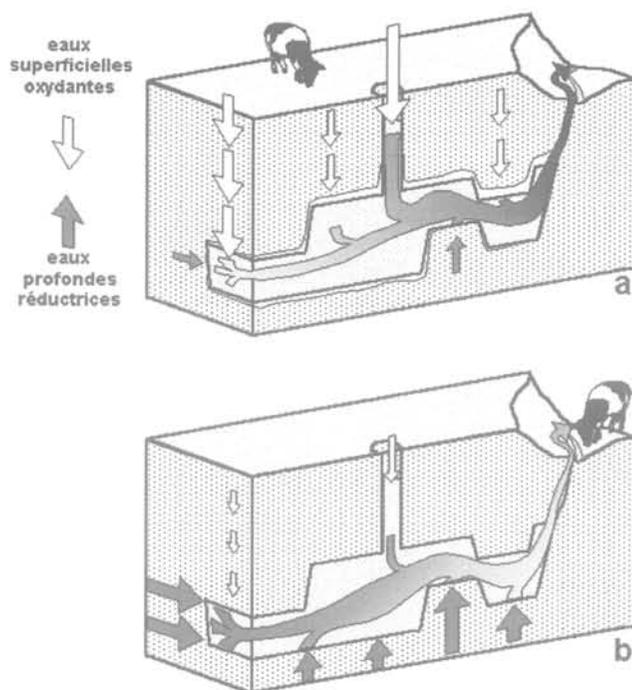


FIG. 7 Deux modèles possibles du fonctionnement d'une mine après abandon. (a) Alimentation par des eaux superficielles agressives vis-à-vis des minéralisations, des concentrations élevées en métaux sont observées à l'exutoire. (b) Alimentation profonde par des eaux non agressives.

cielle par serrage de toutes les cheminées ou ouvrages débouchant au jour, et d'isoler là aussi les quartiers profonds minéralisés.

La présence de minéralisations résiduelles sulfurées au-dessus du niveau final de ré-ennoyage, donc en conditions désaturées et oxydantes, constitue de plus un facteur très aggravant à terme. Elle doit donc être évitée autant que possible ou, à défaut, faire l'objet de traitements spécifiques (protection vis-à-vis des circulations descendantes, isolement, colmatages, etc.).

Certaines des dispositions de gestion des eaux évoquées ci-dessus peuvent être prises à titre curatif, mais elles seront d'autant plus efficaces qu'elles auront été envisagées et mises en œuvre de manière précoce, particulièrement avant le début du ré-ennoyage des ouvrages.

L'après-mine est devenu une préoccupation environnementale et économique importante pour les exploitants. Face à ce problème délicat, des pistes de réflexion et d'estimation se dégagent peu à peu et montrent qu'il n'est jamais trop tôt pour réfléchir et acquérir les informations utiles à une bonne politique de fermeture, tant sur le plan environnemental proprement dit, que sur le plan économique.

- Bethke C. – *Geochemical reaction modeling. Concepts and applications.* Oxford Univ. Press, New York, 1996, 397 p.
- Bethke C.M., van der Lee J., Schmitt J.M. – The chemistry beneath our feet – Modeling reacting flow in the Earth's crust. In *Scientific bridges to 2000 and beyond.* Académies des Sciences, Ed. Technique et documentation, Paris, 1999, p. 1-11.
- Combes P., Ledoux E., Schmitt J.M. – *Étude de la qualité des eaux dans le secteur de la mine des Malines (Gard).* Rapport Armines LHM/RD/94/31, 1994, 18 p + 1 volume d'annexes.
- Combes P., Schmitt J.M., Ledoux E. – *Étude de la qualité des eaux. Région de Saint-Laurent-le-Minier (Gard).* Rapport Armines LHM/RD/94/59, 1994, 25 p + annexes.
- Combes P., Schmitt J.-M., Ledoux E. – *Évolution de la qualité des eaux au voisinage de la mine de Largentière (Ardèche). Synthèse et interprétation.* Rapport Armines, LHM/RD/96/12, 1996, 29 p + annexes.
- Ledoux E., Combes P., Schmitt J.M. – Évaluation des impacts environnementaux, de la mesure au modèle. *Les Techniques de l'industrie minière* n° 3, 1999, p. 35-45.
- Schmitt J.M. – *Eau et industrie extractive: impacts, prévision et gestion.* *Mines Revue des ingénieurs*, n° 386, 2000, p. 31-36.
- Schmitt J.M., Combes P. – Impact hydrogéologique et géochimique de l'abandon d'une mine métallique. Cas de Largentière (Ardèche, France). *Mines et Carrières*, Les Techniques V, suppl. déc. 1996.



# Suivi des déplacements verticaux par interférométrie radar : exemple de la gare Haussmann-Saint-Lazare (Paris)

**B. FRUNEAU  
J.-P. RUDANT**

Laboratoire  
des géomatériaux  
Institut francilien  
des géosciences  
Université  
de Marne-la-Vallée  
5, bd Descartes  
77454 Marne-la-Vallée  
Cedex 2  
fruneau@univ-mlv.fr  
rudant@univ-mlv.fr

**B. DEFFONTAINES**

École pratique  
des hautes études  
15, bd de la Mer  
35800 Dinard  
deffontaines@ephe.  
sorbonne.fr

**A.-M. PRUNIER-  
LEPARMENTIER**

Inspection générale  
des carrières  
Direction de la voirie  
et des déplacements  
Mairie de Paris  
1, place Denfert-Rochereau  
75014 Paris  
Anne-Marie.  
Leparmentier@mairie-  
paris.fr

## Résumé

Une série d'interférogrammes construits à partir d'images radar ERS-1 et ERS-2 concernant les environs de la gare Saint-Lazare (Paris) nous a permis de mesurer l'extension spatiale et l'amplitude des déformations de surface liées aux pompages nécessaires lors des travaux de réalisation « hors-eau » de la gare souterraine Haussmann-Saint-Lazare du RER E, et d'examiner leur évolution temporelle. Trois phases sont mises en évidence : (1) une subsidence de 1,7 cm au début des pompages (de fin 1993 à mi-1995), (2) une phase de stabilité durant les pompages (entre 1995 et mi-1998), enfin (3) une phase de remontée des terrains (1,6 cm) due à l'arrêt des pompages (à partir de mi-1998). Ces résultats concordent avec les mesures enregistrées par des piézomètres situés autour des pompages ainsi que des données de comparaison de nivellement et des données de terrain.

*Mots-clés* : interférométrie radar, pompage, déplacement topographique vertical, grand chantier souterrain, Paris.

## Monitoring vertical displacement with SAR interferometry : the Haussmann-Saint-Lazare case example

## Abstract

Numerous interferograms were established from SAR images acquired by ERS-1 and ERS-2 satellites on the Saint-Lazare area (Paris city). They are used to determine the spatial extension and the amplitude of the vertical deformations linked to the compulsory water pumping done in order to built in safety conditions the underground Haussman-Saint-Lazare Eole railway station. Three different phases were then highlighted : (1) a maximum of 1.7 cm subsidence after the beginning of the water pumping (from the end of 1993 to mid 1995), (2) a stability phase during the water pumping (between 1995 and mid 1998), at last (3) an uplift phase (1.6 cm) after the end of the water pumping (from mid 1998). These results are coherent with the numerous geological and geotechnical data deduced from the monitoring of the water tables, or the levelling, and the field work done in that area.

*Key words* : radar interferometry, water-pumping, vertical topographic displacement, large underground works, Paris.

## Introduction

Il est bien connu que les pompages en eau sont à l'origine de déformations verticales des terrains superficiels sus-jacents sur quelques centaines de mètres carrés d'extension spatiale. De tels pompages sont nécessaires dans les villes pour la mise hors d'eau de chantiers, pour les caves et parkings inondés, pour les lignes souterraines, les sous-sols des « Grands Magasins »... L'amplitude et l'extension spatiale de ces déformations verticales ne sont cependant pas facilement détectables avec les méthodes d'auscultation classiques (nivellement, géologiques, géotechniques...): leur coût est important, elles nécessitent des analyses comparatives, ne s'adaptent pas toujours très bien aux obstacles urbains et ne donnent que des résultats locaux.

La nouvelle technique d'interférométrie différentielle radar permet d'éviter certains de ces problèmes. Elle permet de détecter et mesurer de faibles déformations de surface, et d'obtenir ainsi des champs de déformations continus. L'interférométrie différentielle est utilisée depuis de nombreuses années pour un grand nombre d'applications géophysiques (Massonnet et Feigl, 1998), incluant des subsidences de terrains, et en particulier, plus récemment, des subsidences en zone urbaine (Fielding *et al.*, 1998; Amelung *et al.*, 1999; Fruneau et Sarti, 2000; Tesauro *et al.*, 2000; Hoffmann *et al.*, 2001). Cette méthode requiert l'utilisation d'images de radar à synthèse d'ouverture acquises sur une même zone à différentes dates, qui sont combinées par deux pour construire des cartes de déformations. L'avantage d'étudier de larges zones urbaines comme Paris est que la cohérence y est préservée sur de longues durées, permettant ainsi de surveiller des mouvements lents. Le problème principal rencontré dans les villes est dû aux variations de conditions atmosphériques entre les deux acquisitions d'images utilisées pour former un interférogramme, ce qui peut introduire des artefacts importants sur l'interférogramme résultant (Goldstein, 1995; Zebker *et al.*, 1997; Hanssen *et al.*, 1999). Un calcul de corrélation d'interférogrammes indépendants peut cependant être utilisé et permet parfois d'éviter cette difficulté (Fruneau et Sarti, 2000).

Nous nous focalisons ici sur la ville de Paris, en particulier sur la zone de la gare Saint-Lazare. Ce secteur a fait l'objet de pompages, nécessaires lors des travaux de réalisation « hors-eau » de la gare souterraine Haussmann-Saint-Lazare du RER E, et qui ont entraîné un faible tassement des terrains sus-jacents. Notre précédente étude nous avait permis de détecter une zone de subsidence près de la station (Fruneau et Sarti, 2000). Nous montrons ici que l'interférométrie différentielle radar permet de suivre l'évolution temporelle des déplacements verticaux sur cette zone, et permet de distinguer trois phases principales, à savoir une subsidence, suivie d'une phase de stabilité, puis une remontée, mouvements directement liés à l'activité des pompages sur cette zone. La remontée des terrains a également été observée par interférométrie par Le Mouélic (Le Mouélic *et al.*, 2002) et Fruneau (Fruneau *et al.*, 2002a et b).

Après une brève présentation géologique, hydrogéologique et géotechnique de la zone d'étude, nous décrirons les résultats obtenus à partir des différents interférogrammes, résultats qui sont en accord avec les

mesures piézométriques fournies par les piézomètres de l'Inspection Générale des Carrières et de la SNCF, situés autour de la zone de pompages.

## Cadre géologique, géotechnique et hydrogéologique de la ville de Paris

### Contexte géographique, géologique et hydrogéologique

La colonne lithologique affectée par les pompages souterrains est composée de dépôts sédimentaires Eocène et actuels, décrits ci-dessous de bas en haut. Tout d'abord les sables Yprésiens sont caractérisés par un aquifère d'une forte perméabilité uniforme (Diffre, 1969; Leparmentier, 1988). Les argiles de Laon et la base indurée des calcaires grossiers assurent une transition faiblement perméable avec les calcaires grossiers lutétiens perméables en grand qui contiennent la nappe lutétienne. Au-dessus, les formations faiblement perméables des marnes et caillasses consistent en une alternance de minces couches de calcaires et de marnes où localement, dans le Nord de Paris, d'importants bancs de gypse sont visibles (de 2 à 20 m d'épaisseur). Ces derniers ont des épaisseurs très variables dépendant de plusieurs processus: les conditions de dépôts, l'altération, les percolations et l'érosion post-dépôt. Les sables de Beauchamp, comme leur nom ne le montre pas, sont des sables très argileux à la base et, au milieu de leur épaisseur, forment un écran argileux de faible perméabilité, qui sert de mur à la nappe bartonienne. Le calcaire de Saint-Ouen sus-jacent correspond à un calcaire bartonien syn-tectonique (épaisseur de 1,5 m sur l'anticlinal de Meudon et proche de 18 m dans le synclinal de Seine (fosse de Saint-Denis, au nord de Paris). Comme le Lutétien, le calcaire de Saint-Ouen présente surtout une perméabilité de fracture. Finalement, le sommet de la colonne litho-stratigraphique est composé d'une couverture d'alluvions anciennes (2-3 m d'épaisseur) à moderne (2-3 m), de colluvions et de remblais (environ 5 m d'épaisseur). La nappe alluviale est hétérogène et en liaison directe mais lointaine avec la Seine. La présence d'un aquifère multicouche et de phénomènes karstiques liés à la présence de gypse et de carbonates a des effets importants sur les travaux géotechniques à Paris.

### Caractéristiques structurales des terrains

La ville de Paris est localisée à l'intersection des deux directions structurales varisques majeures (NW-SE et NE-SW) qui affectent à la fois le socle et favorisent la présence de plis de faibles longueurs d'onde dans la couverture sus-jacente (Prunier Leparmentier, 1988; Obert *et al.*, 1997). Ces plis correspondent à la réactivation d'anciennes structures hercyniennes lors des épisodes compressifs alpins et pyrénéens et de l'extension ouest européenne Oligocène. Si les plis majeurs sont

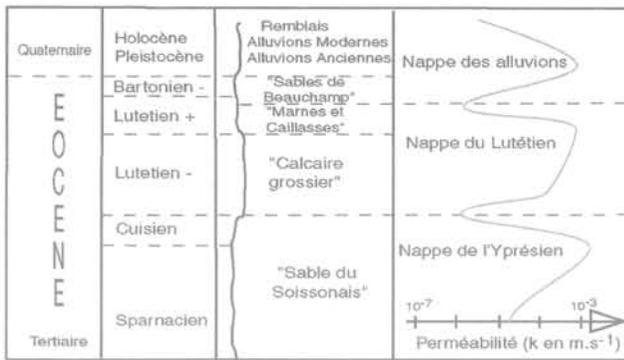


FIG 1. Colonne lithostratigraphique et perméabilité des terrains au NE de Paris (modifiés d'après Diffre, 1969 et Prunier-Leparmentier, 1988). Remarquez les aquifères lutétiens et yprésiens dans lesquels sont effectués les pompages pour construire la gare souterraine.

orientés NW-SE et présentent une amplitude d'une centaine de mètres (par exemple le sommet du « calcaire grossier » est à 80 m NGF à l'axe de l'anticlinal de Meudon alors qu'il est à - 30 m NGF dans la fosse de Saint-Denis), ils sont « gauffrés » suivant des directions E-W à N-S. Des fractures d'extrados et de nombreuses failles décrochantes conjuguées et normales affectent ces plissements (Gely *et al.*, 1986). Par conséquent les environs de Paris présentent un réseau de plis complexes appelé parfois structure en boîte à œuf.

## 2.3

### Caractéristiques de site urbain

Les Grands Magasins, l'Opéra (palais Garnier), et les parkings souterrains effectuent des pompages quotidiens afin d'éviter les entrées d'eau qui affectent l'allure générale de la nappe phréatique et des autres nappes superficielles. Par ailleurs, la réalisation d'importants ouvrages souterrains nécessite la mise hors eau du chantier durant la période des travaux (par ex. : 14 mois pour la construction du centre PIT Murat, et plus longtemps pour la construction de l'Opéra Bastille...).

Ce papier se focalise sur les variations topographiques induites par la construction de la station Haussmann-Saint-Lazare du RER E. Les pompages importants ont débuté en 1993, ont été stables pendant les travaux, puis ont diminué mi-1997 pour s'arrêter définitivement mi-1998. Nous ne discuterons pas ici des procédures de relaxation et des effets possibles de la karstification de gypse due à ces pompages, mais établissons l'extension spatiale et l'amplitude des déformations, afin de montrer l'opérationnalité de la méthode interférométrique pour le suivi de chantier en zone urbaine.

## 3

### Interférométrie radar

Nous avons utilisé des images radar acquises par les satellites ERS-1 et ERS-2 entre 1993 et 1999, et avons construit plus de quarante interférogrammes. La contribution topographique dans ces différents interférogrammes a été éliminée à l'aide d'un MNT au pas de 25 m fourni par l'IGN. Les couples interféromé-

triques ont été sélectionnés en fonction de leur ligne de base perpendiculaire, qui doit être aussi faible que possible pour éviter les effets topographiques résiduels, ainsi que la perte de cohérence géométrique : tous ces couples ont une excellente ligne de base (inférieure à 100 m). Les paires ont également été choisies selon la période qu'elles couvrent, ceci afin d'examiner les différentes caractéristiques temporelles des déplacements.

Les acquisitions d'ERS-1 et ERS-2 permettent une bonne couverture temporelle des travaux de construction, excepté durant la période de subsidence : aucune image n'est disponible entre novembre 1993 et avril 1995, lorsque les pompages débutent, il est donc impossible de détecter avec précision le début du phénomène de subsidence.

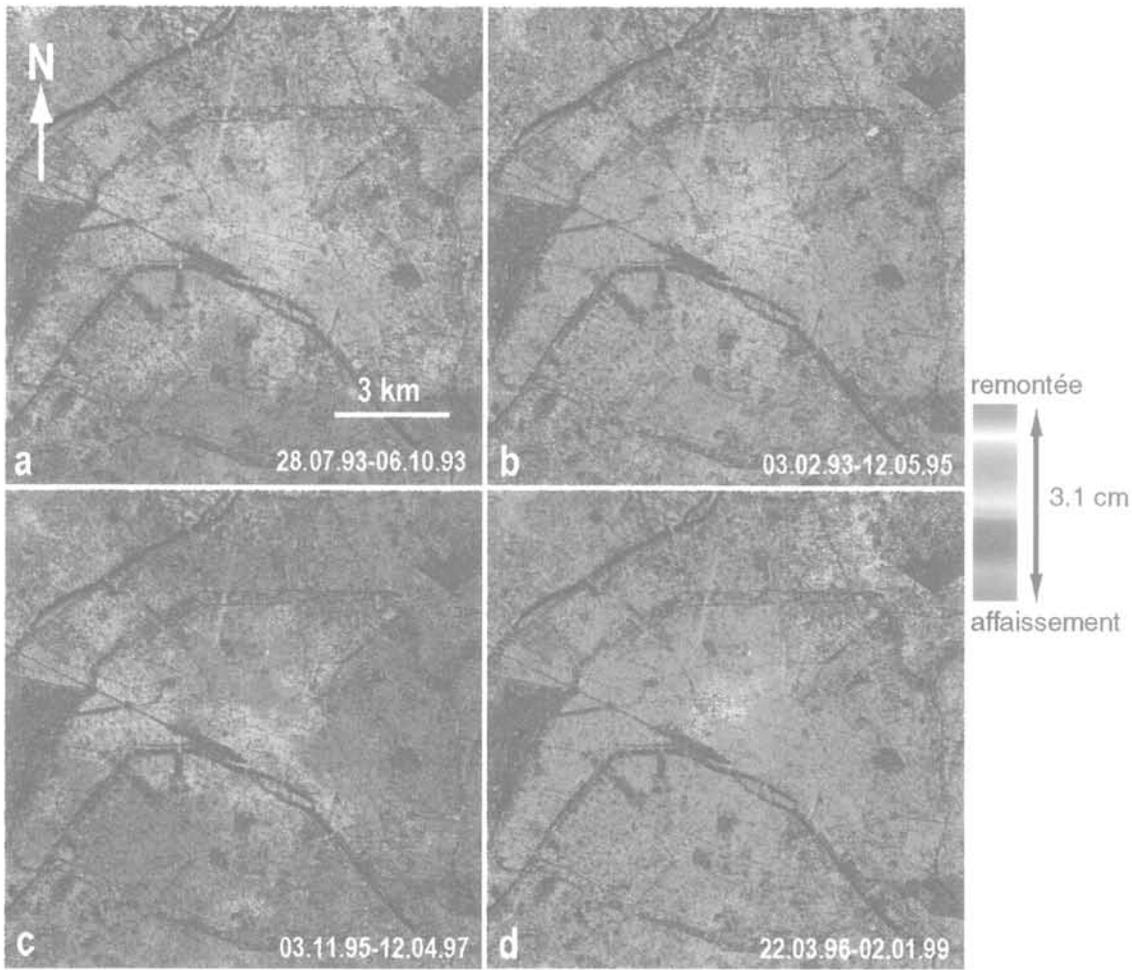
Une des limitations principales de la méthode interférométrique provient de la variation des conditions atmosphériques entre les acquisitions d'images, qui peuvent introduire de larges variations de phase dans les interférogrammes résultants, et peuvent être faussement interprétées comme de la déformation. Nous avons montré dans une précédente étude que la corrélation d'interférogrammes indépendants permettait d'éviter ce problème (Fruneau et Sarti, 2000). Nous devons choisir deux paires d'interférogrammes couvrant une même période (ou contenant les mêmes déplacements), mais n'ayant aucune date d'acquisition commune. En les corrélant, on peut alors séparer les artefacts atmosphériques de la déformation : seule la déformation, commune aux deux interférogrammes donnera un taux de corrélation important, tandis que les artefacts atmosphériques, en supposant que l'atmosphère soit statistiquement aléatoire d'une date à l'autre, ne donneront que des valeurs faibles de corrélation.

Grâce au nombre important d'images disponibles sur Paris, nous avons ici la possibilité d'éliminer les couples avec des artefacts troposphériques importants, facilement identifiables par leurs motifs caractéristiques, et ne conserver que ceux contenant peu d'artefacts. Pour ces interférogrammes, nous n'avons donc pas besoin d'effectuer des corrélations. Par ailleurs, nous avons la possibilité de réduire les distorsions atmosphériques en additionnant les interférogrammes indépendants, en en faisant la moyenne. Le bruit sur la phase est alors réduit d'un facteur  $\sqrt{N}$ ,  $N$  étant le nombre d'interférogrammes sommés (Williams *et al.*, 1998).

## 4

### Résultats : déplacements détectés sur la zone de pompages

Les interférogrammes différentiels ont été calculés pour quatre périodes. La figure 2 donne un exemple de quatre interférogrammes différentiels correspondant à ces périodes. Le premier (Fig. 2a) correspond à la période de stabilité du sol parisien, avant que les pompages ne commencent : aucun signal significatif ne peut être observé. Sur le second (Fig. 2b), on peut facilement détecter une tache bleue localisée près de la gare Saint-Lazare. L'interférogramme correspondant à la période de pompage et donc pendant les travaux de constructions d'Éole (Fig. 2c) ne montre à nouveau aucune variation de phase, confirmant ainsi qu'aucune déformation de surface n'a eu lieu durant cette période. Le dernier (Fig. 2d) révèle une tache rouge, à l'endroit même où



**FIG 2.** Interférogrammes différentiels couvrant quatre périodes différentes. Les dates des images radar sont indiquées. Un cycle complet de couleur correspond à 3,1 cm de déplacement vertical. (a) Aucune déformation n'est visible avant les travaux de constructions. (b) Interférogramme différentiel couvrant la période 1993-1995 faisant apparaître des déformations au début des travaux. (c) Interférogramme différentiel montrant une période de stabilité durant les pompages et les travaux. (d) Interférogramme différentiel montrant une remontée due à la fin des travaux et la lente recharge des nappes.

nous avons observé la tache bleue, et indique cette fois une remontée du sol aux environs de la gare Haussmann-Saint-Lazare, dont la construction est achevée. Le sens de variation de la phase (une augmentation ou une diminution vers le centre de la zone concernée) nous renseigne sur le type de déformation : on peut ainsi discriminer une subsidence d'une remontée.

Nous avons construit un interférogramme représentant le déplacement vertical total de la subsidence en faisant la somme de quatre interférogrammes indépendants qui présentaient déjà des artefacts atmosphériques de faible amplitude, ceci afin de réduire le niveau de bruit atmosphérique. Celui-ci est donné en figure 3a. La même opération est effectuée pour la remontée : la figure 3b présente des franges associées cette fois à la surrection verticale de la surface pendant la recharge en eau.

L'étendue spatiale et l'ampleur de ces phénomènes peuvent être déterminées grâce aux cartes de déplacements qui ont été construites. Dans chacun de ces cas, les quatre interférogrammes ont été déroulés, en convertissant l'information de phase en déplacement vertical, puis moyennés.

Chaque frange (cycle complet de couleur) dans un interférogramme différentiel représente en effet 28 mm de déplacement le long de la ligne de visée du radar, soit 31 mm de déplacement vertical (nous faisons ici l'hypothèse que les déplacements sont purement verticaux).

Concernant l'étendue spatiale, on peut remarquer que la subsidence couvre une zone d'environ 800 m de large sur 1 200 m de long, alors que la remontée concerne une zone un peu plus importante de 1 800 m sur 2 500 m. La forme générale de la zone de déformation est une ellipse d'axe WSW-ENE. La zone de déformation maximale est formée de deux pseudos ellipses plus particulièrement visibles sur la carte de remontée : l'une est allongée, orientée NNW-SSE. L'autre, plus petite, est située plus à l'est.

L'amplitude des déplacements peut être obtenue à partir de différents profils. Différentes sections ont été considérées pour la subsidence et la remontée, dans la mesure où la forme de la déformation n'est pas exactement la même pour les deux. L'amplitude maximale atteinte pour la subsidence est de 1,7 cm, elle est de l'ordre de 1,6 cm pour la remontée. La comparaison de ces amplitudes nous montre que le

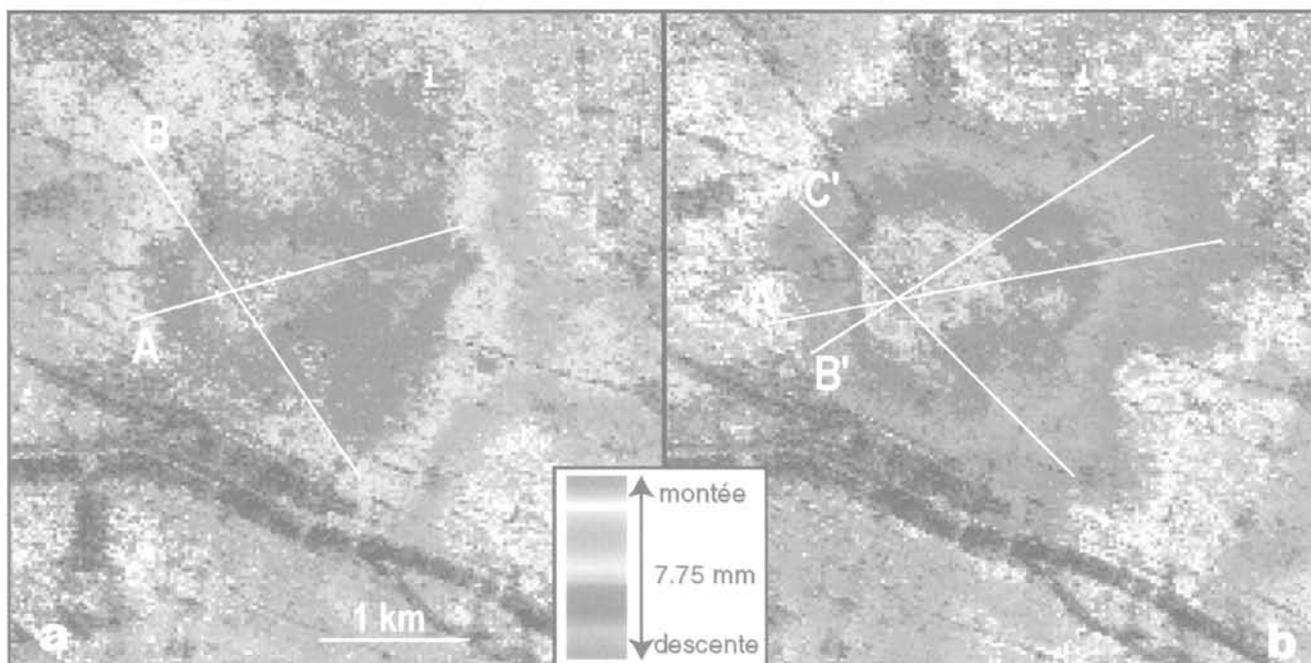


FIG 3. (a) Somme de quatre interférogrammes pour la subsidence : 03.02.93-12.05.95, 06.10.93-22.07.95, 28.07.93-10.08.96, et 10.03.93-16.05.95. (b) Somme de quatre interférogrammes pour la remontée : 22.03.96-02.01.99, 16.02.96-17.04.99, 14.09.96-13.03.99, et 01.02.97-26.06.99. Une frange correspond ici à 7,75 mm (3,1 cm/4) de déplacement vertical. Les lignes blanches indiquent la position des profils dessinés en figure 5.

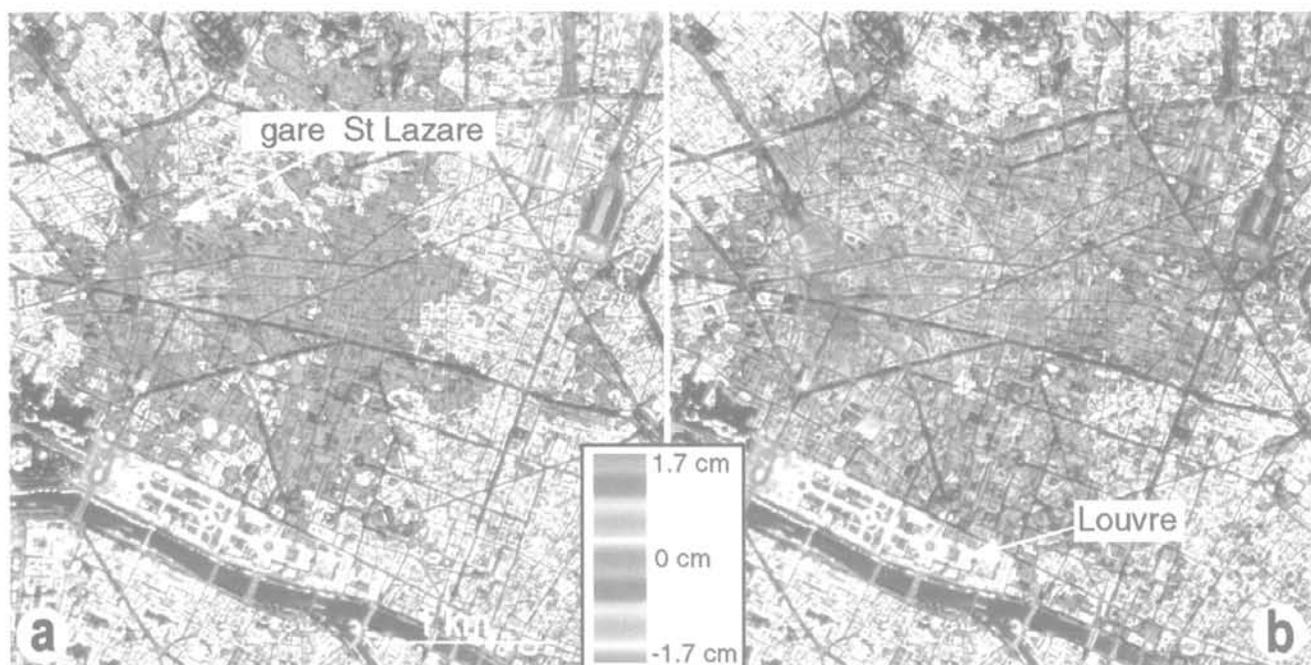


FIG 4. (a) Carte de subsidence totale due au début des pompages en eau. Composition Intensité Teinte Saturation utilisant une photo aérienne de Paris de l'IGN (©IGN Paris 2001. Poster Paris ISSN BD Ortho®). (b) Carte de la remontée totale due à la fin des pompages et la lente recharge de la nappe (même composition ITS).

phénomène de remontée du sol compense celui de la subsidence, et montre ainsi la réversibilité de ces déformations.

Comme cela a été mentionné précédemment, aucune analyse précise de la subsidence ne peut être menée, en raison de l'absence de données en 1994.

En revanche, concernant la période de remontée, nous pouvons examiner, dans la mesure du possible,

mois par mois l'évolution des déformations liées à la recharge en eau, en utilisant tous les couples disponibles durant la période juillet 1997-novembre 1999.

Il apparaît que la remontée s'effectue en deux phases, avec des zones différentes atteintes successivement. Malgré la présence de bulles aisément attribuables aux perturbations atmosphériques, l'interférogramme mai 1996-novembre 1997 ne montre qu'un très

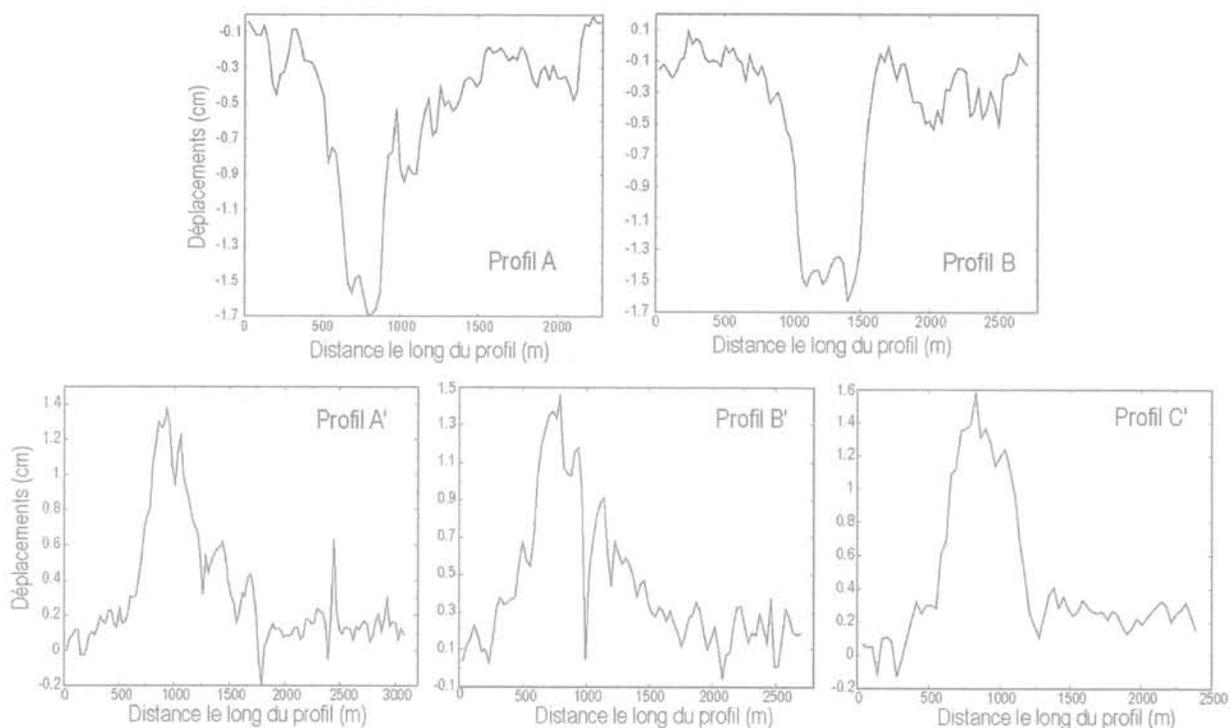


FIG 5. Tracés des différents profils (A et B pour la subsidence, et A', B', et C' pour la remontée, voir localisation précise en figure 3).

faible signal sur la zone d'intérêt, signal visible à partir de juillet 1997 (interférogramme janvier 1996-juillet 1997). Un signal significatif apparaît sur l'interférogramme de septembre 1996-janvier 1998, et croît sur celui de juillet 1995-février 1998 : cela indique que la remontée a débuté entre novembre 1997 et janvier 1998, ce qui est cohérent avec les mesures piézométriques. L'étendue de ces déformations demeure modeste, et localisée au-dessus de la zone de pompages. Ce signal de déformation semble stable jusqu'en juillet 1998, puis se propage vers le sud-ouest : on observe une remontée rapide, entre juillet 1998 et août 1998 d'une zone centrée approximativement à l'intersection de la rue Tronchet et de la rue des Mathurins, et qui dessine la figure géométrique sous-jacente à la remontée, à savoir une ellipse allongée orientée NNW-SSE. La surface de remontée augmente encore ensuite faiblement jusqu'en octobre 1998 : sur l'interférogramme janvier 1996-octobre 1998 l'extension des déplacements semble avoir atteint sa valeur finale, elle correspond à celle observée précédemment en figure 4b.

