

# Sommaire

## CARACTÉRISATION DES SOLS *IN SITU* ET PROBLÈMES LIÉS A L'EAU EN SITE URBAIN (sous la direction de Isam SHAHROUR)

Un outil de reconnaissance géophysique en milieu urbain : la prospection électrostatique	
A. TABBAGH, C. PANISSOD, C. BENECH, M. DABAS, A. JOLIVET, R. GUERIN	3
Reconnaissance géophysique sur un site de creusement de tunnel en milieu urbain	
A. DENIS, A. MARACHE, T. OBELLIANNE	11
La sismique réflexion haute résolution, un outil complémentaire pour la reconnaissance des couches superficielles	
B. PIWAKOWSKI, C. LÉONARD, I. SHAHROUR	23
Un site test « radar » pour le génie civil urbain : quelques exemples d'utilisation	
J.-L. CHAZELAS, P. CÔTE, X. DÉROBERT	35
Géoendoscopie : application à la reconnaissance et au diagnostic en site urbain	
P. BREUL, R. GOURVES, Y. HADDANI	47
Caractérisation des sols pour le tunnel de la rocade nord de Grenoble	
J. MONNET, C. CHAPEAU, G. GODARD	57
Perspectives de recherche en hydrologie urbaine	
M. DESBORDES	71
Les modèles mathématiques hydrogéologiques ou outils d'aide à la décision en matière de protection des champs captants urbains : application à un champ captant de la Communauté urbaine de Lille	
E. CARLIER	75
Pathologie de parkings enterrés sous la nappe à Lyon	
G. SANGLERAT, N. MONGEREAU	83
Désordres dus à l'infiltration des eaux Cas de la ville d'El-Affroun	
R. BAHAR, S. KENAI	91
Essai de bilan des flux azotés percolant vers les eaux souterraines sous climat semi-aride (cas des périmètres irrigués des Doukkala, Maroc)	
A. EL ACHHEB, J. MANIA, J. MUDRY, P. CHAUVE, A. OUAAKA	105
Thèses	113

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 (TotalFinaElf), 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 2002 (numéros 98 à 101) franco : 113,50 €

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 : 62426. Dépôt légal : février 2003

*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**

(©) 2002

Commission paritaire n° 60855

ISSN 0181 — 0529

# Un outil de reconnaissance géophysique en milieu urbain : la prospection électrostatique

**A. TABBAGH**

UMR 7619 Sisyphé  
département  
de Géophysique appliquée  
Université Pierre-et-Marie-  
Curie (Paris 6)  
case 105  
4, place Jussieu  
75252 Paris Cedex 05  
Institut de sciences  
et technologie  
géophysique-géotechnique  
case 95  
4, place Jussieu  
75252 Paris Cedex 05  
alat@ccr.jussieu.fr

**C. PANISSOD**

**C. BENECH**

**M. DABAS**

**A. JOLIVET**

**R. GUÉRIN**

UMR 7619 Sisyphé  
département  
de Géophysique appliquée  
Université Pierre-et-Marie-  
Curie (Paris 6)  
case 105  
4, place Jussieu  
75252 Paris Cedex 05

## Résumé

La prospection géophysique en milieu urbain souffre de différentes difficultés : vibrations, bruits électrique et électromagnétiques, structure superficielle complexe et présence d'ouvrages. Pour explorer les dix premiers mètres, la méthode électrostatique peut remplacer la méthode électrique à courant continu pour fournir une image des structures du sous-sol en utilisant les mêmes outils d'interprétation.

Trois exemples d'emploi de cette méthode sont présentés. Le premier correspond à la caractérisation du milieu dans lequel le microtunnel doit être foré. Le deuxième étudie le pavement de la cathédrale de Bastia en vue de connaître la structure de l'église médiévale. Le troisième permet de positionner l'emplacement de la muraille antique d'Alexandrie dans le sous-sol des rues de la ville actuelle.

*Mots-clés* : quadripôle électrostatique, résistivité électrique, reconnaissance géophysique, milieu urbain.

## Electrostatic prospecting : a tool for geophysical survey in urban context

## Abstract

Geophysical survey in urban context suffers from a series of external factors : vibrations, electrical and electromagnetic noises, complex subsurface structure and presence of buildings. To explore the first ten metres, the electrostatic method can replace the DC electrical method to image the structure of the ground with the same interpretation methods.

Three examples are presented hereafter. In the first, one attempted to characterise the medium in which a micro-tunnel had to be drilled. In the second, one looks under the Bastia cathedral pavement, for the preceding medieval church remains. In the third, the path of the antique wall, a major feature of the global organisation of the city of Alexandria, was located under the streets.

*Key words* : electrostatic four poles array, electrical resistivity, geophysical survey, urban medium.

## Introduction

La reconnaissance géophysique a pour caractéristiques d'être non destructrice, de pouvoir être réalisée selon un échantillonnage spatial suffisamment fin et d'être rapide. En revanche, elle a pour inconvénient le fait de ne pas porter directement sur le (ou les) paramètre mécanique qui permet une prise de décision par le géotechnicien. Elle s'applique *a priori* aussi bien en milieu urbain qu'en milieu rural, mais le premier présente une série de difficultés particulières que l'on peut résumer ainsi :

- il y a en ville des sources de bruits : vibrations, courants électriques vagabonds, mouvements de véhicules... ;

- le sous-sol peut y être plus complexe, y présenter, en particulier, des structures très contrastées toutes proches de la surface ;

- l'accès à la surface à explorer y est plus limité, par la présence de bâtiments notamment.

Les méthodes géophysiques et leurs procédures de mise en œuvre doivent donc être adaptées aux contraintes spécifiques du milieu urbain.

La résistivité électrique, propriété qui présente la plus large gamme de variations et qui est particulièrement sensible aux variations de teneur en argile et d'humidité, est difficile à mesurer en ville. Les méthodes électromagnétiques basse fréquence, dont la mise en œuvre est la plus rapide, sont en effet très sensibles aux masses métalliques (voitures, armatures du béton, câbles...) et la méthode électrique, très peu sensible à ce type de perturbations, requiert par contre la mise en place d'électrodes ce qui n'est pas réalisable sur les sols construits (bitume, pavage, dalle de ciment...). La méthode électrostatique, introduite à l'origine pour l'exploration peu profonde de milieux très secs, évite l'utilisation d'électrodes tout en gardant la faible sensibilité aux bruits de la méthode électrique, elle est donc potentiellement très intéressante en milieu urbain. Après avoir présenté son principe et les appareils utilisés, trois exemples de prospection en milieu urbain seront développés.

## Principe et limites de la méthode

La méthode électrostatique peut être présentée comme une généralisation de la méthode électrique (Grard et Tabbagh, 1991) où quatre pôles électrostatiques, placés dans l'air au-dessus du sol, sont utilisés pour injecter le courant et pour mesurer la différence de potentiel résultante. Mais on ne peut pas travailler à la fréquence zéro où le maintien de charges électrostatiques sur les pôles serait impossible ; on utilise donc une injection en courant alternatif. Quand un tel quadripôle est posé sur le sol et que la fréquence utilisée est suffisamment basse, les résultats et les méthodes d'interprétation sont les mêmes que pour la méthode électrique.

La limite en fréquence peut être fixée (Benderitter *et al.*, 1994 ; Tabbagh et Panissod, 2000) à partir du nombre d'induction qui doit rester inférieur à 0,1 environ. Ce nombre d'induction compare la taille du qua-

dripôle à la profondeur de pénétration caractérisant l'effet de peau (c'est-à-dire l'atténuation du signal avec la profondeur, et la décroissance de la profondeur d'investigation avec la fréquence du signal). Si, par exemple, la distance entre un pôle d'injection et le plus proche pôle de mesure est  $L$ , la fréquence  $f$ , et la conductivité électrique moyenne du terrain  $\sigma$ , on aura une valeur du nombre d'induction :  $\sigma \mu 2\pi f L^2$  inférieure à 0,1 si  $f$  reste inférieure à 12 kHz pour  $L = 10$  m et  $\sigma = 0,01$  S/m ( $\mu$  est la perméabilité magnétique du milieu égale à celle du vide,  $4\pi \cdot 10^{-7}$  H/m, dans la plupart des sols).

En pratique, les pôles sont constitués par des pièces métalliques de formes quelconques ; on peut par exemple utiliser des plaques métalliques de dimension linéaire petite devant l'écartement entre les pôles. L'impédance des pôles d'injection est inversement proportionnelle à leur surface et à la fréquence. En général on reste au-dessus de 10 kHz, ce qui conduit à une profondeur d'investigation de la dizaine de mètres pour les résistivités les plus courantes.

Plusieurs appareillages ont été réalisés au cours des dix dernières années. La figure 1 montre le multipôle « routier », MPR, qui comprend un dipôle d'injection et deux dipôles de mesure qui permettent deux profondeurs d'investigation différentes. Dans ce dispositif, les pôles sont placés à l'intérieur des roues et le multipôle, tiré par un véhicule léger, peut être utilisé dans les rues et sur routes. Les mesures sont enregistrées à un pas de 10 à 20 cm et la vitesse de progression est celle du véhicule. Ce système (Panissod et Tabbagh, 1996 ; Panissod *et al.*, 1998) a été développé avec le soutien de la FSTT (Comité Français des Travaux sans Tranchées). Un deuxième dispositif composé de pôles indépendants (Fig. 2) de surface 0,5 ou 1 m<sup>2</sup> permet de réaliser des sondages jusqu'à des distances entre pôles d'une trentaine de mètres.

## Reconnaissance de la rue de Mulhouse à Champigny-sur-Marne (Val-de-Marne)

Cette reconnaissance a été réalisée à la demande de la Direction des services de l'eau et de l'assainissement (DSEA) du Val-de-Marne, en préalable à un chantier de microtunnelier pour la mise en place d'un collecteur. Les mesures réalisées le long de la rue de Mulhouse à Champigny-sur-Marne, sur deux profils parallèles ont montré un milieu latéralement homogène (Fig. 3) où les variations latérales sont de faible amplitude et ont une origine superficielle puisqu'elles apparaissent sur le plus petit quadripôle et sont de courtes longueurs d'onde spatiales. Ces profils montrent que la résistivité varie de façon importante avec la profondeur : on a une résistivité apparente proche de 150  $\Omega \cdot m$  pour le quadripôle métrique, 70  $\Omega \cdot m$  pour le quadripôle de 2 m et 20  $\Omega \cdot m$  pour le quadripôle à pôles indépendants écartés de 4 m. Cette variation est confirmée par le sondage électrostatique (Fig. 4) qui montre l'existence d'une épaisse couche d'argile, entre 1,1 et 5,5 m si on lui donne une résistivité de 8  $\Omega \cdot m$ , et qui serait plus épaisse si on augmente cette résistivité (loi d'équivalence clas-

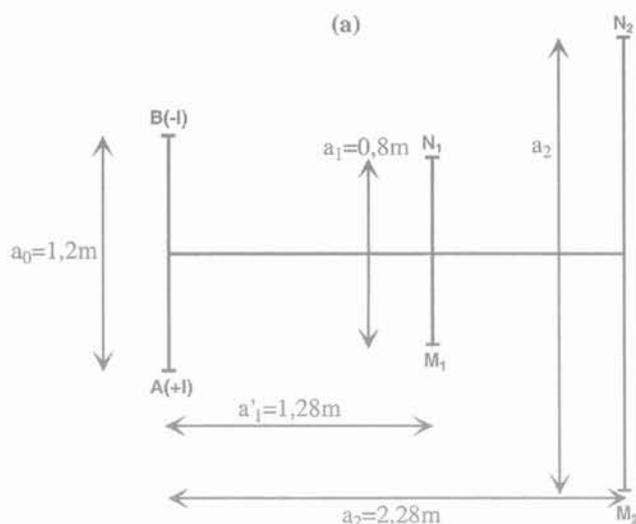


FIG. 1 Multipôle électrostatique « routier » MPR (a : photo ; b : schéma).  
Electrostatic multipole MPR « for road studies » (a : photo ; b : schema).

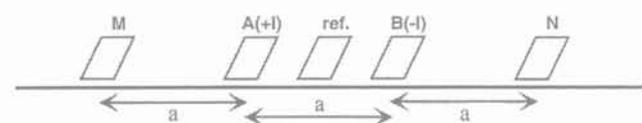


FIG. 2 Quadripôle électrostatique avec pôles indépendants (a : photo ; b : schéma).  
Electrostatic four poles array with independent poles (a : photo ; b : schema).

sique en méthode électrique spécifiant que les propriétés d'un terrain conducteur encadré au-dessus et en dessous par des terrains résistants ne sont pas déterminées de façon unique, mais au contraire que le rapport épaisseur sur résistivité est constant, tant que l'épaisseur n'est pas trop importante). Avec cette expérimentation, le milieu dans lequel devait être implanté l'ouvrage a été bien caractérisé.

#### 4

### Étude du sous-sol de la cathédrale Sainte-Marie de Bastia

L'étude, demandée par la Direction du patrimoine de la ville de Bastia (Corse) dans le cadre d'un programme européen PROGRESS, visait à reconnaître le sous-sol de la cathédrale afin de déterminer l'existence d'édifices antérieurs. Pendant la première visite sur le terrain, on nous avait signalé l'existence d'affaissements dans le dallage pour une cause alors inconnue. L'objectif secondaire était donc de comprendre l'origine de ces effondrements qui avaient nécessité une réfection des scellements du dallage à période régulière.

La cathédrale actuelle a été bâtie entre 1604 et 1670 sur les vestiges de l'ancienne église Santa Maria della Consolazione datant de la fin du XV<sup>e</sup> siècle. Cette église fut en effet jugée trop petite à partir du moment où Terra nova, la cité génoise enfermée dans les remparts de Bastia, fut construite. Elle reprend le plan d'une nef à trois vaisseaux (45 m × 25 m × 17 m).

L'église primitive est connue grâce aux sources écrites : la construction de cette église se situe autour de 1490 (une indulgence est accordée en 1488 pour la construction de l'église, un curé est nommé en 1489 et la cloche arrive d'Italie en 1491). Cette église est petite, à nef unique et est orientée nord-sud donc perpendiculairement à la cathédrale actuelle. Sa longueur est de

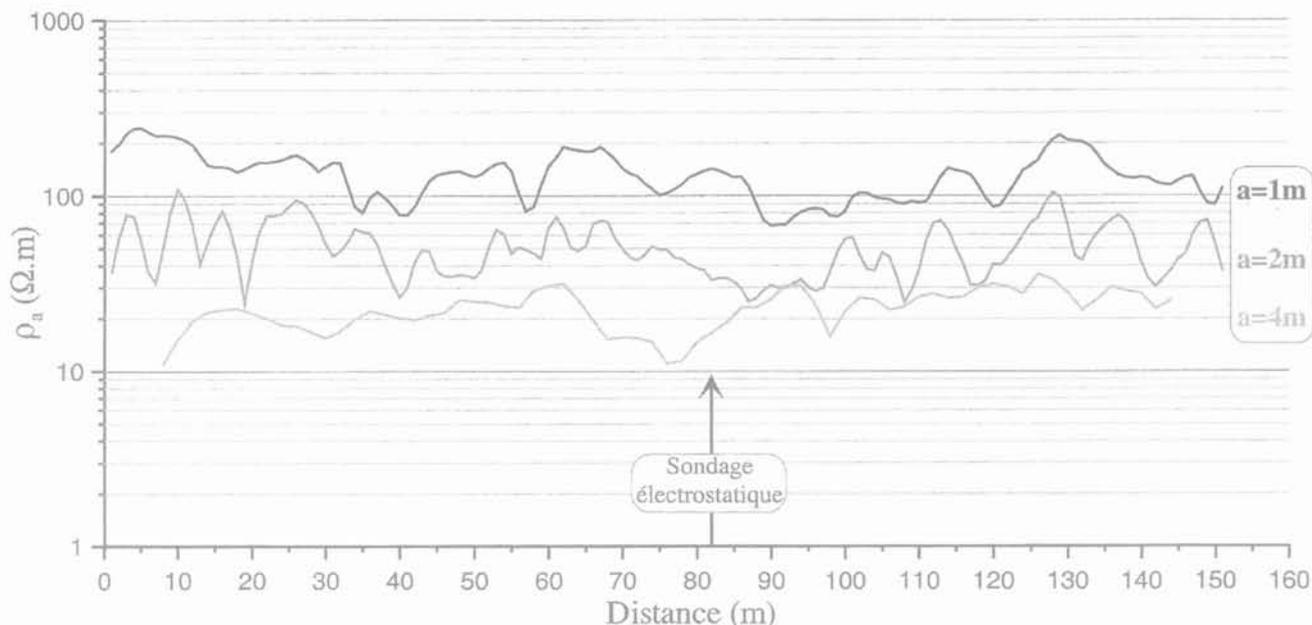


FIG. 3 Profils électrostatiques Wenner dans la rue de Mulhouse (du n° 140 au n° 230) à Champigny-sur-Marne. Wenner electrostatic profiles in Mulhouse street (between n° 140 and n° 230) at Champigny-sur-Marne.

l'ordre de 13 m (une poutre de faite de cette longueur est commandée en 1491). Cette église fut démolie au début du XVII<sup>e</sup> siècle, et le rocher sur lequel elle s'appuyait devint une carrière pour les bâtisseurs.

Une prospection électrostatique visant à retrouver des éléments de l'église du XV<sup>e</sup> siècle a été effectuée dans la nef et les deux collatéraux sur toute la surface disponible. Nous avons procédé avec un appareil ayant des pôles réglables et donc un encombrement restreint, à des mesures suivant deux directions : vingt-huit profils dans la direction est-ouest (longueur maximale 24,2 m) et vingt-sept profils dans la direction nord-sud

(longueur maximale 16,6 m). Les profils sont espacés de 0,5 m et la distance entre deux mesures est de 0,1 m.

Une prospection radar à la fréquence 450 MHz, a été réalisée avec le même maillage mais a permis de s'approcher plus près des piliers et contreforts (faible encombrement de l'antenne). Les profils ont été assemblés entre eux. La méthode radar permet d'extraire une information en fonction de la profondeur et donc de « couper » le terrain en tranches (à l'inverse de l'électrostatique qui intègre le signal entre la surface du sol et la profondeur d'investigation du dispositif choisi). Nous avons effectué ce traitement par tranches d'épaisseur de 20 cm en partant de la profondeur de 30 cm jusqu'à 1,7 m. Au-delà, l'onde radar n'est plus assez énergétique pour pénétrer.

Les cartes électrostatiques obtenues avec le petit et le grand quadripôle électrostatique (Figs. 5 et 6) montrent très nettement l'existence d'une masse résistante au nord de direction est-ouest (numéroté 1 sur les figures). Plusieurs structures moins résistantes apparaissent sur les côtés nord et sud. Tout le centre de la cathédrale se traduit par une masse conductrice assez homogène. Une anomalie résistante (numérotée 2 sur les figures) se voit en revanche très nettement entre le premier et le second pilier au nord du collatéral sud. Cette anomalie est encore plus visible sur la carte correspondant à la plus grande profondeur d'investigation, elle s'étend donc en profondeur (> 1 m).

Sur la carte radar (Fig. 7) correspondant au terrain superficiel (tranche de 4 à 8 ns, soit à environ 0,3 m) présentée suivant une échelle normalisée, les zones en noir/gris foncé correspondent aux zones réfléchissantes (présence de réflecteurs comme un ancien sol, une interface roche-mère/remplissage...) et les zones en blanc/gris clair à des zones homogènes qui laissent passer l'onde radar. On remarque la présence systématique de deux bandes nord-sud réfléchissantes associées à chacun des piliers du collatéral sud. Une autre bande est-ouest, moins visible, semble aussi relier tous

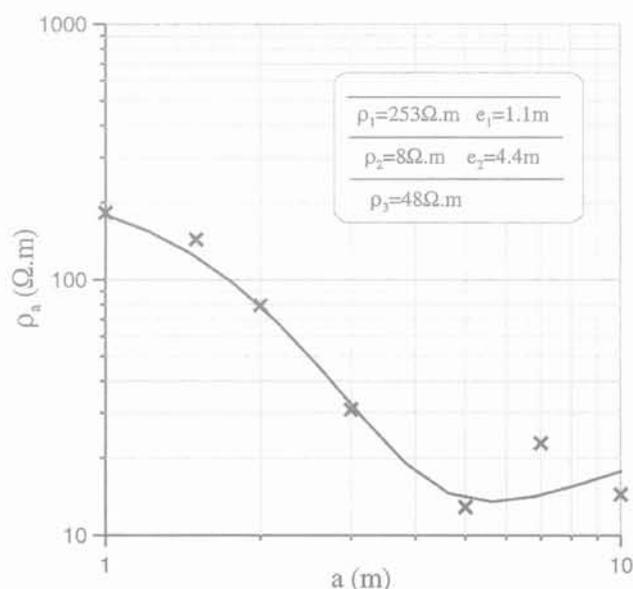
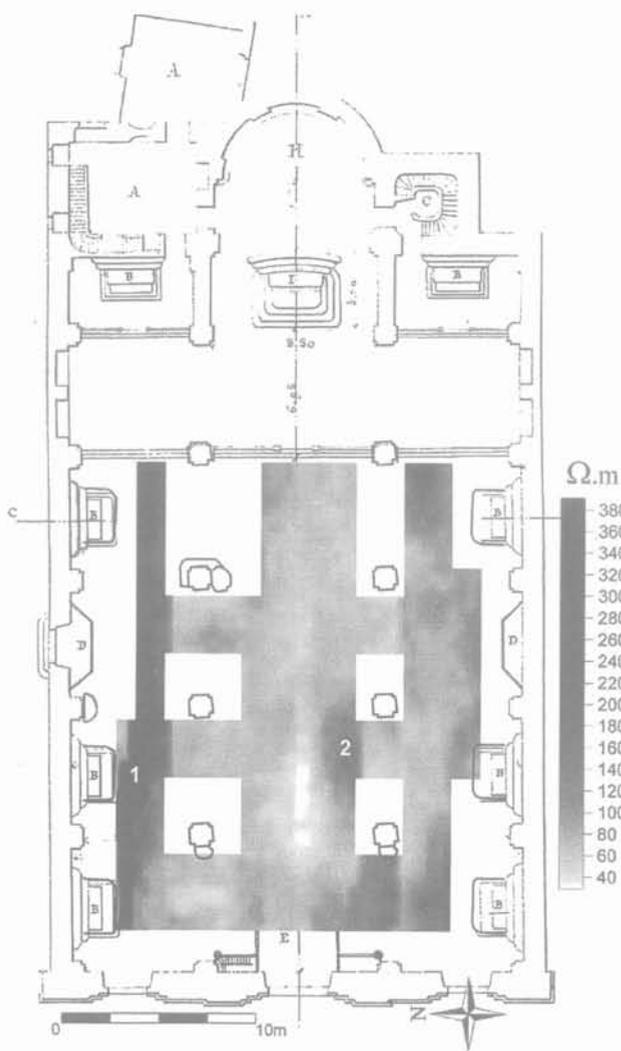
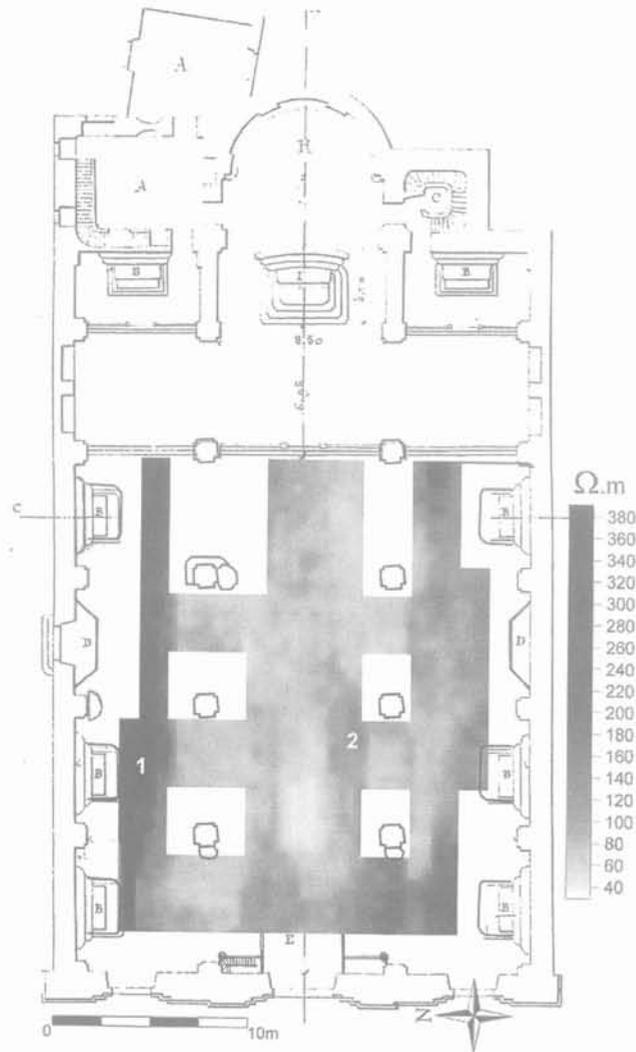


FIG. 4 Sondage électrostatique Wenner positionné sur la figure 3. Wenner electrostatic sounding located in figure 3.



**FIG. 5** Prospection électrostatique avec le petit quadripôle ( $a = 0,60$  m) dans la cathédrale Sainte-Marie de Bastia.  
Electrostatic survey with small four poles array ( $a = 0,60$  m) in Sainte-Marie cathedral at Bastia.



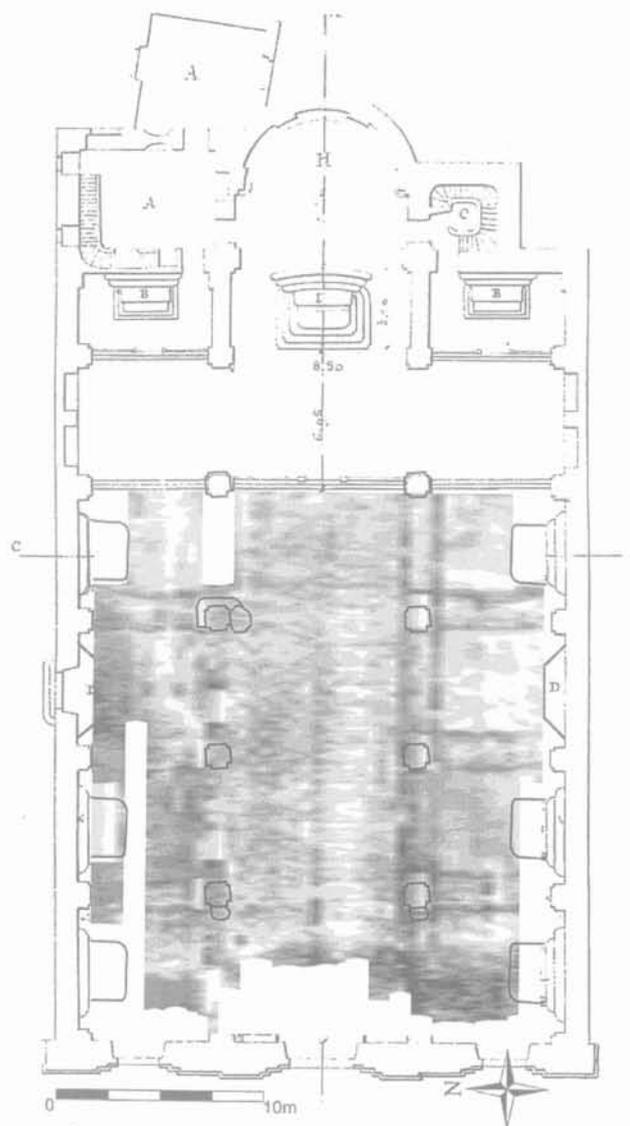
**FIG. 6** Prospection électrostatique avec le grand quadripôle ( $a = 1,50$  m) dans la cathédrale Sainte-Marie de Bastia.  
Electrostatic survey with main four poles array ( $a = 1,50$  m) in Sainte Marie cathedral at Bastia.

les piliers de ce collatéral. Pour le collatéral nord, deux bandes associées au pilier le plus à l'est (le plus proche du chœur) sont visibles. Ceci est moins évident à proximité des deux autres piliers. Les autres cartes radar plus profondes (0,5, 0,7 et 0,9 m), non présentées ici, sont beaucoup plus homogènes traduisant l'homogénéité du remplissage, mis à part une anomalie résistante au nord. A partir de 1,1 m, de nombreux réflecteurs apparaissent sans organisation spatiale apparente. Cette profondeur correspond à un changement important des propriétés physiques du sol.