5

## Piézométrie

Le suivi de 87 piézomètres entre novembre 1990 et juin 2000 permet de mettre en évidence les fluctuations des surfaces des nappes des alluvions modernes, du Lutétien et de l'Yprésien pendant toute la durée des travaux. Bien que les pompages SNCF aient été effectués dans la nappe du Cuisien (Yprésien), nous ne disposons que de quatre valeurs de piézomètres du Cuisien. Compte tenu de l'importance du réseau de piézomètres

du lutétien et de l'effet de drainance entre les nappes du Lutétien et de l'Yprésien, l'étude piézométrique est essentiellement effectuée sur le lutétien.

Le graphique de suivi (Fig. 6) indique que la nappe des alluvions ne connaît aucune variation remarquable, cette nappe ne serait pas affectée par les pompages. Au contraire, les nappes du lutétien et de l'Yprésien accusent une très forte baisse (supérieure à -20 m) en mai 1994 et inversement une très forte hausse, d'amplitude similaire, entre mars et juillet 1998.

On peut ainsi définir plusieurs périodes :

- mai 1992-mai 1994 : trois petites variations semi-réversibles de la surface piézométrique ;
- mai 1994-juin 1994 : période de brutale et forte baisse de la surface piézométrique ;
- juin 1994-mars 1998 : période de stabilité ;
- mars 1998-septembre 1998 : période de brutale et forte remontée ;
- septembre 1998-juin 2000 : période de stabilité.

Ces variations sont d'origine anthropique : les variations observées en juillet 1991, juin 1992 et avril 1993 correspondent à des essais de pompages, et les périodes de brusques variations correspondent aux périodes de début et arrêt des pompages inhérents au chantier afin d'abaisser la nappe pour effectuer le gros œuvre à sec.

On note que ces différentes périodes de variations (brusques variations, et stabilité entre juin 1994 et mars 1998) sont sensiblement identiques avec celles observées par interférométrie. Les variations de la piézométrie expliquent donc bien les modifications de la

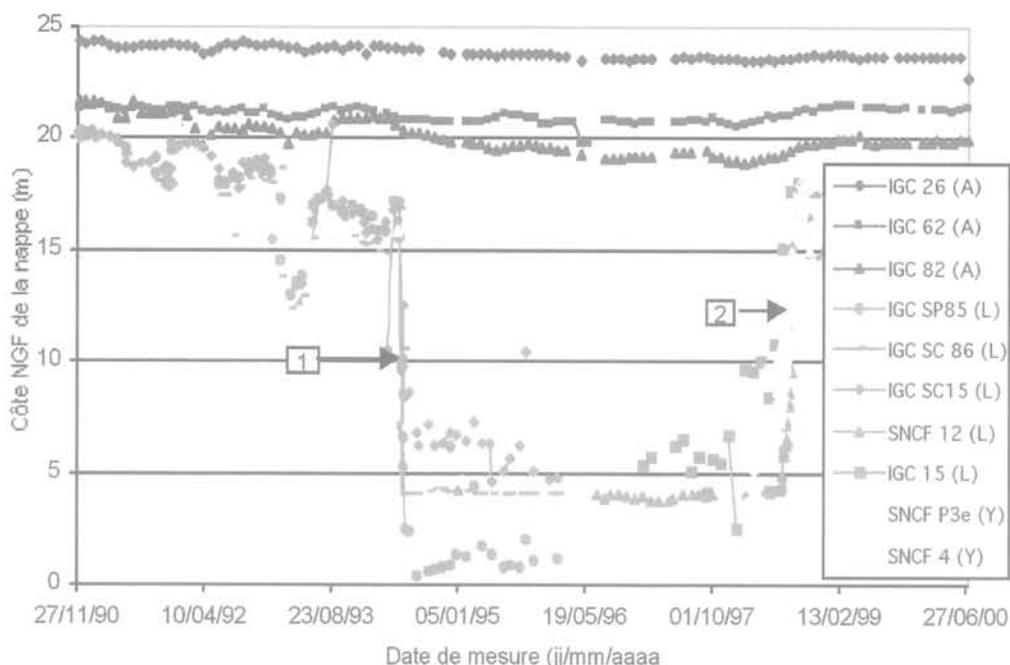


FIG. 6. Suivi piézométrique des aquifères des 8<sup>e</sup> et 9<sup>e</sup> arrondissements : alluvions modernes, Lutétien et Yprésien de novembre 1990 à juin 2000. A : alluvions, L : Lutétien, Y : Yprésien. 1 : mai-juin 1994, 2 : juin-août 1998.

topographie dont le champ de « déformation » est cartographiable par interférométrie radar.

6

## Conclusion

Grâce à l'analyse d'une série d'interférogrammes, nous sommes capables d'enregistrer des faibles déformations du sol dans la ville de Paris dans les deux sens, affaissement et remontée. Nous sommes en mesure de séparer les différentes phases de construction souterraine de la zone Haussmann-St-Lazare-Condorcet entreprise pour le RER E, spécifiquement avant, pendant et après les pompages nécessaires à la mise hors-eau du chantier.

Trois phases sont mises en évidence : 1) une subsidence au début des pompages (de fin 1993 à mi-1995); 2) une phase de stabilité durant les pompages (entre 1995 et fin 1997); enfin 3) une phase de remontée des terrains due à l'arrêt des pompages (à partir de mi-1998). Cette remontée se fait en trois temps : une légère remontée, suivie d'une forte augmentation entre juillet 1998 et août 1998, puis une lente variation jusqu'en novembre 1998. Aucune variation significative n'est enregistrée sur la période avant et après le chantier (1993-1998), ce qui suggère que la surface topographique est revenue à son altitude initiale.

Afin de valider notre approche, nous avons utilisé des mesures piézométriques de l'IGC et de la SNCF, qui confirment les fluctuations des nappes du Lutétien et de l'Yprésien dues aux pompages pendant la période de construction.

Quelques questions subsistent, notamment en ce qui concerne le champ de déplacement observé par interférométrie. Il est oblique à l'orientation est-ouest de la gare et n'est pas centré sur la zone de pompage. Diverses hypothèses sur la géométrie structurale ainsi que l'influence d'autres pompages sous-estimés (station Auber, ligne Météor...) sont évoquées.

L'approche combinée d'interférogrammes, de données géologiques, géophysiques et hydrogéologiques permet de mieux contraindre le champ de déformation engendré par les grands travaux (cartographie et mesure des déplacements) et démontre ainsi l'opérationnalité de cette méthode en contexte urbain.

### REMERCIEMENTS

Cette étude a été menée dans le cadre d'un projet soutenu par le Réseau Terre et Espace (ministère de la Recherche et CNES). Nous remercions l'ESA et le CNES qui nous ont fourni les images radar, ainsi que l'IGN pour le MNT. Nous exprimons nos plus vifs remerciements à l'IGC ainsi qu'à la SNCF, qui a manifesté son intérêt pour nos recherches en nous apportant un concours financier et en alimentant nos hypothèses de ses propres données recueillies pendant la construction du RER E. Merci également à D. Obert.

- Amelung F., Galloway D., Bell J., Zebker H., Laczniak R. – Sensing the ups and downs of Las Vegas: InSAR reveals structural control of land subsidence and aquifer-system deformation. *Geology*, 27, 6, 1999, p. 483-486.
- Diffre P. – *Géologie dynamique – Hydrologie de Paris et sa banlieue*, Thèse de doctorat, Paris, 1969, 345 p.
- Fielding E., Blom R., Goldstein R. – Rapid subsidence over oil fields measured by SAR interferometry. *Geophys. Res. Lett.*, 25, 1998, p. 3215-3218.
- Fruneau B., Sarti F. – Detection of ground subsidence on the city of Paris using radar interferometry: isolation of deformation from atmospheric artifacts using correlation. *Geophys. Res. Lett.*, 27, 2000, p. 3981-3984.
- Fruneau B., Deffontaines B., Rudant J.P. – *Étude des déformations de surface sur la ville de Paris par interférométrie différentielle satellitaire*, Rap. SNCF-UMLV, n° 2, juin 2002 (a), 20 p.
- Fruneau B., Deffontaines B., Rudant J.P. – Mesure de mouvements verticaux de surface en contexte urbain par interférométrie radar. SITEF 2002, RTE, *Espace et Société, Innovations et perspectives*, 23-26 octobre 2002 (b), Toulouse.
- Gely J.P., Mercier S., Obert D. – Plis croisés et fracturation des calcaires lutétiens aux alentours du faubourg Saint-Jacques (Paris). *Bull. Soc. Géol. France*, 23, 4, 1986, p. 11-17.
- Goldstein R. – Atmospheric limitations to repeat-track radar interferometry. *Geophys. Res. Lett.*, 22, 1995, p. 2517-2520.
- Hanssen R.F., Weckwerth T.M., Zebker H.A., Klees R. – High-resolution water vapor mapping from interferometric radar measurements. *Science*, 283, 1999, p. 1297-1299.
- Hoffman J., Zebker H.A., Galloway D.L., Amelung F. – Seasonal subsidence and rebound in Las Vegas Valley, Nevada, observed by synthetic aperture radar interferometry. *Water Resour. Res.*, 37, 2001, p. 1551-1566.
- Le Mouélic S., Raucoles D., Carnec C., King C. – A ground uplift in the city of Paris (France) detected by satellite radar interferometry. *Geophys. Res. Lett.*, 29, 2002, p. 1853-1856.
- Massonnet D., Feigl K. – Radar interferometry and its application to changes in the Earth's surface. *Rev. Geophys.*, 36, 4, 1998, p. 441-500.
- Obert D., Deffontaines B., Gely J.P., Joly M., Lacombe O., Lorenz J., Pomerol C. – Tectonique plicative de couverture dans le Lutétien supérieur de la vallée de l'Eure: indice d'un accident profond. *Bull. Inf. Géol. Bass. Paris*, 34, 2, 1997, p. 13-18.
- Prunier-Leparmentier A.M. – *Les problèmes géologiques et géotechniques de la ville de Paris*. Thèse de doctorat de l'École nationale supérieure des mines de Paris, 1998, 244 p.
- Tesauro M., Berardino P., Lanari R., Sansosti E., Fornaro F. – Urban subsidence inside the city of Napoli (Italy) observed by satellite radar interferometry. *Geophys. Res. Lett.*, 27, 2000, p. 1961-1964.
- Williams S., Bock Y., Peng F. – Integrated satellite interferometry: Tropospheric noise, GPS estimates and implications for interferometric synthetic aperture radar products. *J. Geophys. Res.*, 103, 1998, p. 27051-27067.
- Zebker H.A., Rosen P.A., Hensley S. – Atmospheric effects in interferometric synthetic aperture radar surface deformation and topographic maps. *J. Geophys. Res.*, 102, 1997, p. 7547-7563.

# Contribution de la méthode ELECTRE TRI à la hiérarchisation de zones à risque induit par la présence d'ouvrages miniers abandonnés. Application au bassin ferrifère lorrain

**M. MERAD  
B. ROY**

LAMSADE  
Laboratoire d'analyse  
et modélisation de systèmes  
pour l'aide à la décision  
UMR 7024  
Université  
de Paris IX-Dauphine  
75775 Paris Cedex  
myriam.merad@ineris.fr

**T. VERDEL**

LAEGO  
Laboratoire Environnement,  
Géomécanique et Ouvrages  
École des mines de Nancy  
54000 Nancy  
thierry.verdel@mines.inpl-  
nancy.fr

**S. KOUNIALI**

INERIS, Institut national  
de l'environnement  
industriel et des risques  
Parc technologique  
Alata BP 2  
60550 Verneuil-en-Halatte  
samy.kouniali@ineris.fr

## Résumé

Une méthodologie de gestion à long terme du risque d'effondrement minier sous bâti et infrastructures est proposée pour répondre aux besoins liés à l'arrêt de l'exploitation minière dans la région lorraine. Elle repose sur la gestion et l'exploitation de données fournies par un système d'information géographique, mis en place à cet effet, et conduit à l'élaboration d'une cartographie du risque d'effondrement minier, s'appuyant sur la méthodologie d'aide multicritère à la décision ELECTRE TRI. Chacune des quatre classes de risque prédéfinies renvoie à la mise en place de dispositifs de surveillance appropriés, classes auxquelles sont affectées les zones étudiées.

*Mots-clés* : risque, affaissement, incertitudes, multicritère, ELECTRE TRI.

## Contribution of the ELECTRE TRI method for the hierarchization of zones at risk due to abandoned underground mining works. Application to the Lorraine iron basin (France)

## Abstract

The end of mining operations in the Lorraine region raises the problem of post mining management. A methodology for the long-term management of mining subsidence under buildings and infrastructure is therefore proposed. This methodology is based on the management and use of data provided by the geographical information system set up for this purpose and for the risk-mapping. It is based on a multi-criteria decision methodology ELECTRE TRI, with a view to setting up adequate monitoring systems.

*Key words* : risk, collapse, uncertainty, multiple criteria, ELECTRE TRI.

## Introduction

Les affaissements miniers survenus récemment en Lorraine, à l'aplomb de mines de fer abandonnées, ont causé d'importants dommages aux bâtiments et infrastructures de surface (Homand *et al.*, 2001 ; Deck *et al.*, 2003). Ils ont conduit à une prise de conscience collective de la gravité des problèmes humains, techniques, et financiers liés à l'après-mine (Cour des comptes, 2000). Cette prise de conscience a donné naissance à un pôle d'appui à l'administration du nom de GEODERIS<sup>1</sup> et à un groupement de recherche dénommé GISOS<sup>2</sup> constitué par l'INERIS, le BRGM, l'INPL<sup>3</sup> à travers le LAEGO et l'École des mines de Paris.

D'une superficie d'environ 1 800 km<sup>2</sup>, le bassin ferrifère lorrain a été exploité pendant près d'un siècle (Varoquaux, 1995) et jusqu'en 1997 en employant la méthode des chambres et piliers qui permet le maintien des terrains sous les zones urbanisées. La défaillance de cette stratégie technique de protection nécessite la mise en place d'une stratégie managériale de prévention basée sur l'analyse de risque.

Dans la terminologie habituelle, le *risque* naît de la rencontre d'un *aléa* et d'*enjeux*. Il est généralement défini comme l'estimation des dommages résultant de l'occurrence d'un événement au cours d'une période donnée sur un site donné. Il prend généralement la forme de la combinaison multiplicative Aléa & Vulnérabilité (Varnes, 1984 ; UN, 1992 ; MATE, 1997).

En France, des progrès importants ont été entrepris dans la maîtrise des risques engendrés par les mouvements de terrain grâce à une politique d'élaboration des « plans de prévention des risques » (PPR) (MATE, 1997 ; 1999). Cependant, alors qu'ils sont de plus en plus souvent disponibles dans des zones de carrières (Didier, 1999), les PPR sont encore en projet pour les zones minières. De larges étendues sous-minées, à l'aplomb de zones bâties ou d'infrastructures, doivent pourtant faire l'objet d'un affichage du risque. Jusqu'à présent, les cartographies de risque sont rares à cause de la difficulté d'évaluation quantitative de l'aléa et surtout des dommages prévisibles, mais aussi du fait de la nécessité de faire appel, pour ces évaluations, à des connaissances très variées issues de disciplines différentes (Wu *et al.*, 1996 ; Soeters et Van Westen, 1996).

Issues des méthodes d'aide à la décision, les méthodes ELECTRE (Roy, 1985) permettent de résoudre en partie ces difficultés. Nous présentons ainsi, dans le contexte des risques liés aux affaissements miniers, une méthodologie de hiérarchisation de zones à risque, s'appuyant sur la méthode d'aide multicritère à la décision ELECTRE TRI (Roy et Bouyssou, 1992 ; Yu, 1992). Cette méthodologie a pour but d'affecter les zones concernées à l'une des quatre classes de risque définies par un groupe d'experts, auxquelles correspondent des dispositifs différents à mettre en place pour la surveillance de ces zones (Homand *et al.*, 2001).

Nous présentons dans un premier temps la procédure de sélection des zones étudiées et les critères rete-

nus pour la hiérarchisation de ces zones. Puis, nous explicitons le principe de la hiérarchisation basé sur la méthode ELECTRE TRI. Enfin, nous illustrons le déroulement de la méthode sur un échantillon de 10 zones.

## Zones à risques et critères de hiérarchisation

Le bassin ferrifère lorrain a fait l'objet d'un vaste travail d'archivage aboutissant à la mise au point d'un système d'informations géographiques (SIG) (Homand *et al.*, 2001). Le choix des zones à classer en fonction du risque a fait l'objet d'une procédure de sélection préalable présentée en figure 1 à partir des informations contenues dans le SIG.

Les données disponibles pour chaque zone sont soit quantitatives (taux de défrètement, profondeur, sollicitation, ouverture...) soit qualitatives (présence de faille, nature de l'intercalaire...). Ces données servent, d'une part, à l'identification de zones dites homogènes (présentant des caractéristiques constantes dans leur périmètre) et, d'autre part, à la sélection des zones dites à risque (présentant une prédisposition à l'occurrence d'un effondrement à l'aplomb de structures ou d'infrastructures de surface).

Du fait de l'étendue importante du bassin étudié et des objectifs de la cartographie du risque, les données pertinentes sont synthétisées à travers une famille de critères pouvant être renseignés sur chaque zone retenue pour l'étude de hiérarchisation. Le risque d'effondrement minier peut donc être représenté sous une forme *multicritère*. Ces critères (Tableau I), issus d'une réflexion menée sous le contrôle d'un comité d'experts, ont été regroupés sous deux rubriques principales caractérisant d'une part la « prédisposition à la rupture de l'ouvrage minier » et d'autre part la « sensibilité de la surface » (Merad, 2000). La prédisposition à la rupture fournit une estimation de la probabilité de rupture tandis que la sensibilité de la surface regroupe d'une part une estimation de l'intensité potentielle du mouvement induit en surface par la rupture et d'autre part une estimation de l'importance des enjeux ou des dommages prévisibles (ici dénommés vulnérabilité).

Deux jeux de critères différents ont été utilisés pour distinguer les zones sous bâti des zones sous infrastructures (Tableau I). Si bâti et infrastructures coexistent à la surface d'une zone, on utilisera par précaution le jeu de critères destinés aux zones sous bâti, jugées par convention plus vulnérables que les zones sous infrastructures. Les critères regroupés sous la rubrique *prédisposition à la rupture de l'ouvrage minier* (Tableau I) sont communs aux deux jeux de critères. La distinction vient des critères de *sensibilité de la surface* où, pour les zones sous bâti, les critères concernés sont  $g_{2,1}$  à  $g_{2,4}$  et  $g_{2,5,1}$  et pour les zones sous infrastructures,  $g_{2,1}$  à  $g_{2,4}$  et  $g_{2,5,2}$  à  $g_{2,5,5}$ . Les critères  $g_{1,1}$ ,  $g_{2,1}$ ,  $g_{2,2}$ ,  $g_{2,3}$  et  $g_{2,4}$  sont des critères quantitatifs exprimés dans des unités différentes. Par exemple,  $g_{1,1}$  qui désigne la *sollicitation sur pilier* est estimé en (MPa) et  $g_{2,2}$  qui représente la *profondeur* en (m). Les critères restant sont qualitatifs et à chaque état est attribuée une codification numérique. Ainsi, le critère *superposition des piliers* peut présenter les états suivants : (0) une couche exploitée ; (10) deux couches avec piliers bien superposés ou intercalaire épais ( $\geq 6$  m) ; (40) deux couches avec piliers mal

<sup>1</sup> Groupement d'intérêt public, constitué par l'INERIS et le BRGM.

<sup>2</sup> Groupement de recherche sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains.

<sup>3</sup> Institut national polytechnique de Lorraine.

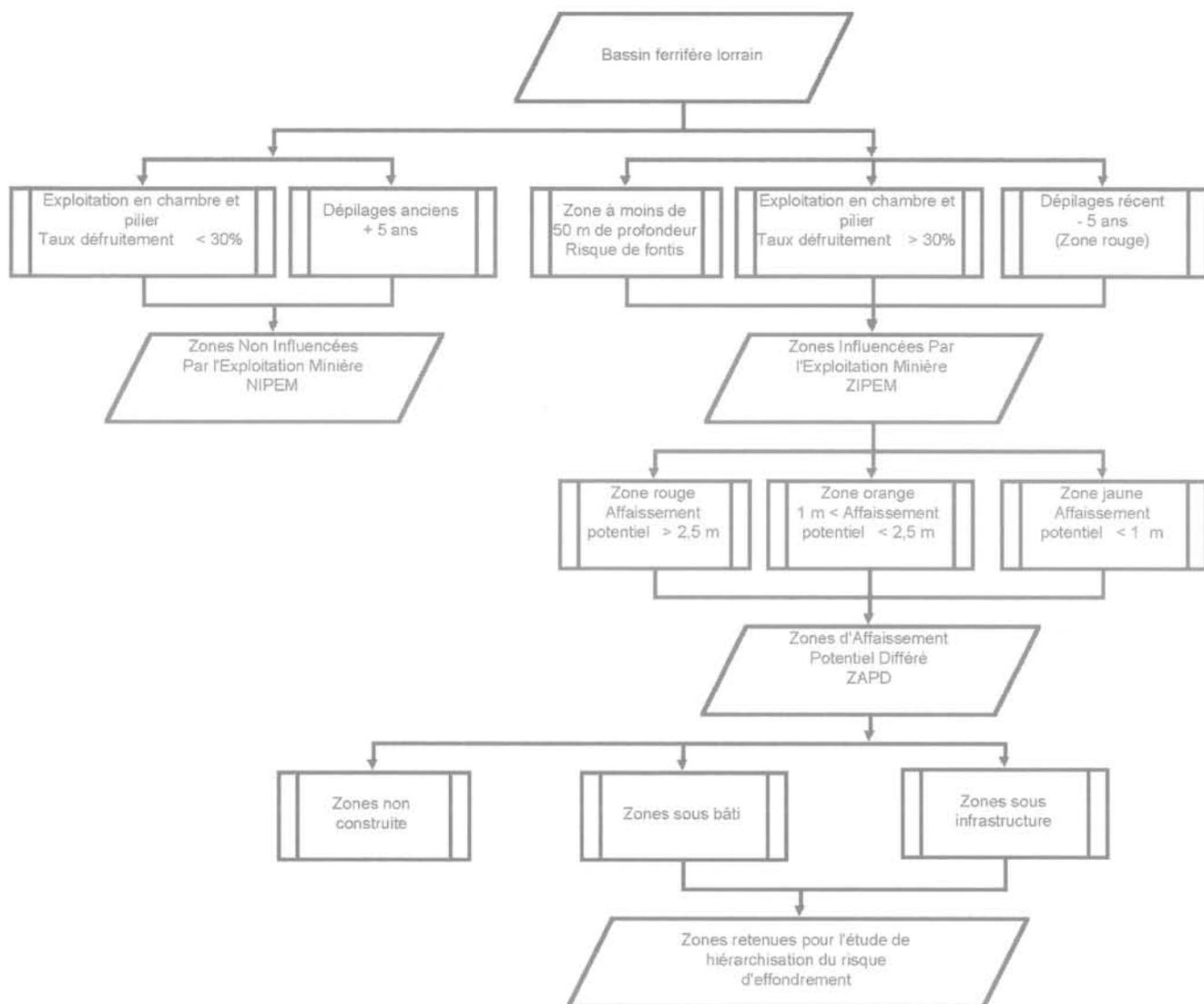


FIG. 1 Procédure de sélection des zones à risque d'effondrement à hiérarchiser.

superposés et intercalaire mince (< 6 m). Le tableau II montre un exemple d'évaluation d'une zone particulière sur l'ensemble des critères. On appelle  $g_j(Z_i)$  la performance de la zone  $Z_i$  sur le critère  $g_j$ .

Le poids des critères  $k_j$  (Tableau I) a été déterminé en présence d'experts et d'utilisateurs du SIG (Merad, 2000). Deux méthodes ont été utilisées pour déterminer des jeux de poids. La première a consisté à réunir le comité d'experts et à le faire débattre sur les critères jusqu'à l'obtention d'un consensus sur les poids respectifs. La deuxième méthode utilisée est celle dite *des cartes* (Roy et Figuera, 2002). Les avantages, non exhaustifs, de cette méthode révisée de Simos (1990a, 1990b) sont d'éviter que des critères soient éliminés en leur attribuant un poids nul et de prendre en compte différentes pondérations dictées par les intérêts et les domaines de compétences de chacun des intervenants.

Il s'agit maintenant de passer, pour chaque zone  $Z_i$ , d'une évaluation partielle du risque, critère par critère, à une évaluation globale du risque.

### 3

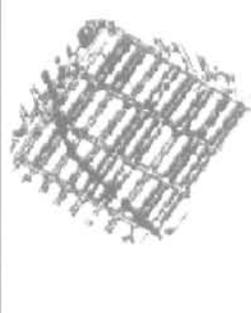
## Méthodologie d'évaluation globale du risque

Parmi les méthodes de type ELECTRE, la méthode ELECTRE TRI (Roy et Bouyssou, 1992) est utilisée pour affecter les zones sélectionnées à l'une des quatre classes de risque d'effondrement préalablement définies par un comité d'experts. Par convention, la classe 1 est la classe correspondant au risque le plus important et la classe 4 celle qui correspond au risque le moins important (Merad, 2000). Dans la méthode ELECTRE TRI, les classes sont séparées par un profil de classe bas,  $Pr_h$  ( $h$  allant de 1 à 3), ayant valeur de zone fictive.  $Pr_h$  représente une norme d'entrée à l'une des classes de risque (Fig. 2). En pratique, les profils  $Pr_h$  ont été identifiés à la suite d'analyses de données sur un échantillon de zones de référence (52 zones sous bâti et 69 zones sous infrastructures) affectées aux quatre classes de risque et validées par un comité d'experts.

TABLEAU I Famille de critères choisie.

N°	Critère	Nature	Unité	Sens de l'accroissement du risque	Poids des critères sous bâti $k_j$	Poids des critères sous infrastructures $k_j$
<b>G1</b>	<b>Prédisposition à la rupture de l'ouvrage minier</b>					
$g_{1,1}$	sollicitation corrigée	Quantitatif	MPa	+	5	5
$g_{1,2}$	présence de faille	Qualitatif	(codage)	+	1	1
$g_{1,3}$	superposition des piliers	Qualitatif	(codage)	+	1	1
$g_{1,4}$	taille et régularité des piliers	Qualitatif	(codage)	+	1	1
$g_{1,5}$	sensibilité à l'ennoyage	Qualitatif	(codage)	+	5	5
<b>G2</b>	<b>Sensibilité de la surface</b>					
$g_{2,1}$	profondeur	Quantitatif	m	-	1	1
$g_{2,2}$	affaissement maximum attendu	Quantitatif	m	+	1	1
$g_{2,3}$	déformation	Quantitatif	mm/m	+	20	20
$g_{2,4}$	étendue de la zone	Quantitatif	hectare	+	1	4
$g_{2,5,1}$	vulnérabilité du bâti	Qualitatif	(codage)	+	10	sans objet
$g_{2,5,2}$	vulnérabilité des routes	Qualitatif	(codage)	+	sans objet	4
$g_{2,5,3}$	vulnérabilité des voies ferrées	Qualitatif	(codage)	+	sans objet	4
$g_{2,5,4}$	vulnérabilité des ouvrages d'art	Qualitatif	(codage)	+	sans objet	4
$g_{2,5,5}$	vulnérabilité des réseaux divers	Qualitatif	(codage)	+	sans objet	2

TABLEAU II Exemple d'évaluation d'une zone Z sur l'ensemble des critères de hiérarchisation.

	Plan de la surface	Formules de calcul	Renseignement des critères
	Etendue de la zone = 2.9 hectares Présence de lotissement, de maisons isolées et d'une route nationale		$g_{2,4}(Z) : 2.9$ hectares $g_{2,5,1}(Z) : 10$
	Plan du fond	Formules de calcul	Renseignement des critères
	Zone défilée à 35 % Profondeur min = 172 m Profondeur max = 177 m Accidents géologiques : non constatés Piliers gros et réguliers Exploitation monocouche en couche grise Présence d'un défilage en bordure Ouverture de 4 m	Sollicitation corrigée : $1.2 \cdot 0.25 \cdot \text{Profondeur max} / (1 - \text{Taux de défilage})$ .  Affaissement maximum attendu : Déduit à partir des courbes d'affaissement.  Déformation maximum : Paramètre $\alpha \cdot \text{Affaissement} / \text{Profondeur}$ . Paramètre $\alpha$ varie entre 0.75 et 1.5	$g_{1,1}(Z) : 8.17$ MPa $g_{1,2}(Z) : 0$ $g_{1,3}(Z) : 0$ $g_{1,4}(Z) : 0$ $g_{1,5}(Z) : 10$ $g_{2,1}(Z) : 172$ m $g_{2,2}(Z) : 0.8$ m $g_{2,3}(Z) : 4.93$ mm/m

Les classes étant nécessairement exclusives et ordonnées (avec la méthode ELECTRE TRI) et la classe 1 étant la plus risquée, le profil  $Pr_1$  présente alors, sur chaque critère, un risque au moins aussi élevé que  $Pr_2$ ;  $Pr_2$  présente de même, sur chaque critère, un risque au moins aussi élevé que  $Pr_3$  (Fig. 3).

L'ensemble des comparaisons, sur chaque critère  $g_j$ , entre l'évaluation d'une zone  $Z_i$  et chaque profil  $Pr_h$  fournit une réponse partielle à l'entrée d'une zone dans

une classe de risque  $h$  (Figs. 2 et 3). Les données étant entachées d'incertitudes, ELECTRE TRI permet de les prendre en compte à travers l'introduction de deux seuils (Roy, 1985 ; Roy et Bouyssou, 1992) : le seuil d'indifférence  $q_j$  et le seuil de préférence  $p_j$ . Ils représentent respectivement la marge d'incertitude minimale et maximale liée à la nature des données et aux calculs à réaliser et sont définis de la manière suivante (Fig. 4) :

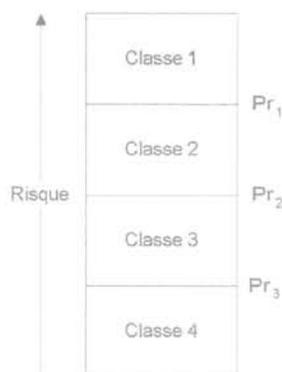


FIG. 2 Quatre classes de risque d'effondrement séparées par trois profils bas  $Pr_h$ .

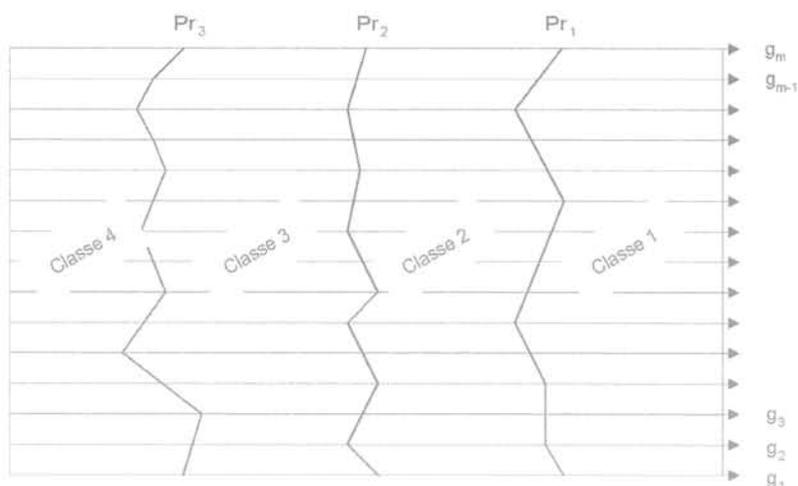


FIG. 3 Position de principe des profils de classe  $Pr_h$  sur chaque critère  $g_j$ .



FIG. 4 Trois situations de comparaison, sur un critère  $j$ , entre une zone  $Z$  et un profil  $Pr$  (S) au moins aussi risqué que, (I) indifférence, (Q) faiblement plus risqué et (P) strictement plus risqué.

– si  $|g_j(Z_i) - g_j(Pr_h)|$  est inférieure à  $q_j$ , on considère que cette différence n'est pas significative et que  $g_j(Z_i)$  et  $g_j(Pr_h)$  sont pratiquement équivalents ; on dira alors que la zone  $Z_i$  et le profil bas de la classe  $h$ ,  $Pr_h$ , sont *indifférents* ( $I_j$ ) du point de vue du critère  $g_j(Z_i, I_j, Pr_h)$  ;

– si  $|g_j(Z_i) - g_j(Pr_h)|$  est supérieure à  $p_j$ , on considère que cette différence est significative ; dans le cas où  $g_j(Z_i)$  est supérieur à  $g_j(Pr_h)$ , on dira que la zone  $Z_i$  est *strictement plus risquée* que le profil bas de la classe  $h$ ,  $Pr_h$ , pour le critère  $g_j(Z_i, P_j, Pr_h)$  ;  $Pr_h$  est *strictement plus risqué* ( $P_j$ ) que  $Z_i$  dans le cas inverse ( $Pr_h, P_j, Z_i$ ) ;

– si le seuil de préférence  $p_j$  n'est pas égal au seuil d'indifférence  $q_j$ , l'intervalle entre ces deux valeurs représente une plage d'ambiguïté dans laquelle le risque est présumé être plus élevé sans que la différence  $|g_j(Z_i) - g_j(Pr_h)|$  puisse être jugée véritablement significative. On dira que la zone  $Z_i$  est *faiblement plus risquée* ( $Q_j$ ) que  $Pr_h$  pour le critère  $g_j(Z_i, Q_j, Pr_h)$  ;  $Pr_h$  est *faiblement plus risqué* que  $Z_i$  dans le cas inverse ( $Pr_h, Q_j, Z_i$ ).

Par convention, si une zone est indifférente à un profil bas d'une classe, la zone est alors affectée à cette classe : on dira que la classe de risque est fermée par le bas (Roy, 2002). De ce fait, si une zone  $Z_i$  présente une évaluation du risque sur chaque critère, comprise entre l'évaluation du risque faite pour  $Pr_h$  et  $Pr_{h-1}$ , alors  $Z_i$  est affectée en classe  $h$ . Ce cas n'est cependant que rarement rencontré.

Deux logiques extrêmes de tri aux classes de risque sont alors possibles : soit  $Z_i$  est affectée dans la classe

la plus basse rencontrée sur un critère, soit  $Z_i$  est affectée dans la classe la plus haute rencontrée sur un critère. Ces deux logiques impliquent un principe de prudence qui est, dans le premier cas, minimum et, dans le deuxième cas, maximum. Pour atténuer ces deux logiques, ELECTRE TRI propose deux procédures d'affectation : une procédure pseudo-conjonctive et une procédure pseudo-disjonctive (Roy, 2002). Pour y parvenir, un *indice de crédibilité*  $\sigma$  est introduit (annexe). Cet indice, qui prend une valeur comprise entre 0 et 1, agrège, en tenant compte des poids, les comparaisons partielles, critère par critère, et exprime la crédibilité avec laquelle on peut considérer globalement qu'une zone  $Z_i$  est plus risquée qu'un profil  $Pr_h$ . On dira dans ce cas que la zone surclasse (S) le profil. Quand cet indice vaut 1, cela signifie que l'assertion «  $Z_i$  est plus risquée que  $Pr_h$  » est complètement crédible (crédibilité de 100 % résultant de l'adhésion de tous les critères à cette assertion). Quand il vaut 0, cela signifie que cette assertion n'est pas du tout crédible (crédibilité de 0 % résultant du rejet de l'assertion par tous les critères ou par un seul des critères qui impose son veto). Quand il prend une valeur comprise entre 0 et 1, cela signifie que les « avis » sont partagés (certains critères valident l'assertion tandis que d'autres s'y opposent). L'indice de crédibilité exprime alors la force avec laquelle les critères favorables s'expriment, corrigée de la force opposée du ou des critères défavorables. Quand il est supérieur à 0,5, cela signifie qu'une majorité absolue de critères est favorable à l'assertion. L'indice de crédibilité qui permet de juger de cette relation de surclassement est noté  $\sigma(Z_i, Pr_h)$ . Dans ELECTRE TRI, on doit également calculer l'indice de crédibilité de la relation inverse, noté  $\sigma(Pr_h, Z_i)$ , car le calcul de cet indice n'est pas commutatif (voir annexe).

Pour juger de l'entrée ou non d'une zone  $Z_i$  dans une classe  $h$ , l'indice de crédibilité  $\sigma(Z_i, Pr_h)$  est comparé à un paramètre  $\lambda$  (compris entre 0,5 et 1) qui exprime le niveau d'exigence souhaité pour valider cette entrée. Par exemple, un  $\lambda = 0,6$  signifie qu'on souhaite qu'au moins 60 % des critères (poids compris) soient favorables à l'entrée dans la classe. Trois situations sont possibles et seules possibles :

– l'indifférence :  $\sigma(Z_i, Pr_h) \geq \lambda$  et  $\sigma(Pr_h, Z_i) \geq \lambda \Rightarrow Z_i I Pr_h$  ;

– la préférence stricte ( $Z_i$  est strictement plus risquée que  $Pr_h$  ou l'inverse) :

$$\sigma(Z_i, Pr_h) \geq \lambda \text{ et } \sigma(Pr_h, Z_i) < \lambda \Rightarrow Z_i P Pr_h;$$

$$\sigma(Pr_h, Z_i) \geq \lambda \text{ et } \sigma(Z_i, Pr_h) < \lambda \Rightarrow Pr_h P Z_i;$$

– l'incomparabilité :  $\sigma(Z_i, Pr_h) < \lambda$  et  $\sigma(Pr_h, Z_i) < \lambda \Rightarrow Z_i R Pr_h$ .

Parmi les deux procédures de tri offertes par la méthode ELECTRE TRI, la *pseudo-disjonctive* est la plus prudente. Cette procédure consiste à affecter une zone  $Z_i$  à une classe  $h$ , si :

–  $Z_i$  présente un niveau de risque strictement plus élevé que le profil bas  $Pr_h$  ( $Z_i P Pr_h$ ),  $Z_i$  et le profil bas  $Pr_h$  présentent le même niveau de risque ( $Z_i I Pr_h$ ), ou  $Z_i$  et le profil bas  $Pr_h$  présentent des niveaux de risque incomparables ( $Z_i R Pr_h$ ) ;

– et si aucune des situations précédentes n'est valable quand on compare  $Z_i$  et le profil  $Pr_{h-1}$  (profil bas de la classe  $h-1$ ).

Dès l'instant où la première condition est vérifiée par un profil  $Pr_h$ , elle l'est aussi par tous les profils « inférieurs » ( $Pr_{k>h}$ ).

La classe  $h$  d'affectation peut donc être caractérisée par la plus grande valeur de  $h$  telle que  $Pr_{h-1}$  viole la première condition. Ceci correspond au profil le plus bas tel que  $Pr_{h-1}$  présente un niveau de risque strictement plus élevé que  $Z_i$ .

#### 4

## Mise en œuvre de la méthode ELECTRE TRI

Nous proposons maintenant d'appliquer la méthode de hiérarchisation du risque d'effondrement minier à un échantillon de dix zones à risque (Tableau III).

Notons que cette méthode a été développée pour faire face à des situations bien plus complexes où un nombre important de zones doit être traité.

Les dix zones proposées sont des zones sous bâti. Des analyses de dispersion des données (incertitudes, erreurs de mesure, etc.) ont permis de définir des seuils d'indifférence  $q_j$  et de préférence  $p_j$  sur chacun des critères. Ces seuils sont donnés dans le tableau III.

La méthode ELECTRE TRI a été mise en œuvre au moyen du logiciel ELECTRE TRI version 2.0 (Mousseau *et al.*, 1999). Ce logiciel propose les deux procédures d'affectation aux classes de risque d'effondrement sous le nom de *procédure pessimiste* et *procédure optimiste*. La procédure *pseudo-disjonctive* de la méthodologie ELECTRE TRI correspond à la *procédure optimiste* avec le logiciel ELECTRE TRI.

Pour chacune des dix zones du tableau III, nous avons donc calculé les deux indices de crédibilité  $\sigma(Z_i, Pr_h)$  et  $\sigma(Pr_h, Z_i)$  et obtenu les résultats du tableau IV.

Le paramètre  $\lambda$ , qui permet d'ajuster les affectations des zones aux classes de risque, est choisi par l'utilisateur et permet de se poser la question du degré de sévérité (ou de l'exigence) avec lequel doivent être traitées les affectations des zones aux classes (Roy et Bouyssou, 1992).  $\lambda$  doit être supérieur à 0,5 pour signifier que, pour valider une affectation d'une zone à une classe, il est nécessaire que plus de la moitié des critères valide l'assertion compte tenu de leur poids respectif. Les poids étant différents, il est important de ne pas laisser la décision à un seul critère, fut-il le plus important. Dans ce cas,  $\lambda$  doit être choisi supérieur ou égal à  $[1 - k_{\max}/\Sigma k_j]$  soit ici 0,57 (Roy, 2002). Quand les valeurs du paramètre  $\lambda$  sont supérieures à 0,57, aucune des valeurs de  $\lambda$  n'est considérée meilleure qu'une autre. Nous avons testé dans cet exemple les cinq valeurs ci-contre : 0,60, 0,65, 0,70, 0,75 et 0,85.

TABLEAU III Évaluations des zones sur chaque critère.

Zones	Critères									
	$g_{1,1}$ MPa	$g_{1,2}$ -	$g_{1,3}$ -	$g_{1,4}$ -	$g_{1,5}$ -	$g_{2,1}$ m	$g_{2,2}$ m	$g_{2,3}$ mm/m	$g_{2,4}$ hec.	$g_{2,5,1}$ -
$Z_1$	5,8	10	0	20	0	35	2,37	6,8	3,6	20
$Z_2$	4,8	0	40	0	0	70	1,28	1,83	0,2	10
$Z_3$	9,7	10	10	0	30	200	1,67	0,84	7,4	30
$Z_4$	10,4	10	10	10	30	203	1,68	0,83	9	20
$Z_5$	9,7	0	10	0	10	222	1,2	0,54	1,8	20
$Z_6$	9,8	10	0	20	0	50	1,27	2,54	6,7	20
$Z_7$	12,3	0	0	0	30	155	0,96	0,61	14,1	10
$Z_8$	11,2	10	0	0	30	180	0,71	0,39	6,4	20
$Z_9$	11,3	0	40	20	0	115	2,18	1,89	2,5	10
$Z_{10}$	11,0	10	0	10	30	170	0,31	0,18	2,6	20
Profils										
$Pr_1$	14	10	40	20	0	10	1,8	1	35	30
$Pr_2$	10	10	10	10	10	150	1,4	0,82	20	20
$Pr_3$	8	0	10	10	10	190	1	0,63	6	20
Seuils										
$q_j$	05	0	0	0	0	10	0,1	0,05	0,5	0
$p_j$	1	0	0	0	0	20	0,2	0,09	1	0
Poids										
$K_j$	5	1	1	1	5	1	1	20	1	10

Considérons l'exemple de la zone  $Z_1$  avec  $\lambda = 0,65$  (Tableau IV). On constate que lors de la comparaison de cette zone au profil bas de la classe 3 ( $Pr_3$ ), l'indice de crédibilité  $\sigma(Z_1, Pr_3)$  est égal à  $0,717 > 0,65$  et  $\sigma(Pr_3, Z_1)$  est égal à  $0,500 < 0,65$ ; de ce fait  $Z_1$  peut rentrer en classe 3. Si nous poursuivons la comparaison avec le profil bas de la classe 2 ( $Pr_2$ ), l'indice de crédibilité  $\sigma(Z_1, Pr_2)$  est égal à  $0,717 > 0,65$  et  $\sigma(Pr_2, Z_1)$  est égal à  $0,522 < 0,65$ ;  $Z_1$  peut donc rentrer en classe 2. La comparaison de  $Z_1$  avec le profil bas de la classe 1 ( $Pr_1$ ) révèle que l'indice de crédibilité  $\sigma(Z_1, Pr_1)$  est égal à  $0,500 < 0,65$  et  $\sigma(Pr_1, Z_1)$  est égal à  $0,544 < 0,65$ ;  $Z_1$  est donc incomparable avec le profil  $Pr_1$ , elle est donc affectée en classe 1 (du fait du choix de la procédure pseudo-disjonctive).

Procédant de la même manière avec l'ensemble des zones, et avec  $\lambda = 0,65$ , les zones  $Z_1, Z_2, Z_6$  et  $Z_9$  sont affectées en classe 1; les zones  $Z_3$  et  $Z_4$  en classe 2; la zone  $Z_7$  en classe 3; les zones  $Z_5, Z_8$  et  $Z_{10}$  en classe 4 (Tableau IV).

Pour tester la robustesse du classement obtenu, il est nécessaire d'effectuer des analyses de sensibilité au changement de valeur du paramètre  $\lambda$ , des seuils (d'indifférence et de préférence) et des poids. Considérons l'exemple d'une analyse de sensibilité sur le paramètre  $\lambda$  et prenons le cas de la zone  $Z_3$ . Soit  $\lambda = 0,7$ . On constate que  $\sigma(Z_3, Pr_3) = 0,956 > 0,7$  et  $\sigma(Pr_3, Z_3) = 0,065 < 0,7$ ;  $Z_3$  peut rentrer en classe 3. En comparant  $Z_3$  à la limite d'entrée de la classe 2, on constate que  $\sigma(Z_3, Pr_2) = 0,913 > 0,7$  et  $\sigma(Pr_2, Z_3) = 0,674 < 0,7$ ;  $Z_3$  peut entrer en classe 2. Pour finir,  $Z_3$  est comparée à la limite d'entrée à la classe 2  $Pr_1$ , ce qui donne:  $\sigma(Z_3, Pr_1) = 0,384 < 0,7$  et  $\sigma(Pr_1, Z_3) = 0,891 > 0,7$ ;  $Z_3$  ne peut donc pas entrer en classe 1 et reste en classe 2. Ainsi, en faisant varier la valeur du paramètre  $\lambda$  de  $0,65$  à  $0,7$ , la classe d'affectation de  $Z_3$  n'a pas changé. On dit alors que la conclusion n'est pas sensible à cette variation de la valeur de  $\lambda$ ; elle sera dite *stable* dans le tableau IV.

Cette analyse est effectuée de manière similaire sur les différentes valeurs de  $\lambda$  et différentes valeurs possibles de seuils de préférence et d'indifférence. Les résultats de cette étude sont synthétisés dans la dernière colonne du tableau IV. Il en résulte que le classement des zones  $Z_3, Z_4$  et  $Z_5$  demeure insensible aux changements de paramètres. Celui des autres zones oscille entre deux classes successives (Tableau IV).

## 5

## Discussion et conclusion

L'analyse du risque sur le bassin ferrifère lorrain nécessite de prendre appui sur des méthodes et outils efficaces pour répondre à l'urgence avec laquelle doit parfois être géré le risque. Ces dernières décennies ont connu un formidable développement des systèmes d'informations géographiques, des utilitaires de collecte, d'archivage et d'analyse des données. Ces différents outils ont permis de réduire l'incertitude sur l'information et d'offrir une plus grande facilité de manipulation des informations. En parallèle, les méthodes d'aide à la décision viennent exploiter et formaliser les informations disponibles pour fournir aux décideurs et utilisateurs une base de concertation pour leurs problèmes quotidiens (Soeter et Van Westen, 1996).

Dans ce contexte, la méthode d'aide multicritère à la décision ELECTRE TRI a permis de répondre aux besoins de la hiérarchisation du risque d'effondrement minier. Cette méthode permet de formaliser la connaissance experte à travers des critères qui contribuent tous à l'explication du risque même quand la connaissance des phénomènes en jeu est partielle ou imprécise. Elle permet en outre de gérer l'incertitude sur les données (Roy, 1985; Roy et Bouyssou, 1992). Les conclusions fournies par ELECTRE TRI servent alors

TABLEAU IV Indices de crédibilité  $\sigma(Z_i, Pr_h)$  et  $\sigma(Pr_h, Z_i)$  et résultats des analyses de sensibilité.

$\sigma(Z_i, Pr_h)$ $\sigma(Pr_h, Z_i)$	$Pr_3$	$Pr_2$	$Pr_1$	Affectation des zones aux classes à risque avec $\lambda = 0,65$	Analyses de sensibilité
$Z_1$	0,717 0,500	0,717 0,522	0,500 0,544	Classe 1	Classe 1 et 2
$Z_2$	0,500 0,522	0,478 0,522	0,478 0,544	Classe 1	Classe 1 et 2
$Z_3$	0,956 0,065	0,913 0,674	0,348 0,891	Classe 2	Stable
$Z_4$	0,972 0,283	0,935 0,891	0,130 0,891	Classe 2	Stable
$Z_5$	0,565 0,891	0,456 1,000	0,000 1,000	Classe 4	Classes 3 et 4
$Z_6$	0,848 0,383	0,826 0,522	0,500 0,544	Classe 1	Classes 1 et 2
$Z_7$	0,717 0,739	0,239 0,783	0,109 0,891	Classe 3	Classes 3 et 4
$Z_8$	0,500 0,761	0,456 0,783	0,130 0,891	Classe 4	Classes 3 et 4
$Z_9$	0,630 0,391	0,609 0,391	0,489 0,565	Classe 1	Classes 1 et 2
$Z_{10}$	0,500 0,717	0,478 0,783	0,130 0,891	Classe 4	Stable

de base de concertation entre experts et décideurs. Leur robustesse dépend de plusieurs aspects, dont : la fiabilité des entrées quand la vérification *in situ* est exclue pour des raisons de temps et de coût ; la taille du bassin étudié ; l'expérience des parties prenantes dans l'étude (les experts et modélisateurs) ; la pertinence des modèles (Wu *et al.*, 1996). A cet effet, ELECTRE TRI impose des analyses de sensibilité sur les différents paramètres qu'elle exploite comme les poids, les seuils et l'indice de coupe  $\lambda$  avant de fournir des conclusions robustes.

Pour conclure, il est nécessaire de préciser que la méthode utilisée n'entend pas fournir une prévision en terme de délai d'occurrence de l'effondrement minier, mais plutôt, une évaluation du risque, compte tenu des informations à disposition et des savoirs et savoir-faire des experts formalisés dans le choix des critères et leurs pondérations. A ce jour, la méthodologie de hiérarchisation du risque d'effondrement minier a été appliquée sur près de 320 zones à l'aplomb de bâti et d'infrastructures.

## Bibliographie

- Cour des comptes – *La fin des activités minières*. Rapport au président de la République suivi des réponses des administrations et des organismes intéressés, 2000, p. 10, p. 20-36 et p. 58-69.
- Deck O., Al Heib M., Homand F. – Taking the soil-structure interaction into account in assessing the loading of a structure in a mining subsidence area. *Engineering Structures*, vol. 25, 2003, p. 435-448.
- Didier C. – Élaboration d'un plan de prévention des risques liés à la présence d'anciennes carrières souterraines. Principes d'une analyse par configurations types. *Conférence de la décennie internationale de la prévention des catastrophes naturelles*, Paris, session 2, 1999, p. 85-92.
- Homand F., Feuga B., Kouniali S., Josien J.P. – Les instabilités des mines de fer abandonnées de Lorraine. *XV<sup>e</sup> Congrès français de mécanique*, Nancy, 2001, p. 715-721.
- Merad M.M. – *Contribution à l'élaboration d'une méthodologie de hiérarchisation des zones à risque d'effondrement minier : application au bassin ferrifère lorrain*. Mémoire de DEA 103, Paris Dauphine, 2000.
- Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement – *Plans de prévention des risques naturels (PPR) – Guide général*. La Documentation française, Paris, 1997.
- Ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement, Ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement – *Plans de prévention des risques naturels (PPR) - Risques de mouvements de terrains - Guide méthodologique*. La Documentation française, Paris, 1999.
- Mousseau V., Slowinski R., Zielniewicz P. – *ELECTRE TRI 2.0a : Methodological guide and user's documentation*. Document du LAMSADE n° 111, université de Paris-Dauphine, 1999.
- Roy B. – *Méthodologie multicritère d'aide à la décision*. Economica, Paris, 1985.
- Roy B. – *Présentation et interprétation de la méthode ELECTRE TRI pour affecter des zones dans des catégories de risque*. Cahier du LAMSADE, université de Paris Dauphine, 2002.
- Roy B., Bouyssou D. – *Aide multicritère à la décision*. Economica Paris, 1992, p. 389-401.
- Roy B., Figuera J. – Determining the weights of criteria in the ELECTRE type methods with a revised Simos' procedure. *European Journal of Operational Research*, vol. 139, Issue 2, 2002, p. 317-326.
- Simos J. – *L'évaluation environnementale : un processus cognitif négocié*. Thèse de doctorat, DGF-EPFL, Lausanne, 1990 (a).
- Simos J. – *Évaluer l'impact sur l'environnement : une approche originale par l'analyse multicritère et la négociation*. Presses polytechniques et universitaires romandes, Lausanne, 1990 (b).
- Soeters R., Van Westen C.J. – *Slope instability recognition, analysis, and zonation, landslides investigation and mitigation*. Special report 247, Transportation research board, National Research Council, 1996, p. 129-177.
- United Nations – Department of Humanitarian Affairs Internationally agreed glossary of basic terms related to Disaster Management, <http://www.unisdr.org/unisdr/glossaire.htm>, 1992
- Varnes D.J. – *Landslide hazard zonation : a review of principles and practice*. *Natural Hazards*, n° 3, Unesco, Paris, 1984, p. 63-65.
- Varoquaux J.A. – *Histoire d'une profession. Les mines de fer de France*. Chambre syndicale des mines de fer de France, 1995.
- Wu T.H., Tang W.H., Einstein H.H. – *Landslide hazard and risk assessment, Investigation and mitigation*. Special report 247, Transportation research board, National Research Council, 1996, p. 129-177.
- Yu W. – *Aide multicritère à la décision dans le cadre de la problématique du tri*. Thèse de doctorat, université Paris-Dauphine, 1992.

# Annexe

## Indice de crédibilité

Cet indice est déterminé à partir des critères  $g_j$  et permet d'estimer la crédibilité de l'assertion «  $Z_i$  présente un niveau de risque au moins aussi élevé que  $Pr_h$  » (ou «  $Pr_h$  présente un niveau de risque au moins aussi élevé que  $Z_i$  »). Il est alors noté  $\sigma(Z_i, Pr_h)$  (ou  $\sigma(Pr_h, Z_i)$ ) et prend des valeurs comprises entre 0 et 1 (Roy, 1985). Quand cet indice prend la valeur 0, cela signifie que l'assertion est totalement rejetée, soit parce qu'aucun critère n'y adhère, soit parce qu'un critère y oppose un veto ; si l'indice prend la valeur 1, l'assertion est complètement crédible ce qui signifie qu'aucun critère ne s'oppose à l'assertion (Roy, 2002).

L'indice de crédibilité prend appui sur deux autres indices qui le composent : un *indice de concordance* et un *indice de discordance* (Fig. 5). L'*indice de concordance* se calcule de la manière suivante :

$$c(Z_i, Pr_h) = \frac{\sum_{j \in F} k_j c_j(Z_i, Pr_h)}{\sum_{j \in F} k_j} \quad (1)$$

où  $F$  est la famille des critères et  $c_j$  est l'indice de concordance partiel sur le critère  $j$  (dont la valeur se déduit des schémas de la figure 5). Il prend en compte les critères pour lesquels l'assertion «  $Z_i$  présente un niveau de risque au moins aussi élevé que  $Pr_h$  » n'est pas rejetée, tout en considérant leurs poids relatifs.

A titre d'exemple, posons-nous la question de la possibilité de l'entrée de la zone  $Z_3$  en classe 3. Ceci revient alors à la comparer au profil bas de la classe 3,  $Pr_3$ . Le tableau V montre que les valeurs de  $Z_3$  sur les critères  $g_{1,1}, g_{1,2}, g_{1,5}, g_{2,2}, g_{2,3}, g_{2,4}$  et  $g_{2,5,1}$  sont strictement plus élevées que celle de  $Pr_3$ , on peut alors dire que ces critères sont concordants avec le fait que  $Z_3$  soit *strictement plus risquée* ( $P_j$ ) que  $Pr_3$ . Donc  $c_j(Z_3, Pr_3) = 1$  sur

ces critères. Sur le critère  $g_{1,3}$ , les valeurs de  $Z_3$  et de  $Pr_3$  sont identiques. Sur le critère  $g_{2,1}$  l'écart entre la valeur de  $Z_3$  et  $Pr_3$  est de 10, valeur égale au seuil d'indifférence.  $Z_3$  et  $Pr_3$  sont alors *indifférents* ( $I_j$ ) pour ces critères et  $c_j(Z_3, Pr_3) = 1$ . Concernant le critère  $g_{1,4}$ , la valeur de  $Z_3$  est strictement inférieure à celle de  $Pr_3$ .  $Pr_3$  est donc *strictement plus risqué* ( $P_{1,4}$ ) que  $Z_3$ . Soit  $c_{1,4}(Z_3, Pr_3) = 0$ .

En multipliant les différents indices de concordance partielle par leur poids respectif et en divisant leur somme par le total des poids des critères (46), on obtient l'indice de concordance globale  $c(Z_3, Pr_3) = 0,976$ . L'indice de concordance globale  $c(Pr_3, Z_3)$  s'obtient de la même manière et donne la valeur 0,065 (Tableaux IV et V).

L'*indice de discordance*  $d_j(Z_i, Pr_h)$  est calculé pour les critères qui s'opposent à l'assertion «  $Z_i$  présente un niveau de risque au moins aussi élevé que  $Pr_h$  ». La notion de veto  $y$  est introduite à travers un seuil  $v_j$  qui rend compte, lorsque le risque est trop élevé sur un critère  $j$ , du refus de valider l'assertion «  $Z_i$  présente un niveau de risque au moins aussi élevé que  $Pr_h$  ».

Reprenons le cas de la zone  $Z_3$  comparée à  $Pr_3$ . Le tableau V n'indique pas de valeur de veto car nous avons choisi de l'éloigner considérablement du seuil de préférence  $p_j$ . Ainsi, aucun critère de la famille  $F$  ne peut exprimer un veto franc et remettre en question les critères concordants. Donc tendent vers 0.

Enfin, au moyen des deux indices précédents, on calcule un degré de crédibilité qui prend la forme suivante :

$$\sigma(Z_i, Pr_h) = c(Z_i, Pr_h) \prod_{j \in \bar{F}} \frac{1 - d_j(Z_i, Pr_h)}{1 - c(Z_i, Pr_h)} \quad \text{avec } \bar{F} \quad (2)$$

$$= \{j \in F / d_j(Z_i, Pr_h) > c(Z_i, Pr_h)\}$$

Dans le cas notre exemple :

$$\sigma(Z_3, Pr_3) = c(Z_3, Pr_3) = 0,956 \text{ et } \sigma(Pr_3, Z_3) = c(Pr_3, Z_3) = 0,065$$

TABLEAU V Évaluation des zones sur chaque critère.

Zones	Critères									
	$g_{1,1}$ MPa	$g_{1,2}$	$g_{1,3}$	$g_{1,4}$	$g_{1,5}$	$g_{2,1}$ m	$g_{2,2}$ m	$g_{2,3}$ mm/m	$g_{2,4}$ hec.	$g_{2,5,1}$
$Z_3$	9,7	10	10	0	30	200	1,67	0,84	7,4	30
Profils $Pr_3$	8	0	10	10	10	190	1	0,63	6	20
Seuils										
$q_j$	0,5	0	0	0	0	10	0,1	0,05	0,5	0
$p_j$	1	0	0	0	0	20	0,2	0,09	1	0
Poids										
$k_j$	5	1	1	1	5	1	1	20	1	10
$c_j(Z_3, Pr_3)$	1	1	1	0	1	1	1	1	1	1
$c_j(Pr_3, Z_3)$	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0
$c(Z_3, Pr_3)$	$(1(5+1) + 1(1+1) + 1(1+0) + 1(1+1) + 5(1+1) + 1(1+1) + 1(1+1 \times 20 + 1 \times 1 + 1 \times 10)) / 46 = 0,976$									
$c(Pr_3, Z_3)$	$(0(5+0) + 0(1+1) + 1(1+1) + 1(1+0) + 5(1+1) + 1(1+0 \times 1 + 0 \times 20 + 0 \times 1 + 0 \times 10)) / 46 = 0,065$									

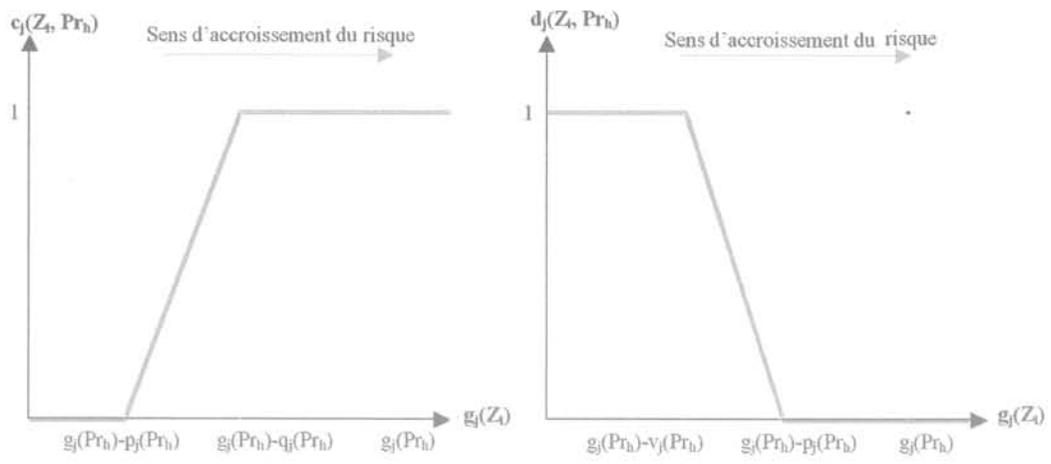


FIG. 5 Principe du calcul de l'indice de concordance partiel  $c_j$  et de l'indice de discordance  $d_j$ .

# Exemple d'impacts de l'arrêt de l'exploitation minière et de l'exhaure dans le bassin houiller de Faulquemont (Lorraine)

**M. DEGAS**

INERIS, Direction des  
risques du sol et du sous-sol  
Parc technologique Alata  
BP n° 2  
60550 Verneuil-en-Halatte  
marie.degas@ineris.fr

**F. WOJTKOWIAK**

INERIS, Laboratoire  
Environnement  
Géomécanique  
et Ouvrages  
École des mines de Nancy  
Parc de Saurupt  
54042 Nancy Cedex  
francis.wojtkowiak@ineris.fr

**M. METZ**

**M. BRANCHET**

Houillères du bassin  
de Lorraine  
Unité de gestion  
de l'environnement  
et du patrimoine industriel  
2, rue de Metz  
57802 Freymin-Merlebach  
Cedex  
michel.metz@hbl.fr

## Résumé

L'ensemble du volume des terrains affectés par une exploitation minière souterraine peut être considéré comme un réservoir aquifère qui, contrairement à un aquifère classique, n'est pas matérialisé par des limites physiques bien définies. Il correspond en effet au volume des vides dus à la fracturation naturelle et celle induite par l'exploitation, à la porosité matricielle du massif, ainsi qu'au volume des vides miniers résiduels. Cette communication présente en premier lieu les résultats de deux méthodes d'évaluation des vides miniers résiduels appliquées à l'étude du bassin de Faulquemont et les compare au volume d'eau nécessaire à l'ennoyage de ce bassin. La deuxième partie de cette communication s'intéresse aux éventuels effets sur la stabilité des terrains de surface de la remontée des eaux dans ce même bassin. En effet, des études menées concernant respectivement aux Pays-Bas, en Allemagne et, plus récemment, en France ont mis clairement en évidence que la remontée des eaux après l'arrêt de l'exhaure minière peut générer un soulèvement des terrains. Les observations faites en Lorraine dans le secteur de Faulquemont, où la remontée des eaux est stabilisée, donnent des résultats similaires. Aucune conséquence sur le bâti et les infrastructures n'a été constatée jusqu'à présent dans les bassins miniers soumis à ce phénomène.

**Mots-clés :** affaissement, exploitation souterraine, charbon, après-mine, ennoyage, réservoir minier.

## End of mining extraction and its induced underground water level rise: example of impacts in Faulquemont coal basin (Lorraine, France)

## Abstract

A rock-mass mined by underground exploitation can be assimilated as an aquifer reservoir which is not delimited by physical boundaries unlike a geological reservoir. In fact, this ground-water reservoir includes the residual mining voids and mining works (drifts, shafts, galleries), natural porosity (interstitial porosity and of the natural discontinuities) of the fractured rock-mass, including the fracturation induced by mining. Firstly, this communication presents the results obtained with two different methods used to evaluate the total volume of the residual mining voids and compares these results with the volume of water flooding calculated from the curve of the underground water level rise measured in the Faulquemont coal basin (Lorraine). The second part of this communication explains the effects of water level rise on the stability of the surface. Indeed, the water level recovery, when pumping is stopped, can induce a rise of ground level. The studies concerning mining respectively in The Netherlands and in Germany highlighted this phenomenon. The observations made also in the district of Faulquemont, where the works flooding has been stabilised, give similar results. No consequence on buildings and surface infrastructures due to this phenomenon has yet been noticed.

**Key words :** subsidence, underground mining, coal, post-mining, flooding, mining ground-water reservoir.

## Introduction

L'exploitation souterraine du charbon en France a été le plus souvent pratiquée par des méthodes d'extraction dites totales. Ces méthodes consistent à extraire le charbon dans sa totalité et à combler les vides souterrains soit par le remblayage intégral, avec des matériaux provenant de la surface ou issus des terrains stériles du fond, soit par le foudroyage du toit immédiatement en arrière du chantier d'extraction. Ces méthodes d'exploitation totale et certaines méthodes d'exploitation partielle telles que les exploitations par chambres et piliers remblayées ou foudroyées, assurent donc un traitement intégral des vides créés par l'extraction et minimisent le risque d'instabilité des terrains de surface durant la phase post-exploitation.

Si, durant la phase d'exploitation, ces travaux induisent des affaissements en surface ou, plus rarement, des effondrements maîtrisés du recouvrement, le comblement rapide des vides par les terrains foudroyés dans l'arrière-taille conduit à une stabilisation assez rapide également des terrains de surface. L'expérience acquise en France et dans les charbonnages d'Europe occidentale depuis plus de 50 ans montre, en effet, que l'essentiel de l'affaissement prévu (90 % de l'amplitude globale) se produit pendant l'exploitation totale du panneau. Le reliquat de l'affaissement est généralement réalisé dans les deux années qui suivent l'arrêt définitif de l'exploitation. Au-delà de cette période, les mouvements de la surface ne sont plus très significatifs car ils sont pratiquement de même amplitude que des mouvements naturels du sol, et restent de plus dans la limite des tolérances d'un nivellement de haute résolution (Piguet et Wojtkowiak, 2001). Dans tous les cas, les éventuels mouvements différés pendant cette phase, dite d'affaissement résiduel, se caractérisent toujours par des mouvements verticaux (affaissements) de faible amplitude du fait du volume très réduit des vides miniers résiduels. En général, peu après la cessation de l'exploitation, les pompages d'exhaure minière sont également arrêtés, provoquant l'ennoyage des anciens travaux miniers et la formation d'un aquifère profond contenu dans les terrains houillers décomprimés et les vides miniers résiduels laissés par l'exploitation.

La remontée des eaux après l'arrêt de l'exhaure minière peut générer un soulèvement des terrains qui est fonction de la profondeur de l'exploitation, de la puissance des couches exploitées, de l'extension des travaux et de la hauteur de remontée du niveau piézométrique de la nappe d'eau souterraine. Les études de J.J.E. Pöttgens *et al.* (1995, 2001) et de J. Fenk (1997), concernant respectivement des sites miniers aux Pays-Bas et en Allemagne, ont mis en évidence ce phénomène. Les observations et mesures topométriques faites plus récemment en France dans le bassin houiller de Blanzky et en Lorraine, notamment dans le secteur de Faulquemont où la remontée des eaux est maintenant stabilisée, donnent des résultats similaires. En effet, les études menées dans ces deux bassins ont permis de suivre la remontée des eaux et d'enregistrer un soulèvement d'amplitude pluricentimétrique de la surface du sol au droit des secteurs exploités et ennoyés. Aucune conséquence sur le bâti et les infrastructures des régions soumises à ce phénomène n'a été constatée jusqu'à présent.

Les conséquences de l'ennoyage du siège de Faulquemont, bien individualisé du reste du bassin houiller lorrain, comportent, entre autres, une « resaturation » des terrains de recouvrement dénoyés lors de l'exploitation ainsi que le remplissage du réservoir constitué par les vides miniers résiduels. Le premier objectif de cette communication est de présenter les résultats de l'estimation du volume total des vides miniers résiduels et de leur répartition en fonction de la profondeur, étude effectuée pour mieux comprendre et interpréter la courbe de remontée des eaux en fonction du temps qui avait été enregistrée lors de l'ennoyage de ce secteur. Pour ce faire, deux méthodes d'évaluation des vides miniers résiduels différentes ont été appliquées dans le cadre de cette étude (M. Degas, 2001). Afin de pouvoir conclure sur les résultats obtenus par ces deux méthodes, ceux-ci ont été comparés au volume d'eau nécessaire à l'ennoyage de ce petit bassin minier. Le deuxième volet traité dans cette communication concerne le suivi des mouvements de la surface du sol effectué dans ce secteur depuis l'arrêt des pompages d'exhaure minière. Ce suivi a mis également en œuvre deux méthodes de mesure différentes : une méthode classique de nivellement de haute précision dont les résultats sont confrontés à ceux issus du traitement interférométrique différentiel d'une série temporelle constituée de scènes radar (Carnec, 2001). Ces deux méthodes ont été respectivement mises en œuvre par le service « géologie, topographie et sondages » des Houillères du bassin de Lorraine (HBL) et par le BRGM (Carnec et Raucoules, 2000).

## 2

## Estimation du volume des vides miniers résiduels

Deux méthodes d'évaluation peuvent être utilisées : la première établit, de manière empirique, une proportionnalité entre le volume résiduel et le volume de charbon extrait ; la seconde méthode, qualifiée de volumétrie, nécessite une parfaite connaissance des volumes extraits, remblayés et affaissés.

## 2.1

### Évaluation du volume des vides par la méthode du coefficient de capacité à l'eau

Cette méthode empirique (Rogoz, 1978 ; Bukowski, 2000), mise au point pour le bassin de Haute-Silésie (Pologne), présente l'avantage de s'affranchir du calcul du volume affaissé, celui-ci étant fortement dépendant du nombre de points de mesure topographiques ou de l'évaluation de l'affaissement à partir d'approches également empiriques (Proust, 1964).

La détermination du volume des vides résiduels proposée par M. Rogoz repose sur la formule suivante :

$$V_{\text{res}} = C^* V_{\text{exp}} \quad (1)$$

où  $V_{\text{res}}$  est le volume total des vides résiduels ;  
 $V_{\text{exp}}$  est le volume total exploité ;

$C^*$  est le coefficient de capacité à l'eau, défini par M. Rogoz (1978) et déterminé à partir de l'abaque qu'il a établi et représenté sur la figure 1.