L'interprétation des données radar vient confirmer les données électrostatiques et les compléter. Sur la carte radar, nous pensons que les bandes réfléchissantes correspondent à un chaînage entre les différents piliers. Le fait que nous ne les voyons clairement que dans la partie sud a probablement une signification que nous ne connaissons pas (mais nous ne pouvons pas dire s'il en existe ou non sous le collatéral nord).

Il est probable que les zones résistantes (en noir/gris foncé sur la carte électrostatique) correspondent à la roche-mère quasi affleurante. Ces zones refléteraient donc l'emplacement du rocher sur lequel est construite la cathédrale, ce qui est corroboré par l'ancien nom de l'église (Santa Maria l'arrembata) et une chronique. Il y a une différence importante entre le côté nord très abrupt et le côté sud où la variation est beaucoup plus progressive. Peut-être peut-on y voir la différence entre une roche proche de la surface en amont et un remblai plus important en aval, au sud, vers la mer. De ce changement très rapide du matériau constituant le substrat dans le collatéral nord proviennent certainement les problèmes de stabilité signalés à plusieurs reprises. De plus, il semble logique que le chaînage présent dans la partie sud soit moins utile sous le collatéral nord du fait de la présence d'une assise solide sur le rocher.

Il n'est pas possible au vu des données géophysiques de préciser l'emplacement de l'église de direc-



**FIG. 7** Coupe entre 4 et 8 ns issue de la prospection radar (450 MHz) dans la cathédrale Sainte-Marie de Bastia. Time slice between 4ns and 8 ns from radar survey (450 MHz) in Sainte Marie cathedral at Bastia.

Bastiais (comme d'autres Européens de l'époque) procédaient à une inhumation secondaire de leurs morts clandestinement la nuit dans la cathédrale.

En conclusion, la localisation des affleurements rocheux sous la cathédrale Sainte-Marie, donc la forme du remblaiement réalisé pour les fondations de la cathédrale, a été cartographiée. La découverte d'anomalies radar liées à un chaînage des piliers est un résultat important. La dissymétrie entre la profondeur de la roche entre les deux collatéraux explique les problèmes de stabilité de l'édifice. De l'église antérieure, rien n'est visible, conséquence probable de l'exploitation en carrière après sa destruction. Enfin, une anomalie correspondant à un vide important a été vérifiée par sondage à l'aplomb des piliers du collatéral sud.

5

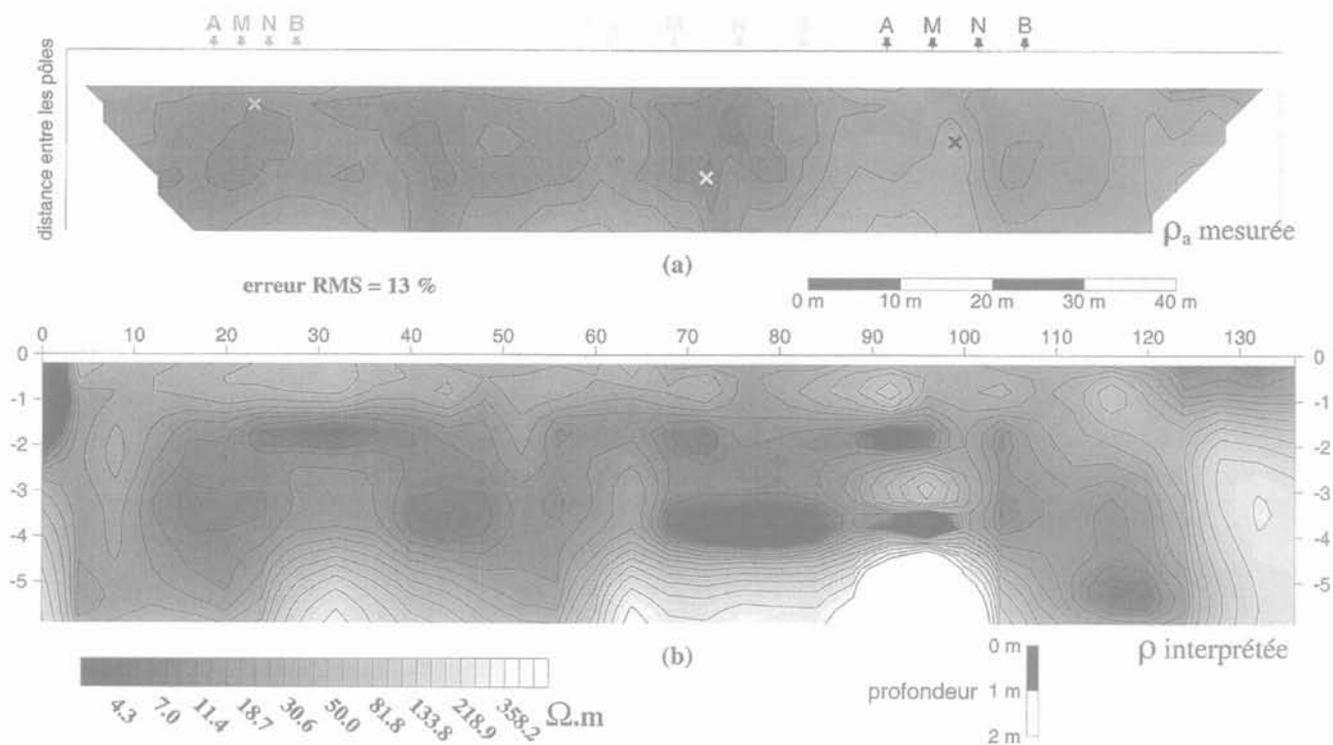
## Recherche du tracé de la muraille antique d'Alexandrie (Égypte)

Le projet concernant la recherche des murailles antiques d'Alexandrie a débuté en octobre 2000 par l'investigation de plusieurs rues avec un système électrostatique à pôles indépendants. Le choix de cette méthode a été motivé par les résultats obtenus lors d'une précédente mission à Alexandrie en 1997, dirigée par Albert Hesse, et qui concernait la recherche du tracé de l'Heptastade, *i.e.* la digue d'environ 1 km de long (7 stades grecs) qui reliait la ville à l'île de Pharos sur laquelle se trouvait le phare d'Alexandrie (Hesse *et al.*, 1998). Parmi les différentes méthodes géophysiques utilisées (radar, sismique, électromagnétisme), l'électrostatique s'est révélée être la plus appropriée pour l'exploration du sous-sol alexandrin où les niveaux antiques se situent dans les premiers mètres de profondeur. Les résultats de cette prospection avaient permis de reconstituer le scénario de formation de l'isthme d'Alexandrie, reposant sur l'ancienne digue qui constituait l'Heptastade et qui séparait les deux ports de la ville.

Pour l'Heptastade, la méthode électrostatique avait permis de mettre en évidence un phénomène de grande échelle, à savoir l'élargissement de l'isthme par apports successifs de sédiments par la mer. Le projet sur les murailles impliquait une recherche plus fine, plus exigeante, puisqu'elle concernait l'identification d'une structure archéologique bien définie. Du point de vue archéologique, les connaissances concernant l'identification du tracé de la muraille antique sont maigres : Mahmoud Bey, un chercheur égyptien, a réalisé dans la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle une série de sondages qui a permis de reconnaître les fondations de l'enceinte en cinq endroits différents dans sa partie méridionale. Le reste du tracé est encore aujourd'hui sujet à controverses, particulièrement à l'est où l'on ne sait pas exactement jusqu'où s'étendait la ville dans cette direction. Les fondations dégagées se trouvaient à environ 3-4 m de profondeur : larges de 5 m, elles étaient constituées de deux parements en gros blocs probablement calcaires, et d'un remplissage de cailloux liés au mortier. L'aspect massif de ces structures pouvait laisser espérer que malgré les perturbations dues aux occupations modernes, il était possible de détecter leur présence par la réalisation de panneaux électriques

tion nord-sud. La masse rocheuse au nord peut constituer une limite à son extension mais nous ne pouvons définir sa limite au sud. Comme la roche remonte à l'ouest du premier pilier ainsi qu'à l'est du troisième pilier, on pourrait placer l'église entre le premier et le troisième pilier. Il ne faut pas oublier que si l'emplacement a servi de carrière, il n'est pas étonnant non plus de ne pas voir de trace claire de l'église du XV<sup>e</sup> siècle.

Nous avons recommandé dans le rapport (rédigé en novembre 1997) de réaliser un sondage archéologique à l'aplomb de l'anomalie résistante (numérotée 2 sur les figures 5 et 6) entre le premier et le second pilier sud de la cathédrale qui correspondrait à un vide de grande dimension (minimum 1 m x 3 m) et proche de la surface. Avant ce contrôle, un effondrement a eu lieu en 1998. On y a trouvé un ossuaire dont le tassement a créé le vide détecté par les méthodes géophysiques. Ces ossuaires sont souvent « clandestins » : les inhumations ayant été interdites dans les édifices religieux, les



**FIG. 8** Panneau électrique (a : convention de représentation de la résistivité électrique apparente mesurée ; b : modèle de résistivité électrique interprétée) obtenue pour la recherche du tracé de la muraille antique d'Alexandrie (Égypte).  
 Electrical 2D-imaging (a : visualisation mode of measured apparent electrical resistivity ; b : interpreted electrical resistivity model) obtained for the research about the location of the antique walls of Alexandria (Egypt).

avec des pôles électrostatiques indépendants. Ces panneaux sont obtenus après plusieurs passages avec des quadripôles à écartement de plus en plus grand (distance entre deux pôles successifs de 2, 3, 5, 7 et 10 m). Ils permettent de mesurer à différentes profondeurs la résistivité électrique apparente le long d'un même profil, et de visualiser les résultats sous la forme conventionnelle d'une pseudo-section (Fig. 8a). La figure 8b présente les variations latérales et verticales de la résistivité électrique interprétée obtenues par inversion avec le logiciel Res2dInv (Loke et Barker, 1996).

La première mission avait pour objectif de « valider » l'utilisation de la méthode électrostatique et d'identifier la « signature géophysique » des fondations de la muraille. Les premiers essais ont porté sur la partie méridionale dont le tracé est à peu près localisé grâce aux travaux de Mahmoud Bey. Les panneaux électriques, de longueurs différentes, ont été réalisés dans six rues dont le tracé recoupe perpendiculairement celui supposé de la muraille. Le profil électrostatique présenté ici a permis de localiser une anomalie résistante, située à l'abscisse 95 m, à environ 4 m de profondeur et large de 5 m (Fig. 8), à proximité du tracé proposé par Mahmoud Bey. Ces résultats demandent maintenant à être confirmés par d'autres investigations qui montreront que cette anomalie signale effectivement la présence des fondations de la muraille et permettront de reconnaître la limite orientale de la ville dans l'Antiquité.

6

## Conclusion

La méthode électrostatique est une alternative efficace à la méthode électrique classique. Elle permet d'acquérir dans les milieux urbains des informations sur les variations latérales et verticales de la résistivité électrique, paramètre adéquat et sensible en géotechnique. Son emploi sur du bitume (prospections pour le positionnement d'un microtunnel à Champigny-sur-Marne, et pour la localisation d'une muraille antique à Alexandrie) ou des dallages (prospection pour la reconnaissance de l'édifice antérieur à la cathédrale Sainte-Marie de Bastia), apporte des informations sur la structure du sous-sol, avec des mesures rapides d'acquisition, peu coûteuses et non destructrices.

L'utilisation de ce type d'appareil ouvre donc de larges perspectives dans l'exploration du sous-sol urbain et peut aider à mieux analyser en amont les problèmes liés à ce milieu extrêmement complexe, que ce soit en génie civil ou en archéologie, et sélectionner de façon plus pertinente les emplacements pour des travaux d'aménagements ou d'étude.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs tiennent à remercier la FSST (Comité français des travaux sans tranchées), le programme européen PROGRESS, et le Centre d'études alexandrines.

## Bibliographie

---

- Benderitter Y., Jolivet A., Mounir A., Tabbagh A. – « Application of the electrostatic quadripole to sounding in the hectometric depth range ». *Journal of Applied Geophysics*, 31, 1994, p. 1-6.
- Grard R., Tabbagh A. – « A mobile four electrode array and its application to the electrical survey of planetary ground at shallow depths ». *Journal of Geophysical Research*, 96, 1991, p. 4117-4123.
- Hesse A., Andrieux P., Atya M., Benech C., Camerlynck C., Dabas M., Féchant C., Jolivet A., Kuntz C., Mechler P., Panissod C., Pastor L., Tabbagh A., Tabbagh J. – « Geophysical investigations for the location of the Heptastadium in Alexandria (Egypt) ». *Proceedings of the 4th meeting of the Environmental and Engineering Geophysical Society*, Barcelona (Spain), A. Casas ed., 1998, p. 715-718.
- Loke M.H., Barker R.D. – « Rapid least-square inversion of apparent resistivity pseudosections by a quasi-Newton method ». *Geophysical Prospecting*, 44, 1996, p. 131-152.
- Panissod C., Dabas M., Hesse A., Jolivet A., Tabbagh J., Tabbagh A. – « Recent development in shallow depth electrical and electrostatic prospecting using mobile arrays ». *Geophysics*, 63, 1998, p. 1542-1550.
- Panissod C., Tabbagh A. – *Étude d'un système multipôle électrostatique*. Étude n° 9, rapport de thèse n° 7, Projet national microtunnel, FSTT, 1996.
- Tabbagh A., Panissod C. – « 1D complete calculation for electrostatic soundings interpretation ». *Geophysical Prospecting*, 48, 2000, p. 511-520.

# Reconnaissance géophysique sur un site de creusement de tunnel en milieu urbain

## Utilisation de la méthode des résistivités en et entre forages

A. DENIS  
A. MARACHE  
T. OBELLIANNE

Centre de développement  
des géosciences appliquées  
(CDGA)  
Université Bordeaux I  
avenue des Facultés, Bât. 18  
33405 Talence  
adenis@cdga.u-bordeaux.fr

### Résumé

Une reconnaissance géophysique de l'aléa géologique durant le creusement d'un tunnel en milieu urbain doit être adaptée aux contraintes urbaines, rapide et sans contrainte sur le déroulement du chantier. Le choix, parmi les nombreuses méthodes géophysiques, s'est orienté vers la méthode des résistivités en et entre forages. Un équipement spécifique d'électrodes permanentes en forage a été réalisé afin de permettre la réalisation de mesures quelles que soient les conditions géologiques et hydrogéologiques. D'un point de vue pratique et afin d'être rapidement mobilisable durant la construction du tunnel, le dispositif d'électrodes peut être installé dans les forages préalablement réalisés lors de la reconnaissance géotechnique du tracé, laissé en attente et être activé à n'importe quel moment durant la construction du tunnel. Un premier site expérimental nous a permis de tester ce dispositif et de valider la méthode d'inversion proposée. Les mesures réalisées sur un site de construction de tunnel en milieu urbain montrent que le dispositif et le protocole de mesures sont adaptés aux contraintes techniques de ces chantiers. Des informations sur l'environnement géologique le long du tracé sont obtenues de même que se dessinent les limites d'utilisation des méthodes électriques dans une reconnaissance géophysique de l'aléa géologique en milieu urbain.

*Mots-clés* : milieu urbain, tunnel, résistivité, forage, tomographie, reconnaissance.

## Electrical resistivity borehole measurements on an urban tunnel site

### Abstract

This paper shows how it is possible to use wells drilled during geotechnical pre-investigation of a tunneling site to obtain a 2-D image of the resistivity close to a tunnel boring machine. An experimental apparatus is presented which makes it possible to perform single and borehole-to-borehole electrical measurements independent of the geological and hydrogeological context, which can be activated at any moment during the building of the tunnel. This apparatus is first demonstrated through its use on a test site. Numerical simulations and data inversion are used to analyse the experimental results. Finally, electrical resistivity tomography and single-borehole measurements on a tunneling site are presented. Experimental results show the viability of the apparatus and the efficiency of the inversion algorithm, and also highlight the limitations of the electrical resistivity tomography as a tool for geotechnical investigation in urban areas.

*Key words* : resistivity tomography, 2-D inversion, tunnel boring, geotechnical investigation.

## Introduction

La prospection géophysique utilise des méthodes fondées sur des mesures de grandeurs physiques réalisées selon trois modes : à partir de la surface du sol, en forage (diagraphies différées, panneau électrique) ou entre forages (tomographies). Ces mesures exploitent soit la diffusion des champs (naturels ou provoqués) soit la propagation des ondes. Idéalement, l'opérateur doit déduire de ses mesures, la forme, les dimensions, les propriétés physiques, de toutes les structures et hétérogénéités naturelles et artificielles situées sous la surface. Le milieu urbain entraîne pour certaines de ces méthodes des limitations dans leur utilisation.

Les méthodes électromagnétiques sont toutes parasitées par les conducteurs et éventuellement par les émissions électromagnétiques produites dans le milieu urbain. La méthode Slingram reste utilisable s'il n'existe pas trop de conducteurs enfouis ou aériens et à la condition (non spécifique du milieu urbain) que la résistivité ne soit pas trop élevée. La microgravimétrie (Casas *et al.*, 1998) est utilisée pour la recherche des cavités (carrières, cavités karstiques, de dissolution...), de zones décompressées et pour la mise en évidence de variations de densités dans les remblais. Aux nombreuses corrections normalement nécessaires, s'ajoutent, en milieu urbain d'autres corrections, sources d'incertitudes supplémentaires, dues aux bâtiments et ouvrages enterrés voisins (caves, lignes de métro, parkings souterrains). Les méthodes sismiques telles que la sismique réflexion à haute résolution utilisée pour obtenir une image continue des interfaces des terrains et des structures (Piwakowski *et al.*, 1997) ou la sismique réfraction pour, par exemple, localiser le toit d'un substratum peuvent être utilisées en milieu urbain si l'on peut s'affranchir des vibrations parasites. Le radar terrestre (ou GPR pour *Ground Penetrating Radar*) qui exploite la propagation et l'atténuation des ondes électromagnétiques dans le sol a le grand avantage de ne pas être affecté par les parasites urbains si les antennes sont suffisamment blindées. Devenu de mise en œuvre aisée et très peu encombrant, le radar impulsif est le plus courant. Le principal inconvénient du radar est la limitation de la profondeur de pénétration en milieu conducteur à cause de la forte atténuation des ondes (milieux argileux et terrains humides et à plus forte raison sous la nappe phréatique). Le radar est employé couramment pour la localisation de structures anthropiques telles que des vides (caves, galeries de carrières), divers types de réseaux et câbles enterrés, les fûts et objets métalliques enfouis.

La résistivité est un excellent paramètre discriminant car elle peut prendre des valeurs qui couvrent plusieurs ordres de grandeur selon la nature des matériaux. Il faut quatre électrodes pour mesurer la résistivité : deux électrodes injectent le courant  $I$  dans le sol et deux autres électrodes permettent la mesure d'une différence de potentiel  $V$  due à la circulation de ce courant. La résistivité apparente est calculée selon l'expression  $\rho_a = G.V/I$  où  $G$  est un facteur géométrique qui caractérise la configuration des quatre électrodes.

Avec la méthode électrique, un courant continu ou de très basse fréquence ( $F < 200$  Hz) est injecté à l'aide d'électrodes enfoncées dans le sol (contact galvanique). Avec la méthode électrostatique un courant de fréquence 10 à 100 kHz est injecté dans le sol par contact

capacitif. Pour les deux méthodes, la profondeur d'investigation dépend de la forme géométrique et des dimensions du quadripôle et des résistivités du sous-sol. Les moyens d'interprétation qualitative ou quantitative (modèles analogiques, analytiques ou numériques) sont les mêmes pour les deux dispositifs (Tabbagh *et al.*, 1993; Tabbagh et Panissod, 2000). La méthode électrique ou méthode des résistivités est bien connue pour son emploi possible dans les milieux électromagnétiquement perturbés ou en présence de conducteurs métalliques (sauf dans le très proche voisinage de conducteurs nombreux ou importants). Ceci est un énorme avantage pour son emploi en milieu urbain mais la nécessité de quatre contacts électriques galvaniques avec le sol, pour des mesures en surface, est une gêne considérable ; il est parfois possible de traverser la couche résistante de surface grâce à des avant-trous ou bien d'employer un gel conducteur. De ce point de vue, la méthode électrostatique, encore peu répandue, a l'avantage de ne nécessiter que la présence de « tapis » qui peuvent être glissés sur le sol ou, sous une autre configuration, de roues-pôles d'un chariot. Bien que sensible aux irrégularités de surface, elle est plus facile à employer que la méthode électrique sur les surfaces dures ou sèches telles que la majorité des surfaces urbaines (Tabbagh *et al.*, 1993).

La reconnaissance géologique et géotechnique sur le tracé d'un tunnel urbain se limite à la réalisation de sondages dont l'espacement est de l'ordre de 50 à 100 m. Un profil géologique, complété par des valeurs de propriétés physiques et mécaniques des sols, est ensuite fourni à l'entreprise titulaire du marché. En début de creusement, les entreprises ne se préoccupent que rarement des obstacles, des variations lithologiques ou de propriétés des sols qui pourraient entraver et donc retarder le bon déroulement du creusement. En fait, elles prennent le risque de rencontrer de tels aléas le long du cheminement du creusement parce qu'elles estiment que la probabilité de les rencontrer est trop faible pour justifier des reconnaissances complémentaires. Toutefois, lorsque des modifications de la nature des terrains, de la position des toits et murs d'une formation, de la présence de blocs, karts..., sont détectées durant la foration, il devient intéressant de pouvoir identifier si de tels événements sont ponctuels ou plus étendus. Dans ce cas, une reconnaissance géophysique devient un outil pour déterminer l'importance de l'aléa géologique. Une reconnaissance complémentaire, en cours de chantier, doit être la moins contraignante possible sur l'avancement du creusement. Il n'est pas envisageable d'arrêter le creusement d'un tunnel pendant plusieurs jours si cette reconnaissance complémentaire met en évidence la présence d'une zone, certes anormale, mais qu'un tunnelier ou toutes autres techniques de creusement auraient franchi en perdant seulement quelques heures.

La reconnaissance complémentaire doit donc être rapide, adaptée au milieu urbain et sans contrainte sur le déroulement du creusement. Le choix s'oriente naturellement vers une méthode de prospection électrique avec des mesures, en raison de la position des tunnels urbains en profondeurs et de l'espace en surface limité, en un seul forage et entre deux forages. La rapidité d'intervention pourra être obtenue en équipant d'un dispositif d'électrodes les forages réalisés lors de la campagne de reconnaissance géotechnique le long du tracé. Les dispositifs n'étant activés qu'à la demande de l'entreprise et dans les zones où un aléa géologique est susceptible de ralentir sérieusement le creusement du tunnel ; la décision d'intervention appartient à l'entreprise.

Un équipement spécifique d'électrodes permanentes en forage est d'abord détaillé et testé sur un site expérimental. La procédure de traitement des mesures expérimentales par inversion est présentée. Finalement, les résultats des mesures réalisées sur un site de tunnel situé dans le Sud-Est de Paris sont présentés. Ils permettent, en particulier, d'étudier les limites d'utilisation de la méthode des résistivités en et entre forages dans une estimation de l'aléa géologique sur un site de creusement de tunnel en milieu urbain.

2

## Description du dispositif expérimental

Dans la mesure où l'on désire retarder le moins possible le creusement du tunnel pour la réalisation d'une campagne de reconnaissance géophysique, il faut éviter d'avoir à réaliser des forages propres à cette reconnaissance. Les forages réalisés pour la reconnaissance géotechnique ne sont plus utilisés par la suite, à l'exception de quelques-uns équipés en piézomètre. Ces forages, répartis le long du tracé du tunnel, peuvent être réutilisés pour réaliser une reconnaissance géophysique complémentaire.

Deux contraintes doivent être prises en compte. Lorsque le sondage est équipé, d'une part, il doit toujours permettre la mesure du niveau piézométrique, d'autre part, les mesures électriques doivent pouvoir être réalisées quel que soit le contexte hydrogéologique, c'est-à-dire en milieu saturé ou non saturé. L'équipement consiste en un tube PVC sur lequel des colliers métalliques sont fixés à différents niveaux (Fig. 1). Au niveau de la zone non saturée, le forage est cimenté avec un coulis de ciment afin d'assurer un bon couplage entre le sol et les électrodes. Sous le niveau piézométrique, le tube plastique est crépiné et le contact s'effectue par l'intermédiaire d'un remplissage de sable et de graviers. Ce dispositif électrique d'électrodes permanentes, conçu pour être robuste et d'un faible coût, doit être mis en place juste après la réalisation des forages et laissé en attente. Le dispositif n'est activé qu'à la demande du chantier s'il est jugé utile, pour le bon déroulement du creusement, d'obtenir plus d'informations sur le contexte géologique à proximité d'un forage ou entre deux forages équipés. Les délais d'intervention pour une reconnaissance géophysique se réduisent alors à la mesure, au traitement et à l'interprétation des données.

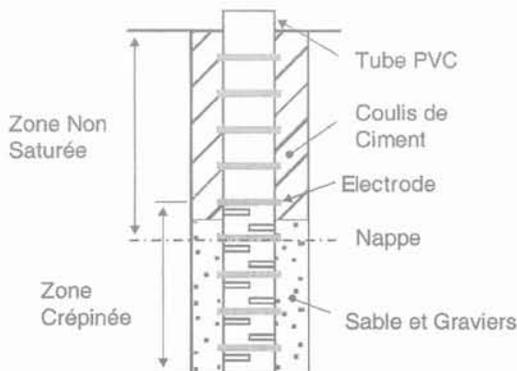


FIG. 1 Dispositif expérimental d'électrodes permanentes en forage.  
Experimental apparatus with permanent electrodes into a borehole.

Le dispositif expérimental dans la zone non saturée n'étant pas en contact direct avec un sol, nous devons nous assurer que la présence du coulis de ciment, dont les caractéristiques électriques peuvent varier dans le temps, ne perturbe pas le champ de potentiels. L'influence du scellement autour des électrodes peut s'étudier à partir de simulations numériques basées sur les travaux de Wait (1982). La source de courant I est située dans un forage et constitue l'origine. La région intérieure ( $r < a$ ) est homogène et présente une résistivité  $\rho_{\text{Grouit}}$ ; la région extérieure ( $r > a$ ) est homogène avec une résistivité  $\rho_{\text{Soil}}$ . Il est également supposé que le forage est d'une longueur infinie.