WATER CAPACITY COEFFICIENT OF MINE WORKINGS  
AS THE FUNCTION OF DEPTH AND VOIDS FILLING

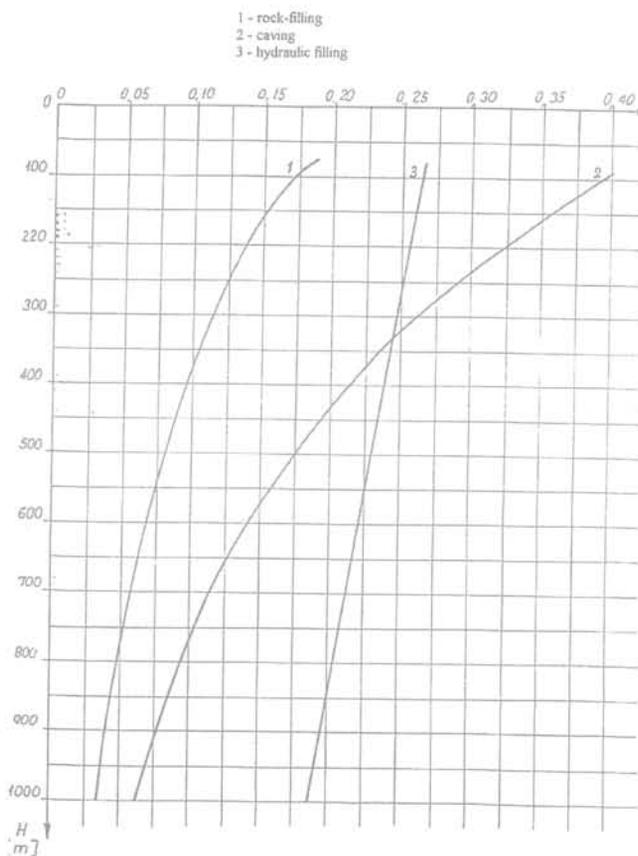


FIG. 1 Détermination du coefficient de capacité à l'eau en fonction de la profondeur H (mètres) et du mode de traitement de l'arrière-taille (M. Rogoz, 1978)

Water capacity coefficient of mine workings as the function of depth and voids filling (M. Rogoz, 1978).

1 - remblayage (rock-filling); 2 - foudroyage (caving); 3 - remblayage hydraulique (hydraulic filling).

Les méthodes de traitement de l'arrière-taille par remblayage hydraulique ou par foudroyage, décrites dans l'article de Rogoz (1978), semblent relativement similaires à celles utilisées en France, ce qui justifie l'emploi des coefficients déduits de cet abaque. En revanche, l'autre méthode de remblayage, correspondant à la courbe 1 de l'abaque (Fig. 1), n'étant pas précisée (remblayage manuel ou par voie pneumatique?), une forte incertitude persiste sur l'application des coefficients présentés dans le cas du remblayage pneumatique. Cette incertitude est loin d'être négligeable. En effet, le facteur d'affaissement issu de la méthode volumétrique décrite ci-après varie respectivement entre 0,8 et 0,45 pour le remblayage manuel et le remblayage pneumatique en plateaux, ce qui représente une plage de variation importante (Proust, 1964).

De plus, il faut noter dès maintenant que ces coefficients ne prennent pas en compte les vides liés à la présence des galeries d'infrastructure.

2.2

## Évaluation du volume des vides par la méthode volumétrique

Le volume des vides résiduels induit par les travaux miniers ( $V_{res}$ ) est déduit du volume des vides créés par l'exploitation et est également fonction, entre autres, du mode de traitement de l'arrière-taille. Indépendamment de la répartition dans le massif de cette « porosité induite », la valeur globale du volume résiduel est égale à :

$$V_{res} = V_{ext} - (1 - k_p) \cdot V_{rem} - V_{aff} \quad (2)$$

où

$V_{res}$  = volume total des vides miniers résiduels induits par l'exploitation ;

$V_{ext}$  = volume total de matériau extrait, comprenant le volume total de charbon extrait dans chacune des tailles ainsi que le volume des stériles provenant des galeries et des puits ;

$V_{rem}$  = volume des remblais mis en place dans les tailles. Pour les tailles foudroyées,  $V_{rem} = 0$ . Le tassement des remblais dû à la convergence des épontes est introduit par le coefficient de remblayage défini par A. Proust (1964). Ce coefficient est celui utilisé lors de la prévision des affaissements et dépend du mode de traitement de l'arrière-taille. Pour un remblai hydraulique, il est compris entre 0,2 et 0,3 ; pour un remblai pneumatique, il est égal à 0,45 ;

$k_p$  = porosité du remblai après tassement. On estime que le remblai garde toujours une certaine porosité, même après tassement sous le poids des terrains sus-jacents. La valeur moyenne de cette porosité est estimée à 0,15 ou 15 % ;

$V_{aff}$  = volume affaissé correspondant au volume de la cuvette d'affaissement qui s'est formée en surface.

Le volume affaissé est la valeur la plus difficile à déterminer dans ce calcul car, contrairement aux volumes exploités et remblayés, il ne peut être déterminé à partir des plans d'exploitation.

Pour localiser et quantifier les affaissements de la surface provoqués par des exploitations souterraines, plusieurs méthodes sont utilisées. La première consiste à établir une carte des variations topographiques entre le début et l'arrêt de l'exploitation, à partir des bases de données de l'IGN (Institut géographique national) et des affaissements calculés par la méthode de Proust (1964). Les bases de données de l'IGN sont deux levés topographiques, nommés BDAlti pour le levé ancien (datant de 1935, en général) et BDTopo pour le levé récent (datant des années 1990).

La carte des variations topographiques entre le début et la fin de l'exploitation minière permet d'évaluer les affaissements engendrés par les travaux miniers. Elle est établie de la manière suivante :

- pour les affaissements ayant eu lieu entre la date de levé de la BDAlti et la date de levé de la BDTopo, par différence des levés topographiques disponibles ;
- pour les affaissements antérieurs à la date de levé de la BDAlti, par calcul de la valeur théorique de l'affaissement engendré par les panneaux exploités antérieurement à la date du levé, suivant la méthode de Proust.

Les variations topographiques reportées sur la carte sont évidemment la somme des affaissements déterminés à l'issue de ces deux calculs.

Il faut noter que, sur cette carte :

- on ne peut pas distinguer les réductions d'altitude liées à l'exploitation minière de celles liées à d'autres causes d'origine humaine (carrière à ciel ouvert, terrassement...) ou naturelle;
- il peut exister localement des variations liées au manque de précision des courbes de niveau du levé ancien.

La seconde méthode, la plus appropriée lorsqu'on dispose des données pour ce faire, consiste à établir les auréoles d'iso-affaissement dans le secteur exploité, à partir des mesures de nivellement en surface réalisées depuis le début des travaux.

En général, la détermination du volume affaissé se fait par la modélisation géométrique, en trois dimensions, des affaissements engendrés par les travaux miniers à l'aide de logiciels de DAO.

3

## Application au bassin de Faulquemont

3.1

### Contexte hydrogéologique et minier

Le bassin houiller de Faulquemont fait partie du bassin charbonnier lorrain, situé à 50 kilomètres à l'Est de Metz (département de la Moselle). Il constitue un réservoir souterrain isolé des autres exploitations du bassin houiller lorrain. Une trentaine de veines ont été exploitées par la méthode des longues tailles, remblayées ou foudroyées, entre 1936 et 1974 (arrêt définitif de la mine) et à des profondeurs comprises entre 560 et 1 000 mètres (cote NGF entre - 160 et - 600 m). Le contexte stratigraphique de ce bassin est tel que le Carbonifère (houiller productif très peu aquifère à l'état vierge) est recouvert d'environ 400 mètres de grès vosgiens du Trias inférieur.

Malgré l'arrêt de l'exploitation souterraine en 1974, l'exhaure de la mine de Faulquemont a été maintenue à partir de l'étage 680 (cote - 400 m NGF) pour alimenter en eau industrielle le complexe de Carling jusqu'à mi-octobre 1989. Le bilan des eaux effectué en 1976 fait apparaître un volume d'exhaure atteignant 24,5 m<sup>3</sup>/min. La fracturation naturelle des terrains de recouvrement et celle induite par l'exploitation, ont provoqué un rabattement important de la nappe du Trias qui a nécessité la mise en place d'un système efficace d'exhaure de ces eaux pour l'exploitation minière. Ce rabattement atteint son maximum en 1977 avec un niveau hydrostatique à la cote + 175 m au puits 1 de Faulquemont (rabattement de plus de 75 mètres d'amplitude). En effet, le niveau piézométrique d'origine, avant travaux, devait se situer aux environs de + 250 m (nappe en charge car ce niveau correspond au toit des grès à Voltzia). Après l'arrêt de l'exhaure, d'après les simulations réalisées par le BRGM puis ANTEA (Babot, 1997), le niveau piézométrique remonterait vers les cotes + 220 à + 230.

Le suivi de la remontée de la nappe semble mettre en évidence que le niveau de l'eau de la mine ennoyée a atteint, à ce jour, son régime d'équilibre piézométrique avec la nappe des grès du Trias inférieur. Ce niveau est actuellement à la cote + 198 environ dans le puits 1. De

plus, il apparaît que l'ensemble des vides miniers résiduels (cavités résiduelles, zones foudroyées, zones remblayées...) et des terrains situés dans le cône d'influence des travaux miniers, affectés par la fracturation naturelle et induite par l'exploitation, est ennoyé dès le début du mois de mai 1990, soit un peu plus de six mois après l'arrêt de l'exhaure, soit depuis plus de dix ans maintenant. De même, le niveau piézométrique de la nappe est également stabilisé depuis plusieurs années.

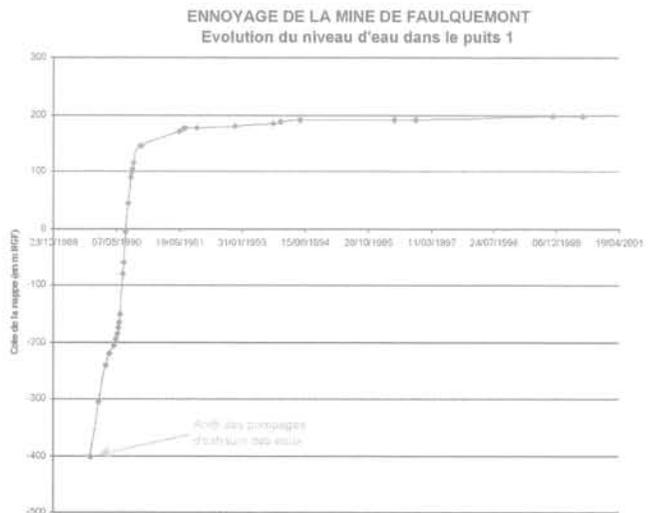


FIG. 2 Courbe piézométrique de la remontée de la nappe souterraine au puits 1 de Faulquemont (HBL, 1999).

Water level rising curve versus time within the Faulquemont ground-water reservoir (HBL, 1999).

3.2

### Suivi des mouvements de la surface du sol

3.2.1

#### A partir de mesures de nivellement pendant l'exploitation

En phase d'exploitation, le suivi des affaissements n'a été systématisé qu'à partir de 1961 mais, localement, ce suivi a été mis en œuvre dès 1955. L'analyse des documents (plan d'ensemble des affaissements de Faulquemont-Folschviller et des cahiers d'affaissements) permet d'avoir des données couvrant la période 1955-1975. L'évolution des affaissements a été suivie sur très grand nombre de points de nivellement répartis dans l'ensemble de la zone étudiée. On notera que, lors de l'arrêt des mesures de nivellement (entre 1972 et 1975 selon les points), la stabilisation des terrains n'était pas toujours acquise puisque les dernières exploitations n'ont été arrêtées qu'en 1974. C'est plus particulièrement le cas des points de nivellement situés dans la forêt de Steinbesch, au sud de Bambiderstroff. Ces éléments ont été reportés sur une carte des affaissements cumulés qui fait apparaître les points suivants :

- entre 1955 et 1961, on note la présence de deux cuvettes d'affaissement centrées sur les travaux de deux champs d'exploitation, les champs B<sub>1</sub> (Bambi-

derstroff) et B<sub>2</sub> (Haute-Vigneulles), avec des valeurs comprises entre 0,30 et 1,0 m au maximum ;

– entre 1961 et l'arrêt des mesures de nivellement en 1975, trois cuvettes d'affaissement sont individualisées :

- une à l'aplomb des travaux du champ B<sub>1</sub>, vers l'ouest, atteignant 2,7 m d'amplitude,
- une nouvelle cuvette à l'aplomb des travaux du champ D, située au Nord-Ouest de Bambiderstroff, atteignant 1,66 m,
- une à l'aplomb des travaux du champ B<sub>2</sub>, située au Sud-Est de Bambiderstroff, atteignant une valeur de 1,37 m.

Le cumul des affaissements induits par les exploitations entre 1955 et 1974 serait donc de l'ordre de 3,0 m pour la cuvette située à l'Ouest du champ B<sub>1</sub>, et d'environ 2,0 m pour la cuvette du champ B<sub>2</sub>.

La surveillance des nivellements dans ce secteur a été interrompue en 1975.

### 3.2.2

#### A partir de mesures de nivellement après l'arrêt des pompes d'exhaure

Nous avons vu que les nivellements de surveillance des effets des travaux miniers sur la surface ont été réalisés jusqu'en 1975 dans le meilleur des cas. Afin d'analyser les éventuels effets de l'ennoyage sur la stabilité des terrains de surface, deux nivellements complémentaires ont été effectués : le premier au cours de l'été 1998, et le second, réalisé au vu des résultats du premier et à titre de contrôle, au cours du mois de mars 2001 (Wojtkowiak, 2001).

Le problème essentiel du premier nivellement complémentaire a été la recherche et la caractérisation des points de nivellement surveillés au cours de l'exploitation. Trente-six points de nivellement, répartis sur l'ensemble de la zone, ont pu être ainsi retrouvés et nivelés.

L'analyse des mesures de nivellement effectuées indique une constante variation positive par rapport aux derniers levés, variation comprise entre 1 et 14 cm et répartie de façon inégale sur l'ensemble de la zone. Sur les 36 points nivelés, 13 indiquent une amplitude de mouvement supérieure à 5 cm (Fig. 3). Ils sont situés le long de la route départementale D74 joignant Haute-Vigneulles à Bambiderstroff, et à proximité ou dans la forêt de Steinbesch. L'amplitude maximale du mouvement (près de 14 cm) est mesurée en un point situé en bordure d'un chemin champêtre. Si l'on tient compte des compensations sur les écarts de fermeture (de l'ordre de 2 cm), écarts s'inscrivant à l'intérieur des tolérances des nivellements de haute précision, on doit admettre l'existence de mouvements de soulèvement de la surface de l'ordre de la dizaine de centimètres au maximum par endroits.

Le nombre et la répartition des points par rapport aux cuvettes d'affaissement initiales ne sont cependant pas suffisants pour rechercher une relation empirique entre l'amplitude de ce mouvement de soulèvement de la surface du sol et la hauteur de remontée du niveau d'eau dans le réservoir minier. De telles relations ont déjà été proposées par différents auteurs à partir des retours d'expérience de l'ennoyage d'exploitations houillères souterraines en Hollande, Allemagne et Belgique notamment (Pöttgens *et al.*, 1995 et 2001 ; Fenck, 1997).

#### FAULQUEMONT - AFFAISSEMENTS CUMULES (Forêt de Steinbesch)

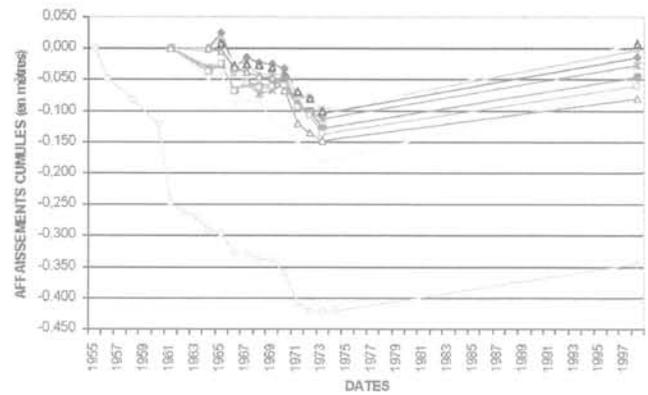


FIG. 3 Mesures topographiques dans le secteur de Faulquemont (forêt de Steinbesch) après l'ennoyage des travaux.  
Levelling measurements in the sector of Faulquemont (Steinbesch Forest) after the mine flooding.

### 3.2.3

#### Suivi des mouvements de la surface par interférométrie radar différentielle

L'auscultation satellitaire est susceptible de fournir une information synoptique complémentaire des observations et des mesures de nivellement par exemple effectuées in situ, avec une fréquence régulière d'observation (35 jours pour les satellites radars européens ERS). La technique d'interférométrie radar différentielle (Carnec, 2001) a donc été expérimentée sur le secteur de Faulquemont, afin de confirmer ou d'infirmer l'existence de mouvements de la surface mis en évidence par les mesures de nivellement précédentes (Carnec et Raucoules, 2000).

Les résultats obtenus sur le secteur de Faulquemont reposent sur l'interprétation d'une série temporelle de 18 scènes radar ERS-1/ERS-2 acquises entre juin 1993 et juin 1999. Il ressort de l'analyse des différentes combinaisons radar effectuée par le BRGM, les remarques suivantes :

1) le faible rapport signal/bruit réduit considérablement la surface observable, y compris pour les combinaisons interférométriques réalisées avec de faibles écarts temporels ;

2) à l'exception des interférogrammes couvrant des champs encore en exploitation dans le bassin houiller lorrain, l'analyse de la série temporelle n'a révélé aucune signature caractéristique de mouvements sur les zones où le niveau de cohérence est significatif ;

3) à l'issue de l'analyse complète de la série temporelle, seules les combinaisons interférométriques précitées présentent une signature de phase susceptible de représenter une déformation de surface, de type affaissement, localisée à proximité de l'intersection des routes départementales n° 20 et 24 au Sud de Faulquemont. Les caractéristiques de la signature peuvent se résumer comme suit : maximum d'amplitude : environ 2,5 cm entre le 14-06-1993 et le 23-08-1993 ; position du centre de la surface (km, Lambert II étendu) : Xcentre : 912,5 et Ycentre : 2 457,7 ; aire estimée de la surface : 1 300 ha.

Toutefois, compte tenu de la faible amplitude de la signature par rapport aux fluctuations atmosphériques et au bruit environnant, nous sommes amenés à émettre des réserves quant à la signification de ce terme de frange. De plus, le fait que les combinaisons interférométriques ne soient pas indépendantes (une image commune), l'origine de la signature ne peut pas être établie avec certitude au vu de ces seuls interférogrammes.

En d'autres termes, pour le secteur de Faulquemont, le contexte environnemental peu favorable de la zone (forte activité agricole, variation de l'humidité de surface, faible urbanisation...) au regard des contraintes et limitations liées à la mise en œuvre de la technique, n'a pas permis de circonscrire d'éventuels mouvements de surface significatifs pour la période d'observation (1993-1999).

Cela dit, les premières images radar disponibles pour cette analyse datent de juin 1993, c'est-à-dire qu'elles ont été prises un peu plus de 3 ans après l'ennoyage des travaux miniers. Or, il est vraisemblable, par analogie avec la durée de la phase d'affaissement résiduel, que l'essentiel des mouvements de soulèvement de la surface s'est produit pendant la phase de remontée des eaux au sein des travaux miniers et s'est poursuivi quelques mois voire quelques années (2 à 3 ans) après l'obtention du régime d'équilibre piézométrique de l'aquifère minier. Les images radar les plus anciennes n'ont donc pu saisir au mieux que la phase terminale, au demeurant de faible amplitude, de ce mouvement de soulèvement.

### 3.3

## Estimation du volume des vides miniers résiduels

L'exploitation minière souterraine dans le bassin de Faulquemont a créé des vides miniers qui ont été, en partie, comblés soit par les remblais soit par le foudroyage des terrains. La connaissance des veines exploitées et le suivi de l'ennoyage du bassin, qui a eu lieu en 1989-1990, ont permis l'estimation du volume des vides miniers résiduels, selon les deux méthodes présentées précédemment (Degas, 2001).

### 3.3.1

#### Méthode des coefficients de capacité à l'eau

Cette méthode, appliquée au cas du bassin de Faulquemont, est définie par la formule (Rogoz, 1978) :

$$V_{res} = \sum_{n=1}^{215} (C_n * V_{exp,n}) \quad (3)$$

où

$V_{res}$  = volume des vides résiduels induit par l'exploitation ;

$C_n$  = coefficient de capacité à l'eau pour chacun des panneaux exploités ;

$V_{exp}$  = volume de chacun des 215 panneaux exploités dans le bassin de Faulquemont.

On obtient ainsi, pour le bassin de Faulquemont, un volume de vides miniers résiduels de l'ordre de  $2,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

### 3.3.2

#### Méthode volumétrique

A partir des plans d'exploitation fournis par l'exploitant et d'éléments techniques tels que les longueurs de galeries, leur section, la profondeur et le diamètre des puits, le volume total extrait est estimé à :

$$V_{ext} = V_{pui} + V_{gal} + V_{pan} \quad (4)$$

soit  $V_{ext} = 0,064 \cdot 10^6 + 3,000 \cdot 10^6 + 23,500 \cdot 10^6 = 26,564 \cdot 10^6 \text{ m}^3$

On note que le volume des puits est négligeable par rapport au volume exploité.

Connaissant le mode de traitement de l'arrière-taille de chacune des tailles, il est possible d'estimer le volume des remblais, en considérant que le volume des galeries remblayées est proportionnel au volume des tailles remblayées, et en intégrant le tassement du remblai dû à la convergence des épontes et le foudroyage du toit. Dans le bassin de Faulquemont, 71 % du volume total exploité est remblayé (56 % par voie pneumatique et 15 % par voie hydraulique) d'où :

$$V_{rem} = V_{rem \text{ panneaux}} + V_{rem \text{ galeries}} = 9,70 \cdot 10^6 + 0,81 \cdot 10^6 = 10,51 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

Le volume de la cuvette d'affaissement calculé d'après les nivellements de surface est de  $9,4 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Le volume total des vides miniers résiduels calculé par la méthode volumétrique est donc égal à :

$$V_{res} = V_{ext} - (1 - k_p) \cdot V_{rem} - V_{aff} \quad (5)$$

$$V_{res}(\text{total}) = 26,56 \cdot 10^6 - (1 - 0,15) \cdot 10,51 \cdot 10^6 - 9,41 \cdot 10^6 = 8,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$$

### 3.3.3

#### Estimation du volume d'eau nécessaire à l'ennoyage du houiller

A partir des mesures piézométriques réalisées lors de l'ennoyage du bassin minier de Faulquemont (Fig. 2) et sachant qu'après l'arrêt de l'exploitation, le débit d'exhaure minière est constant et égal à  $24,5 \text{ m}^3/\text{min}$ , il est possible d'estimer le volume d'eau nécessaire à l'ennoyage du réservoir en fonction des cotes NGF (Fig. 4). Cette figure présente la courbe déduite du volume d'eau nécessaire à l'ennoyage du réservoir et la courbe du volume des vides miniers résiduels obtenu par la méthode des coefficients de capacité à l'eau et par la méthode volumétrique. Elle montre que l'évolution, en fonction de la profondeur, est similaire pour les deux courbes obtenues. En effet, entre la cote - 400 m NGF et la cote - 160 m NGF, les pentes des courbes sont semblables. On remarque cependant que le volume résiduel est calculé depuis la base des travaux (environ - 600 m NGF) alors que le volume total d'eau n'est calculé qu'à partir de la cote - 400 m NGF.

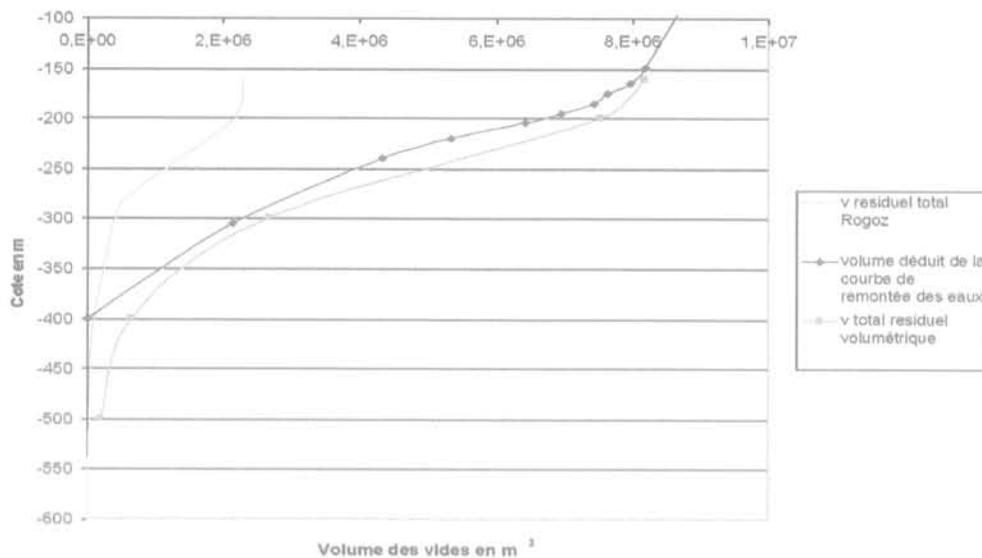


FIG. 4 Comparaison entre la répartition selon la profondeur des volumes des vides résiduels cumulés par la méthode empirique de M. Rogoz (1978), par la méthode volumétrique et par le volume mesuré d'après la remontée de l'eau.

Compared repartition of the residual mining voids versus depth evaluated from empirical and volumetric methods and from the volume of the water flooding.

Le volume d'eau nécessaire à l'ennoyage des travaux miniers du bassin de Faulquemont de la cote - 400 m à la cote - 160 m (sommet des travaux) est égal à  $8,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Le volume total des vides miniers résiduels liés à l'exploitation souterraine est égal à  $8,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Entre les cotes - 400 et - 160 m NGF, ce volume vaut  $7,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

### 3.3.4

#### Interprétation

• Répartition du volume des vides résiduels d'après la méthode volumétrique et la méthode empirique de M. Rogoz (1978)

Ces deux méthodes consistent à appliquer aux volumes des travaux exploités à la profondeur considérée un coefficient réducteur lié au mode de traitement de l'arrière-taille.

Les courbes de répartition du volume des vides, obtenues par les deux méthodes décrites plus haut ont des allures semblables. Par contre, quelle que soit la profondeur, les valeurs obtenues par la méthode volumétrique sont quatre fois supérieures à celles données par la méthode de M. Rogoz.

TABLEAU I Comparaison des résultats de la méthode volumétrique et de la méthode de M. Rogoz.

Comparison of the results obtained respectively with volumetric and empirical methods.

	Méthode volumétrique	Méthode empirique
$V_{\text{res}} / V_{\text{ext}}$	30 %	9 %
$V_{\text{res}} / V_{\text{ext}} - V_{\text{rem}}$	86 %	25 %
$V_{\text{res}} / (V_{\text{ext}} - V_{\text{rem}})$	50 %	15 %

Il ressort du tableau ci-dessus que le volume des vides résiduels obtenu par la méthode de Rogoz est largement sous-estimé par rapport au volume des vides résiduels déduit de la méthode volumétrique. En effet, cette méthode a été utilisée par l'INERIS pour estimer la capacité du réservoir minier du bassin de Blanzly (Le Gac *et al.*, 1992). Le calcul avait permis d'évaluer le volume résiduel (ou volume du réservoir minier) à environ  $V_{\text{res}} = 2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , soit 30 % du volume des vides initial ( $V_{\text{ext}} - V_{\text{rem}}$ ), ou encore 44 % du volume de la cuvette d'affaissement ( $V_{\text{aff}}$ ).

Une approche pratiquement identique a également été mise en œuvre par l'école des Mines de Paris pour évaluer la capacité du réservoir correspondant à la fosse d'Arenberg dans le bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais (Dolliazal *et al.*, 1994). Le volume résiduel a été estimé à  $V_{\text{res}} = 11 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , soit 29 % du volume total extrait ( $V_{\text{ext}}$ ), 34 % du volume des vides miniers initial ( $V_{\text{ext}} - V_{\text{rem}}$ ), ou encore 53 % du volume de la cuvette d'affaissement ( $V_{\text{aff}}$ ).

Enfin, pour ce même bassin, cette méthode a été utilisée dans le cadre de l'estimation des vides résiduels induits par l'exploitation des concessions de Crespin et d'Auchy-Fléchinelle (Thoraval, 1998). Un volume des vides miniers résiduels égal à 26 % du volume extrait a été calculé.

Les estimations similaires faites dans d'autres bassins miniers conduisent à considérer que la méthode de M. Rogoz sous-estime largement le volume des vides miniers résiduels. De plus, les rapports obtenus avec la méthode volumétrique sont comparables à ceux obtenus pour les autres bassins. On en déduit que les résultats issus de la méthode volumétrique sont plus satisfaisants. Par conséquent, le volume des vides résiduels retenu à partir de cette analyse pour l'ensemble du bassin de Faulquemont à la fin de l'exploitation est estimé à  $8,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

• *Volume des vides résiduels calculé par la remontée de l'eau*

Le volume d'eau nécessaire à l'ennoyage des travaux miniers du bassin de Faulquemont de la cote - 400 à la cote - 160 m NGF (sommet des travaux) est égal à  $8,23 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Le volume total des vides résiduels provoqués par l'exploitation souterraine vaut  $8,2 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . Entre les cotes - 400 et - 160 m NGF, ce volume est égal à  $7,5 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Le volume d'eau injecté est donc légèrement supérieur à celui des vides résiduels, d'une différence de  $0,73 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ , ce qui représente un peu moins de 10 % du volume des vides résiduels estimé. Cette différence de volume peut aussi être éventuellement attribuée à la part des terrains constituant l'ensemble du réservoir minier qui s'est trouvée désaturée pendant l'exploitation, avant de se resaturer lors de l'ennoyage des travaux consécutif à la remontée des eaux (Wojtkowiak et al., 2000). Partant de cette hypothèse, si on calcule le volume des terrains susceptibles d'avoir été influencés par les travaux miniers, on obtient :

1) avec un angle d'influence de  $23^\circ$  (mesuré par rapport à la verticale) pris de la base des travaux miniers (entre les cotes - 400 et - 200 m) jusqu'au toit du Houiller, puis de  $45^\circ$  du toit du Houiller jusqu'à la surface du sol (morts-terrains), le volume total estimé est de  $8\,260 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

2) avec un angle d'influence moyen de  $35^\circ$  mesuré de la base des travaux jusqu'à la surface, le volume total estimé est de  $7\,600 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ .

Ainsi, si on rapporte la différence de volume d'eau de  $0,73 \cdot 10^6 \text{ m}^3$  à chacune de ces estimations du volume des terrains susceptibles d'avoir été influencés par l'exploitation souterraine, on peut calculer la porosité supplémentaire induite dans ces terrains par cette exploitation. On obtient dans les deux cas une porosité induite inférieure à  $10^{-4}$  soit moins de 0,01 %, ce qui est on ne peut plus négligeable surtout lorsqu'on la compare à la porosité moyenne des grès vosgiens par exemple qui est de l'ordre de 0,15 ou 15 %. Il semblerait donc que la contribution de la porosité supplémentaire induite dans les terrains environnants et/ou du volume d'eau provenant d'une éventuelle désaturation des terrains influencés par l'exploitation reste négligeable comparée au volume des vides miniers résiduels engendrés par l'exploitation.

4

## Conclusion

Les calculs d'estimation du volume des vides miniers résiduels présentés dans cette communication,

pour le bassin de Faulquemont, permettent de conclure que la méthode empirique des coefficients de capacité à l'eau, proposée par M. Rogoz (1978) pour les bassins miniers polonais, n'est pas adaptée aux bassins miniers français du fait vraisemblablement des différences notables des contextes géologique et minier entre les exploitations françaises et polonaises. En revanche, les calculs réalisés par la méthode volumétrique donnent des résultats jugés satisfaisants lorsqu'ils sont confrontés au volume d'eau nécessaire à l'ennoyage du réservoir minier déterminé à partir de la courbe de remontée de son niveau piézométrique. D'autre part, l'évaluation de ce volume conduit à une valeur légèrement supérieure à celle du volume des vides miniers résiduels estimé. Cette différence semble indiquer que la porosité supplémentaire liée à la fracturation des terrains induite par l'exploitation et/ou leur degré de désaturation restent négligeables comparés aux volumes des vides miniers résiduels et à la porosité initiale de ces terrains.

Par ailleurs, suite à l'ennoyage du bassin houiller de Faulquemont, un léger soulèvement des terrains de surface, d'ordre pluri-centimétrique a été mesuré. L'amplitude maximale de ce soulèvement du sol (14 cm) ne représente que quelques pour-cent (5 à 7 %) de l'amplitude globale de l'affaissement mesuré pendant l'exploitation (2 à 3 m). Ce phénomène n'a pas eu de conséquences dommageables pour le bâti et les infrastructures de surface car ces mouvements de soulèvement restent de faible amplitude et sont lents, progressifs et relativement homogènes sur l'ensemble du secteur affaissé.

Enfin, les résultats obtenus sur le secteur de Faulquemont ne doivent donc pas pour autant conduire à une condamnation définitive de la technique d'interférométrie radar différentielle pour la surveillance des mouvements de terrain dans les régions minières en voie de cessation d'activité. En effet, la technique des réflecteurs permanents, en cours de développement, semble une alternative dans un contexte comparable à celui de Faulquemont. Cette technique vise à cumuler les interférogrammes d'une série temporelle sur des pixels contenant des cibles restées cohérentes (bâti, structures métalliques...). Ainsi, on peut ainsi s'affranchir de la limitation introduite par la perte de cohérence tout en améliorant la précision accessible. Ces réflecteurs permanents sont identifiés à partir des caractéristiques de rétro-diffusion issues des images d'intensité. La densité du réseau de réflecteurs permanents doit par ailleurs être compatible avec le gradient de déformation maximum mesurable entre les dates extrêmes de la série. Ceci rend la méthode plus adaptée aux mouvements continus de faible vitesse.