Dans le cas de mesures électriques en forage, on peut écrire pour le potentiel intérieur au point M situé à une profondeur z de l'origine :

$$V_M = \frac{I \cdot \rho_{\text{Grouit}}}{2 \cdot \pi^2} \int_0^{\infty} [K_0(\lambda r) + A(\lambda) I_0(\lambda r)] \cos(\lambda z) d\lambda \quad (1)$$

avec :

$$A(\lambda) = \frac{-\lambda a (K-1) K_0(\lambda a) K_1(\lambda a)}{1 + \lambda a (K-1) I_0(\lambda a) K_1(\lambda a)} \quad (2)$$

et :

$$K = \frac{\rho_{\text{Grouit}}}{\rho_{\text{Soil}}}$$

Pour  $r = 0$  (mesures en forage), nous obtenons l'expression adéquate pour le potentiel intérieur sous la forme :

$$V_M = \frac{I \cdot \rho_{\text{Grouit}}}{4 \pi \cdot z} + \frac{I \cdot \rho_{\text{Grouit}}}{2 \cdot \pi^2} \int_0^{\infty} A(\lambda) I_0(0) \cos(\lambda z) d\lambda \quad (3)$$

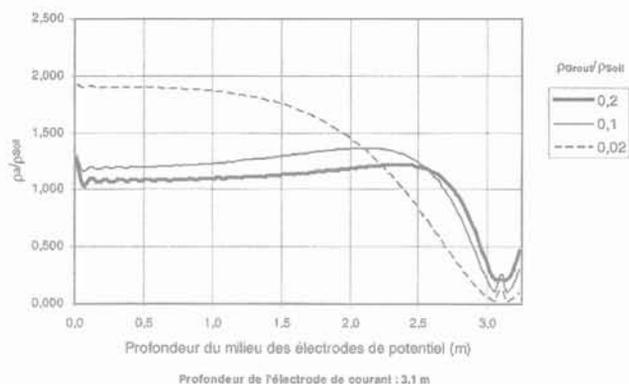
Dans le cas des tomographies de résistivité, le potentiel extérieur est calculé à une distance r et à une profondeur z de l'origine par la relation suivante :

$$V_M = \frac{I \cdot \rho_{\text{Grouit}}}{2 \cdot \pi^2} \int_0^{\infty} B(\lambda) K_0(\lambda d) \cos(\lambda z) d\lambda \quad (4)$$

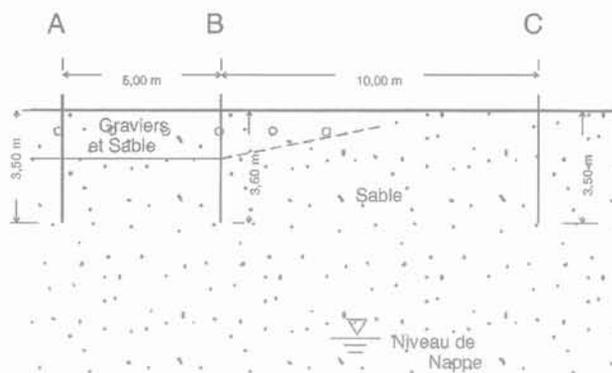
avec :

$$B(\lambda) = \frac{1}{1 + \lambda a (K-1) I_0(\lambda a) K_1(\lambda a)} \quad (5)$$

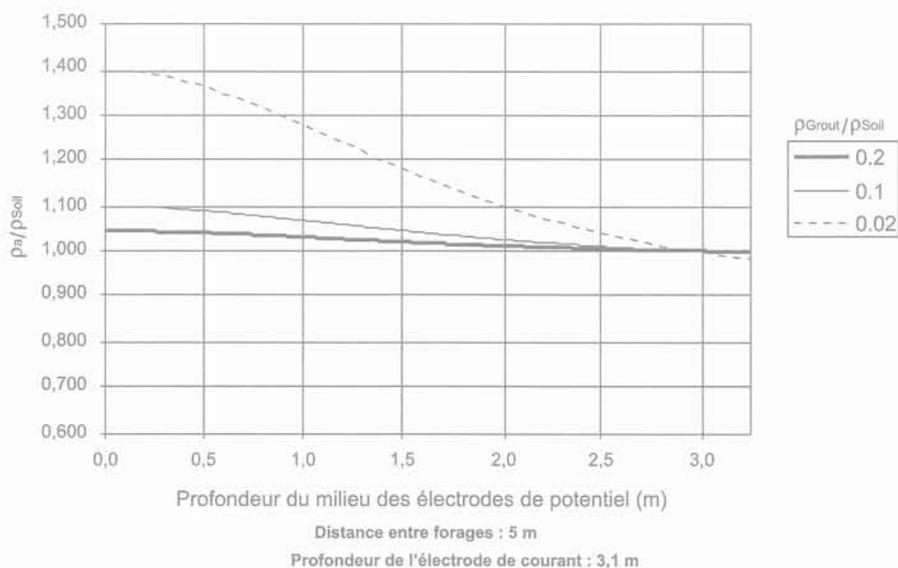
Par l'utilisation de ces différentes relations, nous pouvons juger de l'influence du contraste de résistivité entre le coulis de ciment et le sol environnant sur les mesures électriques en et entre forages. Les figures 2 et 3 présentent les résultats obtenus dans le cas d'un scellement de diamètre  $a = 0,15$  m, sans aucune infiltration du coulis dans le sol et pour une source de courant située à 3,1 m sous la surface du sol. Le dispositif électrique simulé est un tripôle. On constate que l'influence du scellement est plus importante sur les mesures en un seul forage (panneau électrique) qu'entre deux forages (tomographie). Pour les mesures entre forages, l'influence du coulis de scellement devient très vite négligeable lorsque la distance entre les forages augmente. Le scellement perturbe naturellement beaucoup plus les mesures en un seul forage. Il semble que, dans ce cas, le rapport entre la résistivité du coulis de scellement et le sol doit être supérieur à 0,08.



**FIG. 2** Influence de la résistivité du scellement sur les mesures en forage.  
Example of the effect of the cement grout on single borehole measurements.



**FIG. 4** Coupe lithologique et emplacement des forages sur le site test.  
Shallow geological section and borehole arrangement for the test site.



**FIG. 3** Influence de la résistivité du scellement sur les mesures entre forages.  
Effect of the cement grout on borehole-to-borehole measurements.

### 3

## Utilisation sur un site test

Avant d'utiliser ce dispositif d'électrodes permanentes sur un site de creusement de tunnel, nous devons d'une part le valider sur un site test et d'autre part définir les traitements les mieux adaptés aux mesures expérimentales.

Sur le site test, trois forages (A, B et C) ont été réalisés ; le forage C trois mois après les forages A et B. Les distances entre les forages sont de 5, 10 et 15 mètres (Fig. 4). Un modèle géologique du site a pu être établi à partir de l'examen des cuttings remontés durant la réalisation des forages (Fig. 4). Au niveau des forages A et B, deux couches successives sont présentes, une seule au niveau du forage C. Pour les forages A et B nous avons une grave sableuse sèche jusqu'à une profondeur d'environ 1,50 à 1,60 m, puis une couche de sable plus humide. Pour le forage C, nous observons sur tout le forage une même couche de sable dont l'humidité est croissante avec la profondeur. Le niveau piézométrique est à environ 6 mètres de profondeur.

Dans chaque forage, un dispositif de dix électrodes est installé. Les électrodes sont réparties avec un

espacement de 25 cm jusqu'à une profondeur de 3,25 m. Le coulis de ciment est réalisé avec un rapport pondéral eau sur ciment de 2. Afin de déterminer les propriétés électriques du coulis, des mesures de laboratoire ont été réalisées à différentes périodes et sur quatre échantillons. Il apparaît que la résistivité du coulis de ciment, après une vingtaine de jours, est d'environ de 40 à 50 Ohm/m. Au-delà de 20 jours, la résistivité du coulis se stabilise, en ambiance humide, à environ 100 Ohm/m.

### 3.1

## Procédure de traitement

L'interprétation des mesures de résistivité apparentes obtenues sur des structures complexes fait couramment appel à des modélisations directes et à des méthodes d'inversion. Un exemple de simulation directe, dans le cas des mesures en forage, est d'abord présenté, puis une méthode pratique pour la reconstruction en 2-D de la répartition des résistivités à partir des mesures entre forages est proposée.

Les simulations numériques présentées dans cet article ont toutes été réalisées en utilisant le progiciel

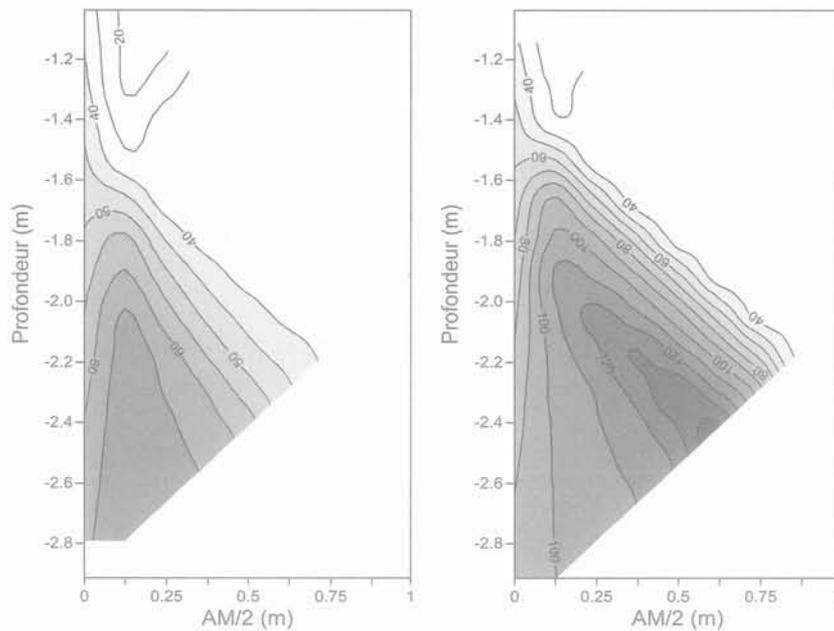


FIG. 5 Exemple de simulation numérique de mesures en forage avec un dispositif pôle-dipôle : a) source de courant au-dessus des électrodes de potentiel ; b) Source de courant en dessous des électrodes de potentiel.

Example of single borehole numerical simulation (pole-dipole array) : a) current source above potential electrodes ; b) current source under potential electrodes.

d'éléments finis CESAR-LCPC. Un exemple de simulation numérique de mesures électriques en forage est présenté sur les figures 5a et 5b. Le modèle est un bicouche où la couche supérieure, d'une épaisseur de 1,5 m, a une résistivité de 20 Ohm/m, la couche inférieure une résistivité de 100 Ohm/m. La figure 4a illustre la pseudo-section en résistivité apparente obtenue par simulation directe lorsque la source de courant est au-dessus des électrodes de potentiel, la figure 5b, le cas où la source de courant est en dessous des électrodes de potentiel. En raison de la configuration du modèle, il existe une différence entre les deux pseudo-sections. Quand la source de courant est située dans la couche à 100 Ohm/m, la résistivité apparente tend vers cette valeur. Il en est de même lorsque la source de courant est dans la couche à 20 Ohm/m. L'interprétation des mesures en forages, pour une détermination de la position de l'interface en profondeur, est donc, pour un modèle bicouche, directe et ne nécessite pas l'utilisation de méthodes d'inversion.

Dans le cas des mesures entre forages, le recours à une méthode d'inversion est indispensable si l'on désire obtenir une image de la répartition de la résistivité dans le sol. De nombreux schémas d'inversion sont maintenant disponibles (Shima, 1992 ; Dabas *et al.*, 1994 ; Loke et Barker, 1996a, 1996b ; Mauriello et Patella, 1999). La plupart d'entre eux sont itératifs et requièrent un modèle initial qui doit être relativement proche de la distribution de la résistivité recherchée. De plus, des méthodes de régularisation doivent être utilisées (Dabas *et al.*, 1994). En fait, il est souvent résolu un problème voisin qui n'est plus le problème original. Dans les méthodes d'inversion itératives, le modèle inverse est le modèle qui donne la réponse théorique la plus proche possible des mesures réalisées. Cependant, il apparaît, selon une étude sur la fiabilité des méthodes d'inversion, que pour des forts contrastes de résistivité, l'erreur sur le modèle peut augmenter avec le nombre d'itérations tandis que l'erreur sur les mesures diminue (Olayinka et Yaramenci, 1999, 2000).

Pour traiter les mesures entre forage, nous avons recherché une méthode simple et robuste ce qui nous a conduit à nous orienter vers une méthode d'inversion basée sur la méthode de la double contrainte (Wexler *et al.*, 1985). Dans cette méthode, les auteurs contraignent tout d'abord une simulation directe par éléments finis avec la valeur de l'intensité de la source de courant et calculent la densité de courant dans chaque élément. Ensuite, ils contraignent le même modèle avec les mesures de potentiels et l'intensité du courant ce qui leur permet de calculer le champ électrique dans chaque élément. A partir de ces différentes simulations ils déterminent la résistivité de chaque élément. A la place d'une simulation par éléments finis, nous proposons de calculer la densité de courant dans chaque élément par une relation analytique utilisant la résistivité apparente et l'intensité du courant mesuré. Nous supposons, dans ce cas, que l'ensemble des lignes de courant n'est pas grandement affecté par la répartition des résistivités dans la zone d'étude.

La zone de mesure, située entre les deux forages, est subdivisée en une grille. Pour chaque excitation (j), l'intensité du courant à travers les électrodes et le potentiel ( $\phi$ ) à chaque électrode sont mesurés. En supposant un milieu homogène (de résistivité apparente  $\rho_a$ ), on peut calculer la densité de courant  $J$  et le champ électrique  $E$  le long de chaque ligne de courant et pour chaque élément concerné. Cette procédure est répétée pour toutes les excitations. En considérant  $\bar{J}_i$  et  $\bar{E}_i$  pour chaque élément, la loi d'Ohm n'est pas satisfaite. La minimisation du carré du résidu pour chaque élément et pour chaque excitation est recherchée par l'ajustement de la résistivité ( $\rho_i$ ) à l'intérieur de chaque élément, nous obtenons :

$$\rho_i = \frac{\sum_{j=1}^{X(i)} \nabla \phi_{ij} \cdot \nabla \phi_{ij}}{\sum_{j=1}^{X(i)} \bar{J}_{ij} \cdot \nabla \phi_{ij}}$$

Cette expression donne l'estimation de la résistivité à l'intérieur de l'élément  $i$ . Dans cette relation  $X(i)$  représente le nombre d'excitations sur lequel est effectuée la somme pour l'élément  $i$ .

Comme exemple de simulation, nous considérons de nouveau le modèle bicouche décrit précédemment mais avec des valeurs de résistivité différentes. La résistivité de la couche supérieure est de 100 Ohm/m, tandis que la résistivité de la seconde est de 20 Ohm/m. L'épaisseur de la première couche est toujours de 1,5 m. La distance entre forage est de 5 m. La première électrode est installée à une profondeur de 1 m. Les valeurs simulées de la résistivité apparente ont été obtenues à partir d'une modélisation réalisée en symétrie de révolution dans un plan méridien. Le modèle après inversion est donné sur la figure 6. La position de l'interface est bien localisée mais, on peut observer une sous-estimation de la résistivité vraie pour la couche supérieure tandis que l'estimation pour la seconde couche est correcte. L'erreur modèle (rms misfit) est d'environ 29 %.

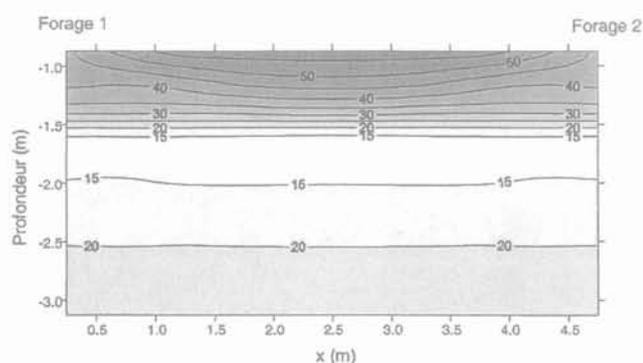


FIG. 6 Répartition des résistivités entre deux forages obtenue après inversion des résultats d'une simulation directe. Resistivity models obtained by inverting synthetic data.

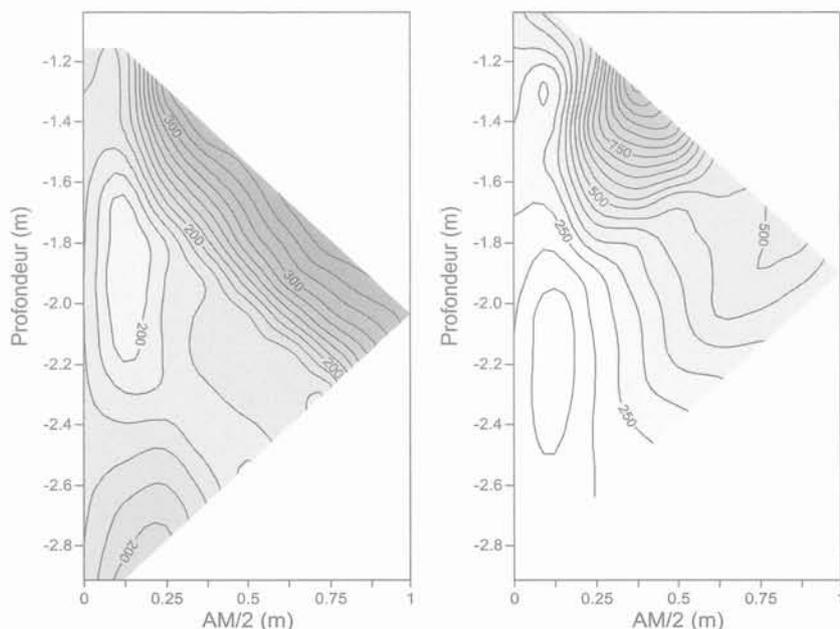


FIG. 7 Répartition des résistivités apparentes autour du forage A (configuration pôle-dipôle) : a) source de courant au-dessus des électrodes de potentiel ; b) source de courant en dessous des électrodes de potentiel.

Single borehole (A) measurements using pole-dipole array : a) current source above potential electrodes ; b) current source under potential electrodes.

Cette valeur est en accord avec les résultats donnés par Olayinka et Yaramenci (2000). De plus, ces auteurs ont également démontré que la distribution de l'erreur modèle est plutôt concentrée dans certaines régions et tout particulièrement au niveau des contacts.

Quoique la méthode inverse proposée n'utilise pas les lignes de courant exactes, les résultats obtenus à partir de simulations numériques semblent crédibles.

### 3.2

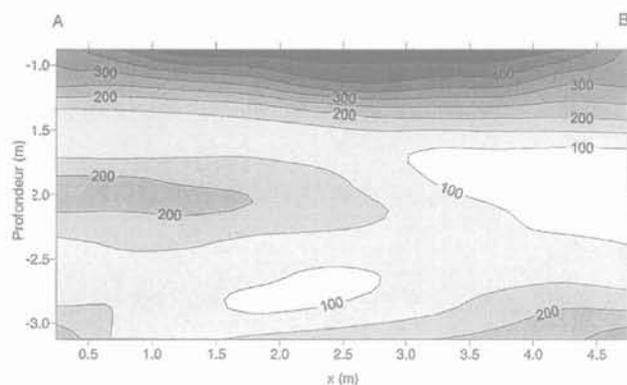
## Résultats expérimentaux et interprétation

Différentes campagnes de mesures ont été réalisées un, deux et trois mois après la cimentation des forages. Une très bonne reproductibilité des mesures a été observée. Les résultats des mesures en forages peuvent être interprétés comme la réponse à une succession de deux couches de forte résistivité. Au niveau des forages A et B (Fig. 7), la couche supérieure présente une résistivité entre 500 et 800 Ohm/m tandis que la couche inférieure montre une résistivité d'environ 200 Ohm/m. La résistivité de cette même couche décroît de 500 à 200 Ohm/m avec la profondeur au niveau du forage C. Étant donné que le coulis de ciment a une résistivité proche de 100 Ohm/m, le rapport entre la résistivité du coulis et la résistivité du terrain est supérieur à 0,08. Les mesures expérimentales peuvent être utilisées sans aucune correction particulière.

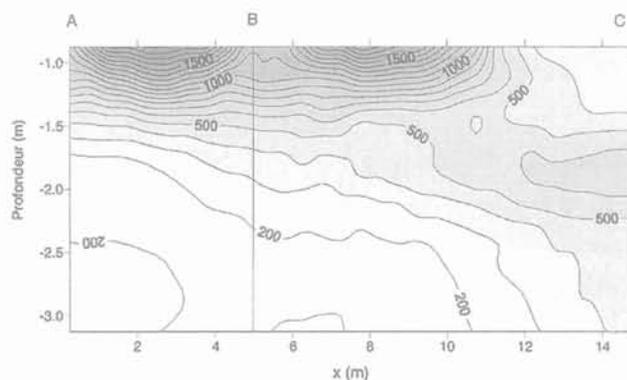
Dans le but d'obtenir une image de la répartition de la résistivité entre deux forages, toutes les combinaisons entre les électrodes de courant et de potentiel sont considérées : 200 mesures sont ainsi réalisées. Cinquante éléments ont été utilisés dans le processus d'inversion pour discrétiser la région entre le forage A et le forage B. La figure 8 montre l'image finale de la reconstruction de la répartition de la résistivité entre A et B. Cette figure met en évidence que la zone entre 0 et 1,3 m, d'une résistivité comprise entre 500 et

200 Ohm/m, peut être interprétée comme la couche de graves. La zone inférieure, avec une résistivité en dessous de 200 Ohm/m, correspond à la couche de sable.

Trois mois plus tard, sans aucune pluie importante, une autre campagne de mesures a été réalisée en utilisant le forage C situé à une distance de 15 m de A et de 10 m de B (Fig. 4). La figure 9 est une représentation de la répartition de la résistivité, obtenue après inversion des données, entre les forages A-B et B-C. On peut observer que l'image de la répartition de la résistivité entre A et B est similaire à celle présentée à la figure 8. Les valeurs de résistivité de la couche supérieure sont comprises entre 500 et 1 500 Ohm/m et entre 150 et 500 Ohm/m pour la couche inférieure. Cette forte augmentation des valeurs de résistivité s'explique par la diminution de l'humidité du sol durant les 3 mois séparant la première et la dernière campagne de mesures. La partie droite de l'image (tomographie entre B et C) suggère une disparition progressive de la couche supérieure entre le forage B et le forage C. La zone proche du forage C avec une résistivité comprise entre 400 et 600 Ohm/m peut être interprétée comme une seule et unique couche de sable. De plus, on peut observer une variation latérale de la résistivité de la couche inférieure entre B et C. La couche supérieure agirait comme une protection de la couche inférieure, entre A et B, contre les variations d'humidité. A partir de ces différentes interprétations on obtient un modèle géophysique de terrain qui correspond parfaitement à la coupe géologique du site test.



**FIG. 8** Tomographie de résistivité entre les forages A et B.  
Reconstructed two-dimensional resistivity image between boreholes A and B.



**FIG. 9** Tomographie de résistivité obtenue entre les forages A-B et B-C après trois mois secs.  
Reconstructed two-dimensional resistivity image between A-B and B-C after three dry months.

Le dispositif expérimental d'électrodes permanentes en forage et la méthode d'inversion proposée pour le traitement des mesures électriques entre forages semblent efficaces et fiables.

4

## Site de creusement de tunnel en milieu urbain

4.1

### Le site

La reconnaissance géophysique en site urbain a été réalisée dans le cadre du creusement de l'émissaire Cachan-Charenton dans sa phase d'entrée dans la vallée de la Seine. Plus précisément, le site retenu pour la réalisation des forages est situé à proximité de la confluence entre la Marne et la Seine, rue Salinave à Ivry-sur-Seine.

Le tunnel est constitué d'une galerie circulaire de 2,60 m de diamètre intérieur et de 1 810 m de longueur. Le tunnelier utilisé, d'un diamètre nominal de 3,20 m, est de type pression de terre. Dans la zone d'étude, l'axe du tunnel est à une profondeur de 22,70 m. Cinq forages d'une profondeur d'environ 31 m ont été réalisés. Ils sont placés en quinconce de part et d'autre de la rue, de façon à constituer un maillage irrégulier, permettant de tester l'influence de la distance entre les électrodes sur la qualité de la reconnaissance géophysique. La distance entre les forages varie de 11 à 90 m (Fig. 10a). Les coupes lithologiques révèlent une constance dans la nature des formations et des variations d'ordre métriques de la position des toits de la formation argilo-marneuse et de la craie. Les paramètres de forage ont été enregistrés pendant la foration et permettent de préciser la position des interfaces. La figure 10b donne, à titre d'exemple, le log lithologique relevé sur le forage C. Les forages sont instrumentés sur les 15 derniers mètres avec 15 électrodes espacées de 1 m fixées autour d'un tube PVC. Le couplage est assuré entre les électrodes et le sol par un coulis de ciment injecté sur toute la longueur des forages.

4.2

### Résultats et interprétation

Les mesures réalisées sur ce site expérimental sont effectuées avec un dispositif pôle-dipôle pour les mesures en forages (permettant d'améliorer le contraste de résistivité), et avec un dispositif pôle-pôle pour les mesures entre forages (permettant d'obtenir des mesures moins bruitées pour des grandes distances entre forages).

A partir des mesures réalisées en forages, les résistivités apparentes sont directement représentées sous forme de pseudo-section. Pour chaque forage, deux pseudo-sections sont représentées, la première lorsque la source de courant est au-dessus des électrodes, la seconde pour la configuration inverse. L'interprétation des mesures réalisées entre forages est basée sur une image de la répartition de la résistivité entre chaque couple de forages obtenue à partir de l'algorithme d'inversion proposé précédemment.

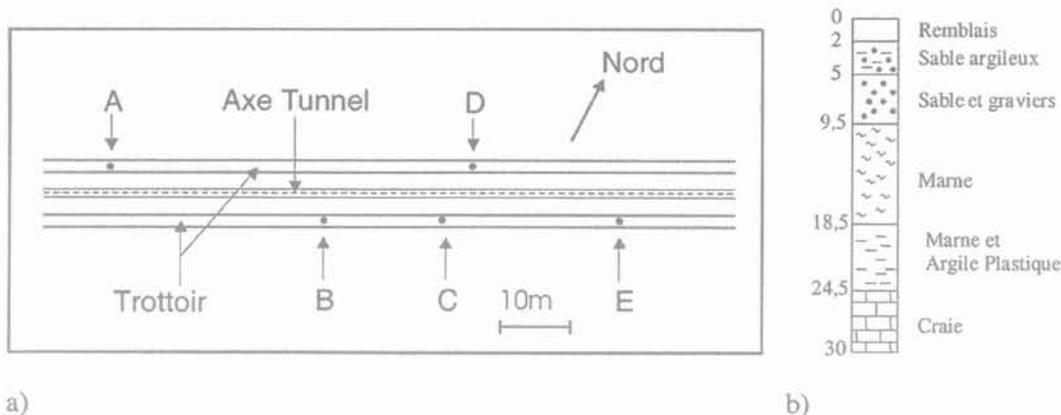


FIG. 10 Situation des forages (a) et log lithologique sur le site de construction du tunnel (b).  
 Borehole arrangement and geology for the tunnel site investigation : a) boreholes arrangement ; b) shallow stratigraphic log.

Pour la direction du chantier, les objectifs étaient de déterminer la position du toit de la couche de craie et l'homogénéité de la couche d'argile marneuse au-dessus de la formation crayeuse. Étant donné que les électrodes sont situées entre 15 et 30 m, on peut s'attendre à détecter les limites entre les marnes et l'argile marneuse et plus particulièrement la limite entre cette dernière formation et la craie en raison d'un contraste de résistivité plus important. Des hétérogénéités ponctuelles peuvent également être détectées.

La figure 11 montre un exemple d'une pseudo-section de résistivité apparente obtenue avec des mesures en forage. Globalement, on observe des valeurs de résistivité apparentes qui correspondent à des sols de faible résistivité. On note un environnement relativement homogène jusqu'à une profondeur de 25 à 26 m, puis

une augmentation de la résistivité au-delà. Cette zone correspond à l'interface entre les marnes argileuses et la craie. Le contraste est plus important (Fig. 11a) quand la source est sous les électrodes de potentiel. La différence entre les deux pseudo-sections confirme la présence d'une interface (cf. § 3.1). On peut également observer sur les deux pseudo-sections une zone plus résistante vers 20 m de profondeur. Cette zone pourrait être interprétée comme la présence de lits sableux ou de niveaux indurés à l'intérieur de la formation argilo-marneuse.