- Babot Y. – *Bilan des effets des travaux sur les eaux. Étude hydrogéologique et hydrologique*. HBL – Concession De Wendel. Rapport ANTEA n° A 09302, 1997.
- Bekendam R.F et Pöttgens J.J.E. – Ground movements over the coal mines of southern Limburg, the Netherlands, and their relation to rising mine waters. *Land Subsidence* (Proceedings of the Fifth International Symposium on Land Subsidence. The Hague, IAHS Publ., October 1995, n° 234, p. 3-12.
- Bukowski P. – Water storage capacity of rock massif in forecasting the flooding process of mine workings. *7th International mine water association congress*, Ustron (Poland). 11-15 september 2000.
- Carnec C. – Un exemple de suivi par satellite des déformations de surface : l'interférométrie radar. *Mines et Carrières-Industrie minière*, vol. 10, juin 2001, p. 36-38.
- Carnec C., Raucoules D. – *Étude de faisabilité : détection et suivi de déformations de surface liées à l'existence de cavités minières souterraines par interférométrie radar différentielle. Applications à la région de Faulquemont, bassin houiller lorrain*. Rapport BRGM, RP-50228-FR, mai 2000, 48 p.
- Degas M. – *Étude de la resaturation des vides miniers résiduels. Application au bassin houiller de Faulquemont* (Moselle). Rapport INERIS pour Charbonnages de France référencé INERIS-DRS-02-25293/R02 du 12 septembre 2002.
- Dolliazai M., Salignac A.L., Yang B., Cheimanoff N., Ledoux E., Mercier D. – *Modélisation de la remontée de pression de gaz dans les anciens travaux miniers du bassin Nord-Pas-de-Calais. Étude de la faisabilité appliquée à la fosse d'Arenberg*. École des Mines de Paris, ARMINES, avril 1994.
- Fenk J. – *Zeitreiheanalyse für Hebungsprozesse über stillgelegten Steinkohlen-Bergwerken*. Moderne Messtechniken und Deformationanalyse, 41. DMV-Tagung Bad Neuenahr 10, 1997.
- HBL – Rapport final réalisé dans le cadre du projet ECSC agreement 7220-AF/014, 1999.
- Le Gac H., Rémond C., Josien J.P. – *Étude de la remontée des eaux après la fermeture des travaux miniers à Blanzay (71)*. Rapport n° 1 : Étude d'impact prévisionnelle, BRGM/INERIS, décembre 1992.
- Piguet J.P. et Wojtkowiak F. – Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps. *Mines et Carrières - Industrie minière*, vol. 10, juin 2001, p. 9-21.
- Pöttgens J.J.E. et Van Herk J.M. – Ground movements over abandoned coal mines in relation to rising mine waters in Limburg (The Netherlands). *Mines et Carrières - Industrie minière*, vol. 10, juin 2001, p. 86-90.
- Proust A. – Étude sur les affaissements miniers dans le bassin du Nord et du Pas-de-Calais. *Revue de l'industrie minière*, vol. 46, n° 6 et 7, juin-juillet 1964.
- Rogoz M. – Water capacity of abandoned working in underground coal mines. *Proc. Int. Conf. Water in Mining and Underground Works*, SIAMOS, Granada, Spain, 1978.
- Thoraval A. – *Estimation des vides résiduels induits par l'exploitation des concessions de Crespin et d'Auchy-Fléchinelle du bassin houiller du Nord et du Pas-de-Calais*. Rapport INERIS SSE-ATH/DMi - 26EF66/RN02, août 1998.
- Wojtkowiak F., Couillet J.C., Daupley X. et Tauziède C. – Geotechnical and environmental impacts on the surface of water rising in French underground coal mines after closure. *7th Int. Mine Water Association Congress*, Katowice-Ustron, Poland, september 2000.
- Wojtkowiak F. – *Suivi des mouvements de la surface du sol par nivellement et par interférométrie SAR différentielle depuis l'arrêt des pompes d'exhaure dans le secteur de Faulquemont (Moselle)*. Rapport INERIS DRS-01-23740/R01, septembre 2001.

## Introduction

Dans le cadre de l'exploitation du gisement houiller lorrain, de nombreuses anciennes galeries ont été creusées dans la formation des grès vosgiens à faible profondeur.

Il a été établi que les effets prévisibles en surface dus à d'éventuelles instabilités des galeries minières excavées dans les formations du Houiller sous-jacentes, situées à des profondeurs variant de 80 à 400 m, sont extrêmement faibles (Piguet, 1997). Par contre, les effets sur la stabilité des terrains de surface de la dégradation de la tenue des galeries creusées à des profondeurs plus faibles dans les grès vosgiens, pourraient être plus importants. A la demande de l'Unité de Gestion de l'Environnement et du Patrimoine Industriel (UGEPI) des Houillères du Bassin de Lorraine (HBL), l'INERIS a évalué et quantifié les effets prévisibles en surface induits par la dégradation à long terme de l'état de stabilité de ces galeries, cette dégradation pouvant être déclenchée ou accélérée par leur ennoyage consécutif à l'arrêt des pompages d'exhaure minière dû à la cessation de l'exploitation.

Dans le cas où la stabilité des galeries n'est pas assurée sur le long terme, des mesures compensatoires doivent généralement être prises pour prévenir les risques liés à la présence de ces ouvrages peu profonds dans le sous-sol de régions parfois fortement urbanisées. C'est le cas notamment de l'ancienne galerie d'exhaure minière de Falck, située sur le territoire de la commune de Falck, à 2 km à l'est du village de Hargarten-aux-Mines et 3 km au nord du siège II de La Houve

(département de la Moselle). Cette galerie a fait l'objet de travaux de traitement, également décrits dans cette communication, afin de garantir la sécurité et la salubrité publiques ainsi que les caractéristiques essentielles du milieu environnant.

## Contextes géologique, géotechnique et minier

### Cadre géographique et contexte géologique

Le bassin houiller sarro-lorrain s'étend sur une superficie d'environ 140 km de long sur 70 à 80 km de large. Il est situé, en partie, au nord-est du département de la Moselle, à 35 km environ à l'est de Metz et se poursuit au-delà de la frontière allemande (Land de Sarre). Le secteur où se situent les exploitations souterraines présente très schématiquement la forme d'un triangle dont les sommets correspondent approximativement aux villes de Creutzwald au nord, Forbach au nord-est et Faulquemont au sud-ouest (Fig. 1).

Le gisement houiller sarro-lorrain, d'âge carbonifère, est allongé entre le Hunsrück, correspondant à une partie du massif schisteux rhénan, et les Vosges. L'ensemble du gisement forme une série d'anticlinaux et de synclinaux d'orientation générale NE-SW. Le bassin lorrain constitue la partie française de ce gisement.

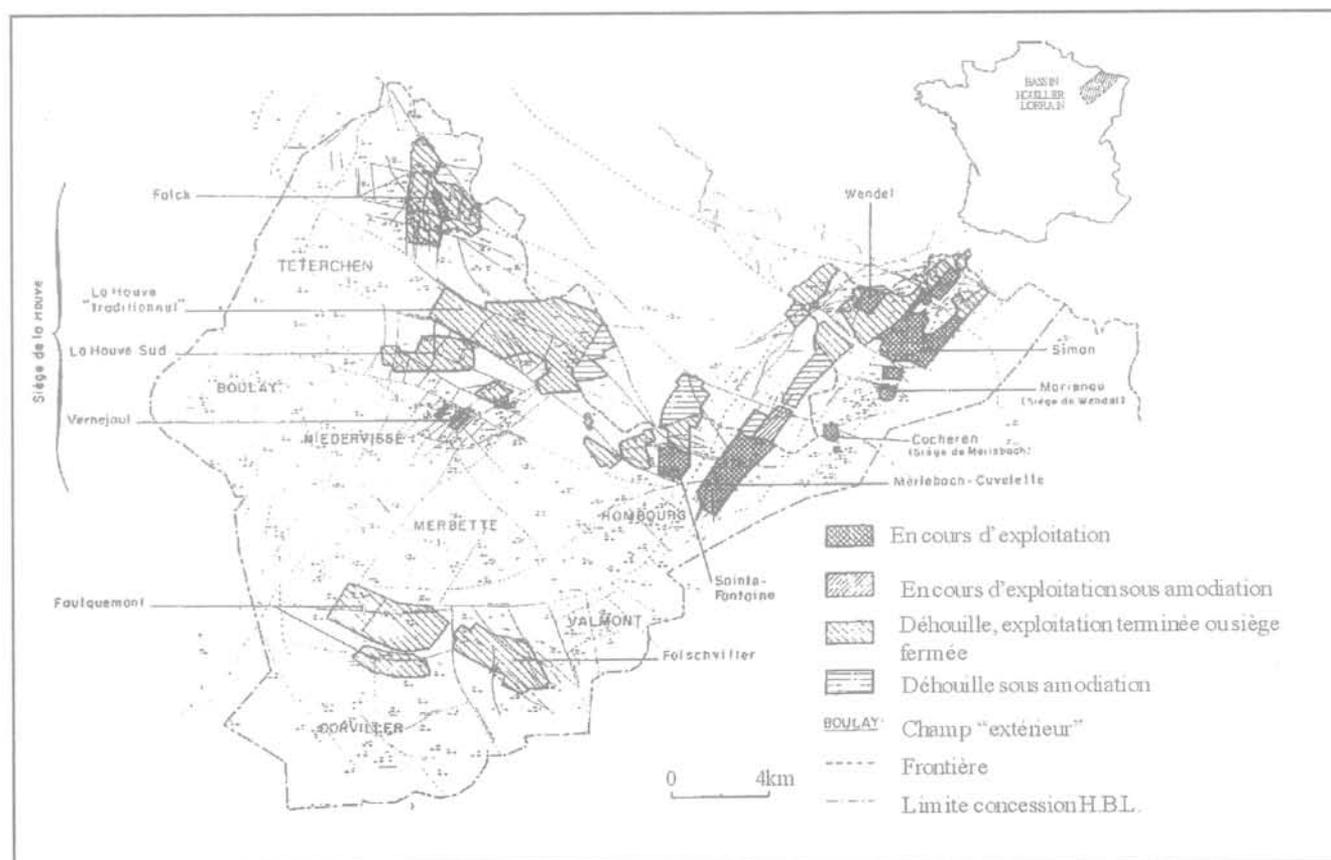


FIG. 1 Situation géographique du bassin houiller lorrain.  
Location of the Lorraine Collieries.

Affleurant au nord-est, en Sarre, le Carbonifère s'approfondit vers le sud-ouest sous une couverture de morts-terrains datés du Permien supérieur (grès et conglomérats à ciment carbonaté) et du Trias.

Le Trias inférieur, ou Buntsandstein, est présent dans les Vosges septentrionales et s'étend jusqu'en Allemagne, dans le Palatinat et en Sarre. La série lithographique est constituée, pour l'essentiel, de sables et de grès d'origine fluviatile. Les grès triasiques reposent généralement sur d'autres grès d'âge permien, mais peuvent localement être en discordance sur le socle schisto-gréseux du Carbonifère (formations du houiller d'âge Stéphaniens et Westphalien C). Cette série comporte, de haut en bas (Fig. 2) : la formation des grès bigarrés, d'une puissance de 40 à 50 m, elle-même constituée par les grès à Voltzia, les grès intermédiaires et le conglomérat principal (Buntsandstein supérieur). Les grès bigarrés recouvrent la formation des grès vosgiens, d'une puissance moyenne de l'ordre de 300 m (Buntsandstein moyen). L'importante épaisseur de la formation des grès vosgiens explique, en partie, pourquoi elle a été très fortement exploitée dans des carrières à ciel ouvert, notamment pour la production de matériaux de remblai mis en place par voie hydraulique dans les chantiers miniers. Dans l'ensemble de la formation des grès vosgiens, on distingue généralement deux parties, d'une épaisseur à peu près équivalente de 150 m chacune :

- les grès vosgiens inférieurs encore appelés les couches de Trifels ;
- les grès vosgiens supérieurs encore appelés les couches de Rehberg et Trippstad.

MUSCHELKALK Supérieur		20-40m	Calcaires à Cératites Calcaires à Entroques
MUSCHELKALK Moyen		60-70m	Groupe Anhydrite Marnes grises Intacalations dolomitiques
MUSCHELKALK Inférieur		35-40m	Dolomie à Myophoria Marnes ondulées Grès coquilliers
GRES BIGARRES		40-50m	Grès à Voltzia Grès intermédiaires Conglomérat principal
GRES VOSGIENS		290-300m	<i>Nappe phlyocène</i>
PERMIEN		30-60m	
STEPHANIEN		0-500m	CONGLOMERAT DE HOLTZ
WESPHALIEN C		Veine I	

FIG. 1 Log géologique synthétique du Westphalien au Muschelkalk de la région de Faulquemont. Synthetic geological log from Westphalien to Muschelkalk in Faulquemont area.

La partie inférieure est constituée de grès riches en feldspath. La formation montre de fréquentes figures de stratification entrecroisée découpées par de nombreux chenaux. Ces dépôts, conglomératiques à la base, reposent sur les grès d'Annweiler (Buntsandstein inférieur).

Les formations du Buntsandstein (Trias inférieur), à dominante gréseuse et conglomératiques, sont, en général, directement surmontées par les séries carbonatées du Trias moyen (Muschelkalk), d'une épaisseur globale variant de 100 à 150 m, et représentées successivement par : la série des calcaires à cératites et des calcaires à entroques (Muschelkalk supérieur) ; le groupe de l'anhydrite et les marnes grises (Muschelkalk moyen) et, enfin, la dolomie à Myophora, les marnes ondulées et les grès coquilliers (Muschelkalk inférieur).

Sur le plan hydrogéologique, la formation des grès vosgiens est très fortement aquifère puisqu'elle présente une double porosité (de pore et de fissure) avec une perméabilité globale généralement comprise entre  $5 \cdot 10^{-7}$  et  $10^{-6}$  m/s. Elle constitue un réservoir d'eau potable, souvent d'excellente qualité, fréquemment exploité par sondages. L'alimentation de cette nappe est essentiellement assurée par les précipitations, la piézométrie générale n'indiquant que peu ou pas d'alimentation par infiltration des cours d'eau. Cette piézométrie est, à l'heure actuelle, très fortement influencée par les pompages d'exhaure minière qui engendrent la formation d'entonnoirs (dépressions marquées de la surface piézométrique) et orientent les écoulements vers des points bas. L'arrêt de ces pompages d'exhaure dans les exploitations souterraines engendrera, à terme, une remontée du niveau piézométrique de la nappe des grès. A titre d'exemple, on notera, en termes d'impacts sur la nappe des grès du Trias inférieur des exploitations minières dans le secteur de Faulquemont, que l'exhaure minière a atteint un débit maximum de l'ordre de 1 600 m<sup>3</sup>/heure. Le rabattement maximal de la nappe des grès vosgiens s'est établi à la cote + 175 m, alors que les estimations effectuées indiquent un niveau piézométrique d'origine, avant travaux miniers, s'établissant aux environs de la cote + 250 m, au toit des grès à Voltzia. Dans ce secteur, la nappe des grès du Trias inférieur était donc vraisemblablement en charge à l'origine.

## 2.2

### Principales caractéristiques géotechniques des grès vosgiens

Les grès vosgiens se situent sur le flanc sud du vaste anticlinal sarro-lorrain orienté NE-SW. Les études effectuées, notamment sur les grès exploités dans les carrières de Merlebach et Centrale, indiquent que le pendage n'excède que rarement une dizaine de degrés vers le SSE. Cet anticlinal est morcelé, selon les cartes géologiques du BRGM correspondant aux feuilles de Forbach et de Boulay, par deux familles de fracturation : l'une majeure et transversale à l'axe du pli, de direction générale NW-SE ; l'autre, de moindre importance, longitudinale à l'axe du pli, orientée globalement NE-SW.

L'ensemble des résultats géotechniques dont on dispose actuellement sur les grès vosgiens provient de plusieurs campagnes de reconnaissance effectuées ces vingt dernières années dans les carrières Simon, Centrale et

de Merlebach ainsi que pour des études d'ouvrages miniers spécifiques tels que la digue de Carling et le « schistier » de la carrière Simon. Ces données nous permettent de nous faire une idée globale des caractéristiques géomécaniques des grès vosgiens dans la région de Forbach en particulier. En revanche, l'origine fluviale de ces dépôts en fait une formation aux variations latérales de faciès parfois très importantes, ce qui complique toute recherche de corrélation entre sondages.

2.2.1

### Caractéristiques de cisaillement et pressiométriques

Dans le cadre de l'étude de la mise en sécurité des fronts de taille de la carrière Simon, trois sondages d'environ 100 m de profondeur ont été réalisés à quelques mètres du sommet des fronts de taille dont la hauteur peut atteindre 95 m. Les caractéristiques de résistance au cisaillement de différentes couches de grès exploitées ont été estimées à partir d'essais à la boîte de Casagrande et par rétro-analyse des incidents observés sur les fronts. Il a été ainsi distingué deux types de terrain :

- les terrains assez déconsolidés et peu résistants avec les caractéristiques moyennes suivantes : cohésion de 20 kPa et angle de frottement interne de 40° ;
- les terrains plus résistants, avec une cohésion comprise entre 120 et 500 kPa, et un angle de frottement interne compris entre 42° et 62°.

Des essais de cisaillement ont été également réalisés sur les parties indurées du grès exploité dans la carrière de Merlebach. Suite à ces essais, deux couples de caractéristiques de cisaillement ont été retenus : l'un avec une cohésion comprise entre 500 et 600 kPa et un angle de frottement variant de 30° à 50° ; l'autre avec une cohésion de 80 kPa et un angle de frottement de 48°.

Deux essais pressiométriques pour caractériser les grès situés sous une digue à Carling, donc dans la tranche altérée de surface, ont indiqué, sur une profondeur de 2 à 3 m, des pressions limites allant de 1,4 à 4 MPa pour l'un et de 1 à 1,5 MPa pour l'autre. Au-delà de ces horizons altérés, les pressions limites varient de 3 MPa à plus de 5 MPa, valeurs correspondant à un sable très compact. Les valeurs obtenues pour le module pressiométrique sont supérieures ou égales à 30 MPa.

Dans l'étude géotechnique pour l'abandon du schistier et du bassin à schlamms de la carrière Simon, pour la tranche de 4 m d'épaisseur de grès décompacté recouvrant le grès sain, les caractéristiques de cisaillement en contraintes effectives retenues sont les suivantes : cohésion effective de 15 kPa et angle de frottement effectif de 34°.

Toutes ces valeurs indiquent bien que ce grès est sensible aux phénomènes d'altération de surface, ce qui est tout à fait logique au vu de la porosité et de la perméabilité élevées de ce matériau. On retiendra également que la tranche altérée superficielle peut atteindre plusieurs mètres d'épaisseur et possède des caractéristiques géomécaniques comparables à celles d'un sable.

2.2.2

### Caractéristiques de dureté et de résistance

Un ensemble de carottes choisies parmi les plus dures et issues de ces différentes campagnes de sondages a été soumis à des essais de dureté CERCHAR.

Ces essais ont révélé des valeurs moyennes de dureté comprises entre :

- 1,5 et 4, correspondant à la classe de dureté des roches tendres à assez tendres, pour les carrières de Merlebach ;
- 1 et 2, correspondant à la classe de dureté des roches tendres, pour les carrières Centrale et Simon.

Plusieurs essais mécaniques ont été effectués en laboratoire sur les carottes d'un sondage réalisé très récemment à proximité du puits Wendel 3. Les valeurs de la résistance à la compression simple et à la traction indirecte sont respectivement comprises entre 31,0 MPa et 46,6 MPa, et entre 1,5 MPa et 3,3 MPa. Un seul des échantillons testés présentait de bien meilleures caractéristiques avec une résistance à la compression uniaxiale de l'ordre de 108 MPa et une résistance à la traction directe de 9,2 MPa.

On dispose également de résultats d'une caractérisation mécanique réalisée sur un grès très altéré prélevé dans la carrière de Merlebach. Des essais de compression uniaxiale et triaxiale ont ainsi permis de déterminer les caractéristiques suivantes :  $E$  (module d'Young) = 300 MPa ;  $R_c$  (résistance à la compression simple) = 1,3 MPa ;  $R_t$  (résistance à la traction) = 0,3 MPa. On notera également qu'une légère pression de confinement suffit à augmenter très significativement le module d'élasticité et le seuil de plastification du matériau. Les caractéristiques des Grès Vosgiens sont, en général, bien meilleures lorsqu'il n'est pas altéré. F. Homand (1985) signale en particulier les valeurs suivantes :  $E = 12\ 800$  MPa et  $R_c = 56$  MPa.

2.2.3

### Conclusion

Il ressort de l'ensemble de ces résultats que les grès vosgiens dans la région de Forbach se caractérisent par une alternance de bancs durs et de bancs beaucoup moins indurés, dont les caractéristiques géomécaniques se rapprochent, pour certains niveaux, de celles d'un sable. Compte tenu des variations latérales de faciès très importantes au sein de la formation des grès vosgiens, ces bancs ont une continuité horizontale limitée. Ces niveaux de sable peu consolidé peuvent se situer en surface comme au sein du massif mais sont néanmoins difficilement repérables. De manière très générale, on peut aussi constater que les grès vosgiens de Merlebach possèdent de meilleures caractéristiques mécaniques que ceux de Forbach. Enfin, les grès vosgiens restent un matériau très sensible aux phénomènes d'érosion et d'altération météorique. De ce fait, la tranche altérée de surface, de quelques mètres d'épaisseur, constitue un horizon gréseux peu cohérent.

3

## Analyse des effets de surface induits par les galeries creusées dans les grès vosgiens

3.1

### Description géométrique des galeries

Deux configurations géométriques de galeries creusées dans les grès vosgiens ont été retenues pour l'ana-

lyse des conditions de leur stabilité : des galeries quadrangulaires de 2 m de hauteur et de 2,5 m de largeur (5 m<sup>2</sup> de section) et des galeries en forme de fer à cheval de 2,4 m de hauteur maximale et 4 m de largeur (8 m<sup>2</sup> de section moyenne). Pour se mettre dans les conditions les plus défavorables, il a également été supposé, qu'à long terme, le soutènement mis éventuellement en place lors de leur creusement ne joue plus aucun rôle. Enfin, ces galeries sont situées à des profondeurs variant de 5 à 80 m.

### 3.2

## Origine et nature des effets de surface

Les grès vosgiens sont plutôt considérés comme étant des roches relativement homogènes et résistantes. Les galeries creusées dans ces grès ne doivent donc pas, *a priori*, connaître de problème de stabilité mécanique même lorsqu'elles sont proches de la surface, à moins d'une dégradation locale particulièrement importante de leurs caractéristiques géomécaniques. Parmi les facteurs susceptibles de contribuer à une réduction significative de leurs caractéristiques mécaniques en grand, on retiendra en particulier :

– la diminution de l'épaisseur moyenne des bancs : les observations géologiques (BRGM, 1976) montrent que l'épaisseur des bancs de grès est généralement assez importante (0,5 m à 6 m). Une diminution locale de cette épaisseur peut favoriser la rupture des bancs du bas-toit de la galerie ;

– l'augmentation de la densité de fracturation des bancs : les bancs sont généralement très peu fracturés mais la densité de fracturation peut augmenter de manière importante à proximité de grandes discontinuités majeures (failles) ;

– la diminution de la résistance mécanique du grès, qui peut être liée à des phénomènes de vieillissement (altération météorique et/ou en présence d'eaux chimiquement agressives par exemple), de fatigue du matériau ou à une variation de leur teneur en eau.

J.-P. Piguet (1997) a montré que les effets de surface induits par une galerie située à une profondeur supérieure à 80 m (limite des terrains houillers) étaient toujours liés à un affaissement progressif des terrains sous-jacents mais son amplitude est quasiment négligeable compte tenu de la largeur  $L$  des galeries rapportée à leur profondeur  $H$  (ratio  $L/H$  inférieur à 0,05). Par contre, dans le cas de galeries très peu profondes, creusées dans les grès vosgiens altérés, la possibilité d'un effondrement de type fontis doit être envisagée (Piguet et Wojtkowiak, 2001).

Les fontis se développent préférentiellement au surplomb de carrefours de galeries car ce sont les endroits où la portée du toit non soutenue est la plus importante et les risques d'éboulement du toit les plus élevés. L'apparition d'un fontis à l'aplomb d'une galerie isolée peu profonde est toutefois possible dans le cas d'un recouvrement très dégradé et/ou altéré. Les conséquences de l'apparition d'un fontis en surface sont souvent d'extension relativement limitée (quelques mètres à quelques dizaines de mètres au maximum) mais peuvent s'avérer très graves si elles se localisent sous une construction ou un ouvrage d'infrastructure (Vachat, 1982).

Le coefficient de foisonnement des terrains  $K$  (volume des terrains effondrés rapporté à leur volume

initial) peut jouer un rôle prépondérant dans l'évolution des montées de voûte au toit des galeries. Ainsi, lorsque les terrains éboulés ont un coefficient de foisonnement élevé, même en présence de conditions de stabilité très défavorables (terrains très peu résistants), le fontis ne débouchera pas forcément au jour du fait de l'auto-comblement du vide souterrain induit par le foisonnement des terrains (Wojtkowiak et Didier, 1999). Un calcul simple, classiquement utilisé pour estimer la hauteur de toit susceptible de s'ébouler (notamment pour le cas des exploitations avec foudroyage) consiste à écrire :  $h + h_c = K \cdot h_c$  avec  $h$  la hauteur de la cavité et  $h_c$  la hauteur de la partie effondrée. On vérifie facilement avec cette formule que pour des exploitations foudroyées, la hauteur de la cloche varie de 10 fois à 2 fois l'ouverture de la couche exploitée, si les valeurs du coefficient de foisonnement  $K$  varient respectivement de 1,1 à 1,5. Ceci signifie que la hauteur  $h_c$  pour une cavité d'ouverture moyenne 2,5 m par exemple, varie de 5 m à 25 m.

Notons qu'au-dessus de la cloche d'éboulement, dans les terrains stratifiés, les bancs fléchissent et s'appuient sur les blocs éboulés. Cette flexion induit une fissuration mécanique et l'ouverture des plans de discontinuité naturelle existant au sein de ces bancs (diaclasses, plans de stratification), mais ceux-ci gardent encore une certaine continuité géométrique d'ensemble (Mahmoud, 1984).

### 3.3

## Facteurs aggravants

### 3.3.1

### Influence de l'eau et du temps

La présence d'eau peut aussi avoir une influence sur les propriétés mécaniques des terrains de recouvrement et donc sur la stabilité mécanique des ouvrages. Une augmentation de la teneur en eau du matériau, sous l'effet des infiltrations d'eau superficielle ou du battement du niveau de la nappe phréatique, peut altérer la résistance mécanique des roches. Ainsi, en passant de l'état sec à l'état saturé, les grès perdent environ 40 % de leur résistance à la compression uniaxiale (Pineau, 1976).

Dans certains cas, la pression d'eau dans les joints de stratification peut également contribuer à faire fléchir les dalles du toit jusqu'à leur rupture (Maury, 1979).

D'autre part, la résistance de certaines roches semble décroître de manière significative en fonction du temps. Il est donc nécessaire de prendre en compte le concept de résistance ultime, ou résistance admissible à long terme, pour évaluer l'évolution de la stabilité d'une cavité dans le temps.

### 3.3.2

### Actions anthropiques

Les phénomènes d'origine anthropique, en modifiant les conditions mécaniques et hydrauliques qui règnent au sein du massif dans un sens pratiquement toujours défavorable, interviennent en tant qu'initiateurs ou accélérateurs des processus de dégradation. Les principales perturbations de ce type sont les suivantes :

– les surcharges pondérales, dues à la construction de nouveaux bâtiments ou d'ouvrages d'art, créent des surcontraintes locales qui peuvent se reporter sur les épontes des cavités souterraines ;

– la circulation d'engins de fort tonnage en surface peut être à l'origine d'une fatigue des matériaux suite à des cycles successifs de chargement/déchargement (Bertrand *et al.*, 1981) ;

– les modifications du régime hydraulique et d'écoulement des eaux souterraines au sein du massif liées, par exemple, à l'arrêt des pompes d'exhaure minière.

4

## Stabilité à long terme des galeries creusées dans les grès vosgiens

L'analyse des conditions de stabilité à long terme des galeries creusées dans les grès vosgiens, avant, pendant et après leur ennoyage, a été effectuée à partir des résultats de simulations sur modèle numérique (Thoraval, 1997). Les calculs ont été réalisés à l'aide des codes numériques UDEC (*Universal Distinct Element Code*) et FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*). Ces codes permettent de simuler le comportement hydromécanique d'un milieu rocheux à double porosité (de pore et de fracture).

Pour simuler le vieillissement du grès, nous avons considéré, hypothèse jugée extrêmement pessimiste, que le grès avait partout les caractéristiques mécaniques de celui exploité dans la carrière de Freyming ( $E = 300 \text{ MPa}$  ;  $R_c = 1,3 \text{ MPa}$  ;  $R_t = 0,3 \text{ MPa}$ ). Ces caractéristiques proviennent d'essais standard réalisés dans des conditions hydriques non contrôlées. Compte tenu de la variabilité des données, il nous a semblé pertinent d'opter ici pour une approche sécuritaire qui rend inutile la distinction entre les propriétés drainées (valeurs à utiliser pour un calcul hydromécanique avec FLAC) ou non drainées (valeurs à utiliser pour un calcul hydromécanique avec UDEC).

Les valeurs des caractéristiques choisies pour les joints de stratification (indiciées j) et les fractures (indiciées f) sont les suivantes : raideur normale :  $k_{nj} = 100 \text{ MPa/m}$ ,  $k_{nf} = 1\,000 \text{ MPa/m}$  ; raideur tangentielle :  $k_{sj} = 10 \text{ MPa/m}$ ,  $k_{sf} = 100 \text{ MPa/m}$ . Les discontinuités obéissent à une loi de comportement élasto-plastique parfait définie par les paramètres suivants : angle de frottement :  $\phi_j = \phi_f = 10^\circ$  ; cohésion :  $c_j = 0 \text{ MPa}$ ,  $c_f = 0,01 \text{ MPa}$  ; résistance à la traction :  $R_{tj} = 0 \text{ MPa}$ ,  $R_{tf} = 0,01 \text{ MPa}$ .

Trois configurations géologiques très différentes, qui rendent compte de la variabilité spatiale de la structure et de la fracturation au sens large des grès vosgiens, ont été distinguées :

– *configuration n° 1* : le recouvrement de la galerie est constitué d'un grès massif, c'est-à-dire ni stratifié ni fracturé, configuration bien sûr la plus favorable des trois à la stabilité des galeries ;

– *configuration n° 2* : les terrains gréseux, cette fois-ci, sont nettement stratifiés en bancs d'épaisseur variable. Trois épaisseurs de banc ont été prises en compte : 0,25 m, 0,5 m et 1,00 m. Comparées à celles observées sur le terrain, ces épaisseurs de banc sont considérées comme faibles, voire très faibles, ce qui nous place du côté de la sécurité pour notre analyse puisque le risque de rupture du banc diminue lorsque son épaisseur augmente ;

– *configuration n° 3* : la galerie est traversée par une zone faillée. Dans ce cas, le recouvrement perd localement de sa cohésion. On peut alors l'assimiler à un milieu constitué de blocs de petites dimensions. Deux tailles moyennes de bloc ont été retenues dans notre analyse effectuée à deux dimensions (2D) :  $1 \text{ m}^2$  et  $0,25 \text{ m}^2$ . Ces dimensions sont également faibles en regard des observations faites sur le terrain. Notons que nous avons utilisé une commande spécifique du logiciel UDEC, qui permet de générer des géométries plus réalistes que celles consistant, par exemple, à découper le grès en deux familles de fractures régulièrement espacées.

Par ailleurs, nous avons fait varier la profondeur de la galerie entre 5 et 80 mètres.

4.1

### Conditions de stabilité avant l'arrêt des pompes d'exhaure minière

A partir des résultats obtenus, on a pu établir que, si les galeries restent hors d'eau :

– les effets en surface d'une éventuelle dégradation des conditions de stabilité des galeries sont négligeables lorsque celles-ci sont creusées dans des bancs de grès épais et peu fracturés (configuration 1), et ce, même lorsqu'elles sont situées à quelques mètres de profondeur seulement. Ainsi, dans la gamme de profondeur considérée, l'affaissement de la surface du sol n'excède pas 1,2 mm pour des galeries quadrangulaires et 2 mm pour les galeries en forme de fer à cheval. Le ratio « affaissement/convergence du toit de la galerie », qui traduit l'effet d'amortissement des mouvements de terrain dans le recouvrement, diminue de façon quasi hyperbolique avec la profondeur des galeries. Les valeurs de pente et de déformation maximale calculées diminuent également bien sûr avec la profondeur des galeries. Pour les galeries les moins profondes, on obtient une valeur de déformation de  $4.10^{-5}$  pour les galeries rectangulaires et de  $2.10^{-4}$  pour la forme en fer à cheval ;

– dans le cas de grès très stratifiés (configuration 2), les effets en surface d'une éventuelle dégradation du recouvrement sont légèrement amplifiés par rapport au cas précédent tout en restant négligeables. Les déplacements et les affaissements induits sont inversement proportionnels à l'épaisseur moyenne des bancs de grès. Ainsi, dans le cas d'une galerie quadrangulaire, l'amplitude de l'affaissement est respectivement de 6 mm, 11 mm et 17 mm lorsque l'épaisseur moyenne des bancs est égale à 1 m, 0,5 m et 0,25 m. Les valeurs de pente et de déformation horizontale maximale augmentent de façon significative lorsque la stratification des grès est de plus en plus marquée. Ceci dit, même dans le cas extrême d'un litage fin des grès, les effets potentiels en surface restent faibles ;

– lorsque les galeries traversent des zones faillées (configuration 3), on pouvait s'attendre à ce que les risques d'instabilité au fond puis d'apparition de fontis à la surface soient plus importants du fait d'une plus grande densité de fracturation des grès. Or, si cette fracturation n'est pas trop importante, la hauteur de la cloche d'éboulement qui se forme au toit de la galerie reste faible, ainsi que les effets ressentis à la surface. Si la fracturation des terrains de recouvrement est plus intense, l'apparition d'un fontis en surface n'est possible

que si les galeries sont très proches de la surface et si les caractéristiques de cisaillement des fractures qui affectent les grès sont très faibles. Dès que l'épaisseur du recouvrement dépasse 8 m, la montée de la cloche d'éboulement est stoppée avant d'atteindre la surface par l'effet de foisonnement des terrains<sup>(1)</sup> éboulés induisant ainsi l'auto-comblement du vide souterrain (Fig. 3).

Il faut se rappeler que ces résultats ont été obtenus avec des caractéristiques géomécaniques des grès très faibles, correspondant à des grès très altérés, donc défavorables à la stabilité des galeries. De plus, l'ensemble des calculs est basé sur un angle de frottement des discontinuités de 10°. En réalité, on sait que la rugosité des épontes des fractures contribue à augmenter de façon très significative la valeur de l'angle de frottement jusqu'à des valeurs de 30 à 40°. Une très forte influence de ce paramètre sur la stabilité du toit immédiat de la galerie a été mise en évidence. Ainsi, d'après le modèle, un angle de 15° suffit à éviter la formation d'un fontis (l'éboulement du toit s'interrompt bien avant d'atteindre la surface) et une valeur de 20° réduit de façon significative l'importance de l'éboulement du toit (la cloche d'éboulement au toit de la galerie a, dans ce cas, moins d'un mètre de hauteur).

#### 4.2

### Stabilité à long terme des galeries pendant et après leur ennoyage

La remontée du niveau piézométrique de la nappe aquifère consécutive à l'arrêt des pompes d'exhaure, a été simulée depuis la base du modèle (c'est-à-dire à 50 m de profondeur sous le mur de la galerie) jusqu'à la sur-

<sup>(1)</sup> Le logiciel UDEC permet de simuler la chute des blocs de leur position initiale dans le recouvrement jusqu'à une nouvelle position stable au mur de la galerie. Les blocs instables se ré-agencent en laissant des vides entre eux. L'apparition des vides entre les blocs permet d'approcher explicitement le phénomène de foisonnement des terrains.

face du sol. On suppose donc que la galerie joue tout d'abord le rôle d'un drain parfait. Dans ce cas, la pression d'eau dans la galerie  $P_{gal}$  est égale à zéro. Nous avons simulé ensuite une augmentation de la pression d'eau dans la galerie, traduisant ainsi son ennoyage progressif, jusqu'à ce que la cote du niveau d'eau coïncide avec celle de la surface du sol. Notons que cette hypothèse est très pessimiste car la grande majorité des ouvrages (près de 95 %) est et restera hors d'eau. D'autre part, les HBL prendront des mesures compensatoires pour éviter l'affleurement de la nappe dans les endroits où ce phénomène pourrait éventuellement se produire.

#### 4.2.1

### Cas d'un massif peu ou pas fracturé

Dans ce cas, le grès est supposé perméable. Les caractéristiques physiques et hydrauliques choisies pour la matrice rocheuse sont les suivantes :  $\rho$  (poids volumique du fluide) = 10 kN/m<sup>3</sup> ;  $n$  (porosité de pore) = 0,2 et  $k = 10^{-5}$  m/s (conductivité hydraulique)<sup>(2)</sup>.

La variation des conditions hydriques (ennoyage) n'a pas été accompagnée, dans le modèle, d'une réduction supplémentaire des caractéristiques mécaniques des grès<sup>(3)</sup>. En effet, il a été supposé qu'elle était déjà implicitement prise en compte par notre choix très pessimiste d'introduire dans les modèles les résultats de la caractérisation géotechnique réalisée sur les grès très altérés de la carrière de Freyming.