Un exemple de calcul de la distribution de la résistivité entre le forage D et E à partir de l'algorithme d'inversion est présenté à la figure 12. Un total de 450 mesures est pris en compte pour chaque couple de forages. Pour l'inversion des mesures, le milieu entre forage est discrétisé en 100 cellules. A partir de cette

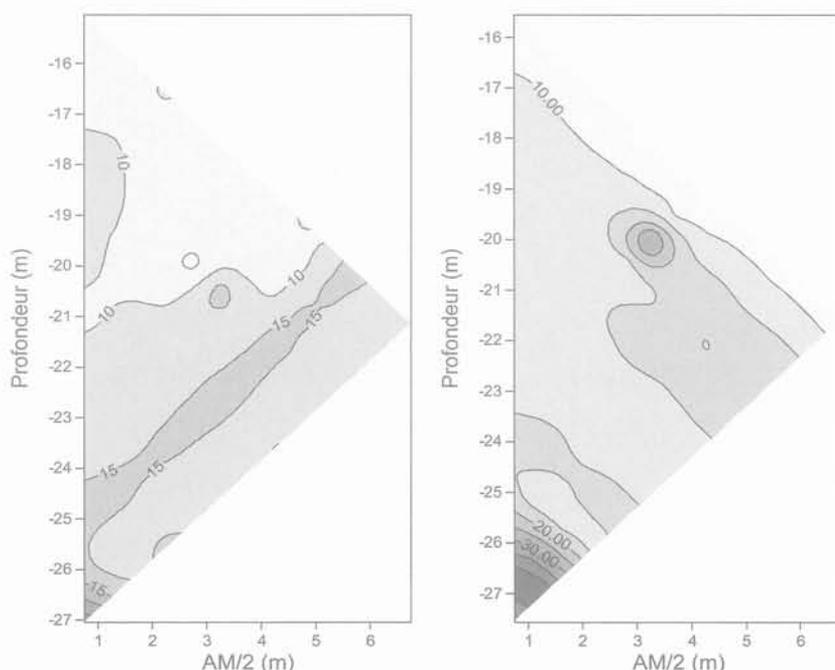
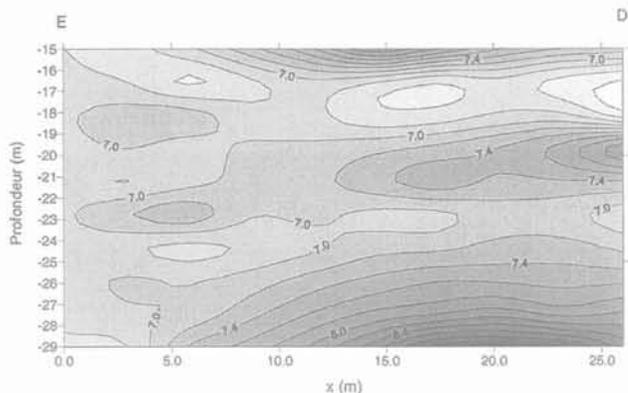


FIG. 11 Exemple de résultats obtenus pour les mesures en forage (forage A – configuration pôle-dipôle) : a) source de courant au-dessus des électrodes de potentiel ; b) source de courant en dessous des électrodes de potentiel.

Single borehole (A) measurements using pole-dipole array : a) current source above potential electrodes ; b) current source under potential electrodes.



**FIG. 12** Tomographie de résistivité entre les forages D et E (configuration pôle-pôle). Reconstructed two-dimensional resistivity image between B-C using a pole-pole array.

figure, nous pouvons remarquer que les valeurs de résistivité sont, en moyenne, plus faibles que celles obtenues avec les mesures en forage. Cette différence vient essentiellement du volume investi par la mesure qui est plus influencée par la présence d'un milieu conducteur au-dessus de la couche d'argile que par la présence de la couche de craie plus résistante. Nous observons de nouveau une augmentation significative de la résistivité avec la profondeur après 25 m (limite argile-craie). En outre, on peut noter une diminution de la résistivité de D vers E jusqu'à une distance de 10 m de D ce que l'on peut interpréter comme une variation latérale de faciès.

Dans l'ensemble, le site présente une formation argilo-marneuse homogène et un léger pendage du toit de la formation crayeuse de D vers E. Les autres tomographies réalisées confirment cette interprétation.

Deux autres sources d'informations peuvent permettre d'étayer ces conclusions. La première source est l'observation des débris de marillage au cours du creusement : le tunnelier est toujours resté au-dessus du toit de la craie et aucun bloc ou lentille sableuse n'a été détecté dans la formation argilo-marneuse. Des débris plus indurés que d'autres sont présents dans le marillage, mais ceci est tout à fait normal dans ce type de formation. La deuxième source d'information vient du suivi des paramètres de pilotage tels que la vitesse d'avance, la poussée sur la tête et le couple. Ces différents paramètres n'ont fait l'objet, en raison de contraintes pratiques (couple maintenu constant et paramètres moyennés sur la longueur d'un anneau), de traitements particuliers (Denis et Cremoux, 2002). Toutefois, les valeurs brutes de ces paramètres montrent un milieu où le creusement s'est effectué de manière homogène.

Ce site ne présentait donc pas d'hétérogénéités localisées susceptibles de gêner la progression du tunnelier et ne s'est donc pas révélé le plus propice à la validation de la démarche en présence d'hétérogénéités de types blocs par exemple.

#### 4.3

### Limites d'utilisation en milieu urbain

Quelques remarques peuvent être faites quant à la qualité des mesures réalisées en et entre forages sur un site de creusement de tunnel en milieu urbain.

Les pseudo-sections de résistivité apparentes qui sont construites à partir des mesures en forage peuvent mettre en évidence des anomalies. Toutefois, il est impossible de les localiser en azimut ce qui, dans notre cas, en limite l'intérêt puisque nous nous intéressons uniquement à l'aléa géologique le long du tracé du tunnel. Néanmoins, ces mesures permettent de vérifier la position de certaines interfaces.

Pour les tomographies électriques, toutes les combinaisons entre les électrodes de courant et les électrodes de potentiel sont réalisées. Pour chaque combinaison, la mesure est une moyenne de trois mesures de potentiel ou de différences de potentiel obtenues avec trois injections de courant successives. L'appareil de mesure calcule un paramètre  $q$  (%) (équivalent à un coefficient de variation) qui quantifie la variabilité de la mesure sur les trois injections. Une valeur de  $q$  égale à 0 indique une mesure dont la répétabilité est excellente. L'analyse de la variabilité de la mesure sur les différentes tomographies va nous permettre d'apprécier les limites d'utilisation de cette méthode en milieu urbain. La figure 13 représente la distribution du paramètre  $q$  pour deux distances entre forages différentes. La tomographie B-C apparaît être de bonne qualité avec des mesures qui dans l'ensemble présentent une faible variabilité. À l'inverse, pour une distance entre forages beaucoup plus importante, environ 55 m entre les forages A et C, la qualité sur la répétition des mesures se dégrade très vite. La représentation de la médiane du paramètre  $q$  en fonction de la distance entre les forages, figure 14, permet de mettre en évidence la perte de qualité sur les mesures pour des distances supérieures à 40 m. Il convient également de noter que les tomographies pour les couples de forages A-D et A-E n'ont pu être réalisées en raison d'un rapport signal sur bruit trop faible. Habituellement, des tomographies avec des distances entre forages de 90 m peuvent être réalisées. L'origine d'une mauvaise répétabilité des mesures doit d'abord être recherchée dans le dispositif expérimental au niveau du couplage électrode-scellement-sol. Chaque électrode participe à 30 mesures, 15 en injection et 15 en mesures de potentiel. Le calcul de la moyenne du paramètre  $q$  sur ces 30 mesures pour chaque électrode nous permet de vérifier si une ou plusieurs électrodes contribuent plus que les autres à la mauvaise répétabilité de la mesure. La figure 15 donne, pour le couple de forage C-E, la répartition de la moyenne de  $q$  pour chaque électrode. Nous obtenons, pour l'ensemble des couples de forages, une distribution uniforme de la moyenne par électrodes du paramètre  $q$ . Aucune électrode n'induit donc une erreur systématique sur les mesures. La mauvaise répétabilité des mesures, à partir d'une certaine distance entre forage, est plus à rechercher dans le contexte urbain où des courants de fuite (prise de terre) et la présence de lignes électriques enterrées peuvent contaminer les mesures. Dans un article récent, Bing et Greenhalg (2000) montrent que, dans une configuration pôle-pôle, les faibles tensions mesurées peuvent être facilement perturbées par le bruit ambiant. Les électrodes A et N, repoussées à l'infini dans une configuration pôle-pôle, seraient à l'origine de la mauvaise répétabilité de la mesure. Nos résultats expérimentaux semblent confirmer leurs simulations numériques. En contexte urbain, des configurations spécifiques du type : AM-N, AM-B ou AM-BN, devraient être utilisées pour limiter la contamination des mesures et leur assurer

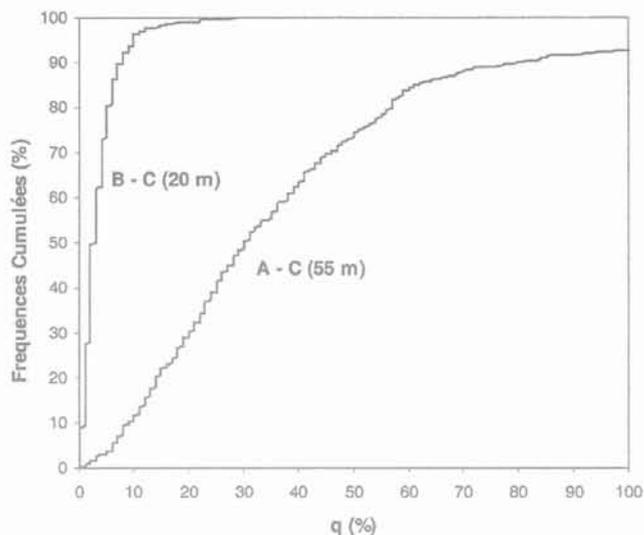


FIG. 13 Exemple de la distribution de la variable  $q$  pour deux distances entre forages.  
Example of the cumulative distribution of  $q$  for two distances between boreholes.

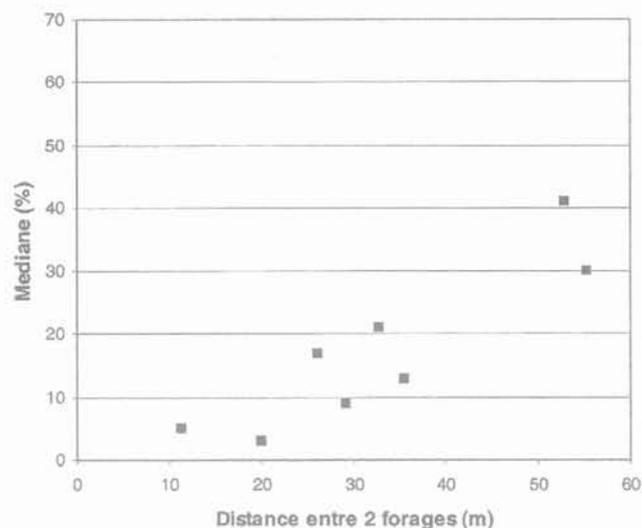


FIG. 14 Évolution de la médiane de  $q$  en fonction de la distance entre les forages.  
Value of the median of  $q$  as a function of the distance between boreholes.

une meilleure répétabilité au-delà d'une distance de 50 m entre forages.

5

## Conclusion

Les contraintes du milieu urbain (surface réduite et parasites divers) et la profondeur des tunnels (entre 10 et 30 m) orientent naturellement le choix, pour une reconnaissance géophysique de l'aléa géologique, vers des dispositifs soit en forage, soit à partir du front de taille. La faible probabilité de rencontrer un obstacle ou des variations lithologiques, suffisamment importants pour entraîner des baisses de rendement dans le creu-

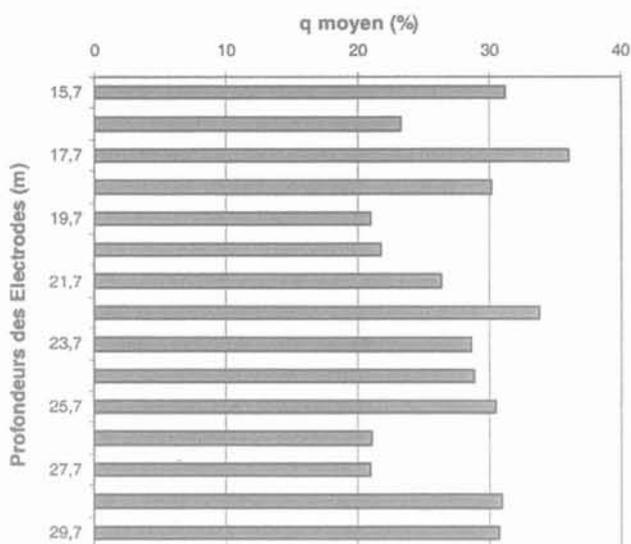


FIG. 15 Exemple de la répartition de la moyenne de  $q$  sur 30 mesures en fonction de la profondeur des électrodes (tomographie D-E).  
Example of the distribution of the mean of 30 values of  $q$  versus electrode depth (tomography D-E).

sement d'un tunnelier, incite à rechercher des dispositifs géophysiques qui ne perturbent pas le déroulement du chantier et qui soient très rapidement mobilisables. Le dispositif retenu est un système d'électrodes permanentes en forage, pour des mesures en et entre forages, installé dans les forages réalisés lors de la reconnaissance géotechnique le long du tracé du tunnel. Ce dispositif a été préalablement testé sur un site test. Les mesures obtenues, dans un forage et entre deux forages, ont montré la viabilité de l'équipement mis au point et l'efficacité de la méthode d'inversion. Dans le cas d'un chantier de creusement de tunnel en milieu urbain ce dispositif nous a permis de détecter et positionner le toit de la couche de craie et de repérer, par des mesures entre forages, des variations latérales de faciès. Les mesures en forage sont à réserver à la détection des interfaces à proximité du forage, les anomalies détectées ne pouvant être repérées en azimut. Les mesures entre forages fournissent jusqu'à des distances de 50 m des données encore exploitables. Toutefois, le contexte urbain du site de creusement du tunnel et le choix d'une configuration pôle-pôle limitent l'utilisation de la tomographie électrique pour des distances supérieures. Des configurations particulières d'électrodes qui permettraient de s'affranchir de l'influence des électrodes à l'infini sur la qualité des mesures sont encore à tester en milieu urbain.

Les mesures électriques permettent de compléter l'information géologique entre les forages le long du tracé d'un tunnel. D'un point de vue pratique, les dispositifs d'électrodes permanentes seraient laissés en attente dans des forages, équidistants d'une quarantaine de mètres, réalisés lors de la reconnaissance géotechnique. L'utilisation du dispositif de reconnaissance géophysique est ensuite laissée à l'appréciation de la direction du chantier de creusement.

### REMERCIEMENTS

Cette étude a été conduite en collaboration avec les sociétés Bouygues et Me2i avec le soutien financier de la DRAST.

## Bibliographie

- Bing Z., Greenhalgh S.A. – « Cross-hole resistivity tomography using different electrode configurations ». *Geophys. Prosp.*, n° 48, 2000, p. 887-912.
- Casas A., Lazaro R., Pinto V., Rivero L., Roca J.L. – « Geological mapping of the basement in Barcelona city from gravity data ». *Proceedings of the Third Meeting of the Environmental & Engineering Geophysical Society*, Nantes, 1996, p.364-367.
- Dabas M., Tabbagh A., Tabbagh J. – « 3D inversion subsurface electrical surveying – I Theory. Geophysical ». *Journal International*, n° 119, 1994, p. 975-990.
- Denis A., Cremoux F. – « Traitement et analyse des paramètres de pilotages d'un tunnelier ». *Can. Geotechnical Journal* 39, 2002, p. 451-462.
- Loke M.H., Barker R.D. – « Rapid least-squares inversion of apparent resistivity pseudo-sections by a quasi-Newton method ». *Geophys. Prosp.*, n° 44, 1996a, p. 131-152.
- Loke M.H., Barker R.D. – « Practical techniques for 3-D inversion surveys and data inversion ». *Geophys. Prosp.*, n° 44, 1996b, p. 499-523.
- Mauriello P., Patella D. – « Resistivity anomaly imaging by probability tomography ». *Geophys. Prosp.*, n° 47, 1999, p. 411-429.
- Olayinka A.I., Yaramenci U. – « Choice of the best model in 2-D geoelectrical imaging: case study from a waste dump site ». *Eur. J. Env. Eng. Geophys.*, n° 3, 1999, p. 221-244.
- Olayinka A.I., Yaramenci U. – « Assessment of the reliability of 2D inversion of apparent resistivity ». *Geophys. Prosp.*, n° 48, 2000, p. 293-316.
- Piwakowski B., Watelet J.M., Moreaux D. – « High-Resolution seismic prospecting of old gypsum mines. Evaluation of detection possibilities ». *European Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, vol. 2., n° 2, 1997, p. 109-120.
- Shima. H. – « 2D and 3D resistivity image reconstructing using crosshole data ». *Geophysics*, n° 57, 1992, p. 1270-1281.
- Tabbagh A., Hesse A., Girard R. – « Determination of electrical properties of the ground at shallow depth with an electrostatic quadrupole: field trials on archaeological sites ». *Geophysical Prospecting*, n° 41, 1993, p. 579-597.
- Tabbagh A., Panissod C. – « 1D complete calculation for electrostatic soundings interpretation ». *Geophysical Prospecting*, n° 48, 2000, p. 511-520.
- Wait J.R. – *Geo-Electromagnetism*, Chapter 1. Academic Press, 1982, 67 p.
- Wexler A., Fry B., Neuman R.M. – « Impedance-computed tomography algorithm and system ». *Appl. Opt.*, n° 24, 1985, p. 3985-3992.



# La sismique réflexion haute résolution, un outil pour la reconnaissance des couches superficielles

**B. PIWAKOWSKI**

Groupe acoustique-  
électronique  
École centrale de Lille  
(IEMN DOAE UMR 8520  
CNRS) BP48  
59651 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex  
Bogdan.Piwakowski@ec-  
lille.fr

**C. LÉONARD**

Laboratoire central  
des ponts et chaussées  
MSRGI, 58, bd Lefebvre  
75732 Paris Cedex 15  
leonard@lcpc.fr

**I. SHAHROUR**

Laboratoire de mécanique  
de Lille (URA CNRS 1441)  
EUDIL, Cité scientifique  
59655 Villeneuve-d'Ascq  
Cedex  
Isam.Shahrou@eudil.fr

## Résumé

Cet article présente une application réussie de l'imagerie sismique réflexion haute résolution (SHR) pour la reconnaissance de couches superficielles. Des progrès récents dans ce domaine ont été accomplis en ce qui concerne les systèmes de mesure, le traitement des signaux et les techniques d'interprétation. Les exemples présentés couvrent différentes applications de génie civil, comme la stratigraphie des couches peu profondes, la détection et la localisation des vides souterrains et la détection de zones effondrées ou remblayées. On montre aussi que la SHR peut être employée avec succès pour l'évaluation du risque d'effondrement des cavités, aussi bien que pour la vérification de la qualité du remplissage d'une cavité effondrée.

**Mots-clés :** imagerie sismique et acoustique haute résolution, vides, détection, stratigraphie peu profonde, défauts, cavités.

# High resolution seismic reflexion, a tool for the shallow subsurface survey

## Abstract

The paper presents the successful application of the high resolution seismic reflection imaging (HRS) to survey of the shallow subsurface environment. Recent progress in this domain has been made both as regards to measurement systems, signal processing and interpretation techniques. It is shown that HRS may be considered as a particular CND technique, adapted to detection in ground. The enclosed field examples cover different civil engineering applications, such as stratigraphy of the shallow subsurface, detection and location of underground voids and detection of collapsed and filled-in voids. It is shown that HRS may be successfully used for the evaluation of risk of cavity collapse, as well as for verifying the quality of filling of collapsing cavity with cement mixture.

**Key words :** high resolution seismic, acoustic imaging, voids, detection, shallow stratigraphy, faults, cavities, non destructive testing.

## Introduction

La méthode de sismique réflexion, puissante technique d'exploration géophysique, largement utilisée dans l'industrie pétrolière depuis plus de 60 ans (Dobrin, 1983), est également employée depuis 30 ans pour localiser des cibles situées aux profondeurs relativement faibles (de quelques mètres à quelques centaines de mètres). Les progrès en microélectronique ont permis la construction de sismographes et de micro-ordinateurs performants et peu chers réduisant ainsi le coût d'acquisition et de traitement des données. La sismique réflexion haute résolution (SHR) – adaptée à l'imagerie des couches peu profondes – est devenue rentable grâce à ces progrès et s'est ainsi développée.

Il semble intéressant de souligner que la SHR constitue en effet un dispositif de l'imagerie acoustique dont le fonctionnement s'appuie sur les mêmes principes que celles d'un sonar ou d'un dispositif ultrasonore utilisé pour le control non destructif (CND) et l'imagerie médicale. Le fonctionnement de ces dernières est illustré sur les figures 1a et 1b. Une antenne acoustique émet une onde impulsionnelle, puis enregistre le signal reçu propagé dans le milieu sondé et réfléchi sur les cibles (Fig. 1a). L'ensemble des traces présentées en fonction de la position  $x$  de l'antenne donne l'image finale. Cette sonde est caractérisée par une résolution angulaire :

$$\delta = \lambda/D, \quad (1a)$$

où  $\lambda$  est la longueur d'onde acoustique et  $D$  la dimension de l'antenne.

De tels systèmes peuvent être considérés comme une « boîte noire » fournissant directement une image, sans qu'un traitement des données complexe soit nécessaire. Cependant, la procédure de restitution de l'image sismique est plus compliquée. L'absorption élevée du sol, qui augmente fortement avec la fréquence, exige l'utilisation de fréquences très basses. Le spectre exploité varie, en pratique, de quelques dizaines de

hertz pour une profondeur d'investigation de plusieurs centaines de mètres, à plusieurs centaines de hertz (imagerie haute résolution et profondeur d'investigation d'une dizaine de mètres). Cela implique l'utilisation de géophones comme récepteurs (capteurs acoustiques de vitesse) (Knapp et Steeples, 1986) et de sources sismiques spécifiques puissantes (explosifs, chute de poids, vibrateurs) (Miller *et al.*, 1986) dont la dimension vis-à-vis de la longueur d'onde est toujours très faible ( $\delta/D_s < 1$ ). En conséquence, la résolution initiale de l'image est très faible et le recours aux méthodes d'antennes synthétiques, pour l'amélioration de la résolution, est nécessaire. Ceci nécessite une géométrie d'acquisition des données spécifique dont la plus souvent utilisée en SHR est la géométrie « tir en bout », illustrée dans la figure 1c. Le champ acoustique est enregistré le long du profil par une rangée de  $N$  capteurs espacés de  $\Delta x$ , pour une position initiale de source sismique en  $S1$ . La source et la rangée de capteurs sont déplacées de  $\Delta x$  et l'acquisition est répétée  $k$  fois. La distance entre le géophone le plus proche et la source est connue comme le déport minimal  $dep_{min}$  (le terme « offset minimal » est aussi utilisé).

Les enregistrements obtenus sont alors traités en laboratoire. Le résultat du traitement est similaire à celui d'une sonde acoustique ponctuelle d'ouverture  $D_s$ , se déplaçant le long du profil, focalisée à une profondeur donnée, à une position connue sous le nom de point CMP appelé « point miroir » (*Common Middle Point*, CMP). La résolution d'une telle sonde est donnée par une formule identique que celle d'un système de CND :

$$\delta = \lambda/D_s, \quad (1b)$$

sauf que l'antenne synthétique (Fig. 1d) est créée virtuellement dans le traitement (le nombre de récepteurs constituant l'antenne synthétique est connu dans le milieu géophysique sous le terme de « couverture multiple »). L'ensemble des traces présentées en fonction de la position du CMP donne l'image finale dans laquelle l'échelle verticale indique le temps de trajet aller-retour surface-point de réflexion ( $t_o$  sur la figure 1).

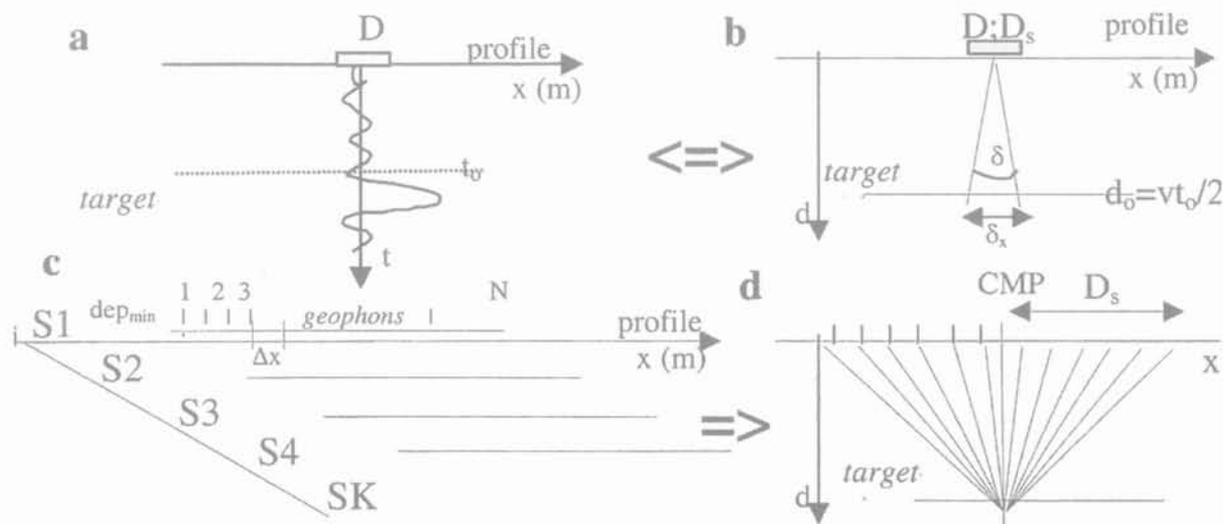


FIG. 1

Fonctionnement d'un dispositif de l'imagerie ultrasonore et de l'imagerie sismique haute résolution : (a) signal d'une trace ; (b) les deux systèmes sont équivalents à une sonde ponctuelle, caractérisée par la résolution angulaire  $\delta$  ; (c) géométrie d'acquisition en imagerie sismique ; (d) ouverture synthétique de dimension  $D_s$  focalisée à la profondeur  $d$ .

Operation of an ultrasonic imaging device and high resolution seismic imaging : (a) single trace output signal ; (b) both systems are equivalent to a point probe, characterised by angular resolution  $\delta$  ; (c) geometry of the acquisition in seismic imaging ; (d) synthetic aperture of dimension  $D_s$  focused at depth  $d$ .

La profondeur de ce point peut être trouvée à partir de la relation :

$$d_0 = 0,5t_0 v \quad (2)$$

où  $v$  indique la vitesse de propagation et  $t_0$  est le temps de propagation aller-retour entre la surface et la cible.

Ainsi, la SHR peut également être considérée comme un sonar ou une sonde ultrasonique de CND, adaptée pour la détection dans les sols. La distance entre les traces ( $\Delta$ CMP) est fonction de la géométrie d'acquisition et elle est souvent égale à  $\Delta x/2$ .

La résolution angulaire  $\delta$  peut être assimilée à une résolution latérale  $\delta_x$  qui exprime la capacité à distinguer deux objets placés à la profondeur  $d$ . La résolution latérale correspond alors à :

$$\delta_x = \lambda d = \lambda d/D_s \quad (3)$$

On admet donc que les deux cibles sont séparées sur l'image, si elles sont espacées de  $\delta_x$ . Notons que certains auteurs admettent que la résolution latérale est égale au rayon de Fresnel  $R_f$  :

$$\delta_x = R_f = (d\lambda/2)^{0,5} \quad (4)$$

Cette hypothèse néglige la directivité de l'antenne synthétique, mais elle donne quand même une approximation de la résolution latérale (vérifiée uniquement dans le cas particulier où l'antenne synthétique comprend uniquement un géophone ( $N = 1$ )).

Généralement, pour une structure multicouche comprenant les interfaces géologiques aux profondeurs  $d_1, d_2, \dots, d_i$ , un signal sismique contient les signaux réfléchis sur toutes les interfaces. Une réflexion provenant de la  $i$ -ème couche est alors caractérisée par sa vitesse moyenne de propagation  $v_{rmsi}$  (moyenne quadratique). Pour une structure composée de plusieurs couches horizontales,  $v_{rmsi}$  est donnée par la formule suivante (Mari *et al.*, 1998) :

$$v_{rmsi}^2 = \left( \sum v_i^2 \Delta t_i \right) / \sum \Delta t_i \quad (5)$$

Les symboles  $v_i$  et  $\Delta t_i$  indiquent respectivement la vitesse de propagation dans la  $i$ -ème couche (vitesse intervalle) et le temps de propagation vertical aller-retour à travers la  $i$ -ème couche. Par analogie avec le cas monocouche (2), les profondeurs des interfaces peuvent être trouvées à partir de la relation  $d_i = 0,5t_i v_{rmsi}$  avec  $t_i$ , le temps de propagation aller-retour correspondant ( $t_i = \sum \Delta t_i$ ). Les paires ( $t_i ; v_{rmsi}$ ) nécessaires pour la détermination des profondeurs  $d_i$  (donc pour la conversion du sismogramme en échelle de profondeur) sont obtenues au cours du traitement et à partir de l'interprétation du sismogramme.

Enfin, la résolution en profondeur  $\delta_R$  (la résolution radiale) exprime la capacité à distinguer deux couches consécutives (ce qui revient à définir l'épaisseur de la plus petite couche que l'on peut distinguer). Elle est du même ordre de grandeur que le quart de la longueur d'onde  $\lambda$  (Mari, 1998) :

$$\delta_R = \lambda/4 \quad (6)$$

Cette définition est plutôt approximative. En effet, la capacité de détection d'une couche fine dépend aussi du signe des coefficients de réflexion sur les deux interfaces qui déterminent cette couche.

Les formules (2), (3), (4) et (5) indiquent clairement que l'obtention d'une bonne résolution de l'image sismique (c'est-à-dire  $\delta_x$  et  $\delta_R$  faibles) nécessite l'exploitation d'ondes les plus courtes possibles, c'est-à-dire l'exploita-

tion de fréquences  $f$  élevées ( $\lambda = v/f$ ). Mais l'absorption du milieu augmente avec la fréquence ce qui limite la grandeur de la fréquence exploitable  $f_e$ . Selon les principes universels, la maximalisation de cette fréquence nécessite l'utilisation de sources sismiques puissantes et larges bandes, donc capables de générer des impulsions très brèves (Miller *et al.*, 1986). Ces exigences sont parfois contradictoires. Finalement, en SHR, chaque cas de terrain nécessite le choix adéquat du type de source et de sa puissance. Mais, même si ce choix est optimal, la résolution obtenue reste souvent « imposée » par les conditions d'absorption du terrain (à travers la limitation de  $f_e$ ).

Les exemples présentés ci-après montrent l'utilisation de la SHR dans le génie civil, pour la détection de la stratigraphie des sols, des défauts et des vides.

## 2

# Acquisition et traitement

## 2.1

### Acquisition de données

Les distances entre géophones  $\Delta x$ , les dépôts minimaux et maximaux  $dep_{min}$ ,  $dep_{max}$  et le pas d'avancement de la source  $\Delta s$  sont déterminés en fonction de la géométrie du site, de la profondeur d'investigation et de la résolution désirée. Le choix correct de ces paramètres constitue une tâche relativement complexe qui conditionne la réussite de l'application de la SHR.

Le choix des dépôts minimaux et maximaux  $dep_{min}$  et  $dep_{max}$  doit assurer la fenêtre d'observation optimale *optimum offset window* (Cook, 1965 ; Léonard, 2000) dans laquelle les réflexions provenant des « cibles » à détecter sont au mieux séparées des signaux constituant le bruit. Dans certains cas, la définition de cette fenêtre exige des mesures préliminaires. Empiriquement, le dépôt minimal peut être estimé au moins égal à la moitié de la profondeur minimale  $d_{min}$  du réflecteur visé alors que le géophone le plus éloigné est placé à une distance au moins égale au double de la profondeur maximale  $d_{max}$ . Nous avons donc :

$$dep_{min} = d_{min}/2 \text{ et } dep_{max} = 2d_{min} \quad (7)$$

Dans le cas où la campagne viserait plusieurs profondeurs, le choix de ces dépôts et de l'espace entre les positions des tirs  $\Delta s$  représente un compromis. Parfois ce compromis n'est pas possible, et, dans une telle situation, le profil devrait être réalisé plusieurs fois, avec des dépôts différents. Toutefois, grâce au développement de l'informatique, les sismographes possèdent de plus en plus de voies d'acquisition. Ce fenêtrage peut alors être effectué ultérieurement, lors du traitement.

La distance  $\Delta x$  doit théoriquement assurer un échantillonnage spatial adéquat de la fenêtre d'observation. Pour cela, il est nécessaire d'appliquer les règles d'échantillonnage :

$$\Delta x < 1/2 \lambda_{min} = 1/2 V_{min}/f_{max} \quad (8)$$

où  $\lambda_{min}$  est la longueur d'onde apparente minimale,  $V_{min}$  est la vitesse apparente minimale susceptible d'être mesurée et  $f_{max}$  la fréquence maximale désirée (Mari, 1998). Le deuxième critère de choix de  $\Delta x$  a pour objectif l'atténuation des ondes de surface, très gênantes en sismique réflexion. Pour cela, la distance  $\Delta x$  peut être choisie égale à une demi-longueur d'onde apparente de l'onde de surface. En SHR, ce dernier critère est souvent

en contradiction avec l'équation (8). Si le filtrage bidimensionnel (filtrage FK) est utilisé dans le traitement, l'équation (8) concerne les paramètres du signal susceptible d'être traité.

## 2.2

### Traitement des données – reconstruction de l'image sismique

Le traitement des données (voir par exemple Yilmaz, 1987 ; Mari *et al.*, 1997b) comporte différentes phases. Dans un premier temps, on traite les enregistrements (« tirs ») afin d'améliorer leur qualité, extraire les réflexions provenant des interfaces géologiques et supprimer les signaux non désirés. Les points-clés dans la SHR et le choix judicieux de la fenêtre optimale (qui peut varier d'un réflecteur à l'autre) et d'une bande fréquentielle optimale qui assure le meilleur compromis résolution/rapport signal sur bruit, dans la direction horizontale et verticale. Cette étape, généralement très longue, comprend la réalisation de nombreux tests et nécessite une bonne expérience dans l'interprétation et le traitement des signaux. L'adoption d'une mauvaise stratégie dans cette étape peut mener vers des résultats complètement erronés. L'étape suivante, qui constitue la reconstruction de l'image acoustique, consiste en la création de la « couverture multiple ». Comme cela est illustré sur la figure 1d, cette opération permet de constituer une source et un récepteur synthétique, de dimension  $D_s$ , focalisés sur les points CMP. L'image obtenue à l'issue de cette étape correspond à l'image « brute » (*stacked section*). Sa qualité peut être encore améliorée par l'application de traitements supplémentaires dont le choix dépend souvent des objectifs du sondage (détection des cavités, des couches, des remblais).

Pour tous les exemples présentés dans cet article, l'acquisition des données sismiques a été effectuée en utilisant un sismographe 24 ou 48 canaux et des géophones ayant une fréquence de coupure de 100 hertz (filtrage passe-haut des données sismiques). La géométrie « tir en bout » (comme illustrée dans la figure 1c) a été appliquée, faisant varier le déport  $dep_{min}$  de 1 à 20 m, selon la position de la fenêtre d'observation optimale (Leonard, 2000), utilisée pour le traitement haute résolution. L'espacement entre géophones  $\Delta x$  a été choisi afin de remplir les conditions d'échantillonnage spatial et, pour les cas présentés, il varie entre 0,5 et 2 m.

Un fusil de chasse « betsy-gun » (conçu dans notre laboratoire), tirant des cartouches de type gros gibier de calibre 12, semblable à celui présenté par Miller *et al.* (1986) a été employé comme source. Il est utilisé pour des profondeurs d'investigation inférieures à 50 m et peut être actionné directement depuis la surface, évitant la réalisation de forages.

## 3

### Exemples pratiques

#### 3.1

#### Stratigraphie peu profonde

L'objectif de l'étude, présentée dans cette section, est l'imagerie de la lithostratigraphie d'une falaise. Les

mesures ont été entreprises sur la côte de la mer du Nord dans le Nord de la France, le long de deux profils A et B [9]. La photo de la falaise, indiquant les marqueurs géologiques, est montrée sur la figure 2a. Un enregistrement de terrain avant traitement, sur lequel chaque marqueur se manifeste par une réflexion qui forme une ligne hyperbolique, est montré dans la figure 2b. Les images sismiques obtenues et leur interprétation sont montrées dans les figures 2c et d. La figure 2e présente la succession lithostratigraphique de ce site et la comparaison avec les résultats sismiques obtenus.

Le profil A est parallèle à la falaise, situé à une altitude de 7 m au-dessus du banc de phosphate (P2). Le profil B est perpendiculaire à la falaise, localisé à une altitude d'environ 20 m au-dessus de P2. Le tableau I indique les paramètres d'acquisition appliqués pour ce sondage.

D'après la figure 2, les deux sections sismiques, constituées des marqueurs notés A, B-C, D, F-G, H, révèlent la structure géologique attendue (pratiquement toutes les strates sont détectées). De plus, on note que la résolution en profondeur  $\delta_r$  peut être estimée à 3 m pour cet exemple.

Le profil A est situé entre deux bunkers de la Seconde Guerre mondiale. Étant donné qu'une zone remblayée provoque une absorption élevée des ondes sismiques et perturbe leur corrélation spatiale, les effets induits par les bunkers limitent la profondeur d'investigation de l'imagerie sismique. En effet, des marqueurs F, G, H entre les CMP (180-195) et (290-305) sont perturbés par la présence d'un des deux bunkers.

Il est aussi intéressant de noter que la profondeur d'investigation obtenue pour le profil B est presque deux fois plus grande que celle du profil A, bien que la puissance de la source sismique soit identique. Cette différence est liée au critère (6) et provient du fait que les dépôts appliqués sont différents (Tableau I). En effet, dans la zone centrale du profil B, la fenêtre optimale obtenue favorise l'imagerie des couches plus profondes (marqueur K-L).

#### 3.2

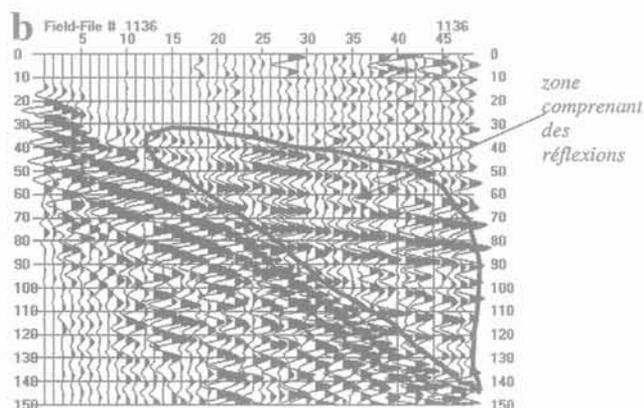
### Localisation de carrières de craie abandonnées

Cette section présente l'application réussie la SHR pour la localisation et la détection indirecte de carrières de craie abandonnées, dans le Nord de la France. Ces carrières forment un véritable réseau de tunnels dont les positions ne sont pas toujours connues, ce qui représente un réel danger pour les populations et les activités humaines. Les vides sont localisés dans la craie à une profondeur comprise entre 8 et 15 m, au-dessus de la nappe phréatique (Fig. 3d). Cette détection est effectuée de manière indirecte : la présence d'une cavité induit une perturbation des marqueurs sismiques de la structure géologique (Piwakowski *et al.*, 1997 ; Piwakowski et Shahrour, 1998). La recherche de vides doit alors être précédée d'une reconnaissance de la lithostratigraphie du site, afin de révéler les marqueurs. Le procédé de détection inclut donc deux étapes :

1) la réalisation du profil sismique, en respectant les principes de base de cette technique. Cette étape indique deux principaux marqueurs : la nappe phréatique (B) et l'interface entre la craie et la marne (C) ;



FIG. 2. (Voir légende page suivante).



pour quatre profils. Ce travail a été réalisé sans une connaissance *a priori* de la position des cavités. Les résultats obtenus ont été vérifiés par forage. La figure montre que les forages confirment 80 % des détections (étant donné que les cavités n'occupent jamais plus de 75 % de la surface de terrain, ces résultats peuvent être considérés comme très favorables). De plus, la précision de l'évaluation de la profondeur des vides est supérieure à 15 %.

### 3.3

## Imagerie de structures effondrées et/ou de zones remblayées

Étant donné qu'un terrain déconsolidé induit une absorption élevée des ondes sismiques et perturbe la corrélation spatiale des signaux, les zones effondrées et les secteurs remblayés génèrent, dans une section sismique, des signaux de faible amplitude et mal corrélés. Lorsqu'ils sont localisés à faibles profondeurs, à cause de cette absorption qui induit une mauvaise qualité des données sismiques, ils empêchent l'imagerie des marqueurs plus profonds (problème mentionné dans la figure 2b). Cependant, comme cela est montré dans cette section, ce dispositif peut également être utile pour la détection de zones effondrées.

La figure 5 présente l'expérience menée (Piwowski *et al.*, 1997). Un affaissement de terrain est observé à la surface. Il est localisé au début du profil (CMP < 250). L'étude vise alors à vérifier si cet affaissement provient d'un tunnel souterrain effondré (localisé à proximité) ou s'il s'agit de la forme naturelle du terrain. L'observation de l'image obtenue indique la présence d'une structure géologique intacte entre les CMP 250 et 273 (présence de marqueurs sismiques dans cette zone). Un affaiblissement du signal pour les CMP inférieurs à 250 confirme l'hypothèse d'un effondrement dans cette partie. On observe également une zone supplémentaire d'affaiblissement des signaux pour les CMP supérieurs à 274. Puisque cette zone n'est associée à aucune structure effondrée connue, elle est interprétée comme étant liée à une construction ayant nécessité un remblaiement.

2) l'interprétation et la classification des signes directs et indirects de la présence de cavités.

En fait, les réflecteurs B et C, qui représentent des événements quasi stationnaires et bien corrélés, peuvent être utilisés comme signaux de référence pour l'observation de signes indirects « anormaux ». De nombreuses expériences, entreprises sur des secteurs où la localisation des cavités est connue, nous ont permis de construire une liste de « symptômes de cavités » reprenant tous les signes corrélés avec la présence d'un vide. Ces symptômes sont exhaustivement la perturbation du marqueur B, la baisse d'amplitude du signal du marqueur B pour une section sismique haute fréquence, la baisse de corrélation spatiale de B, les modifications spectrales de B, le masquage du réflecteur C (Fig. 3c), la baisse de corrélation spatiale de C. Dans la plupart des situations, le masquage du réflecteur C est suffisamment important pour être directement interprété comme la présence de cavités (comme cela est illustré dans la figure 3b).

Pour d'autres cas, ces signes sont moins marqués. Ils doivent alors être interprétés ensemble afin d'améliorer la fiabilité de la détection. Pour faciliter le dépouillement des résultats, tous ces symptômes peuvent être exprimés dans une échelle binaire (0-1) et leur somme pondérée correspond alors au risque de présence de cavité (CR). Cette somme peut être tracée directement en fonction du CMP, ce qui rend aisée la présentation des résultats et facilite l'interprétation.

L'application réussie de cette procédure est exposée dans la figure 4 qui présente les critères CR obtenus

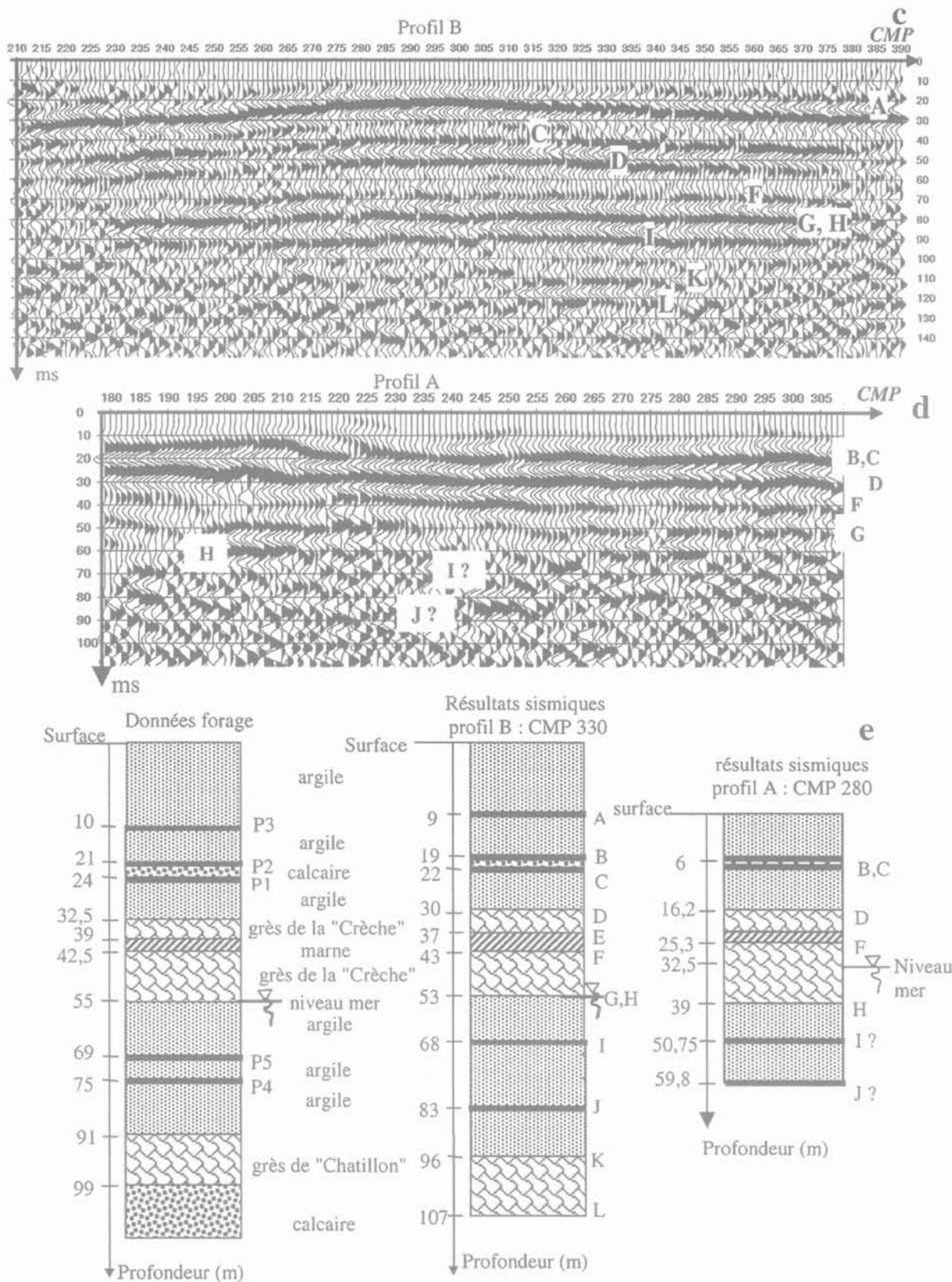


FIG. 2 Lithostratigraphie sismique de la falaise ( $\Delta\text{CMP} = 0,5 \text{ m}$ ) : (a) photo de la falaise montrant les couches géologiques ; (b) exemple d'un enregistrement de terrain filtré passe-bande permettant de visualiser les réflexions ; (c) profil A ; (d) profil B ; (e) log lithologique et interprétation des sections (c) et (d).  
 Seismic stratigraphy of the structure of cliff ( $\Delta\text{CMP} = 0.5 \text{ m}$ ) : (a) photograph of cliff showing geological layers ; (b) band-pass filtered field record example showing the set of the reflections ; (c) profile B ; (d) profile A ; (e) well logging data and the interpretation of the results from sections (c) and (d).

TABLEAU 1 Paramètres d'acquisition appliqués aux profils A et B.

	Distance entre les géophones $\Delta x$ (m)	Longueur du profil (m)	Nombre des tirs N	Déport min/max (m)	Résolution en CMP (m)
Profil A	1	50	60	1/50	0,5
Profil B	1	120	90	11-17/65	0,5

Le deuxième exemple, présenté sur la figure 6a, montre l'image sismique d'une cavité souterraine, une de celles détectées lors des expériences illustrées dans la figure 4. La section, qui indique le marqueur B (Fig. 3d), présente clairement une discontinuité d'une largeur de 40 m, dominée par un bruit cohérent. Bien que les vides soient existants sur toute la zone testée (Fig. 6a), seule une partie du profil présente une telle discontinuité. En fait, comme cela a été expliqué par les habitants, cette discontinuité représente l'image d'un impact de bombe de la Seconde Guerre mondiale, vide remblayé par la suite. Il est à noter que les vides non remblayés, qui entourent l'impact remblayé, n'induisent pas de tels effets (en effet, le masquage ne peut être observé que sur un réflecteur situé au-dessous du vide, ce qui n'est pas le cas du marqueur B, présenté sur la figure 6a).

Le troisième exemple (Fig. 6b) montre une section sismique traversant une ancienne décharge, non exploitée pendant plus de cent ans. Pour cet exemple, la SHR a été employée afin de localiser les limites de la décharge. Selon les interprétations précédentes, ces limites ( $x < 100$  m) sont trouvées en recherchant la présence de signaux non corrélés. L'image obtenue montre également que cet endroit a été choisi suite à la présence d'une pente naturelle des terrains.

### 3.4

## Évaluation du risque d'effondrement d'une cavité souterraine

Lorsque le toit d'une cavité souterraine se dégrade (sous l'action de l'eau, d'une surcharge pondérale...), au point de s'effondrer, cela peut provoquer la montée d'un fontis, c'est-à-dire que l'éboulement débouche en surface créant un entonnoir de quelques mètres à plusieurs dizaines de mètres. Une évaluation de la profondeur réelle du vide et son extension latérale permettent alors d'évaluer ce risque.

La figure 7a montre l'image sismique obtenue le long d'un profil traversant des carrières souterraines de craie. Le but de cette étude était de définir les limites latérales des vides et de vérifier les risques d'effondrement. La lithostratigraphie de ce site est montrée dans la figure 7d. Les vides se situent dans la craie, surmontée de tuffeau dans lequel se situe la nappe phréatique.

Le profil (Fig. 7a) révèle une forte discontinuité du marqueur C (interface entre le tuffeau et la craie), dans la zone comprise entre 60 et 103 m. Étant donné qu'il ne peut s'agir d'un masquage (le marqueur C étant

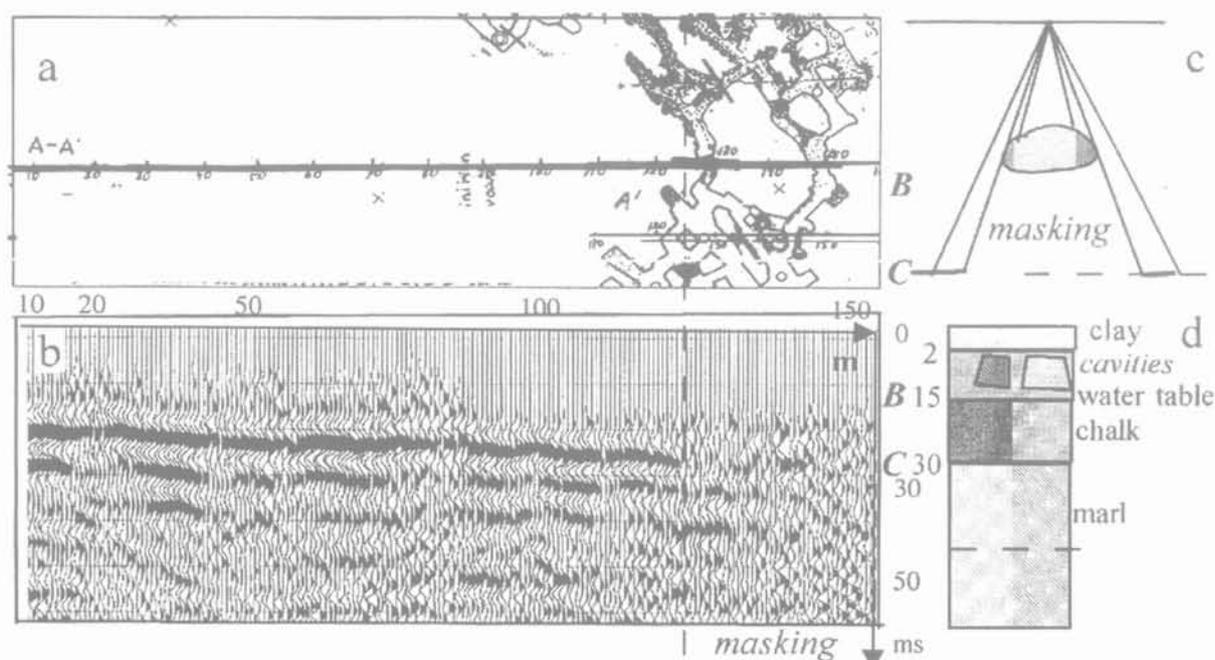


FIG. 3 Détection de vides par effet de « masquage » : (a) carte des vides et localisation du profil sismique ; (b) image sismique de l'interface entre la craie et la marne (marqueur C,  $\Delta\text{CMP} = 0,5$  m) : on peut observer que le masquage de ce marqueur est corrélé avec la position des vides ; (c) illustration symbolique de l'effet de « masquage » ; (d) log lithologique du site étudié.

Tunnel detection by means of « masking effect » : (a) tunnel map and location of the prospected profile ; (b) seismic image of chalk/marl interface (marker C,  $\Delta\text{CMP} = 0.5$  m) : masking of this marker, well correlated with the tunnel position, is observed ; (c) symbolic illustration of the « masking » effect ; (d) geological well logging data in the region of experiments.



FIG. 4 Test de la fiabilité de la méthode pour un site où la présence des cavités est *a priori* inconnue (même structure lithologique que pour la figure 3). Le critère de risque de présence de cavités (CR) est superposé à la carte des vides répertoriés. Les résultats obtenus par sismique ont été vérifiés par forage. Les flèches indiquent la position des profils sismiques.

Detection of underground voids (geological conditions as in figure 3a). Test for the method reliability performed at the site where the presence of tunnels was *a priori* unknown. The obtained Cavity Risk criterion is superimposed over the map of the known tunnels. The results obtained by seismic was tested by drilling.

situé au-dessus des vides), une seule explication, concernant l'origine physique de la perturbation du marqueur C, est l'interférence destructive des réflexions sur l'interface tuffeau/craie (marqueur C) avec celles sur les vides (le coefficient de réflexion sur le vide étant négatif, le signal réfléchi change de polarité). Ainsi, la zone comprise entre 60 et 103 m peut être interprétée comme un symptôme de présence de cavités. De plus, l'absence du marqueur E (interprété comme étant la nappe phréatique) dans la zone comprise entre 70 et 90 m indique que, dans ce secteur, les cavités perturbent aussi les réflexions sur la nappe. Ceci prouve que le fontis monte et atteint (ou a déjà dépassé) la profondeur de 18 m. Ainsi, la zone comprise entre 70 et 90 m est classée comme un secteur à risque (Piwakowski et Moreaux, 1995).