<sup>(2)</sup> La valeur de perméabilité choisie ici est un peu supérieure à la valeur moyenne généralement mesurée (voir § 2.1). Si ce choix peut modifier les vitesses de circulation de l'eau dans la matrice poreuse, il a peu d'effet sur les valeurs des pressions interstitielles, donc sur la stabilité de la galerie.

<sup>(3)</sup> Le grès se désature pendant la période d'exploitation du fait de l'exhaure minière puis se resature progressivement au fur et à mesure de la remontée des eaux. Il est possible que cette resaturation induise une réduction de la résistance des grès vosgiens comme cela est constaté pour d'autres grès et matériaux tels que le minerai de fer lorrain et la craie.

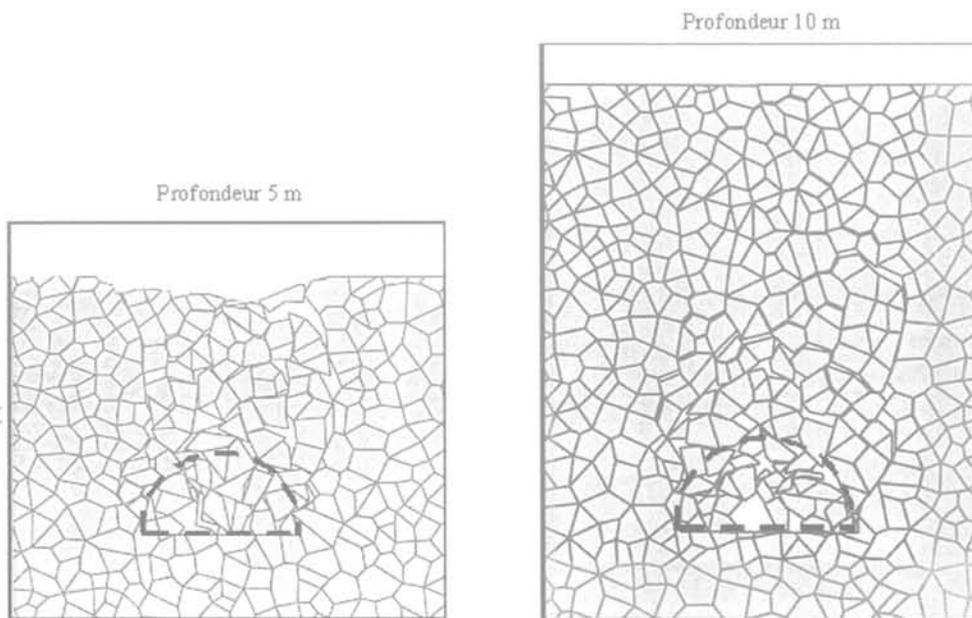


FIG. 3 Comportement des terrains dans les zones de faille en fonction de la profondeur (l'effondrement s'interrompt avant d'atteindre la surface pour une galerie à 10 m de profondeur).

Depth effect on the rockmass behavior above the gallery in the fault zones (collapse stops before reaching surface for a gallery at 10 m depth).

L'analyse de l'évolution, suite à la remontée des eaux souterraines, des conditions de stabilité d'une galerie creusée dans un massif peu ou pas fracturé (configuration n° 1) est complexe du fait de la multiplicité des effets induits par l'eau. Lorsque le grès est saturé en eau à une pression  $P$ , la relation contrainte/déformation fait intervenir le tenseur des contraintes effectives  $[\sigma']$  qui est lié au tenseur des contraintes totales  $[\sigma]$  par la relation de Terzaghi  $[\sigma'] = [\sigma] - P [I]$ , où  $P$  est la pression de l'eau et  $I$  le tenseur identité. En représentant les contraintes principales dans le plan de Mohr, on constate que le cercle de Mohr correspondant aux contraintes effectives se rapproche de la courbe intrinsèque au-delà de laquelle l'état de contrainte conduit à la rupture. Le risque de rupture est d'autant plus important que l'état de contrainte avant ennoyage est proche de la rupture (à proximité de la galerie notamment).

Dans le cas d'une galerie quadrangulaire située à 20 m de profondeur et qui s'enneoie progressivement jusqu'à ce que la cote piézométrique atteigne la surface du sol, on constate, à partir des résultats des simulations effectuées, que l'enneoie a pour effet d'augmenter la contrainte verticale totale. Cette augmentation reste cependant limitée (de 0,48 MPa à 0,52 MPa pour un point situé à 4 m du parement de la galerie) du fait de la possibilité du milieu de se déformer. On observe en effet que la remontée de la nappe induit des convergences millimétriques dans la galerie, mais l'essentiel des déformations se traduit par une remontée globale des terrains provoquant un soulèvement global de la surface du sol d'environ 60 mm. Cette valeur correspond environ à un soulèvement de 0,8 mm par mètre de remontée du niveau de la nappe (on a modélisé ici une remontée de la nappe de 50 m au-dessous du mur de la galerie jusqu'à la surface).

Pour des profondeurs de 5, 10 et 20 m, le massif environnant la galerie conserve un comportement globalement élastique. Pour une profondeur de 30 m, des zones plastiques se développent autour de l'ouvrage lorsque la nappe remonte environ 15 m au-dessus de la galerie. Les parements se dégradent mais les effets de cette dégradation ne sont quasiment pas perçus en surface du fait de la profondeur de la galerie et parce qu'ils sont gommés par le soulèvement global des terrains induit par la remontée des eaux au sein du massif gréseux.

429

### Cas d'un massif de grès stratifié ou très fracturé

Dans le cas d'un massif stratifié, on considère que l'essentiel des écoulements se fait dans les joints de stratification et les discontinuités naturelles. En conséquence, la matrice rocheuse est assimilée, cette fois-ci, à un milieu imperméable. Les propriétés hydrauliques retenues pour les fractures sont les suivantes : ouverture initiale des fractures  $a = 1$  mm, variant dans une gamme de 0,2 mm (ouverture minimale) à 5 mm (ouverture maximale) au cours des calculs ; conductivité hydraulique (dans les fractures) :  $k = 2,8 \cdot 10^{-6}$  m/s.

Les joints de stratification sont supposés obéir à une loi de comportement élastoplastique avec un critère de plasticité de Mohr-Coulomb. L'introduction d'une pression d'eau dans la fracture conduit à la modification du critère de plasticité (dans le sens d'une diminution de la cohésion des joints et de leur angle de frottement). Les

valeurs choisies étant déjà très pessimistes ( $c = 0,01$  MPa ;  $R_t = 0,01$  MPa ;  $\phi = 10^\circ$ ), nous n'avons pas simulé de réduction supplémentaire de ces caractéristiques.

Par rapport au cas étudié précédemment, les effets supplémentaires induits par l'eau sont les suivants :

- l'eau présente dans les joints de stratification exerce une pression  $P$  sur les bancs de grès. Cette pression tend à augmenter légèrement les valeurs des contraintes s'exerçant dans ces bancs. Compte tenu des conditions aux limites imposées sur les faces du modèle (déplacement vertical nul à la base du modèle, déplacement horizontal nul sur les faces latérales), les bancs tendent à se déplacer vers la surface. Les déformations induites sont d'environ 1 mm par mètre de couverture de grès ;

- la pression d'eau  $P$  dans la fracture déplace le point  $(\sigma_n, \tau)$ , où  $\sigma_n$  est la contrainte normale du joint et  $\tau$  la contrainte de cisaillement vers le point  $(\sigma_n', \tau)$  dans le plan de Mohr-Coulomb avec  $\sigma_n' = \sigma_n - P$ . Si la pression  $P$  est suffisamment forte, le point peut se déplacer jusqu'au critère et ainsi provoquer une plastification du joint ;

- la simulation hydromécanique réalisée pour les grès stratifiés obéit au même phasage que pour les grès massifs à savoir une simulation de la remontée de la nappe jusqu'à la surface, puis une augmentation progressive de la pression d'eau dans la galerie. Cette dernière agit comme un confinement qui réduit le risque de flambage des bancs au mur et au toit de la galerie.

Nous allons à présent illustrer ces différents effets pour une galerie quadrangulaire creusée à 20 m de profondeur dans un *massif stratifié* constitué de bancs de grès de 0,5 m d'épaisseur moyenne. Nous avons suivi l'évolution de l'ouverture des joints de stratification au fur et à mesure de la remontée de la nappe. Après creusement de la galerie, l'ouverture est de 3 mm au toit et de 4 mm au mur. Lorsque la galerie est drainante, on observe des contrastes de pression importants de part et d'autre des premiers bancs de grès supposés imperméables. Cette pression a pour effet d'augmenter l'ouverture des bancs jusqu'à 12 mm au toit et 16 mm au mur. Lorsque la galerie est noyée, la pression  $P_{\text{gal}}$  augmente progressivement et vient exercer un confinement sur les parois de la galerie. Ce phénomène se traduit par une réduction des ouvertures des bancs de 3 mm au toit et de 6 mm au mur.

La mise en eau représente donc une phase critique du point de vue de la stabilité de la galerie. Cette phase coïncide avec une période où la pression d'eau dans la galerie est faible devant celle qui s'exerce dans les joints de stratification au toit et au mur immédiats.

L'amplitude du soulèvement des terrains, lié à la remontée des eaux, précédemment observé, augmente avec la densité des joints de stratification : 1,6 mm/joint dans le cas de banc de 1 m ; 1 mm/joint dans le cas de banc de 0,25 m soit 4 mm/m. Ce soulèvement est peu affecté par la présence des galeries dans le cas d'une stratification d'épaisseur supérieure à 0,5 m. Par contre, lorsque l'épaisseur des bancs est très faible ( $e = 0,25$  m), la déformation des terrains autour de la galerie augmente et induit un léger différentiel de déplacement vertical pendant la phase transitoire (galerie drainante).

La mise en pression des joints de stratification induit une séparation, voire la rupture des bancs. Cette rupture est constatée presque systématiquement au toit et au mur lorsque l'épaisseur des bancs est de 0,25 m.

On l'observe également pour un litage de 0,5 m dans le cas des galeries « fer à cheval » situées à des profondeurs supérieures à 10 m. Aucune rupture n'est observée jusqu'à des profondeurs de 20 m dans le cas de bancs de 1 m d'épaisseur.

Lorsqu'un banc se rompt, les cassures verticales apparaissent vers l'intérieur de la galerie (Fig. 4). La largeur du toit ou du mur diminuant à ce niveau, les ruptures ne se propagent pas au deuxième banc (aucune rupture du deuxième banc n'a été constatée pour les cas traités). Jusqu'à une profondeur de 20 m, on peut donc constater qu'il n'y a pas de progression de la rupture dans le haut-toit. Notons que, même si ce phénomène était observé pour des profondeurs supérieures, les conséquences en surface de ces dégradations resteraient très faibles.

Dans le cas des zones très fracturées ou faillées, on considère également que les blocs sont imperméables et que les écoulements se produisent essentiellement dans le réseau de fractures.

Nous avons vu que pour des profondeurs relativement faibles (inférieures à 10 m) et sans eau, le toit des galeries s'éboule en formant une cloche d'éboulement. Si la fracturation est très importante et affecte des terrains de très faible résistance au cisaillement, des galeries situées à 5 m de profondeur peuvent donner naissance à la formation de fontis en surface. On peut légitimement se demander si, suite à la remontée de la nappe, on n'observe pas d'instabilités mécaniques supplémentaires au fond puis en surface.

Dans le cas où la fracturation découpe des blocs d'une taille de 1 m<sup>2</sup>, la remontée des eaux induit pour certaines configurations un détachement de blocs préalablement stables des parements de la cavité constituée par la galerie et la cloche d'éboulement. Le mouvement de ces blocs ne dépasse pas une dizaine de centimètres

car la cavité est déjà partiellement remblayée par des blocs tombés préalablement à la remontée des eaux. On n'observe donc quasiment aucun effet en surface de cette dégradation. Dans le cas d'une fracturation plus dense (blocs de 0,25 m<sup>2</sup>) et de galeries situées à quelques mètres de profondeur seulement, on note que les fontis apparus précédemment sont réactivés et se tassent légèrement de quelques centimètres. Aucune évolution significative n'est observée dans les autres cas, mis à part un léger soulèvement des terrains (Fig. 5).

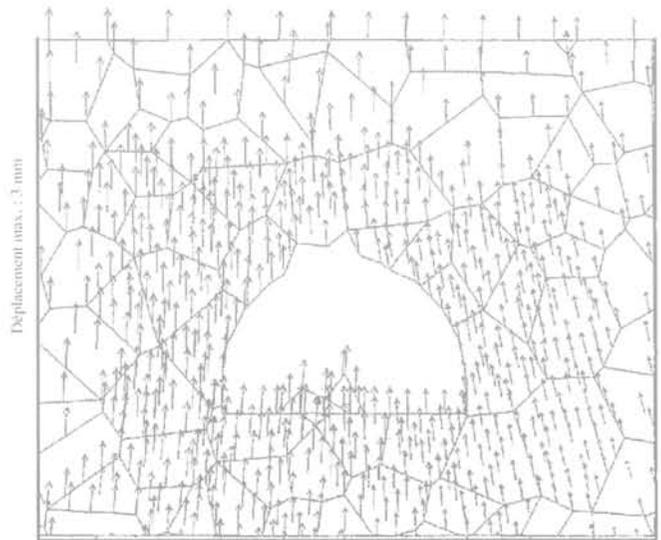


FIG. 5. Soulèvement induit par la remontée des eaux pour une galerie à 5 m de profondeur.  
Surface uprising induced by the water table increase for a gallery at 5 m depth.

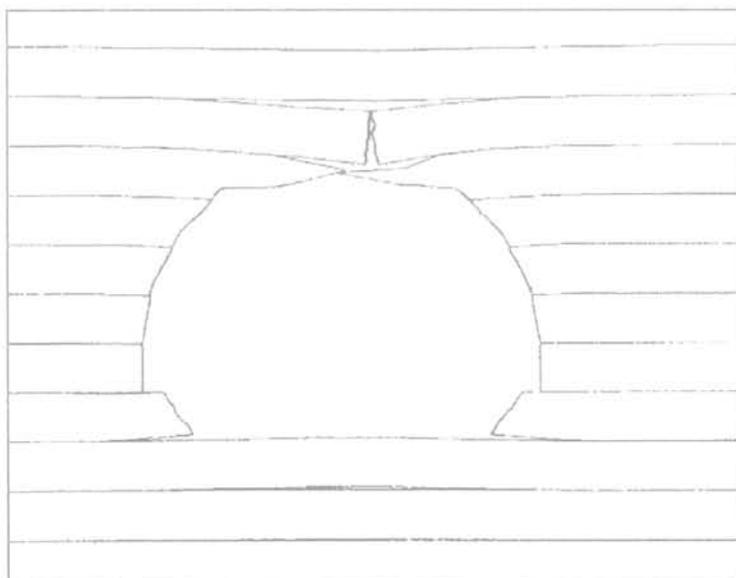
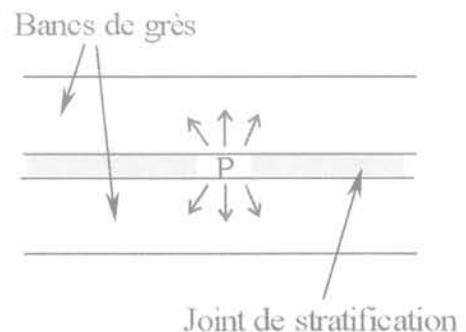


FIG. 4. Rupture des bancs du toit et au mur des galeries due à la mise en pression de joints de stratification (pour une galerie de 20 m de profondeur).  
Strata failure at the gallery roof and wall due to hydraulic pressure (for a gallery at 20 m depth).



## Synthèse des résultats

Le premier objectif de l'étude réalisée était d'analyser les conditions de stabilité de galeries minières creusées dans le Grès Vosgien, à des profondeurs variant de 5 à 80 m, consécutivement à une dégradation du recouvrement et à l'ennoyage des galeries, puis de quantifier les effets de surface que d'éventuelles instabilités souterraines pouvaient induire.

Une première analyse a permis de faire la distinction entre deux types d'effet susceptibles de se manifester : les effondrements localisés, qui se traduisent par l'apparition brutale d'un fontis à la surface, et les affaissements, qui sont la conséquence d'une déformation plus progressive des terrains de recouvrement. Les mécanismes conduisant à l'apparition de ces phénomènes et les paramètres les conditionnant ont été expliqués.

Le recours à la modélisation numérique capable de simuler le comportement hydromécanique d'un milieu rocheux poreux ou fracturé (codes FLAC et UDEC) nous a permis de répondre plus précisément à cet objectif.

Nous avons distingué trois configurations géologiques qui rendent compte des disparités régionales en ce qui concerne la stratification et la fracturation du grès.

La dégradation du recouvrement a été simulée en supposant une diminution très importante des caractéristiques de raideur et de résistance du grès. La simulation de la remontée des eaux vers la surface a été réalisée de façon progressive, en tenant compte de la phase transitoire pendant laquelle la galerie n'est pas totalement noyée. On a pu établir que :

- les effets de surface sont négligeables lorsque les galeries sont creusées dans des bancs de grès épais et peu fracturés (configuration 1), même lorsqu'elles sont situées à très faible profondeur ;
- dans des grès très stratifiés (configuration 2), les effets sont un peu plus sensibles tout en restant de faible amplitude. Les affaissements et les déformations horizontales calculés sont d'ailleurs largement surestimés par les hypothèses exagérément pessimistes d'une altération extrême du grès, et d'une raideur très faible des joints de stratification ;
- lorsque les galeries traversent des zones de faille (configuration 3), les risques d'instabilité ou d'apparition de fontis à la surface peuvent être, *a priori*, plus importants du fait d'une fracturation supplémentaire du grès. Les simulations réalisées ont pu montrer que, si cette fracturation n'est pas trop importante, la hauteur de la cloche d'éboulement qui se forme au toit de la galerie reste faible, ainsi que les effets ressentis à la surface. Si la fracturation du grès est plus intense, on prévoit l'apparition de fontis uniquement si les galeries sont très proches de la surface et si les caractéristiques des fractures sont très faibles. Dès que la profondeur dépasse 8 m, la montée de la cloche d'éboulement est stoppée avant d'atteindre la surface par effet de foisonnement.

Les effets liés à la mise en eau du recouvrement peuvent induire un endommagement du grès à proximité de la galerie pour des profondeurs supérieures à 30 m si le grès est massif (configuration 1), supérieures à 20 m si le grès est constitué de bancs d'épaisseur

métrique (configuration 2). Dans ces deux configurations, pratiquement aucun effet lié à cet endommagement n'est perçu à la surface. Dans les zones de faille (configuration 3), les perturbations supplémentaires liées à la présence de l'eau sont négligeables devant celles déjà constatées préalablement.

## Traitement des galeries : application à l'ancienne galerie de Falck

### Principes de mise en sécurité des galeries

Des résultats des analyses précédentes, il ressort clairement que la stabilité sur le long terme des anciennes galeries minières creusées dans la formation des grès vosgiens est fortement conditionnée par la structure (stratification et densité de fracturation) et l'état d'altération du massif gréseux. D'autre part, toutes choses égales par ailleurs, plus une galerie est profonde moins les effets d'une éventuelle instabilité de celle-ci seront de forte amplitude voire même ressentis en surface. Ainsi, tant que nous avons affaire à un massif gréseux cohérent et peu altéré, peu à moyennement stratifié et/ou fracturé, on considère qu'au-delà d'une vingtaine de mètres de profondeur, un éboulement affectant une galerie n'atteindra pas la surface par simple effet voûte ou par auto-comblement de la galerie et de la cloche d'éboulement par foisonnement des terrains éboulés. Il n'est donc pas préconisé de mesures compensatoires particulières pour garantir la stabilité des galeries creusées dans ce type de terrain. Seuls leurs orifices débouchant au jour doivent être traités jusqu'à une profondeur n'excédant pas la dizaine de mètres (Wojtkowiak et Didier, 1999).

Toujours en s'appuyant sur les résultats des modélisations numériques, les Houillères du bassin de Lorraine portent, par contre, une attention particulière aux galeries peu profondes, situées à moins d'une vingtaine de mètres de profondeur et creusées dans des grès qui ne présentent pas, sur le plan géologique et géotechnique, de garanties suffisantes pour conclure à leur stabilité sur le long terme. Dans ces conditions, des mesures compensatoires doivent être prises pour la mise en sécurité des galeries concernées et des terrains de surface. C'est plus particulièrement le cas des galeries peu profondes creusées dans des grès très fracturés et/ou très altérés. Nous avons vu précédemment que, dans certains secteurs du bassin houiller lorrain, les conditions de dépôt de ces faciès gréseux et/ou leur altération ultérieure ont été telles que ces formations sont pratiquement dépourvues de cohésion et assimilables, en terme de comportement mécanique, à des matériaux sableux. Il va de soi que, dans de telles conditions défavorables à leur stabilité, les galeries qui traversent ce type de faciès doivent faire l'objet de travaux de traitement qui font généralement appel aux techniques de comblement partiel ou intégral.

A titre d'exemple de galerie située dans un tel contexte, nous présentons les reconnaissances préalables puis les travaux réalisés pour le traitement et la mise en sécurité de l'ancienne galerie d'exhaure de Falck.

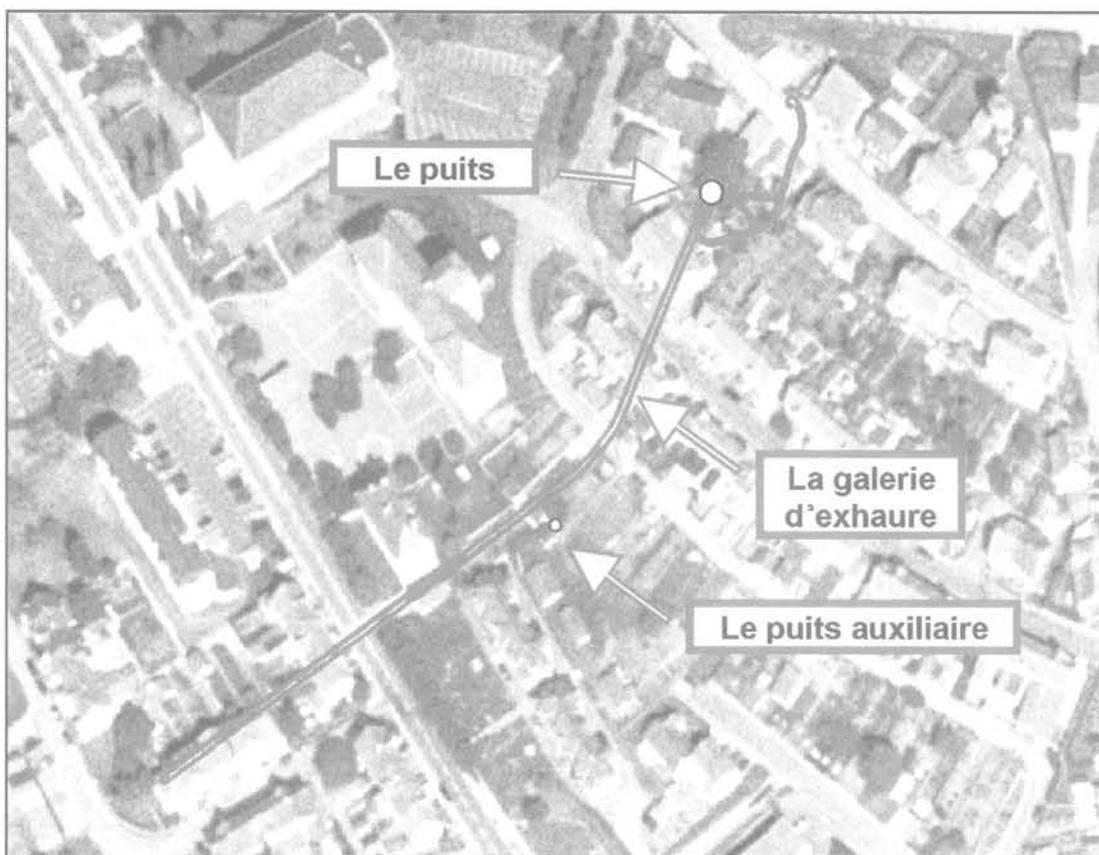


FIG. 6 La galerie d'exhaure.  
The pumping out gallery.

## 5.2

### Historique de la galerie de Falck

En 1856, la Société de Recherche de Falck entreprend des sondages et découvre des terrains houillers productifs sur le ban de la commune de Falck. La Compagnie Houillère de Falck est constituée en 1858 pour exploiter le gisement. L'État lui accorde la concession de Falck par décret impérial du 2 juillet 1859. La compagnie n'attend pas l'obtention de la concession pour entreprendre, dès sa création en 1858, le fonçage d'un puits de 4,20 m de diamètre dans la formation des grès vosgiens. A la profondeur de 19,5 m, une galerie d'épuisement des eaux est creusée sur une longueur de 212 m. Elle débouche sur un petit vallon. La galerie a une hauteur de 2 m et une largeur de 1,8 m. Une rigole carrée de 0,6 m de côté est creusée au parement nord. La galerie a été creusée simultanément à partir du puits principal, où une recette de 6 m de haut et 4 m de profondeur a été excavée, et d'un puits auxiliaire. En 1860, les actionnaires décident d'arrêter le fonçage à la profondeur de 73 m, à cause de venues d'eau importantes, occasionnant des frais jugés intolérables. Les bâtiments en tête de puits, devenus dangereux, sont démolis en 1896. Le carreau et le puits principal sont remblayés en 1931.

L'ouvrage se trouve à présent en site totalement urbanisé, au cœur de la commune de Falck (Fig. 6). La galerie est redécouverte accidentellement en 1982, des désordres étant survenus dans un jardin privé au droit du puits auxiliaire.

Le service juridique des HBL a examiné la question de la responsabilité de la houillère vis-à-vis de cet

ouvrage. La concession de Falck est devenue, par fusion avec quatre autres petites concessions, la concession de Dalem par arrêté du commissaire de la République de Strasbourg daté du 31 août 1920. Cette concession, propriété de l'État, a été transférée aux HBL par décret n° 47-621 du 5 avril 1947. Dans ces conditions, les HBL sont responsables de cet ouvrage et procèdent alors au levé de l'ouvrage à partir du puits auxiliaire en 1982.

En 2000, des propriétaires s'inquiètent de fissures observées sur leurs maisons. Bien qu'*a priori* sans rapport avec l'ouvrage, les HBL décident néanmoins de traiter l'ouvrage pour mettre le site définitivement en sécurité.

## 5.3

### Traitement de l'ouvrage

Les HBL s'appuient pour définir les principes de traitement de tous les ouvrages creusés dans les grès vosgiens, sur les résultats de l'étude réalisée en 1997 par l'INERIS pour évaluer les effets de surface dus aux galeries creusées à très faible profondeur. Nous avons vu que, dans le contexte de cette étude, la stabilité d'une galerie de faible section est assurée, selon les résultats de calcul, dès lors que le recouvrement dépasse huit mètres d'épaisseur de grès relativement résistants.

Vu la sensibilité du site, totalement urbanisé, il a été décidé de reconnaître plus précisément l'ouvrage, en vue de définir les principes de son traitement et garantir ainsi la sécurité des personnes et des biens dans son environnement immédiat.

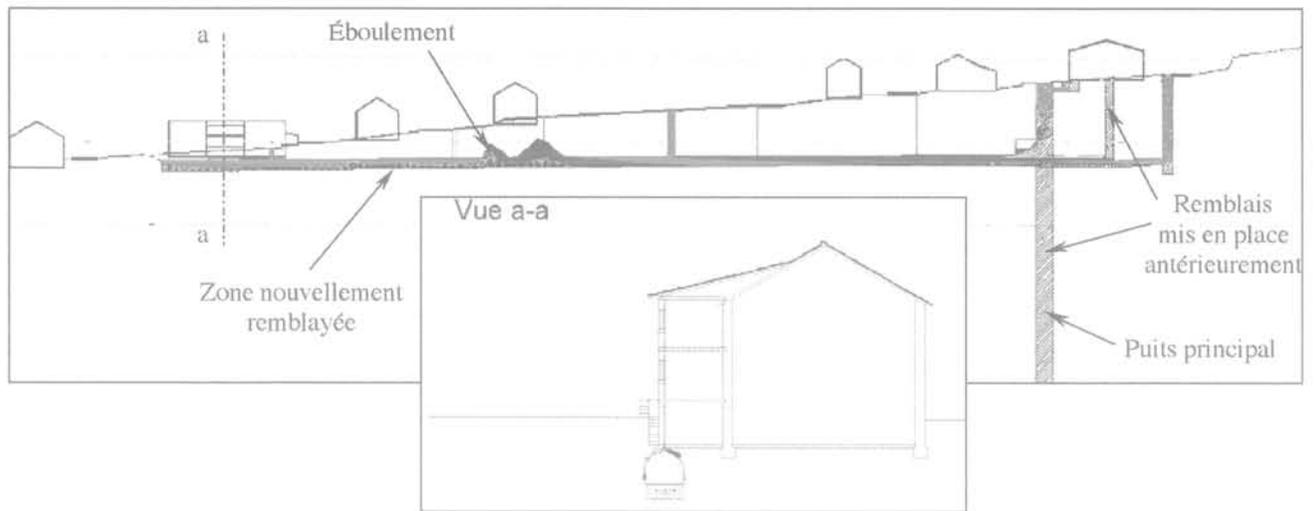


FIG. 7 Profil de l'ouvrage.  
Profile of the work.

Il apparaît dès le premier sondage de reconnaissance réalisé en décembre 2001 que la position de la galerie repérée sur les levés de 1982 est incorrecte. Un levé au GPS montre en effet un écart de 3,40 m au niveau du puits auxiliaire. Cette correction prise en compte, les sondages reprennent mais ne localisent toujours pas l'ouvrage, dont l'axe est également mal levé.

L'équipe de sauveteurs des HBL est alors mobilisée (la teneur en oxygène dans la galerie étant à la limite réglementaire de 19 %) et intervient pour rendre la galerie accessible. Cette équipe opère le déblaiement à la main du sable qui encombrait la galerie de manière à laisser écouler l'eau qui ennoyait partiellement l'ouvrage. Un nouveau levé a pu alors être effectué par les géomètres de l'UE La Houve avec l'assistance des sauveteurs. Il est toutefois impossible de lever avec précision la position de l'extrémité orientale de la galerie, restée partiellement noyée et de trop faible hauteur libre pour y travailler.

La figure 7 illustre le profil de l'ouvrage établi à partir des résultats des reconnaissances par sondages et des levés effectués. On notera que sa profondeur varie de 3 m seulement à 17 m. L'extrémité orientale finit sur un deuxième puits auxiliaire qui n'était pas mentionné dans les archives. Ce puits a été retrouvé au jour par sondages effectués « à tâtons ».

Compte tenu de l'ensemble de ces données, de la vulnérabilité de la surface et des risques de mouvements de terrain liés à la présence de cette galerie, localement très peu profonde et creusée dans une formation de grès très altérée et par conséquent peu cohérente, il a été décidé de remblayer intégralement l'ouvrage sur toute sa longueur. Les travaux ont démarré en décembre 2001 et ont consisté en des injections d'un coulis cendres-ciment. Ce coulis a été injecté dans les cavités par des trous de sonde tubés. Au total, près de 1 100 m<sup>3</sup> de coulis ont été utilisés et les travaux se sont achevés fin avril 2002. Notons qu'au cours de ces travaux, ont été retrouvés : le pied d'un ouvrage circulaire en briques, probablement une ancienne cheminée ; une petite galerie auxiliaire d'usage inconnu, non mentionnée sur les plans de mine ainsi qu'un vide au-dessus de la voûte de la galerie, peut-être dû à l'altération météorique et l'érosion par les eaux d'infiltration des

terrains encaissants (ce vide a été exploré par caméra). Tous ces vides et ouvrages annexes ont également été remblayés. Enfin, on retiendra que la position réelle du puits est en fait à une distance d'une quarantaine de mètres du point figurant dans les archives disponibles.

## 6

### Conclusion

L'objectif de l'étude était :

- d'analyser les conditions de stabilité des galeries creusées dans la formation des grès vosgiens à des profondeurs variant de 5 à 80 m, consécutivement à une dégradation du recouvrement et à l'ennoyage des galeries, puis de quantifier les effets de surface que d'éventuelles instabilités souterraines pouvaient induire ;
- de préconiser, le cas échéant, un traitement adapté de ces galeries dans les zones à risque.

Dans le cas le plus défavorable étudié, correspondant à un massif gréseux stratifié, moyennement fracturé et altéré, les analyses réalisées prédisent l'apparition de fontis en surface uniquement si les galeries sont très peu profondes et si les caractéristiques géomécaniques des grès et des discontinuités naturelles qui les affectent sont très faibles. Dans le cas contraire, dès que la profondeur de la galerie dépasse 8 mètres, la remontée de la cloche d'éboulement est bloquée avant d'atteindre la surface par l'effet de foisonnement des terrains éboulés. Il n'est donc pas préconisé de mesures compensatoires particulières pour garantir la stabilité des galeries creusées dans ce type de formation gréseuse. Seuls leurs orifices débouchant au jour doivent être traités jusqu'à une profondeur n'excédant pas la dizaine de mètres.

Toujours en s'appuyant sur les résultats des modélisations numériques, les Houillères du bassin de Lorraine portent, par contre, une attention particulière aux galeries peu profondes, situées à moins d'une vingtaine de mètres de profondeur et creusées dans des grès très fracturés et/ou très altérés qui, de ce fait, ne présentent pas, sur le plan géologique et géotechnique, de garanties suffisantes pour conclure à leur

stabilité sur le long terme. Dans ces conditions, des mesures compensatoires doivent être prises pour la mise en sécurité de ces galeries et, par conséquent, des terrains de surface. C'est plus particulièrement le cas des galeries peu profondes creusées dans des faciès dont les conditions de dépôt et/ou leur altération ultérieure ont été telles que ces formations sont pratique-

ment dépourvues de cohésion et assimilables, en terme de comportement mécanique, à des matériaux sableux. Il va de soi que, dans de telles conditions défavorables à leur stabilité, les galeries qui traversent ce type de faciès doivent faire l'objet de travaux de traitement qui font généralement appel aux techniques de comblement partiel ou intégral.

## Bibliographie

- Bertrand L., Bonvallet J., Both J., Feuga B. et Wojtkowiak F. – Étude de l'influence d'un trafic routier de fort tonnage sur la stabilité de carrières souterraines abandonnées en Gironde. Détermination du confortement à mettre en œuvre. Deuxièmes journées nationales géotechniques, Nantes. *Industrie minière*, juin, 1982, p. 1-14.
- BRGM – Carte géologique de la France au 1/50000 – région LEMBACH, BRGM, Service géologique national, 1976.
- Homand F. – *Comportement mécanique des roches en fonction de la température*. Sciences de la Terre, Mémoire n° 46, juin 1985.
- ITASCA Consulting Group – *User's Manual UDEC (Version 2.0) & FLAC (Version 3.3)*, 1993.
- Mahmoud Y.S.E. – Analyse de l'influence des différents paramètres d'exploitation et facteurs naturels sur le comportement des terrains dans l'exploitation par longues tailles. Thèse de docteur ingénieur, Laboratoire de mécanique des terrains, École des mines de Nancy, INPL, 1984.
- Maury V. – Effondrements spontanés – Synthèse d'observations et possibilité de mécanismes initiateurs par mise en charge hydraulique. *Revue de l'industrie minière*, octobre 1979.
- Piguet J.P. – *Évaluation des effets de surface dus aux voies et galeries minières anciennes du houiller*. Rapport INERIS non public. Réf. SSE-JPP/DK-97-26EE54/RN01, avril 1997.
- Piguet J.P., Wojtkowiak F. – Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps. *Les Techniques de l'industrie minière*, n° 10, juin 2001, p. 10-22.
- Pineau J.L. – Influence de l'eau sur les propriétés physicomécaniques d'un grès. DEA Génie géologique et minier, INPL, 1976.
- Thoraval A. – *Évaluation des effets de surface dus aux galeries creusées à très faible profondeur dans les grès vosgiens*. Rapport INERIS non public. Réf. SSE-ATH/Dmi 97-26 EF 43/RN01, avril 1997.
- Vachat J.C. – *Les désordres survenant dans les carrières de la région parisienne*. Mémoire diplôme ingénieur CNAM, Paris, 1982.
- Wojtkowiak F., Didier C. (1999). Principes de traitement d'anciens ouvrages miniers débouchant en surface. *Comptes rendus du 9<sup>e</sup> congrès international SIMR*, Paris, 1999, p. 25-30.