Le profil indique également une bonne continuité des marqueurs E et C (signaux non perturbés) pour les zones supérieures à 105 m et inférieures à 60 m. L'absence de vide est alors supposée dans ces intervalles (tout ceci est récapitulé dans la figure 7c).

Pour empêcher tout effondrement, les vides ont été remplis avec un mélange de sable, de ciment et d'eau. Afin de vérifier la qualité de cette opération, une campagne sismique a été conduite le long du même profil (Fig. 7b). La comparaison avec les résultats précédents indique la présence d'un nouveau marqueur R. Il est cependant difficile d'interpréter son origine, mais sa présence peut être interprétée comme une confirmation de la propagation des ondes acoustiques dans les cavités, indiquant que leur remplissage est complet.

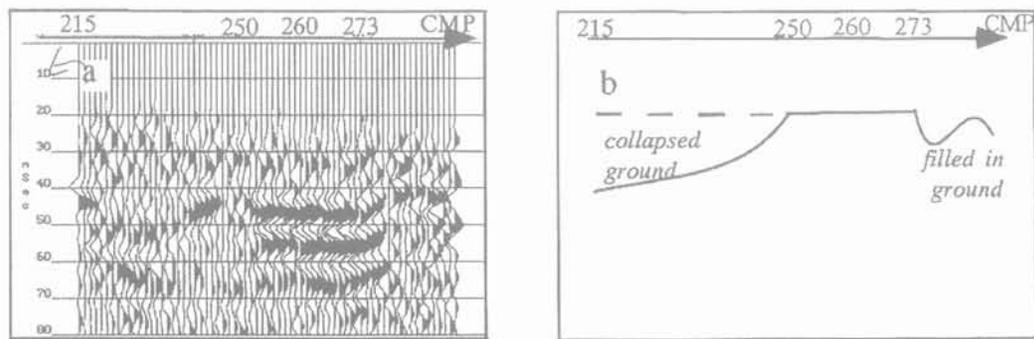


FIG. 5 Exemples de détection de zones d'effondrement et de remblaiement : (a) image sismique obtenue ; (b) position du profil par rapport à la zone effondrée. Examples of detection of the collapsed and filled in ground : (a) seismic image obtained ; (b) position of the profile in relation to the collapsed zone.

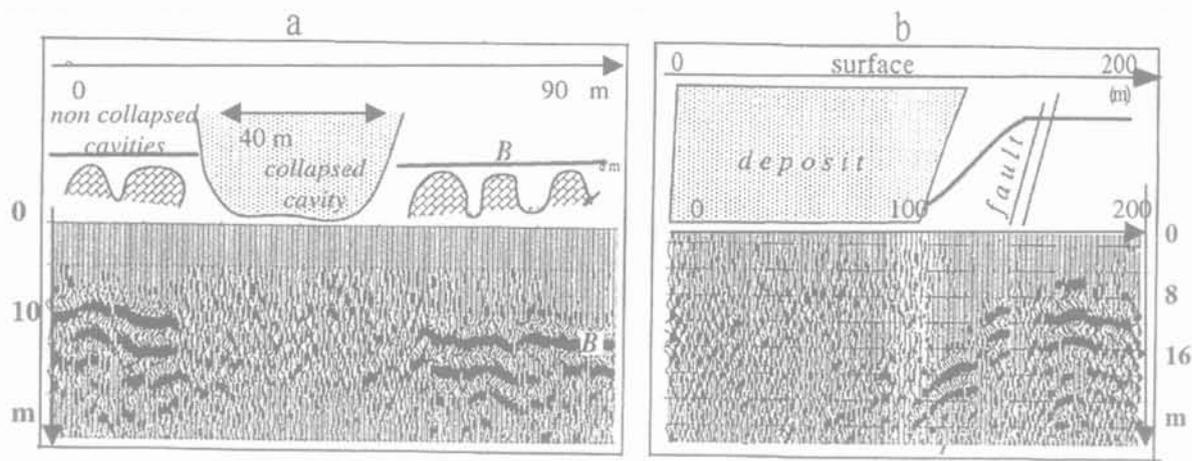


FIG. 6 Exemples de détection de zones d'effondrement et de remblaiement ; (a) section sismique du profil Q2 (Figs. 3a et 4) montrant le marqueur B et son interprétation : la forte discontinuité observée dans la zone  $150 < \text{CMP} < 170$  représente une cavité effondrée puis remblayée ; (b) image sismique obtenue le long d'un profil traversant une ancienne décharge et son interprétation.  
 Examples of detection of collapsed and filled-in ground : (a) seismic section of profile Q2 (Figs. 3a and 4) showing marker B and its interpretation: the strong discontinuity observed within zone  $150 < \text{CMP} < 170$  represents the collapsed filled-in cavity ; (b) seismic image obtained along the profile crossing the old waste deposit and its interpretation.

### 3.5

## Recherche archéologique

Cet exemple concerne l'utilisation de la SHR dans le domaine archéologique (Leonard, 2000). Les objectifs de cette étude étaient de localiser un tunnel souterrain liant un château du XV<sup>e</sup> siècle à une tour du XII<sup>e</sup> siècle, construite à 500 m de distance (la présence de ce tunnel n'est pas certifiée). Les résultats de la

recherche sont récapitulés dans la figure 8. On suppose que le tunnel se situe dans la couche de sable, au-dessus de l'interface argile/sable (marqueur A), à moins de 4 m de profondeur. Selon les discussions précédentes, le seul symptôme attendu indiquant la présence du tunnel est le masquage du marqueur A. Ce problème serait plus approprié à une application du GPR, mais à cause du niveau élevé d'humidité de la terre, le radar ne pourrait pas être appliqué sur ce site.

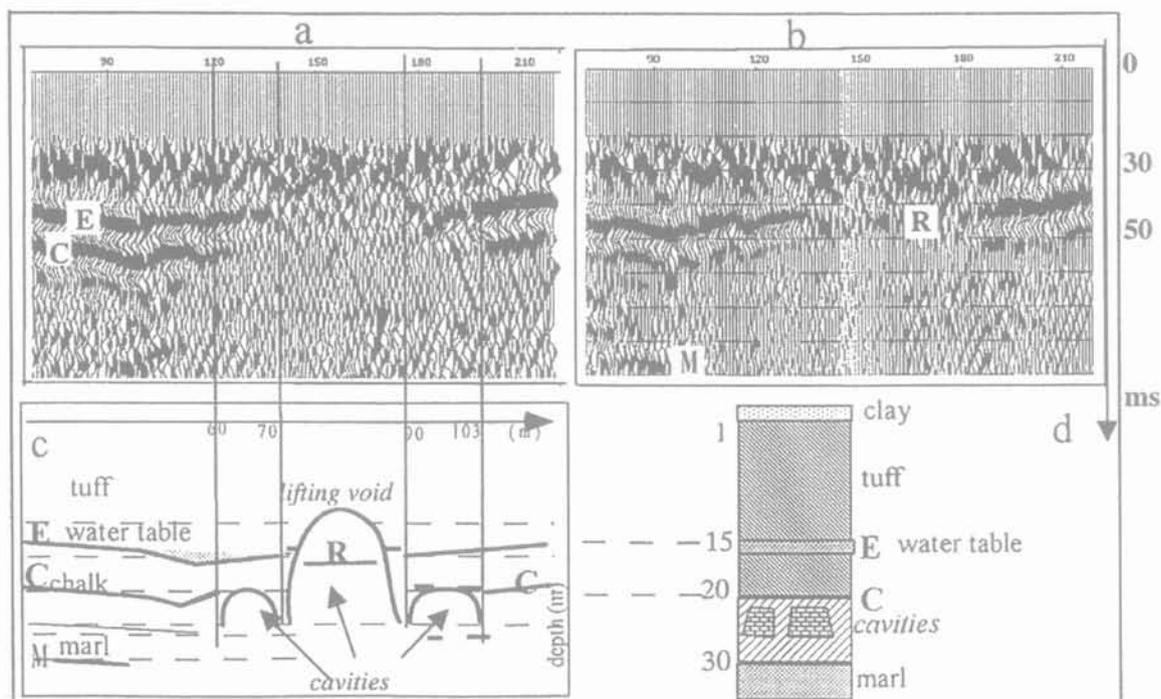


FIG. 7 Évaluation du risque d'effondrement d'une cavité souterraine : (a) image sismique montrant les deux principaux marqueurs E et C, respectivement interprétés comme étant la nappe phréatique et l'interface entre le tuffeau et la craie ( $\Delta \text{CMP} = 0,5 \text{ m}$ ) ; (b) image sismique après remplissage des cavités ; (c) interprétation de la section (a) : l'interruption du marqueur E est interprétée comme une montée de fontis ; (d) log lithologique du site.  
 Evaluation of the risk of collapse of underground void : (a) seismic image showing two main markers E and C ;  $\Delta \text{CMP} = 0,5 \text{ m}$  ; (b) same as (a) but after filling-in the cavities ; (c) interpretation of section (a) : the interruption of E is interpreted as a « lifting void » phenomena ; (d) well-logging data.

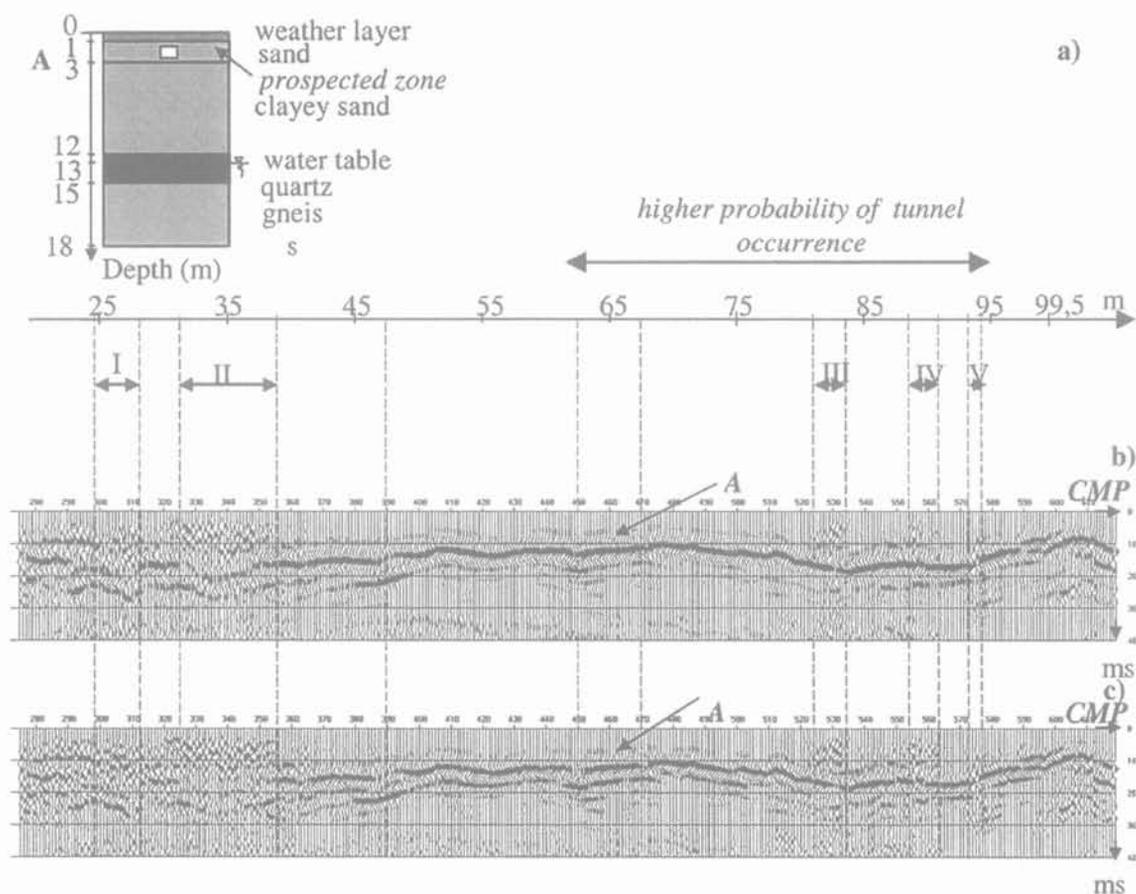


FIG. 8 Exemple de l'utilisation de la SHR dans le domaine archéologique : (a) log lithologique et zone possibles de présence d'un tunnel (d'après les positions du château et de la tour) ; (b) images sismiques du marqueur A suite à deux traitements différents.  $\Delta\text{CMP} = 0,25 \text{ m}$ . Les zones I, II, III, IV et V, interprétées d'après les profils sismiques, indiquent la présence potentielle du tunnel. Exemple of HRS for archaeological purpose : (a) geological structure and the most suspected are of tunnel occurrence ; (b) seismic images of marker A for two different signal processing. Zones I, II, III, IV and V have been selected as possible positions of the tunnel.

Afin d'augmenter la fiabilité de la détection, plusieurs procédures de traitement sont employées dont les deux versions sont présentées sur la figure. La première met en valeur le marqueur A. Même si le signal est relativement faible, cette version permet de suivre la continuité du marqueur. Le second traitement montre plutôt les anomalies sur le signal. Les détails des différences de traitement sont donnés dans le tableau II.

Les résultats obtenus indiquent que la profondeur de l'interface argile/sable varie entre 3 et 6 m. Cinq zones

de perturbation (notées de I à V), pouvant être interprétées comme des symptômes de présence de tunnel, ont été sélectionnées, d'après les règles définies ci-avant. Cependant, les zones I et II sont plutôt assimilées à une zone remblayée (Figs. 5 et 6) liée à la construction d'une maison (située à plusieurs mètres du profil). Mais il n'est pas exclu que ces effets masquent l'existence d'un tunnel. Les zones III, IV et V coïncident avec la zone dans laquelle l'emplacement du tunnel paraît le plus probable (alignement château-tunnel-tour).

TABLEAU II Détails du traitement appliqué aux profils de la figure 8.

	Filtrage « pré-stack » (Hz)	Filtrage « post-stack » (Hz)	Fenêtre optimale (m)	Couverture multiple	Déconvolution	1 <sup>re</sup> égalisation dynamique	2 <sup>e</sup> égalisation dynamique
Fig. 8b	200-500	150-400	6-11	7	non	oui	oui
Fig. 8c	300-600	250-400	6-11	10	oui	oui	non

## Conclusion

L'imagerie sismique s'est avérée efficace, en particulier, pour retrouver la lithostratigraphie des couches superficielles, pour la détection et la localisation de vides souterrains et pour la détection de zones effondrées ou remblayées. Elle a été employée avec succès pour l'évaluation du risque d'effondrement de carrières

souterraines ainsi que pour la vérification de qualité du remplissage des cavités.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient le Service d'inspection des carrières souterraines de Douai pour son aide et son assistance dans les recherches présentées concernant l'utilisation de la SHR pour la détection des cavités souterraines.

Certaines études présentées ont été réalisées grâce à l'équipement financé par la Région Nord-Pas-de-Calais et le Fonds européen FEDER, à travers le Programme de recherches concertées.

## Bibliographie

- Dobrin M.B. – *Introduction to Geophysical Prospecting*. McGraw Hill, New York, 1983.
- Cook J.C. – « Seismic mapping of underground cavities using reflection amplitude ». *Geophysics*, 1985, 30, p. 527-538.
- Knapp R.W., Steeples D.W. – « High resolution common-depth-point seismic reflection profiling: field acquisition parameter design ». *Geophysics*, 1986, 51, p. 283-294.
- Leonard C. – *Détection de cavités souterraines par sismique haute résolution et par impact-écho*. Thèse de doctorat, Université des sciences et technologies de Lille, n° 2694, janvier 2000.
- Miller R.D., Pullan S.E., Waldne, J.S., Haeni, F.P. – « Field comparison of seismic sources ». *Geophysics*, 1986, 51, p. 2067-2080.
- Mari J.L., Arens G., Gaudiani P., Chapellier D. – *Méthodes de géophysique de gisement appliquées au génie civil*. Publications de l'Institut français du pétrole, éditions Technip, Paris, 1998.
- Mari J.L., Glangeaud, F., Coppens F. – *Traitement du signal pour géologues et géophysiciens*. Publications de l'Institut français du pétrole, éditions Technip, Paris, 1997b.
- Yilmaz O. – *Seismic Signal Processing*. Society of Exploration Geophysicists, 1987.
- Piwakowski B., Tricot J.C., Leonard C., Ouarradi N., Delannoy B. – « Underground tunnels detection and localisation by high resolution seismic reflection ». *Proceedings of 3rd Congress of Environmental & Engineering Geophysical Society*, Arthus, Denmark, 1997.
- Piwakowski B., Watelet J.M., Moreaux D. – « High resolution seismic prospecting of old gypsum mines: evaluation of detection possibilities ». *European Journal of Environmental and Engineering Geophysics*, 1997, 2 (2), p. 109-120.
- Piwakowski B., Moreaux D. – « Détection de cavités souterraines par sismique haute résolution: exemples de terrain ». *Actes de la 2<sup>e</sup> Rencontre du Réseau de laboratoires GEO*, Aussois, France, 1995.
- Piwakowski B., Shahrour I. – « Imagerie du proche sous-sol par sismique haute résolution: application à la détection des cavités ». *Bull. de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, 1998, 214, p. 19-29.
- Ward S.H. – *Geotechnical and Environmental Geophysics*. Society of Exploration Geophysicists, 1990.



# Un site test « radar » pour le génie civil urbain : quelques exemples d'utilisation

J.-L. CHAZELAS  
P. CÔTE  
X. DÉROBERT

Laboratoire central  
des ponts et chaussées  
Centre de Nantes  
BP 4129  
44341 Bouguenais Cedex

## Résumé

Le site test géophysique du LCPC est en service depuis cinq ans. Il a été conçu pour reproduire, dans un environnement totalement contrôlé, des objets ou obstacles divers susceptibles d'être rencontrés dans les sous-sols urbains. Dès sa conception, le site a été adapté principalement au contexte des techniques radars. Le besoin essentiel du génie civil urbain dans lequel est inscrit ce site concerne en effet la détection, la localisation et la caractérisation d'obstacles et d'objets enfouis et non pas la caractérisation des matériaux du sous-sol. En tant qu'outil pour la profession, il a été logiquement utilisé, depuis, pour des besoins de tests ou comparaisons d'appareils, de validation de méthodes de mesures ou de modélisations. Après une description du site lui-même et de sa construction, des exemples d'utilisations expérimentales, pédagogiques ou numériques sont présentés.

*Mots-clés* : site test, radar, génie civil urbain.

## Numerical modelling AGPR test site for urban civil engineering : some use

## Abstract

The geophysical test site of the LCPC has been in service for 5 years. It was conceived to reproduce the objects or likely various obstacles met in urban grounds, in a completely controlled environment. From its design, the site was especially adapted to the context of radar-based techniques. The main needs for the urban civil engineering in which this site intends to provide an experimental field relates to the detection, localization and characterization of hidden obstacles and not the soil characterization. As a tool opened to the profession, it has been logically used for needs such as tests or comparisons of devices, validation of measurement techniques or modelling. After a description of the site and its building process, experimental and numerical examples are reported.

*Key words* : test site, GPR, urban civil engineering.

## Introduction

La réalisation de travaux de génie civil en zone urbaine nécessite, plus qu'en rase campagne, une reconnaissance préalable du sous-sol. Les caractéristiques mécaniques doivent bien sûr être évaluées tant pour le dimensionnement des ouvrages que pour celui des moyens de terrassement ou de foration. Cependant, compte tenu de l'encombrement du sous-sol, la reconnaissance, l'identification et la localisation des obstacles sont trois nécessités aussi impératives : leur présence conditionne l'implantation, le tracé, voire la technologie de réalisation. La démarche normale consiste d'abord en des recherches d'archives suivies de campagnes géophysiques puis, selon les besoins, des sondages et des prélèvements. Dans la phase de construction, certaines méthodes géophysiques peuvent encore contribuer au bon déroulement des travaux : par exemple pour le suivi de la tête d'un forage dirigé depuis la surface.

Les méthodes géophysiques ne répondent encore que partiellement aux trois exigences : certains types de sols sont encore difficiles à pénétrer et l'identification des objets n'est que très rarement possible. Lorsque le sol s'y prête, la localisation est souvent possible mais les précisions actuelles ne sont pas toujours compatibles avec les exigences de chantiers. Dans le cadre du Projet national microtunnel (PNM) ce souci s'est donc traduit par une réflexion sur les voies d'amélioration des méthodes géophysiques pour le génie urbain.

Faire des progrès dans les méthodes géophysiques peut prendre divers chemins : application de nouveaux principes physiques, création de nouveaux équipements plus puissants, plus rapides, plus adaptés, création de nouvelles méthodes de traitement des données. L'expérimentation est indispensable dans tous ces cas et comprend des essais en laboratoire en phase très préliminaire pour vérifier qu'un principe physique envisagé est pertinent, des mesures sur modèle bien contrôlé pour aider à la modélisation numérique ou pour évaluer les performances d'un matériel, des validations sur site réel enfin pour évaluer certains paramètres d'influence ou valider l'efficacité d'un développement dans les conditions opérationnelles. Les membres du PNM ont donc souhaité la création d'un site test en conditions contrôlées qui permette de réaliser des mesures reproductibles, avec des sols encaissants bien identifiés et une connaissance parfaite des objets à détecter. La réalisation en a été confiée au Laboratoire central des ponts et chaussées. Après quatre ans de fonctionnement, il a paru intéressant de présenter quelques études types qui ont pu y être réalisées. Au préalable nous en rappellerons la conception.

## Conception et consistance du site test

La conception du site test a tenté de répondre à l'un des besoins essentiels des travaux souterrains de génie urbain : le repérage des accidents risquant d'être rencontrés tant dans le domaine géologique qu'anthropique.

Il convenait donc que le site comporte différents types de sols, des interfaces entre les sols ainsi que des obstacles divers tels que tuyaux ou blocs rocheux. Puisque le site devait être « connu et bien contrôlé » seuls des sols très bien définis ont été retenus : les sols dits « anthropiques », mélange de sols divers et de déchets minéraux ou organiques n'ont pas été retenus. En effet ils sont très difficilement caractérisables, non reproductibles et surtout évolutifs, ce qui aurait rendu le site non pérenne.

Une seconde famille d'objectifs a dirigé la création de ce site. Elle concerne les possibilités d'usage :

- offrir un site pour des conditions connues et bien contrôlées, donc simples ;
- permettre la comparaison de la réponse des méthodes selon les encaissants ;
- comparer des méthodes et des procédés entre eux ;
- étalonner des procédés par rapport à une référence fiable donc durable dans le temps.

Il convient enfin de préciser qu'après les premières études, une contrainte de coût avait été fixée : environ 650 000 F de 1996 (100 000 €).

Il n'existe pas de méthode de reconnaissance en mesure de répondre globalement à l'ensemble des besoins posés par les travaux de génie urbain. Tout l'Art de la reconnaissance consiste donc à relier un ensemble de techniques à un ensemble de besoins. Dans la famille des besoins qui visent à déterminer les caractéristiques géotechniques des matériaux, la géophysique intervient de manière indirecte en délimitant le zonage d'une caractéristique physique.

La panoplie des techniques géophysiques aptes à fournir des renseignements géométriques sur la composition du sous-sol, avec une résolution compatible avec les objets du génie civil est assez restreinte. Les techniques basées sur la propagation d'ondes électromagnétiques hautes fréquences y occupent une place prépondérante. C'est pourquoi la conception même du site test ainsi que son utilisation depuis ont été majoritairement guidées par les techniques radar.

Le site test a été construit sur le centre de Nantes du LCPC. La figure 1 en présente les vues schématiques en plan et en coupe verticale. Une fosse de 35 m de long a été creusée perpendiculairement à une déclivité, la pente de fond étant parallèle à la pente du terrain naturel de manière à faciliter l'évacuation des eaux. Sur le profil en travers, le fond de fouille est de 5 m de large et la pente des flancs est à 2 pour 1. La profondeur est comprise entre 3,80 et 4,80 m. De ce fait, la largeur en surface est comprise entre 19 et 21 m. Le sol naturel est un micaschiste très altéré, certainement très absorbant pour les ondes électromagnétiques.

Un grand soin a été apporté à la protection contre les eaux, eau du sol comme eaux de pluie. Le fond de fouille est en pente longitudinale de 5 %. En fond de fouille, une couche de gravier 14/20 de 10 cm d'épaisseur posé sur un premier géotextile habillant toute la fosse forme drain de fond. Dans ce drain ont été implantés latéralement deux tubes PVC de drainage longitudinal de Ø 10 cm, qui permettent d'ailleurs des travaux avec des antennes radars de forage. Enfin l'ensemble, flancs et fond, a été recouvert d'une grille plastique et d'un second géotextile destinés à ramener les eaux vers le drain de fond.

Quatre sols ont été retenus pour le remblaiement :  
- un limon très peu argileux (valeur au bleu compris entre 0,72 et 2) ;

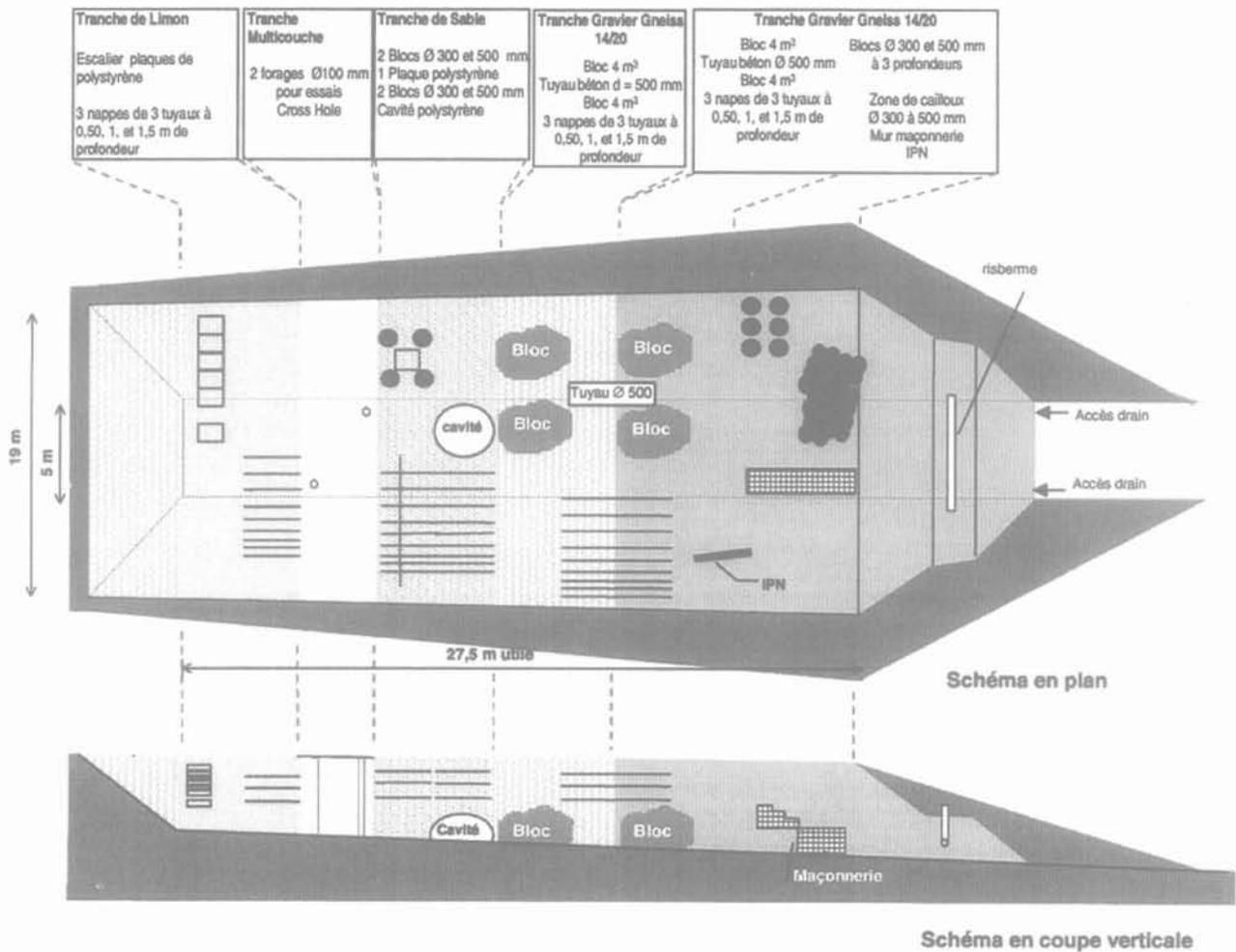


FIG. 1 Présentation schématique du site test.

- un sable calcaire 0/2 dont on a éliminé les indurations gréseuses ;
- un gravier gneiss concassé 14/20 ;
- une grave reconstituée gneiss 0/20 de la même carrière.

Les sols ont été organisés en quatre tranches verticales sur la base d'une trame de 5 m (voir Fig. 1) : en amont du site, la tranche de limon de 5 m de large, puis la tranche de sable, et la tranche de gravier, également de 5 m chacune, enfin la tranche de grave de deux trames de 5 m soit 10 m. Entre la tranche de limon et la tranche de sable, a été réalisée une tranche multicouche constituée de l'empilement de couches de 0,60 à 1,20 m des différents sols - limon, sable, gravier, grave - afin d'obtenir une petite zone de sols stratifiés.

La mise en place des sols a été réalisée par couches successives de 20 cm : pour chaque sol, un casier était défini à l'aide de planches et rempli en reculant depuis le fond de la fouille. Une fois tous les casiers remplis, les planches étaient enlevées pour permettre le compactage de l'ensemble de la couche : cette technique a permis d'assurer des frontières presque verticales entre les différentes tranches, la zone de perturbation étant limitée à 30 cm de part et d'autre. La bonne conduite de ce compactage a été surveillée de manière absolument continue et vérifiée à l'aide d'essais à la Dynaplaque par le laboratoire de la DDE de la Loire-Atlantique.

Les objets ont été enfouis au fur et à mesure du montage de ces couches successives. La répartition de ces objets offre le plus souvent possible les mêmes situations dans des encaissements différents : par exemple un tuyau béton Ø 500 mm dans la grave et dans le sable calcaire. Certaines dispositions permettent de tester les performances optimales des matériels. Par exemple, dans la tranche de limon, on a constitué un escalier de dalles de 1 m<sup>2</sup> et de 20 cm d'épaisseur, simulant des vides pour le radar géophysique : on peut ainsi comparer les matériels testés par la profondeur de la dalle la plus basse perçue et comparer la qualité des images dans ces conditions limites. Enfin chaque tranche de 5 m de large a été divisée en 4 quadrants de manière à ménager un quadrant sans objet enfoui : ainsi les expérimentateurs peuvent étalonner la réponse de leur matériel ou de leur méthode sur le sol seul et, lorsque cela intervient, isoler dans l'image ou leurs mesures l'interface avec le fond du site. La figure 1 montre la répartition et la variété de ces objets.

Le site est protégé des venues d'eau de pluie par une couche d'étanchéité bitumineuse armée constituée en place (bitume pur, géotextile, bitume pur, gravillonnage).

Lorsqu'on crée un site test de ce type, on peut avoir deux attitudes par rapport à la disponibilité des informations : soit on tient le secret de manière à réellement contrôler les performances des matériels et méthodes

testées comme par exemple sur le site créé par GDF pour des usages plus comparatifs (Fournier, 2001), soit, au contraire, on met le maximum d'informations à disposition de tous. C'est la seconde attitude qui a été adoptée : au cours du chantier, toutes les caractéristiques géométriques du site ainsi que toutes les coordonnées des points remarquables des objets enfouis ont été relevées par rapport à un repère géodésique local toujours disponible sur le site. Il est donc possible de se positionner à la verticale de n'importe quel objet et d'en connaître la profondeur d'enfouissement à quelques centimètres près. Toutes ces données ainsi que des échantillons du sol et les photographies en cours de chantier sont à la disposition des expérimentateurs. Enfin, les enregistrements vidéo ont été montés pour constituer une introduction aux utilisateurs. Cela leur permet de bien comprendre la teneur du site et donc d'optimiser leurs travaux.

3

## Capacités et potentiel du site test

Ce chapitre présente quelques études types de techniques radars, dont nous rappelons le principe.

Une investigation radar consiste à émettre depuis une antenne un bref signal temporel (de l'ordre de la nanoseconde). Ce signal se propage dans le terrain. Quand l'impulsion électromagnétique rencontre une discontinuité, une partie de l'énergie est rétrodiffusée et un signal se propage alors vers l'antenne réceptrice. L'enregistrement temporel des signaux rétrodiffusés constitue une *trace radar* (Fig. 2). Cette trace radar correspond à une position du couple antenne émettrice-antenne réceptrice. Le déplacement sur la surface du sol de ce couple d'antennes permet de générer un ensemble de *traces radars* qui, juxtaposées, constituent alors la *coupe temps* (image 2D avec en abscisses le déplacement et en ordonnées le temps d'écoute). Cette coupe temps est donc une image déformée des discontinuités rencontrées par l'onde : la signature d'objets ponctuels est une hyperbole, les pentes ne sont pas

justes et les formes des objets ne sont pas directement identifiables.

En dehors des techniques radars, différentes méthodes électromagnétiques basse fréquence ou électriques ont été mises en œuvre sur le site (radio magnétotellurique, EM 31, panneaux électriques...). Ces méthodes plus intégrantes que le radar différencient très bien les matériaux de constitution, elles peuvent donc démontrer sur ce site leur aptitude au zonage et ce dans un contexte exclusif de matériaux alluvionnaires.

3.1

## Formation pédagogique

Le site est devenu un outil pédagogique incontournable pour le réseau technique des LPC dans le cadre de formations radars. La connaissance exacte des géométries et des matériaux permet de comprendre les phénomènes de propagation mis en œuvre à travers la théorie électromagnétique, et aide à la prise en main de matériels, puis à l'apprentissage du traitement des données.

La figure 3 montre un exemple de coupe temps – ou profil radar – réalisé à l'aide d'une antenne GSSI, de fréquence centrale 400 MHz, dans la tranche de sable calcaire. La connaissance du milieu permet de faire correspondre les hyperboles successives aux différentes canalisations présentes dans la fosse. On note sur le profil que la nature des canalisations (trois séries de trois canalisations, une en métal, une en PVC remplie d'eau et une en PVC vide, à trois profondeurs différentes) influe notablement sur la forme et l'amplitude des réflexions.

Cette image met en évidence une erreur que l'on peut commettre lors d'investigations dédiées à la localisation de canalisations en site urbain. Il est surprenant de constater que la réflexion principale provenant de la canalisation en PVC remplie d'eau, en position centrale pour chaque profondeur apparaît décalée par rapport

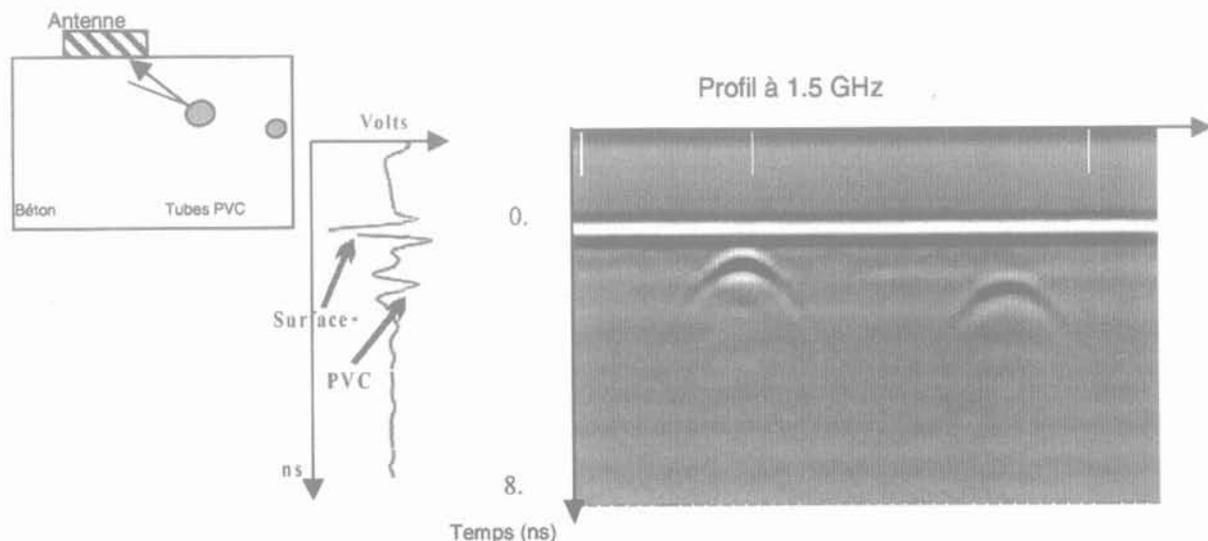


FIG. 2 Schéma de principe de la génération d'un signal radar. De gauche à droite : position de l'antenne à un instant donné sur un bloc test en béton ; signal enregistré pour cette position ; la juxtaposition des signaux obtenus lors du déplacement de l'antenne construit le profil radar.

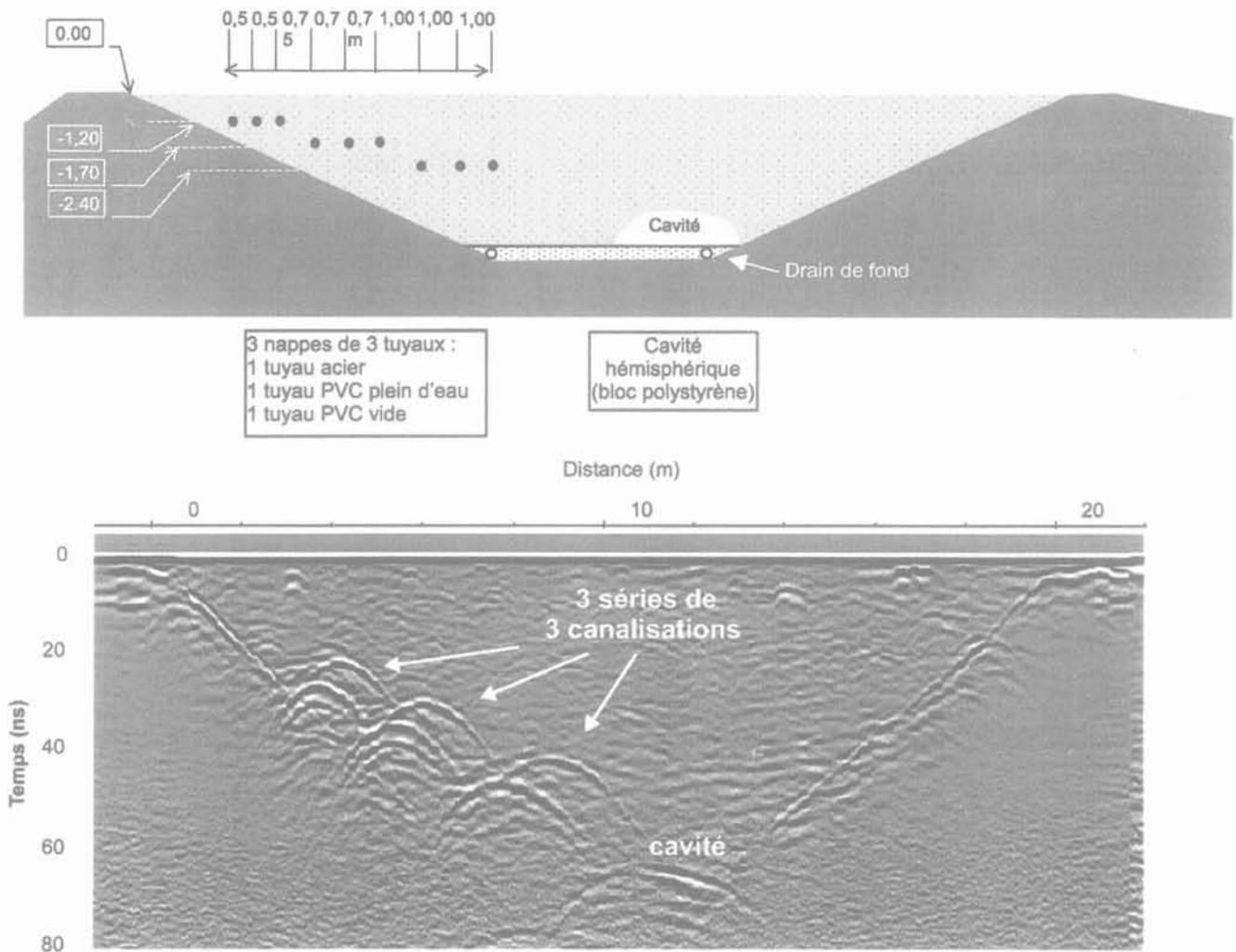


FIG. 3 Profil radar réalisé dans la tranche de sable calcaire (2 quadrants aval) à 400 MHz (source : LRPC d'Autun).

aux autres tuyaux et ne correspond pas à la surface supérieure du tuyau mais à sa surface inférieure. Suivant les réglages employés, il est alors facile de se tromper en détectant la canalisation à une profondeur plus importante. Physiquement, ce phénomène s'interprète par la forme cylindrique de la canalisation et par son contenu. La face supérieure de la canalisation qui est exposée aux rayonnements électromagnétiques et qui diffracte l'énergie vers l'antenne réceptrice présente une « surface équivalente radar » beaucoup plus faible que celle de la face inférieure. La forme de cette dernière a pour effet de focaliser l'énergie rétrodiffusée. De plus, la présence d'eau retarde suffisamment l'écho réfléchi en fond de canalisation pour pouvoir le dissocier de l'écho réfléchi sur la face supérieure de la canalisation. On constate donc, pour chaque série de canalisation, deux hyperboles décalées d'un temps de 5,8 à 6 ns sur le profil radar. Ce phénomène est beaucoup moins net avec la canalisation vide car la vitesse des ondes dans l'air est trop rapide pour dissocier l'écho inférieur de l'écho supérieur (décalage de 0,65 ns).

Cet exemple illustre les possibilités d'enseignement que l'on peut tirer d'un tel outil, tant pour des chercheurs que pour des praticiens ou des gestionnaires urbains.

### 3.2

## Test de méthodes

Le test et la validation de méthodes de reconnaissance non destructives constituent les objectifs majeurs de ce site test. Ils sont envisagés pour valider des méthodes standards ou innovantes ainsi que pour tester la complémentarité de plusieurs techniques d'auscultation.

### 3.2.1

## Radar à saut de fréquences

Parallèlement aux recherches menées sur les systèmes impulsifs, la technique radar à saut de fréquences est étudiée depuis de nombreuses années dans le domaine géophysique principalement pour augmenter la dynamique des signaux (la dynamique est le rapport entre la puissance émise et le plus petit niveau de puissance détectable dans le bruit) et donc les profondeurs d'investigation (Kong et By, 1995 ; Stickley *et al.*, 2000).

Le principe consiste à utiliser un analyseur de réseau, comme émetteur et récepteur radar, et des antennes larges bandes. Une impulsion synthétique est

reconstruite dans le domaine temporel (à l'aide d'une transformée de Fourier inverse) à partir d'émissions successives à fréquence fixe transmises à l'antenne d'émission, en balayant la bande passante complète des antennes par sauts de fréquences. L'intérêt majeur de cette technique vient de la possibilité de contrôler une bande de fréquence ultra-large. Ceci permet d'améliorer la résolution des signaux, et d'obtenir une dynamique supérieure à celle d'un radar impulsif équivalent en augmentant le rapport signal sur bruit. Comme un analyseur de réseau offre une large bande de fréquences d'utilisation, des auscultations profondes ou de sub-surface selon les besoins peuvent être réalisées en choisissant la bande passante des antennes.

En collaboration avec le LCPC, une antenne ultra-large bande de type Vivaldi de bande supérieure à la décade (150 MHz-3 GHz) a été développée au Laboratoire d'électronique, antennes et télécommunications (LEAT) de l'université de Nice (Guillanton *et al.*, 1998). Le système à saut de fréquences a été testé avec ces antennes dans la tranche de gneiss 14/20, en mode bi-statique (les antennes d'émission et de réception sont dissociées), sur la bande de fréquence 150 MHz-3 GHz avec 401 sauts de fréquences, pour un temps d'écoute de 70 ns.

La figure 4 montre tout l'intérêt d'une telle technique : on y constate une résolution très fine (on peut distinguer en surface une couche de sable d'environ 10 cm posée sur tout le site) et une profondeur d'investigation importante (avec une fréquence centrale de l'ordre de 1,3 GHz, on détecte le fond de la tranche ainsi que le drain en pied de remblai). Enfin, on distingue parfaitement les neuf canalisations. L'effet décrit plus haut est ici très bien illustré, particulièrement sur le niveau le plus bas des groupes de canalisations.

### 3.2.2

#### Cartographie radar

Un autre type d'exploitation des coupes temps radar est de plus en plus utilisé : la cartographie horizontale des objets détectés avec rattachement à un référentiel connu. A partir de plusieurs profils radars parallèles, il est possible de reconstruire des cartographies horizontales à différentes profondeurs. Cette technique de traitement correspond au besoin réel des maîtres d'œuvre et des maîtres d'ouvrage de pouvoir positionner des événements dans un repère qui leur est propre. C'est

une aide précieuse pour établir une évaluation ou un diagnostic correct de l'état de leur patrimoine.

La figure 5 montre un exemple d'un tel traitement réalisé par la société SchlumbergerSema, division Streetlog (F92-Montrouge).

Les données brutes sont positionnées dans l'espace puis traitées à l'aide de techniques de traitement des signaux 3D : filtrages verticaux et horizontaux, puis migration 3D en tenant compte des différents offsets (distances émetteur-récepteur). Le résultat peut alors être présenté sous forme de cartographies 3D, c'est-à-dire une succession de cartes horizontales à différentes profondeurs. Ces informations peuvent alors être intégrées dans un système d'information géographique.

### 3.2.3

#### Technique radar en forage

Une des applications visées est la reconnaissance à l'avancement dans les travaux souterrains. Les choix technologiques actuels s'orientent vers la réalisation d'un forage unique à l'avancement des tunneliers et la valorisation de ce forage par une série de mesures géophysiques complémentaires.

Dans ce cadre, la technique radar en forage tient une part importante et repose sur la conception d'antennes de forage directionnelles dotées d'une large bande passante. L'aspect directionnel constitue un enjeu important. La plupart des antennes de forage présentent par construction une symétrie radiale. Les hétérogénéités détectées ne peuvent alors être localisées en azimut. Le site peut aider dans le test et la mise au point de ces antennes grâce à l'existence de deux drains sub-horizontaux en fond de fosse (voir Fig. 1). Ils sont accessibles depuis la partie basse du site au-delà de la risberme. Ils constituent donc éventuellement une simulation de forages horizontaux. Les hétérogénéités à détecter depuis ces drains sont les objets noyés dans le site au cours du remblaiement. La performance des antennes peut être aussi évaluée en tentant de détecter la surface du site depuis le drain.

La figure 6 présente un exemple de profil radar réalisé à 500 MHz par l'équipe géophysique du LERM, dans le drain situé du côté des blocs et cavités, avec une antenne directionnelle orientée vers le haut. Le premier écho radar de forte amplitude correspond à l'interface sol-air au niveau de la risberme (surface du

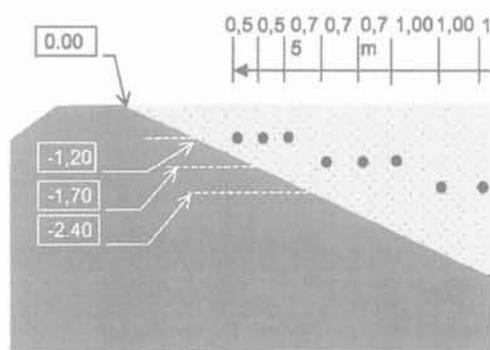
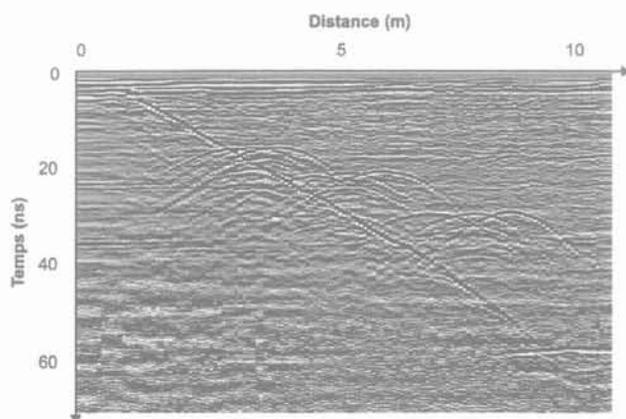


FIG. 4 Profil radar à saut de fréquence dans la tranche de gneiss 14/20 avec l'antenne ETSA A0 de fréquence centrale 1,3 GHz.



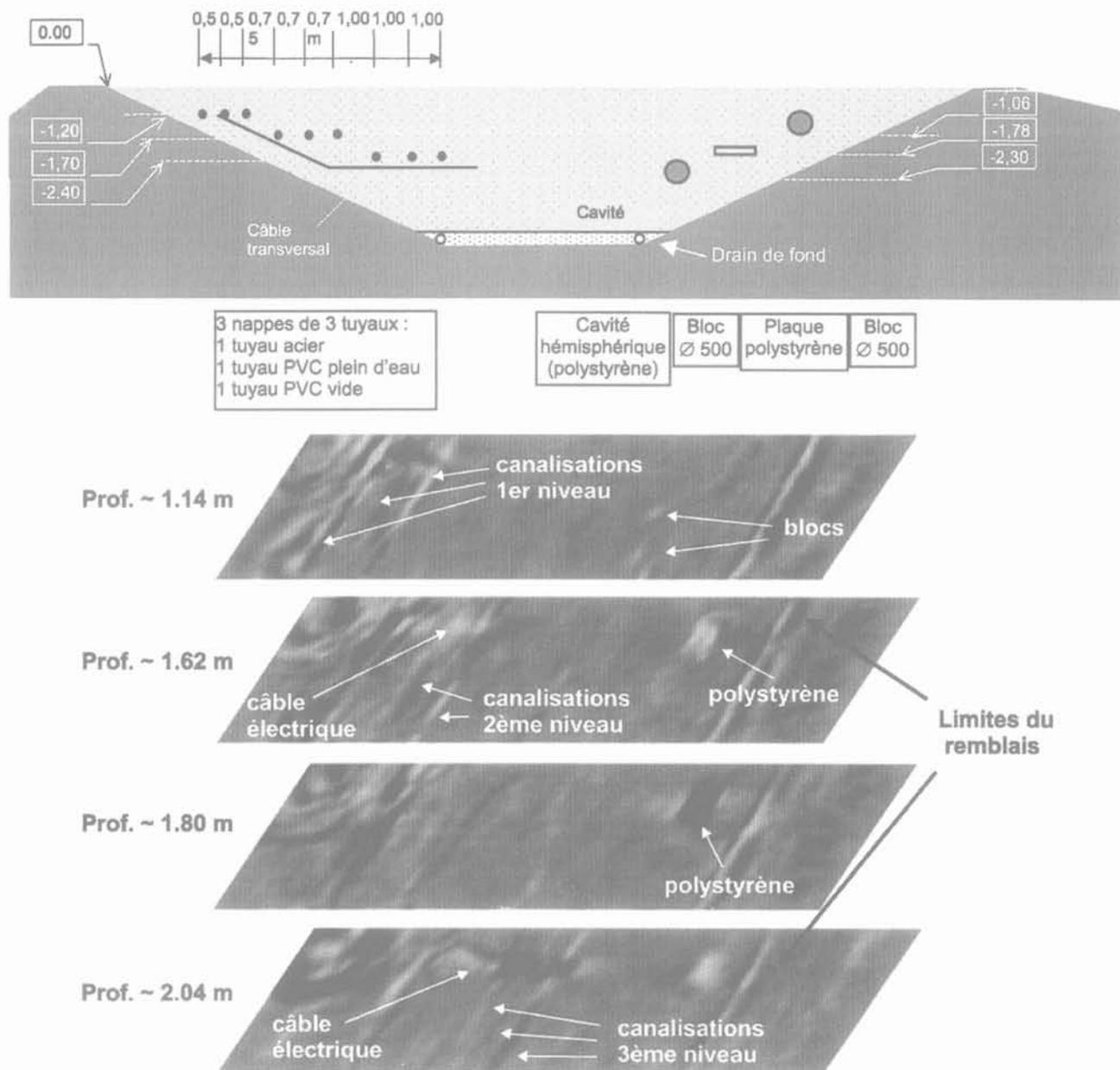


FIG. 5 Cartographies Streetlog (coupes horizontales), à 200 MHz, dans la tranche de sable calcaire (2 quadrants amont), pour différentes profondeurs.

site-test à ce niveau. Cf. Figs. 1 et 6). Cette antenne forage s'avère donc en mesure de détecter une interface sol-air à une distance ici de l'ordre de 2 mètres du forage.

### 3.3

## Techniques de traitement et interprétations

Les techniques de traitement des données ont pour fonction d'améliorer le rapport signal sur bruit afin de mieux faire ressortir l'information. Elles sont très similaires à celles utilisées dans le domaine de la sismique réflexion : sommation durant l'acquisition, filtres passe-bandes, gain, migration et déconvolution (Yilmaz, 1987).

- La sommation est utilisée pour améliorer le rapport signal sur bruit pendant (ou après) l'acquisition.
- Les filtres passe-bande servent à éliminer des réflexions et résonances dans l'image.

- La déconvolution permet d'améliorer la résolution temporelle en compressant l'impulsion et en éliminant les échos multiples.

- La migration (dont un exemple est donné plus loin) est utilisée pour éliminer les diffractions hyperboliques et réorienter les pentes réelles des réflecteurs inclinés.

La validation des techniques de traitement des données ou la prise en main de celles-ci passe par l'utilisation de données expérimentales sur sites parfaitement connus et composés de matériaux homogènes et pérennes.

Une des techniques de traitement la plus couramment employée pour des objets enterrés ponctuels (comme les canalisations) est la migration. Son objectif est de transformer les coupes temps en coupes-profondeur et donc de visualiser l'espace réel. La particularité de la technique illustrée dans l'exemple de la figure 7 est d'inclure dans l'algorithme de migration l'existence

### Schéma en coupe verticale sur la risberme

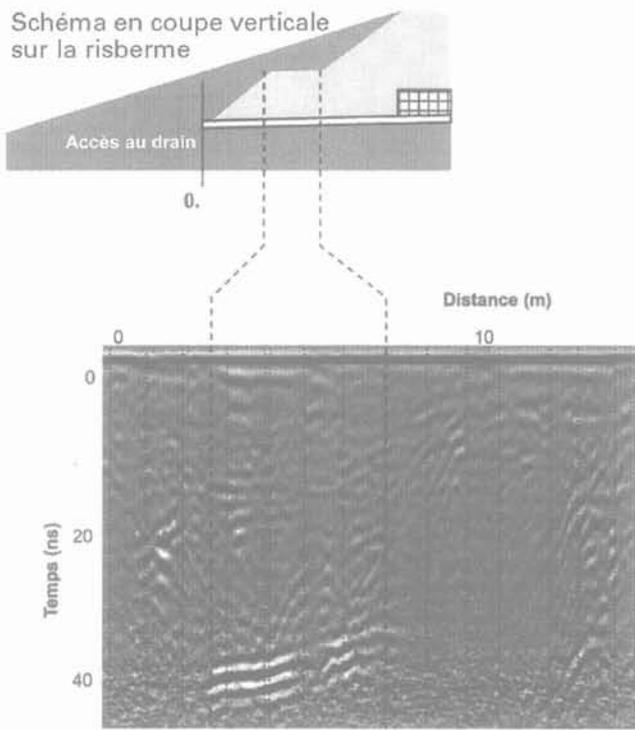


FIG. 6 Profil radar réalisé à 500 MHz en forage (source LERM) depuis un drain horizontal.

d'offsets non nuls. Plusieurs passages, avec des offsets variables, au-dessus des cibles génèrent des coupes temps différentes (à cause de l'offset) et complémentaires. Seul le passage dans l'espace réel permet de sommer les informations issues de ces différentes auscultations. Le rapport signal à bruit s'en trouve alors nettement augmenté comme cela est visible sur l'exemple de la figure 7 où les coupes temps mesurées ont été bruitées artificiellement (Leparoux *et al.*, 2001). L'image des objets enterrés n'apparaît pas sur l'exemple de coupe temps bruitée alors que la sommation des images migrées permet de visualiser clairement, dans l'espace réel, les objets enterrés.