# Cartographie 3D de l'interface eau douce/ eau salée par méthode électromagnétique hélicoptérée sur le bassin salifère de la Seille

**B. BOURGEOIS**

BRGM  
Service « Aménagement  
et Risques naturels »  
Unité « Mesure,  
Reconnaissance,  
Surveillance »  
(ARN/MRS)  
BP 6009  
45060 Orléans Cedex 2  
b.bourgeois@brgm.fr

**J. PERRIN**

BRGM  
Service « Connaissance  
et diffusion de l'information  
géologique »  
Unité « Modélisations  
et Applications »  
(CDG/MA)  
BP 6009  
45060 Orléans Cedex 2  
j.perrin@brgm.fr

**B. FEUGA**

BRGM  
Service « Ressources  
minérales »  
Geoderis  
15, rue Claude-Chappe  
BP 5038  
57071 Metz Cedex 3  
bernard.feuga@industrie.  
gouv.fr

## Résumé

Un test de géophysique hélicoptérée, organisé conjointement par le BRGM et le musée des Antiquités nationales (« MAN »), a été réalisé en 2001 par le BGR (service géologique fédéral allemand) dans le bassin salifère de la haute vallée de la Seille (Moselle). Les principales méthodes employées sont l'électromagnétisme multifréquentiel (EM) et le magnétisme (Mag). L'objectif principal du BRGM était de cartographier avec précision, et en 3D, les terrains baignés par l'eau salée, caractérisés par de fortes conductivités électriques. L'objectif du MAN était de détecter des amas de poteries ayant servi, à l'âge du fer, à la production de sel par évaporation de saumure sur des feux de bois ; ces poteries peuvent en effet produire une anomalie magnétique rémanente. Il ressort de ce test que la méthode EM répond parfaitement au problème hydrogéologique, en apportant une cartographie 3D précise de l'interface eau douce/eau salée ; cette même méthode semble également prometteuse pour l'objectif archéologique, éventuellement couplée avec le Mag.

*Mots-clés* : sel, saumure, biseau salé, géophysique hélicoptérée, électromagnétisme

## 3D mapping of the freshwater/ saltwater interface by helicopter- borne electromagnetic survey in the Seille-valley salt basin

## Abstract

A test of helicopter-borne geophysics, jointly organized by BRGM and the « Musée des antiquités nationales » (MAN), was performed in 2001 by the BGR (federal geological survey of Germany) in the salt basin of the upper Seille valley (Lorraine, France). The main methods used were multi-frequency electromagnetism (EM) and Earth magnetometry (Mag). The main objective of BRGM was the precise 3D mapping of the areas saturated with salt water, which are strongly conductive. The objective of MAN was to detect accumulations of pottery that was used, at the iron age, for producing salt by evaporating brine over wood fires ; such pottery can give a remanent magnetic anomaly. It appears from this test that the EM method perfectly fulfils the hydrogeological objective, providing a precise 3D geometry of the freshwater/saltwater interface; the method also seems promising for the archaeological objective, possibly in conjunction with Mag.

*Key words* : salt, brine, saltwater intrusion, airborne geophysics, electromagnetism.

## Introduction

Un test de géophysique hélicoptée, organisé conjointement par le BRGM et le Musée des Antiquités Nationales (« MAN »), a été réalisé en août 2001 par le service géologique fédéral allemand (Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe, ou « BGR ») dans la haute vallée de la Seille. Cette zone, située à une quarantaine de kilomètres à l'est de Nancy, entre Dieuze et Château-Salins (Moselle), fait partie du bassin salifère lorrain (Maubeuge, 1950 ; Marchal, 1983). Les principales méthodes géophysiques employées sont l'électromagnétisme multifréquentiel (EM) et le magnétisme (Mag). Les limites du levé sont reportées sur fond de carte géologique sur la figure 1, avec les principales localités et quelques points cotés.

Dans la zone d'étude, les couches de sel gemme de la série salifère (Keuper inférieur) sont recouvertes par une épaisseur de 50 à 150 m de sédiments marneux relativement imperméables<sup>(1)</sup> qui les protègent des eaux météoriques. La série sédimentaire étant sensiblement horizontale, la variation d'épaisseur de ce recouvrement est essentiellement liée à la topographie : l'épaisseur de 50 m correspond au fond des vallées, tandis que celle de 150 m correspond au sommet des collines (Fig. 1).

<sup>(1)</sup> Marnes à anhydrite du Keuper inférieur et divers niveaux marneux (sauf Dolomie de Baumont) du Keuper moyen à supérieur.

Malgré cette couverture marneuse protectrice, des sources salées très concentrées s'écoulent en abondance dans le fond des vallées, témoins de la lente dissolution du sel sous l'effet des circulations d'eaux souterraines. Ces sources ont permis, dès l'âge du fer, le développement d'une intense activité d'exploitation du sel, poursuivie jusque dans les années 1970, qui a bénéficié à toute la région (et dont la période protohistorique est actuellement l'objet de nombreuses recherches archéologiques). Les conséquences néfastes de ces dissolutions peuvent être, en revanche, la contamination des nappes d'eau douce par les saumures, et la subsidence des terrains liée à la fermeture des vides de dissolution, phénomènes générateurs de risque qu'il faudrait prendre en compte pour l'aménagement du territoire, si l'on pouvait en estimer correctement le niveau de probabilité ou aléa.

L'objectif principal du BRGM dans le cadre de ce levé hélicopté était de cartographier avec précision, et en 3D, les terrains baignés par l'eau salée : sources et marécages salés de surface, terrains saturés en saumure dans le recouvrement marneux, voire, si la profondeur d'investigation était suffisante, éventuelles poches de dissolution remplies de saumure dans la série salifère. L'eau salée étant un très bon conducteur de l'électricité, la méthode géophysique la plus appropriée est naturellement l'EM multifréquentiel, qui permet de sonder la conductivité électrique des terrains à des profondeurs étagées, allant de quelques mètres à quelques dizaines de mètres dans un contexte très conducteur comme celui de la vallée de la Seille.

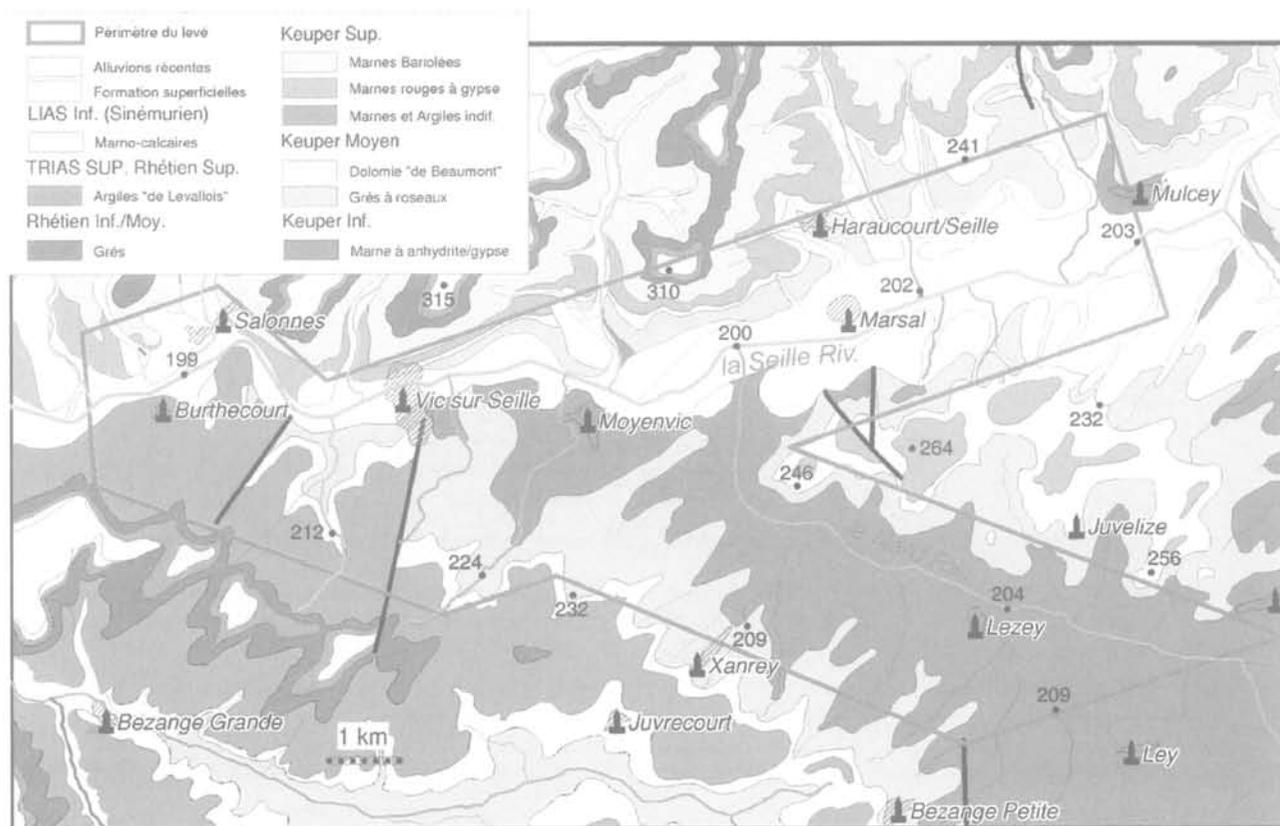


FIG. 1

Carte géologique simplifiée de la zone d'étude (d'après cartes géologiques au 1/50 000). On notera que le toit de la série salifère se trouve à une altitude de l'ordre de 150 m (d'après les quelques forages disponibles), alors que le fond des vallées se trouve à une altitude moyenne de 200 m et que les collines les plus hautes culminent à 310 m.

Simplified geological map of the study area (after geological maps at 1:50,000 scale). The top of the saliferous series is at an altitude of about 150 m (after data from the few available boreholes), whereas the valley floor is at an average altitude of 200 m and the highest hills peak at 310 m.

L'objectif du MAN était de détecter des amas de poteries, principalement des débris de fourneaux et de moules à sel, ayant servi à l'âge du fer (-1000 à -500 avant J.-C.) à la production de sel par évaporation des saumures sur des feux de bois (Keune, 1901). Cette activité, qui atteignit un stade quasi industriel, a duré pendant des siècles et a généré des quantités considérables de débris qui forment aujourd'hui de véritables îlots dans la vallée de la Seille (tels les villages de Marsal ou de Moyenvic). Ce phénomène, longtemps énigmatique, a été désigné sous le nom de « briquetage de la Seille » par les archéologues du XVIII<sup>e</sup> siècle (Artézé de la Sauvagère, 1740). Treize îlots de briquetage connus se répartissent sur environ 10 kilomètres entre Salornnes et Marsal, représentant un volume de débris estimé à plus de 3,5 millions de mètres cubes : les amas les plus importants ont un diamètre de plusieurs hectomètres et atteignent une dizaine de mètres de hauteur (Bertaux, 1976). De nombreux autres amas restent probablement à découvrir dans les environs. L'inventaire de ces sites intéresse le BRGM, car ils témoignent de la présence de sources salées anciennes et rajoutent donc une dimension cinématique à la cartographie des zones salées.

Suivant le principe du paléomagnétisme, les amas de terre cuite peuvent donner une anomalie magnétique dite thermorémanente : en effet, en se refroidissant en dessous du point de Curie ( $\approx 600\text{ }^{\circ}\text{C}$ ), les minéraux ferromagnétiques contenus dans les poteries ont « fossilisé » le champ magnétique terrestre qui existait à l'époque de leur dernière cuisson. Le magnétisme au sol est déjà employé avec succès par les archéologues pour détecter des empilements de terre cuite. Toutefois, la capacité de la méthode à détecter de tels objets en configuration aéroportée relevait de l'essai métho-

dologique : en effet, le volume de débris à considérer pour que l'anomalie reste mesurable à 40 m au-dessus du sol est probablement irréaliste, surtout si les fragments sont orientés de manière aléatoire, et donc si les aimantations rémanentes ont tendance à s'annuler statistiquement.

2

## Caractéristiques du levé héliporté

La zone reconnue par la géophysique dessine un rectangle de  $14 \times 3\text{ km}$  le long de la vallée de la Seille (Fig. 1), auquel s'ajoute une excroissance de  $6 \times 3\text{ km}$  vers le SE, le long du ruisseau du Nard (affluent de la Seille). La surface couverte est de  $58\text{ km}^2$ . La direction principale de vol est  $N + 70^{\circ}$  (direction dénommée « EW »), avec un interligne de 50 m. Les recoupes perpendiculaires dans la direction  $N + 160^{\circ}$  (direction dite « NS ») sont espacées de 500 m. Le levé est constitué de 175 lignes EW et de 27 lignes NS, pour un total de 1 280 km linéaire.

L'équipement utilisé par le BGR met en œuvre simultanément trois méthodes géophysiques, depuis un hélicoptère Sikorsky 76 biturbine (Fig. 2) :

a) l'électromagnétisme multifréquentiel, enregistré à l'aide d'un système Dighem utilisant cinq fréquences (384, 1 830, 8 600, 41 300 et 192 000 Hz) qui couvrent la bande la plus large existant actuellement sur ce genre d'appareil (noter que la fréquence la plus haute n'a pas donné de résultats interprétables en raison d'un intense brouillage attribué à la proximité d'un émetteur radio) ; ces fréquences sont toutes en configuration HCP (boucles d'émission et de réception coplanaires hori-

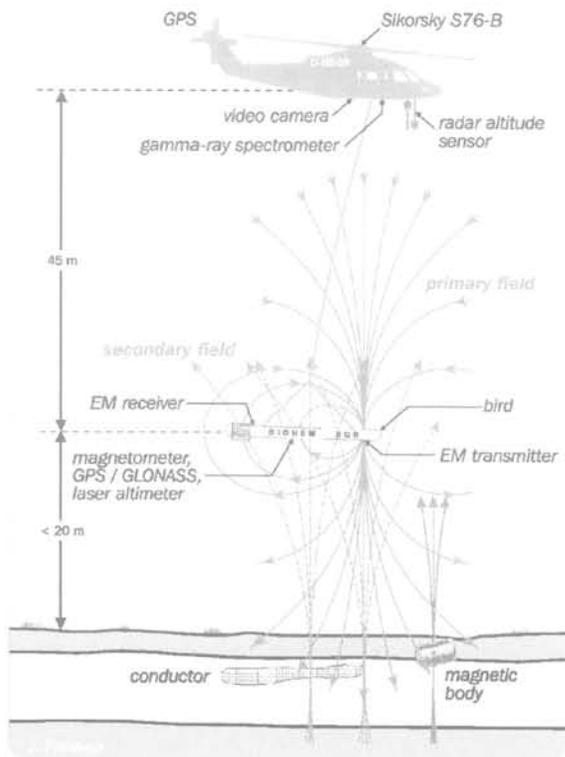


FIG. 2 Équipement de mesure du BGR (schéma BGR).  
BGR measuring equipment (BGR diagram).

zontales), qui est réputée être la mieux adaptée à la reconnaissance de couches stratifiées sub-horizontales (Sinha, 1973 ; Palacky et West, 1991) ; à chaque fréquence, on mesure le champ magnétique vertical existant au centre de la boucle réceptrice : ce champ est un complexe, défini par un module et une phase <sup>(2)</sup> ;

b) la mesure du champ magnétique terrestre (champ total), réalisée à l'aide d'un magnétomètre à vapeur de Cesium de marque Geometrics placé dans la sonde EM ;

c) la spectrométrie du rayonnement gamma naturel, mesurée sur 256 canaux par un système Exploranium utilisant un cristal de 16,8 litres placé dans l'hélicoptère. Les résultats de cette méthode ne sont pas abordés dans la présente publication.

Les deux premières méthodes ont été enregistrées à la hauteur moyenne de 40 m au-dessus du sol (hauteur de la sonde), avec un intervalle de mesure de 0,1 s, soit en moyenne un point tous les 4 m le long de la ligne de vol à la vitesse moyenne de 40 m/s. La radioactivité gamma a été mesurée avec un intervalle dix fois plus long (soit en moyenne tous les 40 m) à une hauteur moyenne de 85 m au-dessus du sol (hauteur de l'hélicoptère).

3

## La méthode EM héliportée et ses traitements

3.1

### Principes théoriques

Le but d'un levé EM multifréquentiel est de fournir une cartographie 3D de la conductivité électrique du sous-sol (ou de son inverse, la résistivité), à des profondeurs comprises normalement entre une dizaine de mètres et 150 m, ou entre seulement quelques mètres et quelques dizaines de mètres dans un contexte très conducteur comme celui de la vallée de la Seille.

On sait que plus la fréquence d'un signal EM est basse, plus sa profondeur de pénétration dans le sol est grande. Ceci découle de la formule de l'épaisseur de peau  $\delta$ , donnée ci-après, qui régit l'atténuation exponentielle du champ par dissipation ohmique dans le sol <sup>(3)</sup> :

$$\delta \approx 503 \sqrt{\rho/f} \quad (1)$$

où  $\rho$  est la résistivité moyenne des terrains, et  $f$  la fréquence (unités SI). Le fait d'utiliser plusieurs fréquences permet donc en général d'obtenir, sous chaque point de mesure, une information de conductivité étagée, d'autant plus profonde que la fréquence est basse : c'est le principe du sondage multifréquentiel.

On notera toutefois que la limite de profondeur théorique donnée par l'épaisseur de peau n'est pas tou-

jours atteinte en pratique, en particulier à basse fréquence et dans les terrains résistants, car il existe une limitation géométrique de la profondeur d'investigation liée à l'espacement Tx-Rx entre émetteur et récepteur <sup>(4)</sup>. Dans notre cas, la profondeur maximale d'investigation géométrique (obtenue à basse fréquence) est de l'ordre de 150 m pour une couche 1D très conductrice insérée dans un terrain résistant ( $\rho \geq 1\,000 \Omega.m$ ). Cette profondeur est à comparer à l'épaisseur de peau à la plus basse fréquence (380 Hz), qui est par exemple de 800 m dans un terrain à  $1\,000 \Omega.m$ .

On retiendra donc que la profondeur maximale d'investigation effective (pour une hétérogénéité assez grande et assez conductrice) est sensiblement égale au minimum de l'épaisseur de peau  $\delta$  et d'une certaine limite géométrique fonction de la distance Tx-Rx : dans notre cas, on peut écrire  $Z_{inv} \approx \text{MIN}(\delta, 150)$ . On voit donc qu'il n'est pas possible, en EM aéroporté, d'augmenter indéfiniment la profondeur d'investigation en abaissant la fréquence (cela n'est possible que si la source est « lointaine », comme dans les méthodes d'ondes planes de type MT ou VLF).

On notera que la définition précédente de la profondeur d'investigation n'est pas encore parfaite, car elle s'adresse à des hétérogénéités très conductrices de type 1D (couches ou substratums dont l'extension latérale est grande devant l'épaisseur de peau  $\delta$  et devant la distance verticale objet/capteur). Pour des objets d'extension latérale plus limitée (objets 2D ou 3D) ou de conductivité plus modeste, la profondeur de détection réelle sera nettement plus faible.

En fait, en EM comme dans toute méthode géophysique, la profondeur d'investigation réelle dépend du type d'objet recherché (couche 1D, corps 2D ou 3D), ainsi que de sa taille, de sa géométrie et du contraste de paramètre physique entre l'objet et son encaissant. Par conséquent, la seule façon correcte d'évaluer la profondeur pratique de détection pour un objet donné (et pour un dispositif de mesure donné) est de faire une étude paramétrique par modélisation numérique : pour chaque taille, géométrie, résistivité de l'objet et résistivité de l'encaissant, on déterminera la profondeur limite au-delà de laquelle la réponse de l'objet est inférieure au seuil de détection du système considéré. Une étude de ce genre est présentée par Peltoniemi (1998) pour un système sur avion, pour des conducteurs de types couches 1D horizontales, demi-plans verticaux et sphères.

<sup>(4)</sup> Cette limitation provient du bruit de fond « géométrique » du système de mesure, généré par les petites déformations de l'ensemble émetteur-récepteur dues aux vibrations en vol. Pour le système utilisé ici, le bruit de fond indiqué par le constructeur est seulement de 3 ppm, ce qui suppose une très grande rigidité mécanique ; un tel niveau de bruit autorise un seuil de détection d'anomalies de l'ordre de 10 ppm. Pour un seuil de détection donné (donc pour une rigidité mécanique donnée), la profondeur maximale d'investigation « géométrique » est un certain multiple de l'espacement Tx-Rx entre émetteur et récepteur (20 à 22 fois Tx-Rx pour les systèmes Dighem). Dans notre cas, pour une distance Tx-Rx qui vaut environ 6,7 m, la limite de détection géométrique est de l'ordre de 150 m à basse fréquence pour une couche très conductrice insérée dans un terrain résistant ( $\rho \geq 1\,000 \text{ ohm.m}$ ) ; à titre de comparaison, elle serait d'environ 180 m pour un espacement Tx-Rx de 8 m (données Dighem).

## Traitements et visualisations des données

Le premier traitement des données consiste à déterminer, pour chaque point de mesure et pour chaque fréquence, la résistivité d'un demi-espace homogène rendant compte au mieux du champ mesuré (Siemon, 2001). Cette valeur, qualifiée de « résistivité apparente », peut être considérée comme une espèce de moyenne pondérée<sup>(5)</sup> des résistivités vraies sur une épaisseur sensiblement égale à la profondeur d'investigation effective.

Cette approche standard permet de tracer une carte de résistivité apparente pour chaque fréquence utile (soit quatre cartes dans le cas présent). Chaque carte donne une image de la résistivité moyenne des terrains depuis la surface jusqu'à une profondeur d'autant plus grande que la fréquence est basse. Il faut noter cependant que cette profondeur n'est pas constante sur l'ensemble de chaque carte.

En effet, comme l'indique la formule (1), l'épaisseur de peau à une fréquence donnée dépend de la résistivité des terrains. Ainsi, pour la fréquence la plus basse de notre étude (380 Hz), l'épaisseur de peau est de l'ordre d'une centaine de mètres pour les terrains relativement résistants observés de part et d'autre de la vallée de la Seille ( $\rho = 15$  à  $30 \Omega.m$  ; Fig. 3), alors qu'elle est seulement d'une vingtaine de mètres pour les terrains très conducteurs observés au centre de cette même vallée ( $\rho \leq 1 \Omega.m$ ). Pour la fréquence la plus haute (41 kHz), ces épaisseurs de peau sont environ dix fois plus faibles, c'est-à-dire de l'ordre de 10 et 2 m respectivement. On retiendra donc qu'une carte de résistivité apparente à une fréquence donnée fournit des informations intégrées sur des profondeurs variables.

Pour éviter cette ambiguïté, on réalise une « inversion » des données EM multifréquentielles par un modèle 1D multicouche. En chaque point de mesure, les quatre fréquences sont utilisées conjointement pour déterminer le modèle à quatre couches horizontales (modèle 1D) réalisant le meilleur ajustement avec les mesures<sup>(6)</sup>. Les quatre résistivités obtenues ne sont plus des valeurs apparentes ou moyennes, mais sont des valeurs indépendantes, qui se rapprochent des résistivités vraies (sauf si des effets 2D ou 3D réduisent la pertinence du modèle 1D).

La procédure d'inversion développée au BGR par Sengpiel et Siemon (1998) est une procédure itérative d'optimisation non linéaire basée sur l'algorithme de

Marquardt (1963). Le calcul direct du champ magnétique créé par un dipôle magnétique alternatif au-dessus d'une stratification 1D passe par une intégration entre zéro et l'infini d'une fonction de Bessel oscillante (Siemon, 2001), intégration qui est réalisée à l'aide d'une transformée de Hankel rapide (Johansen et Sorensen, 1979). Chaque point de mesure est inversé indépendamment de ses voisins. Le modèle initial en chaque point, crucial pour le résultat de l'inversion, est défini de manière automatique à l'aide des résistivités apparentes et des hauteurs apparentes<sup>(7)</sup> aux fréquences utiles (Sengpiel et Siemon, 1998).

Dans le cas présent, le problème inverse est bien posé puisqu'il s'agit d'inverser sept paramètres (quatre résistivités et trois profondeurs) à l'aide de quatre données complexes (soit huit réels). On notera toutefois que le logiciel du BGR utilise une technique de décomposition en valeurs singulières (SVD) permettant de traiter les cas sous-déterminés (Sengpiel et Siemon, 1998). Grâce à ce procédé, il est possible d'inverser avec un nombre de couches supérieur au nombre de fréquences (problème sous-déterminé) sans crainte de résultats aberrants. Les auteurs recommandent d'ailleurs d'adapter le nombre de couches à inverser au nombre réel de couches existant dans la tranche de terrain explorée (tranche allant de la surface jusqu'à la profondeur d'investigation effective de la plus basse fréquence), sans se préoccuper de savoir si le problème est bien déterminé ou non !

Les résistivités et les épaisseurs obtenues par inversion 1D en chaque point d'un profil de mesure sont reportées verticalement sous la topographie du profil pour constituer ce qu'on appelle une pseudo-coupe<sup>(8)</sup> de résistivité 1D (Fig. 5). A partir de l'ensemble des pseudo-coupes, on peut enfin tracer des coupes horizontales de résistivité 1D à altitude constante (Fig. 9), ou des coupes de résistivité 1D parallèles à la topographie (i.e. à profondeur constante sous la surface du sol). Ces documents ont l'avantage de ne pas présenter d'ambiguïté sur la profondeur comme les cartes de résistivité apparente.

Cependant, comme dans tout problème inverse, la solution de l'inversion 1D peut ne pas être unique, et par conséquent des artefacts peuvent apparaître sur les pseudo-coupes. Des études de Sengpiel et Siemon (1998, 2000) montrent par exemple que la profondeur inversée pour une couche conductrice horizontale placée à profondeur croissante devient sous-estimée à partir d'un certain seuil de profondeur, qui dépend des conditions locales de résistivité. Ce phénomène s'explique probablement par une équivalence sur le produit conductivité  $\times$  épaisseur (conductance) de la couche, lorsque l'épaisseur de celle-ci devient faible par rapport à sa profondeur (« couche mince »). Le seuil de décrochage peut être estimé ici entre 20 et 40 m de profondeur.

<sup>(5)</sup> Les coefficients de pondération n'ont pas de forme explicite. Les terrains superficiels influencent bien entendu de manière prépondérante la résistivité apparente. Cette dernière tend vers la résistivité vraie du recouvrement à haute fréquence, mais ne tend pas toujours vers la résistivité vraie du substratum à basse fréquence (Fraser, 1978), peut-être à cause de la limitation géométrique de la profondeur d'investigation vue plus haut. En fait, la question de la pondération rejoint d'une certaine manière celle de l'atténuation du champ avec la profondeur. On trouvera des informations sur ce sujet dans McNeil (1980b), Reid et Macnae (1999) ou Beamish (2003), où l'atténuation du champ électrique est étudiée en fonction de l'orientation de la source, de sa hauteur par rapport au sol, et de l'offset latéral du point considéré.

<sup>(6)</sup> On rappelle que celles-ci se composent de quatre champs complexes, soit de huit nombres réels.

<sup>(7)</sup> La hauteur apparente à une fréquence donnée est la hauteur du dispositif au-dessus du sol qui est calculée en même temps que la résistivité apparente (Siemon, 2001). Ceci provient du fait que le champ au-dessus d'un sol homogène dépend à la fois de la résistivité du sol et de la hauteur du dispositif. Il s'avère que la résistivité apparente est beaucoup mieux déterminée si la hauteur est laissée libre plutôt que d'être imposée par l'indication de l'altimètre (Siemon, 2001).

<sup>(8)</sup> Le préfixe pseudo fait référence au fait qu'il ne s'agit pas d'une véritable coupe 2D ou 3D, mais d'une succession de modèles 1D juxtaposés (document analogue à une section sismique non migrée).

Ces mêmes auteurs montrent comment une couche 2D plane inclinée est déformée par l'inversion 1D : le toit de la couche inversée se présente comme une succession de courbes reliées en marches d'escalier, dont le plan moyen se situe environ  $10^\circ$  au-dessus du véritable plan de la couche ; en revanche, la base de la couche inversée est très proche de sa base vraie, et donne donc une assez bonne estimation du véritable pendage de la couche. Ces observations doivent être présentes à l'esprit lors de l'interprétation des résultats 1D.

4

## Résultats

4.1

### Finalité hydrogéologique

Les résultats obtenus par EM confirment le bien-fondé de cette méthode pour l'étude des circulations de saumure.

La carte de résistivité apparente à 8600 Hz (Fig. 3) montre que les sédiments recouvrant la formation salifère ont une résistivité de l'ordre de 10 à 35  $\Omega \cdot m$  sur les reliefs (couleurs verte à bleue) et de moins de 2  $\Omega \cdot m$  dans le fond des vallées (couleurs orangée à rouge). Dans ce contexte géologique, un tel contraste ne peut s'expliquer que par une différence de salinité de l'eau imprégnant les terrains. En effet, la composition des sédiments est suffisamment homogène le long de la série géologique recoupée pour qu'on puisse considérer, en première approximation, que la conductivité globale reflète principalement la conductivité de l'eau d'imbibition (et à un moindre degré la porosité de la roche).

Alors que les valeurs de résistivité apparente observées sur les reliefs (valeurs que l'on peut qualifier de « normales ») sont tout à fait compatibles avec les sédiments marneux classiques, imprégnés d'eau douce, les valeurs exceptionnellement faibles observées dans les vallées ne peuvent s'expliquer que par une imprégnation des sédiments par de la saumure très concentrée. Même si les formations existant sous le fond des vallées sont un peu plus argileuses, donc un peu plus conductrices que les formations qui constituent les reliefs, les valeurs inférieures à 1  $\Omega \cdot m$  qu'on y observe restent inférieures au moins d'un facteur 10 à ce qu'on pourrait attendre si ces sédiments étaient imprégnés d'eau douce : hormis de la saumure, seules des minéralisations métalliques pourraient donner des résistivités aussi basses. La loi d'Archie, loi empirique reliant la résistivité d'une roche à sa porosité et à la conductivité de l'électrolyte qu'elle contient (Archie, 1942 ; McNeill, 1980a ; Keller, 1988), permet d'estimer que la résistivité de cette saumure doit être inférieure à 0,1  $\Omega \cdot m$  (et même souvent < 0,05  $\Omega \cdot m$ ), ce qui correspond à des concentrations de NaCl supérieures à 100 g/l (et souvent > 200 g/l).

Le fait que le fond des vallées soit riche en sel n'est pas une nouveauté. La toponymie locale en atteste abondamment (rivière de la Seille, localités de Marsal, Salonnnes, Château-Salins, lieux-dits de Salival, Salées-Eaux...). Une flore typique de prés salés ou de bords de lagunes y est connue localement. Et, comme

on l'a déjà dit, la présence de sources salées très concentrées a été utilisée dès la préhistoire pour la production de sel.

Un résultat assez inattendu, en revanche, est la grande homogénéité de la zone très conductrice ( $\rho < 1 \Omega \cdot m$ ) observée le long de la vallée de la Seille. Cette homogénéité indique que les saumures imprègnent l'ensemble des terrains bas et pas seulement quelques points localisés autour des sources salées, comme on aurait pu le penser. Les saumures se présentent donc sous la forme d'une véritable nappe qui affleure au fond des vallées.

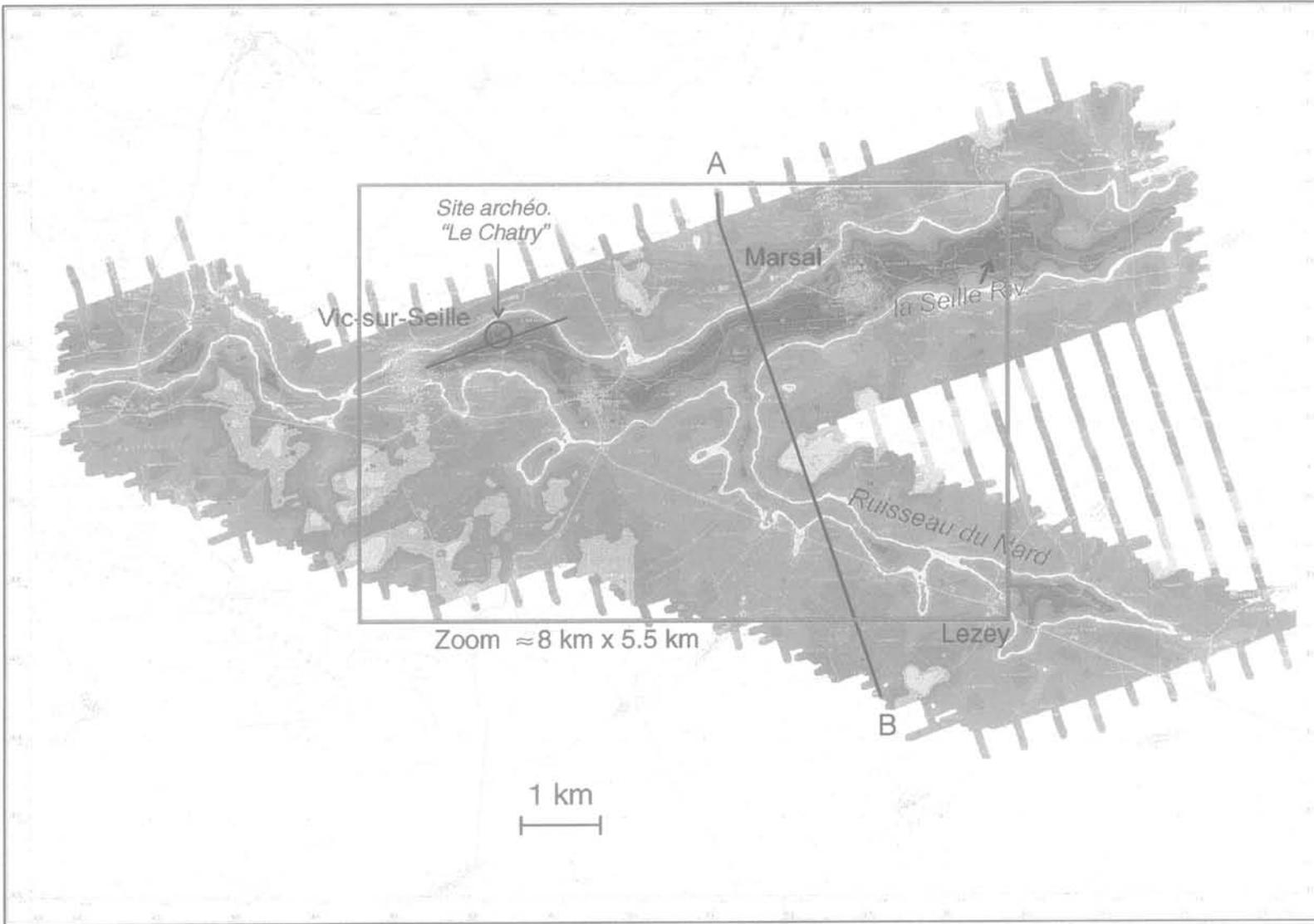
La comparaison des cartes de résistivité apparente aux fréquences extrêmes (Fig. 4) montre que la zone très conductrice attribuée à la nappe salée s'élargit significativement lorsqu'on augmente la profondeur d'investigation en abaissant la fréquence. D'après les fréquences intermédiaires (non représentées), l'élargissement de cette nappe avec la profondeur semble régulier. La figure 4 montre par ailleurs que la résistivité apparente de la zone très conductrice (rouge) et celle de la zone relativement résistante (bleu à vert) ne sont quasiment pas modifiées d'une carte à l'autre, ce qui indique que les résistivités sont relativement homogènes verticalement au cœur de chaque unité.

Les pseudo-coupes de résistivité 1D confirment la répartition mutuelle des nappes d'eau douce et d'eau salée. Sur la figure 5, par exemple, il apparaît clairement (partout où la profondeur de l'inversion est suffisante) que la nappe d'eau douce surmonte la nappe salée – sauf au fond de la vallée de la Seille où la nappe salée affleure, expliquant la présence de sources saumâtres. Ce qui est particulièrement remarquable, c'est que l'interface eau douce/eau salée s'enfonce progressivement sous les collines en reflétant la topographie comme dans un miroir. Ce comportement traduit un schéma de « biseau salé » identique à ce qui est observé dans le cas des aquifères côtiers.

Ce phénomène peut d'abord s'expliquer par une simple loi d'équilibre hydrostatique entre l'eau douce, relativement légère, et les saumures concentrées, beaucoup plus denses ( $d = 1,1$  à  $1,2$ ) : la colonne d'eau de pluie emmagasinée par chaque colline « flotte » (à la manière d'un iceberg) sur la nappe salée, laquelle se creuse vers le bas de façon à équilibrer la pression hydrostatique ; la hauteur du creusement est d'autant plus grande que la colline est élevée.

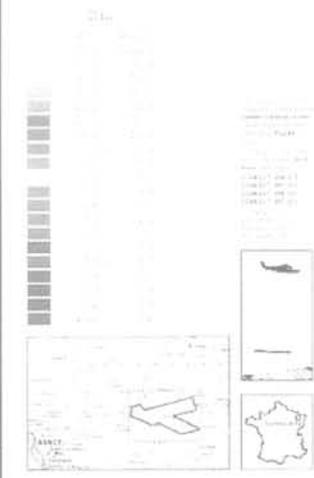
Cette interprétation statique suppose uniquement que la perméabilité des terrains est non nulle, de façon à ce que l'équilibre hydrostatique puisse s'établir. Cette hypothèse est parfaitement valide dans notre contexte où il n'y a pas de roche véritablement imperméable. En revanche, le fait que les perméabilités soient faibles contribue à maintenir un niveau de nappe à peu près stationnaire sur les hauteurs, ce qui est propice à une approche statique (si la perméabilité était très forte, les nappes s'effondreraient très rapidement vers l'horizontale après chaque pluie).

La prise en compte de la dynamique est cependant nécessaire pour comprendre la formation de la nappe salée, et pour comprendre ensuite les écoulements de saumure qui en résultent au fond des vallées. Le point de départ du circuit est constitué par l'eau de pluie, dont une partie s'infiltré dans le sous-sol jusqu'au toit de la formation salifère. Le sel étant un matériau parfaitement imperméable, l'eau n'y pénètre pas, mais



« BRIQUETAGE DE LA SEILLE »  
 HELICOPTER GEOPHYSICAL SURVEY  
 VIC-SUR-SEILLE (FRANCE)  
 AUGUST 2001

AIRBORNE ELECTROMAGNETICS  
 Apparent resistivity  $\rho_a$  (Ω.m)  
 at 8610 Hz



Scale 1:25 000 (4 cm = 1 km)

 République Française Direction Générale de l'Équipement Direction des Services à l'Équipement <b>BGR</b> Bureau de Géophysique et de Recherches Direction des Services à l'Équipement	Vic-sur-Seille Apparent resistivity at 8610 Hz
----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	------------------------------------------------------

**FIG. 3** Carte de résistivité apparente EM à la fréquence 8 610 Hz. Le cadre rectangulaire tracé au centre de la figure, autour des villages de Vic-sur-Seille, Marsal et Lezey, définit la zone de tracé utilisée pour les cartes qui suivent.  
 EM apparent resistivity map at 8,610 Hz frequency. The rectangle in the centre of the figure, around the villages of Vic-sur-Seille, Marsal and Lezey, delimits the plot area used for the next maps.

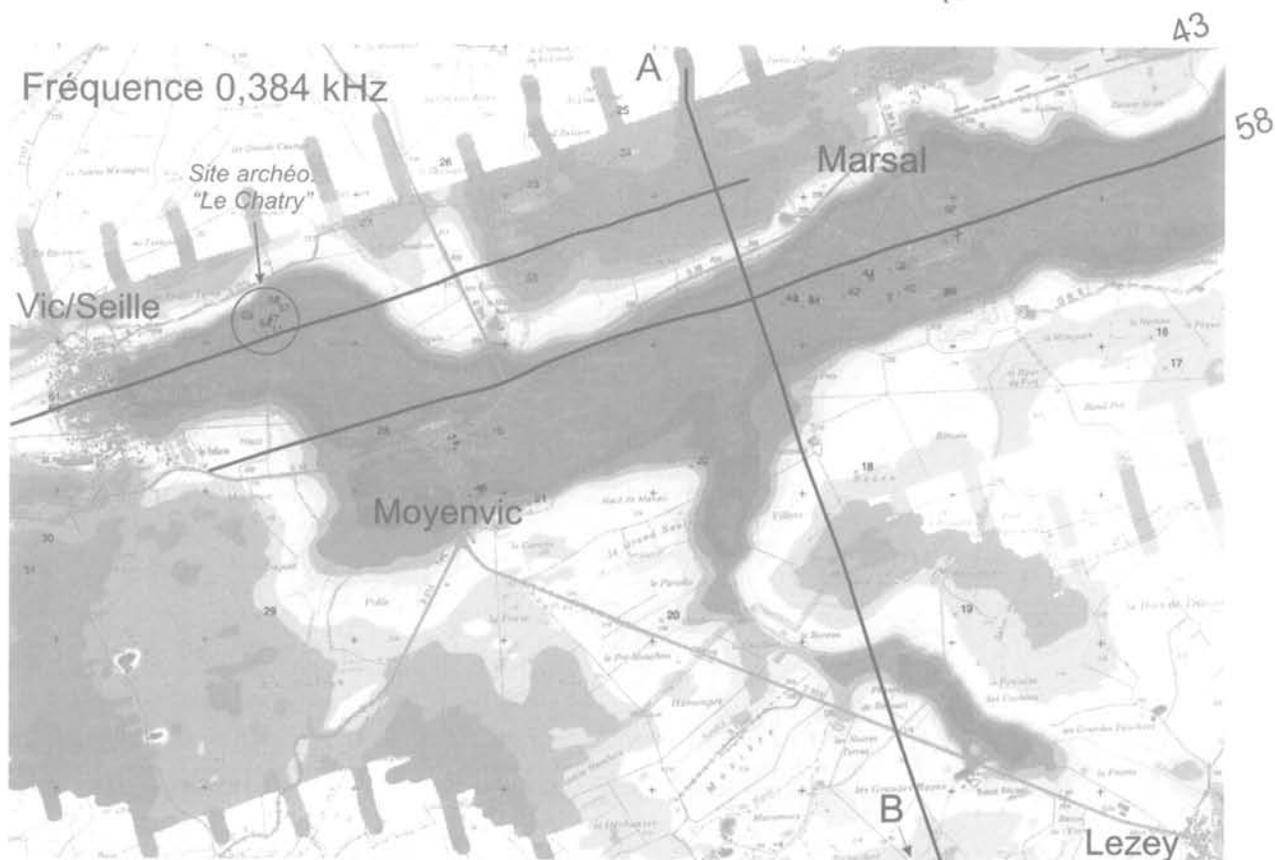
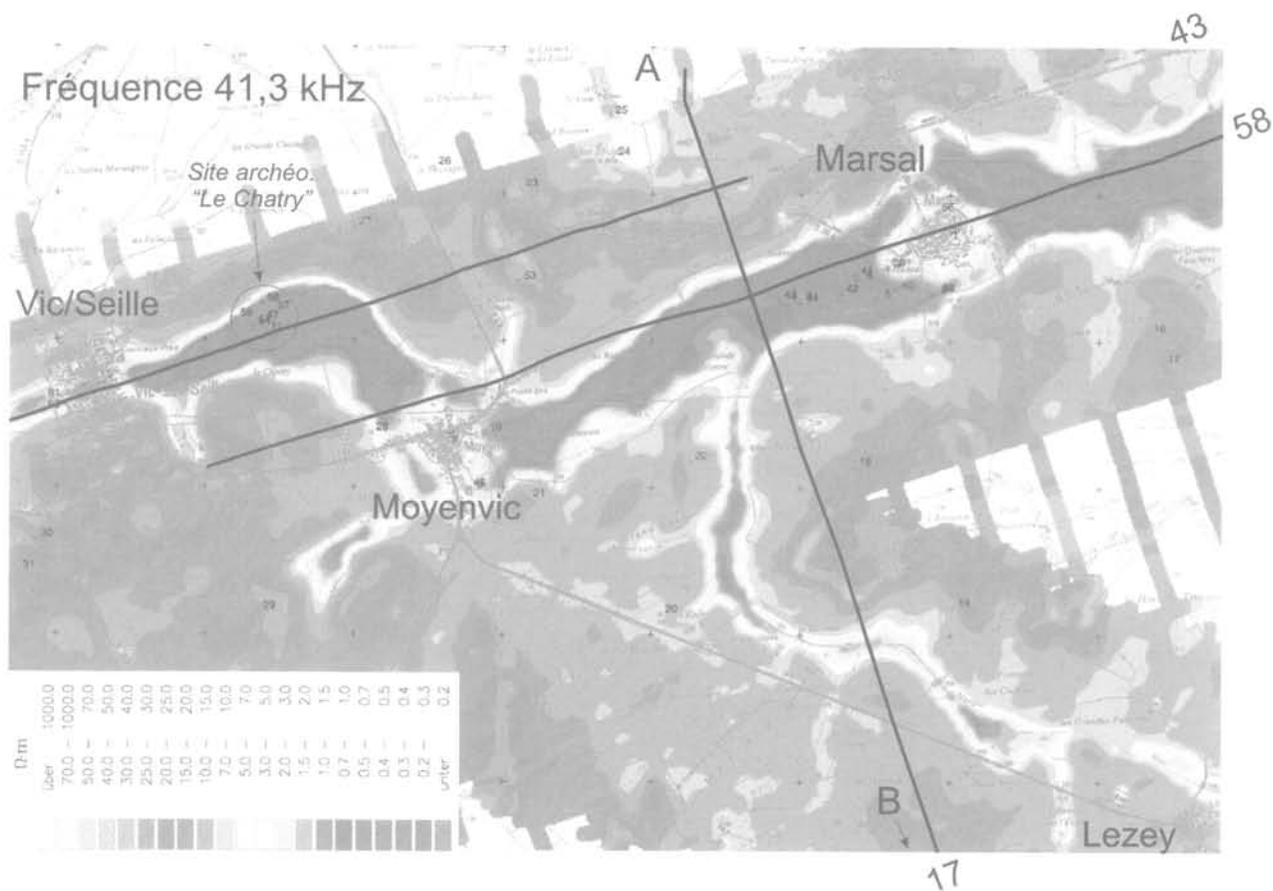
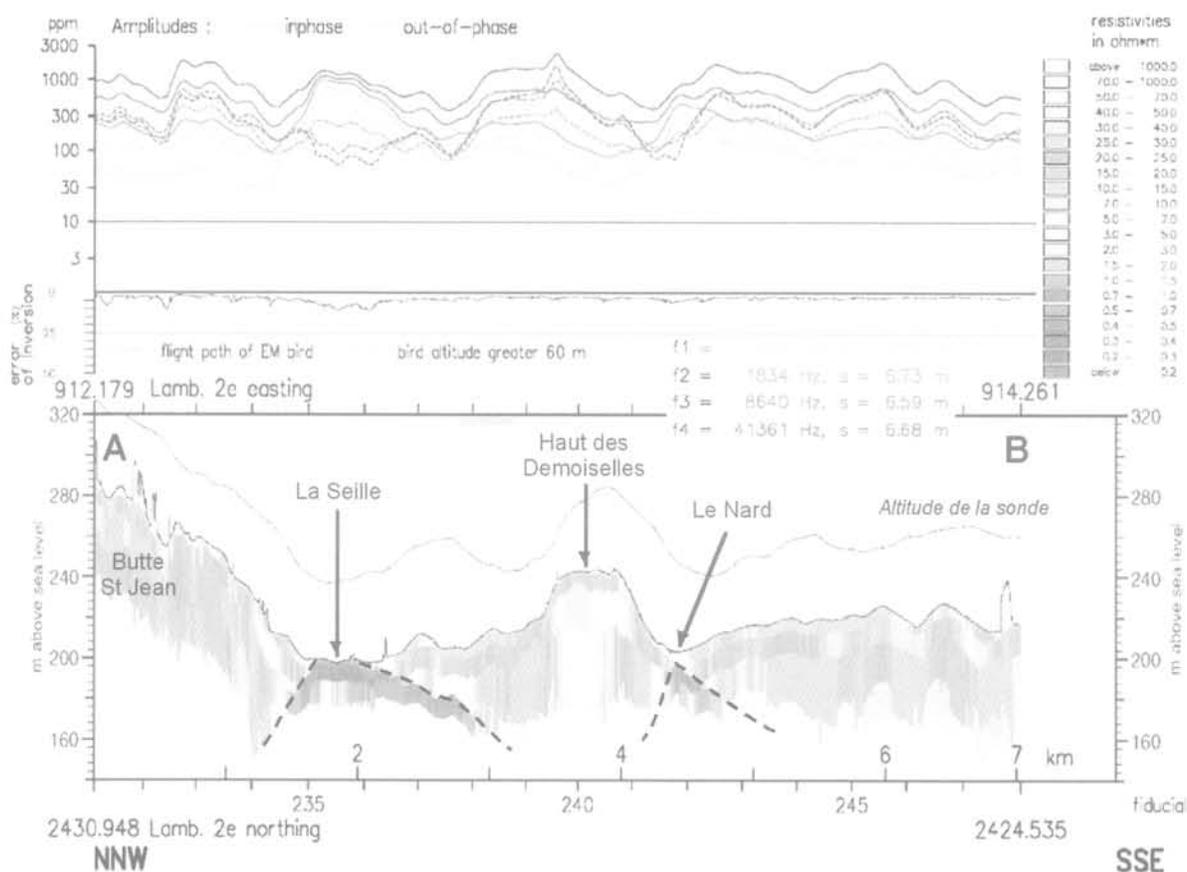


FIG. 4 Cartes de résistivité apparente EM aux fréquences 41 kHz (en haut) et 380 Hz (en bas). On rappelle que la profondeur d'investigation est environ 10 fois plus grande à 380 Hz qu'à 41 kHz. La distance entre deux croix est de 1 km.  
EM apparent resistivity maps at frequencies 41 kHz (top) and 380 Hz (bottom). Note that the depth of investigation is about 10 times greater at 380 Hz than at 41 kHz. The distance between two crosses is 1 km.



**FIG. 5** Pseudo-coupe de résistivité 1D inversée à partir des données EM sur le profil nord-sud « AB » (Fig. 3) qui part de la butte Saint-Jean et recoupe successivement la vallée de la Seille, le haut des Demoiselles et le ruisseau du Nard. Les courbes du haut représentent le champ magnétique (parties réelle et imaginaire) mesuré aux différentes fréquences.

1D resistivity pseudo-section obtained by inversion of the EM data on the North-South line « AB » (Fig. 3) which begins at the « butte Saint-Jean » and successively cuts across the Seille valley, the top of the Demoiselles and the Nard brook. The curves above the section represent the magnetic field (real and imaginary parts) measured at the four useful frequencies.

elle le dissout sur sa surface supérieure, se transformant en saumure saturée qui forme une nappe au toit du sel. Si la charge hydraulique (égale à la hauteur de la colonne d'eau douce) est suffisante, la saumure saturée peut, malgré sa forte densité, remonter sur 50 m jusqu'au fond des vallées, où elle donnera naissance à des sources salées. Au contraire, dans des zones de faible charge (i.e. à grande distance des reliefs), la saumure ne quitte pratiquement pas le toit du sel, et la dissolution est très peu active, faute d'exutoire.

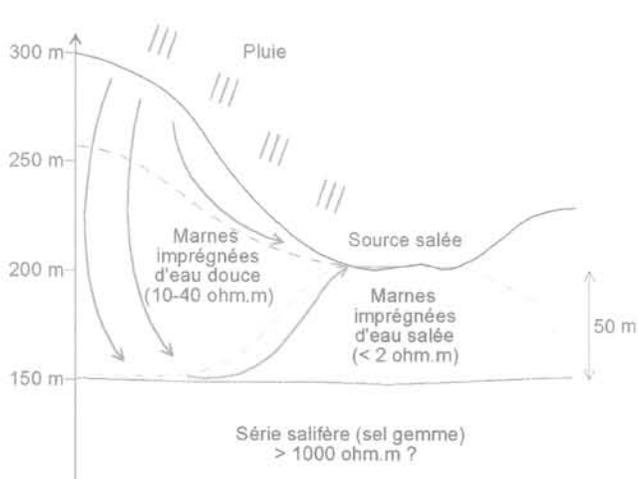
Ces mécanismes sont schématisés à la figure 6. D'autres phénomènes peuvent s'y rajouter.

#### 4.2

### Finalité archéologique

Sur le plan archéologique, de nombreuses anomalies magnétiques ont été détectées, mais leur corrélation avec les amas de poteries connus n'est pas toujours satisfaisante. Il est cependant trop tôt pour se prononcer définitivement sur le magnétisme car les traitements ne sont pas terminés.

En revanche, de manière plus inattendue, certains îlots de briquetage connus sont apparus clairement sur les profils et les cartes d'inversion électromagné-



Propriétés des saumures :  
 Saumure à 200 g/l de NaCl :  $d = 1,15 \text{ g/cm}^3$ ;  $\rho = 0,05 \Omega.m$   
 Saumure à 300 g/l de NaCl :  $d = 1,20 \text{ g/cm}^3$ ;  $\rho = 0,02 \Omega.m$

**FIG. 6** Coupe géoélectrique simplifiée montrant le phénomène de biseau salé observé dans la vallée de la Seille et le principe de fonctionnement des sources salées.

Simplified geoelectric section showing the phenomenon of saltwater intrusion observed in the Seille valley and the mechanism of saline springs.

tique 1D, sous forme de lentilles résistantes posées sur la surface très conductrice de la vallée de la Seille.

Ainsi en est-il pour le village de Marsal, qui est construit sur un gigantesque amas de briquetage formant une butte de près d'un kilomètre de diamètre et de près de 10 m d'épaisseur. De haut en bas, la présence de l'amas sur la pseudo-coupe (Fig. 7) se traduit d'abord par un terrain très résistant ( $> 1\ 000\ \Omega.m$ ), environ jusqu'à mi-hauteur de la butte ; ce terrain est suivi par un terrain moyennement résistant ( $10-25\ \Omega.m$ ), caractéristique des sédiments marneux imprégnés d'eau douce ; enfin, à la base de la série, à environ 13 m sous le fond de la vallée, on retrouve le terrain très conducteur ( $< 1\ \Omega.m$ ) caractérisant la nappe salée : le toit de ce terrain dessine une cuvette en forme de V sous le village.

Cette signature, analogue à ce qui est observé sous les reliefs, s'explique probablement en grande partie par le phénomène de biseau salé décrit précédemment : de façon semblable à une colline naturelle, l'îlot de briquetage retient dans sa porosité une colonne d'eau douce qui flotte sur la nappe salée, en la repoussant vers le bas. L'activité humaine amplifie peut-être ce phénomène par des apports additionnels d'eau douce (arrosage, eaux usées...). Il se peut aussi que l'EM ressente la différence de résistivité matricielle entre les sédiments marneux naturels (conducteurs même imprégnés d'eau douce à cause des minéraux argileux qu'ils contiennent) et les débris de poterie, dans lesquels les minéraux argileux ont été majoritairement détruits par la cuisson, et qui sont sans doute

assez peu poreux (puisqu'ils étaient destinés à contenir du liquide), donc assez résistants.

La figure 8 montre une signature similaire – mais à une échelle beaucoup plus petite – sur le site archéologique dit « Le Chatry ». Ce site présente un amas quasi circulaire de taille plus modeste (diamètre 200 m, hauteur 2 à 3 m), localisé en rive droite de la Seille actuelle, dans un méandre de l'ancienne Seille (voir photo). Sur la pseudo-coupe verticale, la signature de cet amas se présente comme une copie à échelle réduite, et à plus faible contraste, de la réponse observée sur l'amas de Marsal : d'abord un terrain très résistant jusqu'à la base de l'îlot, puis une lentille de terrain intermédiaire un peu moins conductrice que les terrains habituels saturés en saumure ( $0,7\ \text{à}\ 1\ \Omega.m$ ), et enfin la nappe salée très conductrice (ici  $< 0,5\ \Omega.m$ ) ; l'épaisseur du terrain très résistant est d'environ 2,5 m, celle de la lentille intermédiaire est d'environ 2 m. Sur la coupe horizontale de résistivité 1D tracée pour l'altitude 198 m (coupe située à 1 m sous la surface du sol dans la zone du Chatry), cette réponse se traduit par une petite anomalie résistante parfaitement centrée sur l'amas.

5

## Conclusion et perspectives

Il ressort de la présente étude que la méthode EM est parfaitement adaptée à l'étude des circulations d'eaux souterraines dans un contexte salifère tel que celui de la haute vallée de la Seille. Dans cette zone

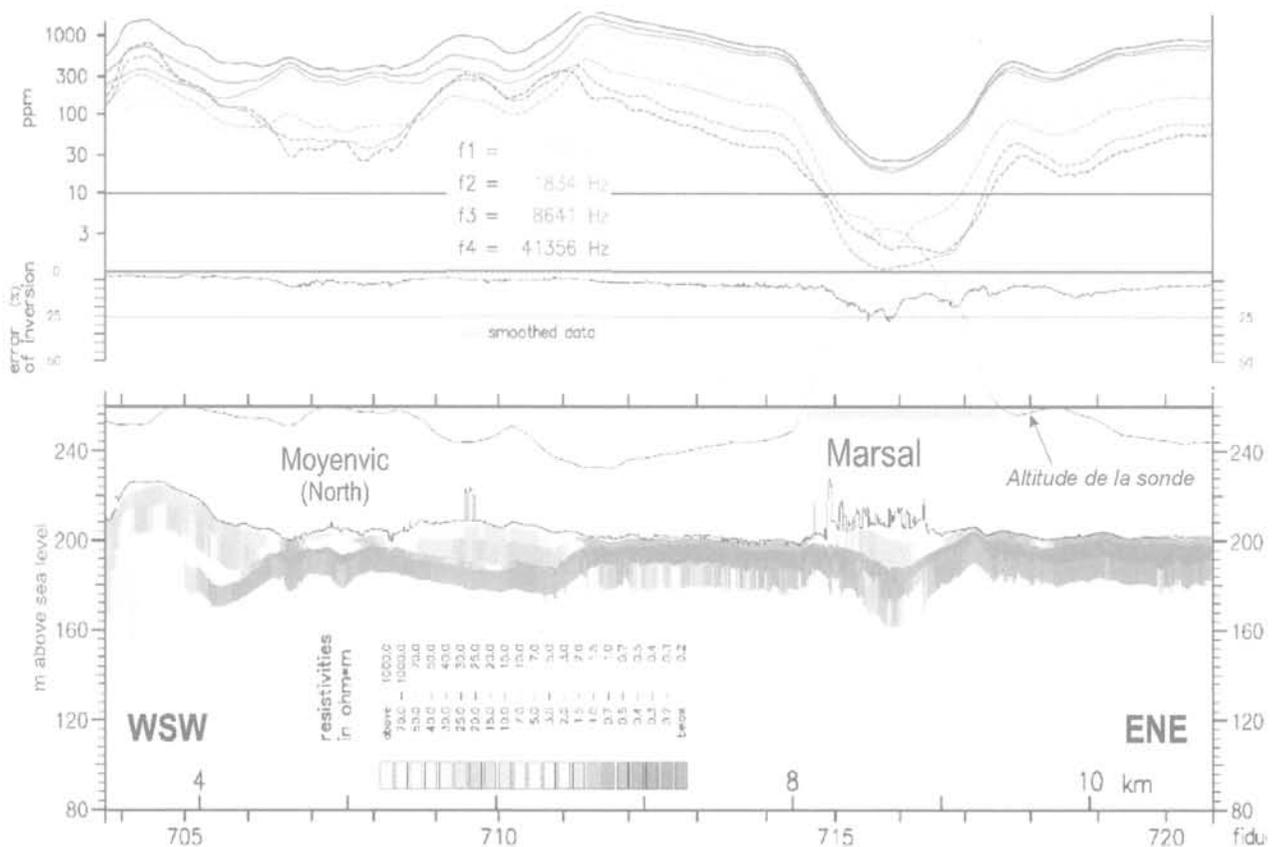
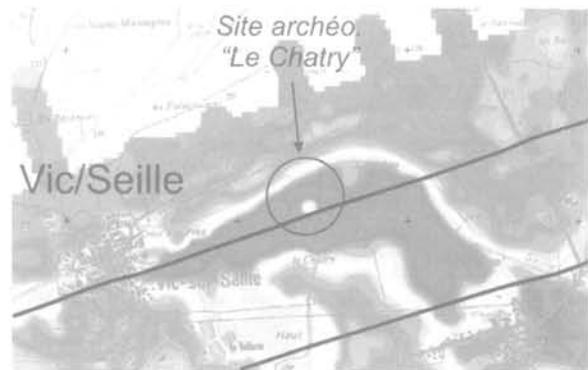
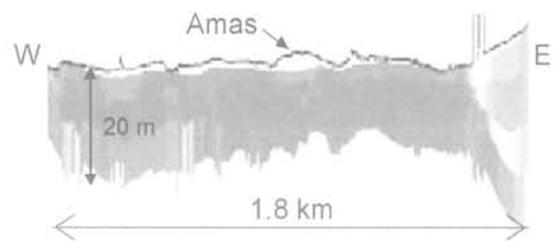


FIG. 7 Pseudo-coupe de résistivité 1D inversée à partir des données EM sur la ligne EW n° 58, qui passe en limite nord de Moyenvic et au centre de Marsal (Fig. 4).  
1D resistivity pseudo-section obtained by inversion of the EM data on the EW line n° 58, which goes through the northern edge of Moyenvic and the centre of Marsal (Fig. 4).



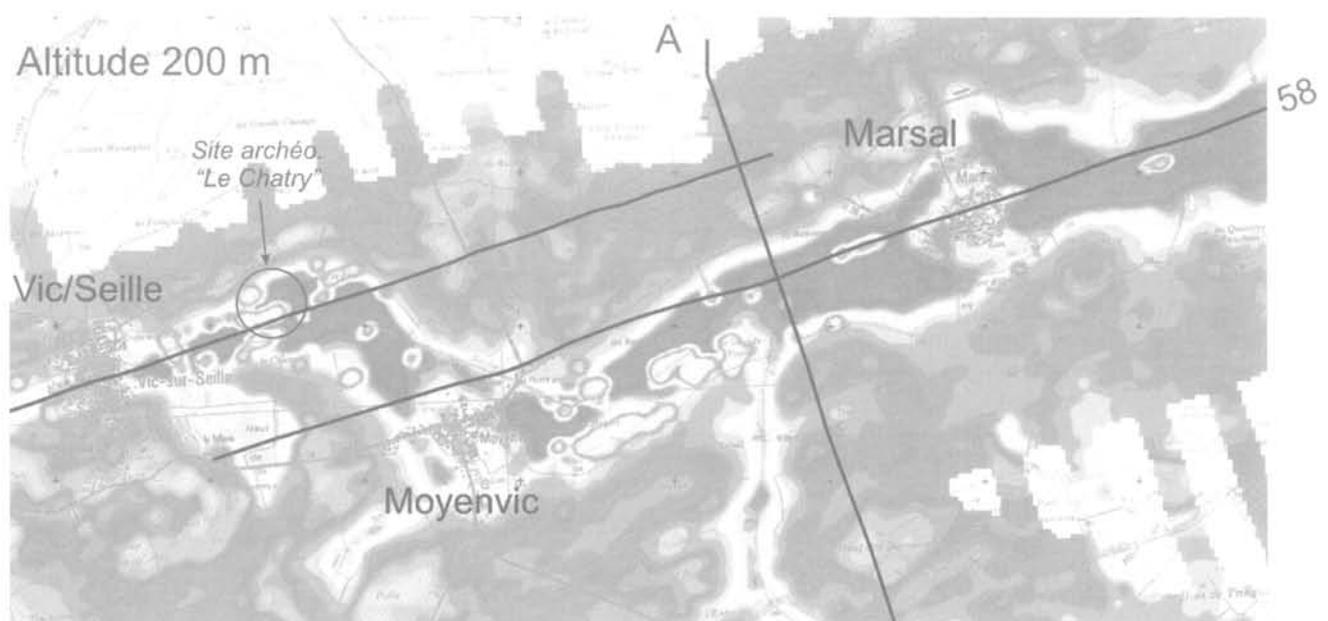
**FIG. 8** Signature EM de l'îlot de briquetage « Le Chatry », montré sur la photo ci-dessus (photo BGR). En haut à droite : pseudo-coupe verticale de résistivité 1D sur une portion de la ligne EW n° 43 (Fig. 4). En bas à droite : coupe horizontale de résistivité 1D à l'altitude 198 m. La réponse de l'amas apparaît comme une protubérance résistante de 200 m de diamètre posée sur le fond de la vallée, et formant une petite cuvette dans la nappe salée.

EM signature of the pottery-accumulation island « Le Chatry », shown on the photo above left (photo BGR). Top right: vertical pseudo-section of 1D resistivity on a portion of the EW line n° 43 (Fig. 4). Bottom right: horizontal section of 1D resistivity at 198 m altitude. The response of the island appears as a resistant bulge 200 m in diameter placed on the valley floor, and forming a small basin in the saltwater sheet.

caractérisée par la présence de nombreuses sources salées, la méthode a fourni une image précise de la distribution horizontale des saumures dans les terrains superficiels. Elle a également permis d'obtenir une carte en trois dimensions de l'interface eau douce/eau salée sur les vingt à trente premiers mètres du sous-sol, carte dont les variations qualitatives peuvent être

considérées comme fiables<sup>(9)</sup>. Ces résultats constituent un apport déterminant pour la compréhension du fonctionnement hydrogéologique de cette région.

<sup>(9)</sup> Noter cependant que l'estimation quantitative de la profondeur de cette interface pourrait être faussée par des artefacts d'inversion, que l'on peut difficilement évaluer en l'absence de forages d'étalonnage.



**FIG. 9** Coupe horizontale de résistivité 1D à l'altitude 200 m. Horizontal section of 1D resistivity at 200 m altitude.

La méthode EM semble également prometteuse pour l'objectif archéologique, puisqu'il est apparu que les amas de poterie provoquent un léger abaissement de la nappe salée, traduit en EM par une anomalie résistante très superficielle. En guise de perspective, il est à noter que la signature de type « Le Chatry » peut être retrouvée en d'autres points de la vallée. Ainsi, sur la coupe horizontale de résistivité 1D tracée pour l'altitude 200 m<sup>(10)</sup> (Fig. 9), on observe un certain nombre d'anomalies du même type (taches jaunes à bleues), qui étaient invisibles à l'altitude 198 m (Fig. 8). Parmi ces anomalies, celles qui sont situées au centre de la vallée, en bordure du lit ancien de la Seille, paraissent parti-

<sup>(10)</sup> Pour un observateur situé dans la vallée, cette carte donne une information très superficielle, située entre 0 et 3 m sous la surface du sol lorsqu'on va de Vic-sur-Seille à Mulcey (extrémité orientale du levé).

culièrement attrayantes, et mériteraient d'être reconnues par de la géophysique au sol ou par des fouilles archéologiques. Un outil de hiérarchisation serait utile pour confronter ces anomalies entre elles et avec les anomalies magnétiques.

#### REMERCIEMENTS

Cette étude a été financée par la direction de la recherche du BRGM dans le cadre du projet « Méthodes géophysiques au service de la cartographie numérique et 3D (METPHY) », dirigé par Catherine Truffert. Le levé hélicoptère proprement dit a été financé conjointement par le MAN et par le BRGM avec un appui du FEDER. Nous remercions l'équipe du BGR pour son professionnalisme et pour la qualité des documents produits. Nous remercions également le chef de mission archéologique, Laurent Olivier (MAN), qui nous a fait partager son enthousiasme pour le « briquetage de la Seille ».

## Bibliographie

- Archie G.E. – *The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics*. Am. Inst. Min. Metallurg. Petr. Eng. Tech., Paper 1422, 1942.
- Artézé de la Sauvagère R. – *Recherches sur la nature et l'étendue de ce qui s'appelle communément Briquetage de Marsal avec un abrégé de l'histoire de cette ville et une description de quelques antiquités qui se trouvent à Tarquimpol*. Paris, 1740.
- Beamish D. – Airborne EM footprints. *Geophysical Prospecting*, 51, 2003, p. 49-60.
- Bertaux J.P. L'archéologie du sel en Lorraine : le « Briquetage de la Seille » (état actuel des recherches). In : Millotte J.-P., Thévenin A. et Chertier B. (éd.), *Livret guide de l'excursion A7 Champagne, Lorraine, Alsace, Franche-Comté*. Proc. 9<sup>e</sup> Congrès de l'Union internationale des sciences préhistoriques et protohistoriques, Nice, 1976, p. 64-79.
- Fraser D.C. – Resistivity mapping with an airborne multicoil electromagnetic system. *Geophysics*, 43, 1978, p. 144-172.
- Johansen H.K., Sorensen K. – The fast Hankel transform. *Geophysical Prospecting*, 27, 1979, p. 876-901.
- Keller G.V. – Rock and mineral properties. In : Nabighian, M.N. (ed.), *Electromagnetic methods in applied geophysics*, vol. 1, Soc. Expl. Geophys., 1988, p. 13-51.
- Keune J.B. – Das Briquetage im oberen Seillethal. *Jahrbuch der Gesellschaft für lothringische Geschichte und Altertumskunde*, XIII, 1901, p. 366-394.
- Marchal C. – *Le gîte salifère keupérien de Lorraine-Champagne et les formations associées. Étude géométrique, implications génétiques*. Nancy, Sciences de la Terre, Mémoire 44, 1983.
- Marquardt D.E. – An algorithm for least squares estimation of non-linear parameters. *J. Soc. Industr. Appl. Math.*, 11, 1963, p. 431-441.
- McNeill J.D. – *Electrical conductivity of soils and rocks*. Geonics Ltd. Technical note TN-5, 1980 (a).
- McNeill J.D. – *Electromagnetic terrain conductivity measurement at low induction numbers*. Geonics Ltd. Technical note TN-6, 1980 (b).
- Maubeuge P.L. – *Le bassin salifère lorrain*. Nancy, 1950.
- Palacky G.J., West G.F. – Airborne electromagnetic methods. In : Nabighian M.N. (ed.), *Electromagnetic methods in applied geophysics*, vol. 2, Part B, Soc. Expl. Geophys., 1991, p. 811-879.
- Peltoniemi M. – Depth of penetration of frequency-domain airborne electromagnetics in resistive terrains. *Exploration Geophysics*, 29, 1998, p. 12-15.
- Reid J.E., Macnae J.C. – Doubling the effective skin depth with a local source. *Geophysics*, 64, 1999, p. 732-738.
- Sengpiel K.P., Siemon B. – Examples of 1-D inversion of multifrequency HEM data from 3-D resistivity distributions. *Exploration Geophysics*, 29, 1998, p. 133-141.
- Sengpiel K.P., Siemon B. – Advanced inversion methods for airborne electromagnetic exploration. *Geophysics*, 65, 2000, p. 1983-1992.
- Siemon B. – Improved and new resistivity-depth profiles for helicopter electromagnetic data. *Journal of Applied Geophysics*, 46, 2001, p. 65-76.
- Sinha A.K. Comparison of airborne EM coil systems placed over a multilayer conducting earth. *Geophysics*, 38, 1973, p. 894-919.