Cet exemple illustre sommairement tout l'intérêt des techniques de traitement associées aux mesures radar. Le très grand nombre de données générées assez aisément par cet outil autorise l'application de nombreuses techniques de traitement dont bon nombre sont issues de la prospection sismique. Ces traitements permettent d'une part d'améliorer considérablement les coupes temps en fonction des cibles recherchées (diverses techniques de filtrage) et d'autre part de transférer l'imagerie dans l'espace réel de manière à interpréter plus sereinement des images parfois complexes.

Les essais de ces différentes techniques sur le site test permettent de confronter les algorithmes à des données réelles expérimentales constituant ainsi une deuxième étape de validation après des essais sur données synthétiques.

### 3.4

## Modélisations numériques

L'intérêt des techniques de modélisation numérique est double. En premier lieu, elles permettent de proposer une technique prédictive de la réponse d'une inves-

tigation radar dans un contexte donné, à partir de la connaissance de caractéristiques électromagnétiques du milieu environnant, de la géométrie et de la position des objets à détecter. Par ailleurs, elles permettent de générer des données destinées à tester, et valider des techniques de traitement, de migration ou d'inversions numériques (dont l'objet est de reconstruire une image aussi proche que possible du modèle choisi).

Ces modèles numériques de propagation doivent faire la preuve de leur aptitude à reproduire la réalité. La modélisation numérique des milieux s'appuie toujours sur une vision très simplifiée de l'organisation réelle des matériaux. C'est pourquoi la confrontation à des données issues de chantiers réels est souvent délicate. Il s'avère donc nécessaire de comparer les résultats issus de modélisations numériques à des mesures réelles sur des sites dont la géométrie et les matériaux constitutifs peuvent être parfaitement décrits.

Différentes techniques de modélisation ont été testées sur le site test géophysique du LCPC. Bitri et Grandjean (1998 ; Grandjean *et al.*, 2000) ont été les premiers à valider leur technique de modélisation spectrale 2D sur différentes tranches de ce site (Fig. 8). Cette modélisation de la tranche « sable calcaire » (voir Fig. 3) simule une propagation incluant l'aspect absorption intrinsèque des matériaux (ici mentionné en termes de facteur de qualité).

Réjiba a développé une modélisation 3D en différences finies dans le domaine temporel permettant de prendre en compte la polarisation des antennes (Rejiba, 2002). La figure 9 montre une image issue de cette modélisation, toujours dans la tranche de sable calcaire, avec une source d'émission positionnée dans l'air, un pas de discrétisation spatiale isotrope de 4 cm, une permittivité relative sans pertes de 6 (donc sans atténuation intrinsèque), et des caractéristiques électromagnétiques différentes pour chaque type de canalisation.

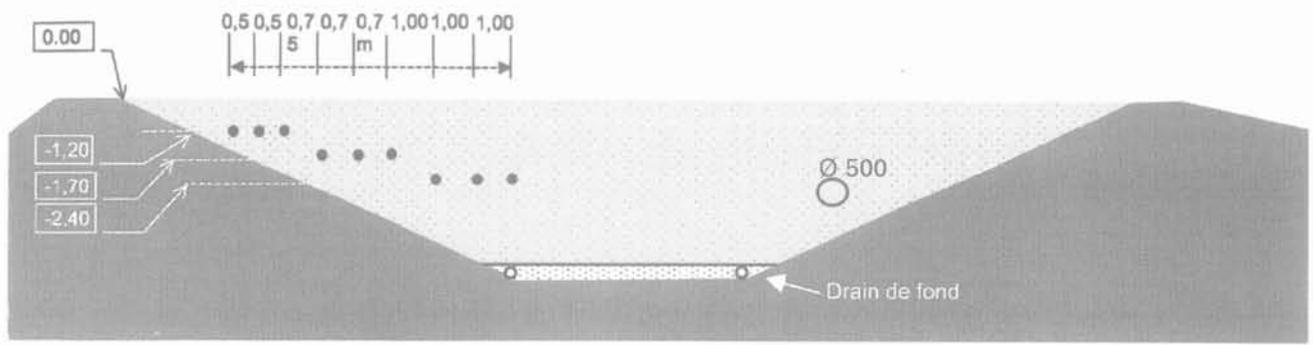
Ces deux exemples de modélisation, fondés sur des hypothèses radicalement différentes (2D ou 3D, atténuation intrinsèque ou pas...) conduisent à des représentations synthétiques des mesures réelles présentées sur la figure 3. Dans les deux cas, les données réelles sont assez fidèlement reproduites. L'écart à ces données réelles permet de mieux cerner les caractéristiques principales des différents algorithmes et donc de quelle manière ils autorisent des prédictions fiables ou des tests de traitements de données réalistes.

Pour l'instant, les principales difficultés rencontrées par les techniques de modélisation de la propagation des ondes radars dans un milieu atténuant et dispersif, portent sur la prise en compte de permittivités complexes des matériaux fonctions de la fréquence, ainsi que sur la prise en compte des lobes réels de rayonnement des antennes suivant le matériau encaissant.

### 4

## Conclusion

Le site test géophysique, construit au LCPC-Centre de Nantes, a reçu de nombreuses applications depuis son achèvement en 1996. En tant que site au service de la profession, il a accueilli un grand nombre d'équipes françaises ou étrangères. Il a permis de tester de nouvelles techniques, de nouvelles méthodes de mesure ou



3 nappes de 3 tuyaux :  
 1 tuyau acier  
 1 tuyau PVC plein d'eau  
 1 tuyau PVC vide

Canalisation béton  
 (diam.: 500 mm)

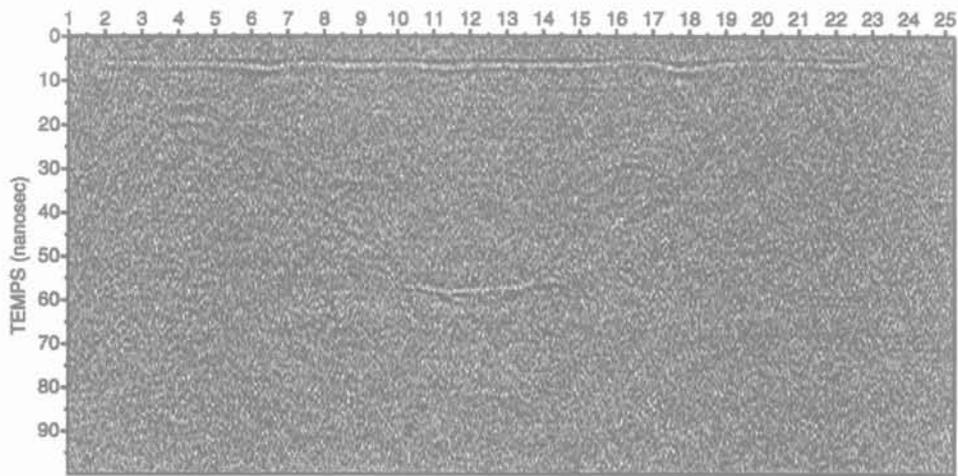
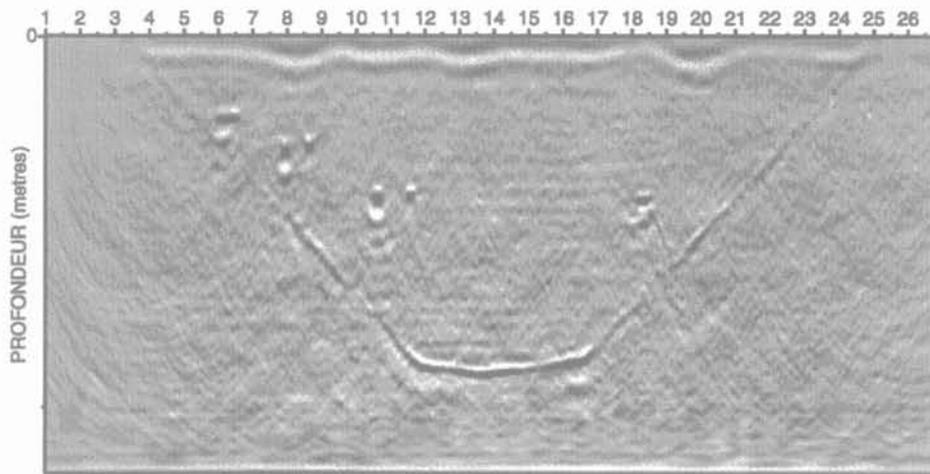


Image bruitée du Site Test - offset=0.75m - Frequence=500Mhz



Images migrees et additionnees pour 6 offsets

FIG. 7 Haut : coupe verticale schématique dans la tranche de graviers 14-20 ; milieu : exemple de coupe temps avec offset bruitée artificiellement ; bas : résultat de la sommation de 6 images migrées issues de 6 coupes temps bruitées à offset différents.

de traitement. En tant que site contrôlé et pérenne et il autorise des comparaisons inter-méthodes et la validation de modélisations. Il a enfin servi de support à des actions de formation initiale ou continue.

Il est ouvert librement à la profession pour toutes les opérations qui ne sont pas strictement commerciales. Les mondes industriels et académiques peuvent y trouver un moyen aisé d'essai, de contrôle ou de validation.

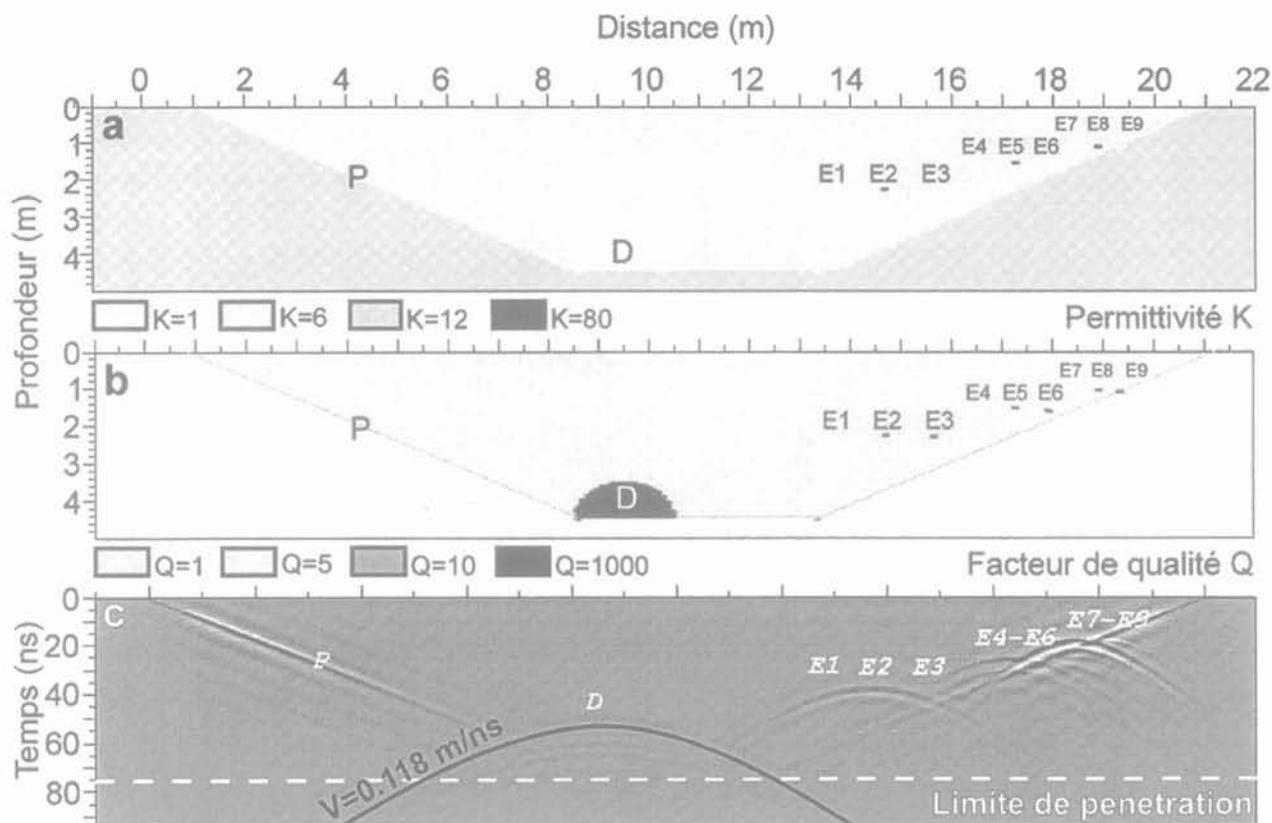


FIG. 8 Permittivités relatives (a) et facteurs de qualité (atténuation intrinsèque) (b) utilisés dans la modélisation 2D (c) réalisée à 500 MHz dans la tranche de sable calcaire (source BRGM).

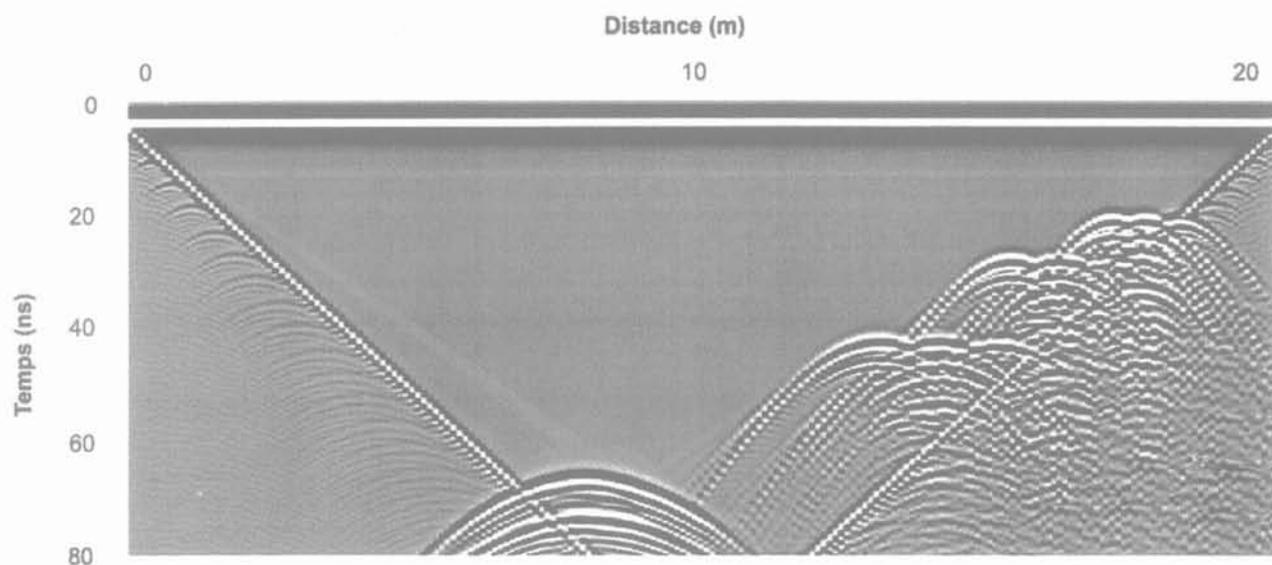


FIG. 9 Modélisation (sans atténuation intrinsèque) d'un profil radar réalisé pour la tranche de sable calcaire à une fréquence centrale de 300 MHz, avec prise en compte 3D des interactions (source : F. Réjiba).

Enfin, ce site réserve des marges de progrès dans la détection d'hétérogénéités par méthodes radar ou autres ; certains objets enfouis dans les matériaux les plus conducteurs n'ont toujours pas été détectés depuis la surface.

#### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la FSTT qui, via le Projet national micro-tunnel, a permis d'initier la réalisation de ce site, ainsi que les équipes qui ont bien voulu nous fournir certaines des données présentées dans cet article (P. Morin, LRPC d'Autun ; J.-L. Garciaz, LERM ; F. Colomina, SchlumbergerSema ; G. Grandjean, BRGM ; F. Rejiba, université Paris VI).

## Bibliographie

---

- Bitri A., Grandjean G. – « Frequency-wave-number modelling and migration of 2D GPR data in moderately heterogeneous dispersive media ». *Geophysical Prospecting*, vol. 46, 1998, p. 287-301.
- Fournier P. – « Localisation d'ouvrages par technique radar ». *Journées radars*, Nantes, 30-31 mai 2001.
- Grandjean G., Gourry J.-C., Bitri A. – « Evaluation of GPR techniques for civil-engineering applications : study on a test site ». *Journal of Applied Geophysics*, vol. 45, 2000, p. 141-156.
- Guillanton E., Dauvignac J.-Y., Pichot Ch., Cashman J. – « A new design tapered slot antenna for ultrawide-band applications ». *Microwave and Optical Technical Letter*, vol. 19, n° 4, 1998, p. 286-289.
- Kong F.N., By T.L. – « Performance of a GPR system which uses step frequency signals ». *Journal of Applied Geophysics*, vol. 33, 1995, p. 15-26.
- Leparoux D., Gibert D., Côte Ph. – « Adaptation of prestack migration to multi-offset GPR data ». *Geophysical Prospecting*, vol. 49, 2001, p. 374-386.
- Réjiba F. – *Modélisation de la propagation d'ondes électromagnétiques en milieux hétérogènes, Application au radar sol*. Thèse de doctorat de l'université Pierre-et-Marie-Curie, Paris VI, mars 2002.
- Stickley G.F., Noon D.A., Cherniakov M., Longstaff I.D. « Gated stepped-frequency ground penetrating radar ». *Journal of Applied Geophysics*, vol. 43, 2000, p. 259-269.
- Yilmaz Ö. – « Seismic data processing ». *Investigations in Geophysics* n° 2, Society of Exploration Geophysicists, 1987.



# Géoendoscopie : application à la reconnaissance et au diagnostic en site urbain

**P. BREUL**  
**R. GOURVES**

Lermes-C/U/S/T Univ.  
Blaise-Pascal-Clermont II  
Campus universitaire  
des Cézeaux  
24, av. des Landais, BP 206  
63174 Aubière Cedex  
Breul@lermes.univ-bpcler-  
mont.fr

**Y. HADDANI**

Sol Solution  
ZAC des Portes-de-Riom  
63200 Riom

## Résumé

La géoendoscopie, technique mise au point il y a quelques années, est basée sur l'utilisation de l'endoscopie et de l'analyse d'images. Utilisée dans des domaines d'application très variés, elle continue à être développée tant sur le plan technologique que sur le plan de l'analyse pour répondre à des problématiques particulières. Cet article présente justement l'application de la géoendoscopie au diagnostic et à la reconnaissance en site urbain où ses atouts (essai *in situ*, faible encombrement, rapidité de réalisation et automatisation) permettent de bien s'adapter à ce contexte (site d'accès difficile et limité, variabilité importante des milieux sondés, présence de réseaux...). La première partie de l'article présente globalement le principe technique et l'exploitation usuelle des images. Dans la seconde partie, nous présentons les possibilités offertes par la géoendoscopie pour le diagnostic de maçonnerie et le diagnostic et le contrôle d'ouvrages enterrés.

**Mots-clés :** endoscopie, analyse d'images, diagnostic, site urbain.

# Geoendoscopy : application to soil investigation and diagnostic in urban area

## Abstract

Geoendoscopy is based on the use of endoscopy and image analysis. Used in a wide range of application fields, this technique keeps developing (technology and image analysis) to solve some particular issues. This paper precisely deals with using geoendoscopy in urban area. The advantages of this technique (in field and light test, automatic analysis and quick execution) are well adapted to this environment (limited access, wide variability of tested area, network presence...). The first part describes the global investigation method and the usual image exploitation. We present in the second part the possibilities offered by geoendoscopy for structure diagnosis and buried structures control.

**Key words :** endoscopy, image analysis, diagnostic, urban area.

## Contexte

Les sites urbains sont par nature des sites fortement remaniés, hétérogènes, composés de remblais récents ou anciens aux caractéristiques complexes (matériaux naturels, déchets, matériaux de démolition...). Un grand nombre d'ouvrages d'infrastructure ont été réalisés il y a plus de trente ans. Ces ouvrages nécessitent un diagnostic régulier afin de quantifier leur état et dans certains cas un entretien ou une réhabilitation afin de les régénérer et d'augmenter ainsi leur durée de vie. Du fait du contexte (réseaux, endroit d'accès difficile...) l'établissement d'un diagnostic et la reconnaissance par des méthodes classiques est souvent difficile. De plus, du fait de la variabilité extrême de ces milieux, il est nécessaire d'avoir à sa disposition des outils permettant de réaliser des sondages rapides et peu onéreux pour pouvoir les multiplier. C'est pourquoi l'utilisation de la géoendoscopie, technique portable utilisant l'endoscopie (appareil optique de faible encombrement) et l'analyse d'images peuvent être un outil intéressant pour ce domaine d'application.

Cet article présente la technique de la géoendoscopie associée à des forages mécaniques préalables (forages et/ou essais pénétrométriques notamment) de faible diamètre et à faible profondeur (de l'ordre de quelques mètres). A partir du couplage des informations mécaniques et morphologiques, différentes caractéristiques peuvent être analysées. La rapidité d'exécution des sondages et leur analyse automatique permettent en outre l'application des méthodes géostatistiques.

L'article propose dans un premier temps de présenter la technique géoendoscopique et le traitement effectué puis tente de démontrer son intérêt en site urbain, notamment, sur quelques exemples d'application réels.

## Géoendoscopie : principe technique et exploitation

### Principe technique

Si l'utilisation de l'endoscopie dans le milieu médical est devenue relativement familière, dans l'industrie, bien qu'elle soit répandue et couvre de nombreux champs d'application (notamment en mécanique, aéronautique et nucléaire), elle reste méconnue dans le domaine du génie civil. De plus, lorsqu'elle est utilisée c'est le plus souvent de manière qualitative (observation d'un milieu d'accès difficile). Quelques développements sont réalisés à l'heure actuelle dans d'autres pays (Lieberman et Anderson, 1999) (Rashke, 1996) pour tenter d'obtenir des informations quantitatives sur les caractéristiques du milieu observé. Depuis quelques années, nous avons développé cette technique dans le domaine des milieux granulaires en particulier et des géomatériaux, en général.

Parmi les différentes familles d'endoscopes existantes (endoscope rigide, vidéoendoscope, fibroscope), notre choix s'est orienté vers les vidéoendoscopes. Ces appareils sont des endoscopes souples, de longueur libre (d'un à plusieurs dizaines de mètres), comportant à leur extrémité un capteur CCD et un système d'éclairage propre (fibres optiques, LED, ampoule). Leur miniaturisation et leur souplesse d'utilisation (grande longueur, emploi en cavités non obligatoirement rectiligne, éclairage adaptable et puissant, grande résolution d'images) ont été des arguments forts pour définir notre choix.

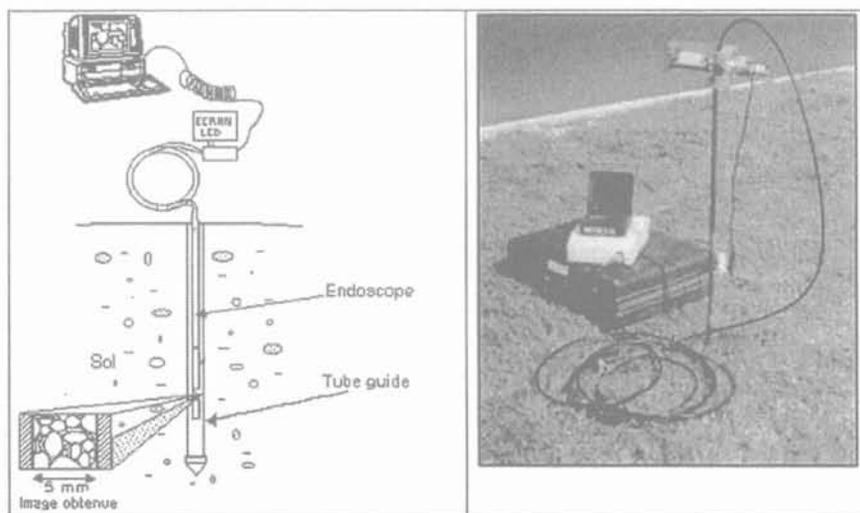


FIG. 1 Schéma de principe et vue *in situ* du matériel de géoendoscopie. Apparatus principle and *in situ* presentation.

Pour répondre aux contraintes particulières de nos domaines d'application (milieux granulaires, secs ou humides, matériaux effondrables, abrasifs...), plusieurs adaptations et des prototypes ont été réalisés, notamment pour veiller à obtenir une bonne qualité d'éclairage et de prise d'images (netteté, profondeur de champ, grossissement).

La technique mise en place actuellement s'appuie sur l'utilisation d'un vidéoendoscope de diamètre 8,6 mm, éclairé par des diodes électroluminescentes (LED) apportant une lumière homogène sur l'ensemble de la surface observée. Un potentiomètre permet de régler l'éclairage en puissance. Les images sont acquises par l'intermédiaire d'un capteur CCD (*Charged Coupled Device*) de 1/6 de pouce haute résolution (470 000 pixels). La profondeur de champ varie de 5 mm à 25 mm.

L'essai endoscopique permet l'enregistrement en continu (par magnétoscope DV ou sur ordinateur) d'images de taille 5 x 5 mm avec une résolution de 10 µm/pixel.

La technique de réalisation d'essai (cf. Fig. 1) consiste à introduire l'endoscope dans un tubage placé dans la cavité préalablement réalisée par un essai mécanique. Le tube guide qui doit être en contact avec le terrain, est percé de fenêtres dont la dimension de l'ouverture est connue très précisément (5 mm). Le rôle de ce tube guide est triple : tout d'abord protéger l'endoscope lors de l'auscultation, maintenir celui-ci le plus stable possible lors de la prise d'images et enfin fournir à l'opérateur le grossissement des images. En effet, l'une des difficultés d'emploi de l'endoscopie est de connaître le grossissement auquel on travaille puisque ce grossissement évolue notablement en fonction de la distance objet observé/endoscope.

Suite à la mise en place du tube guide, l'endoscope est placé à son tour à l'intérieur des tubes et descendu

jusqu'au fond de la cavité. Un film continu est enregistré pendant le déplacement de l'endoscope d'une extrémité à l'autre de la cavité, puis des images sont extraites de ce film à intervalles réguliers.

D'un point de vue pratique cette technique permet aujourd'hui l'auscultation de forage de diamètre minimal : 12 mm, de longueur 6 à 7 m et nécessite environ une demi-heure pour réaliser un essai complet (installation, réalisation, repli du matériel).

Des exemples d'images obtenues dans différents domaines d'application (milieux granulaires, maçonneries, archéologie) sont présentés figure 2.

## 2.2

### Exploitation

Une fois les images acquises, le travail consiste à extraire des informations pertinentes d'un point de vue géotechnique et à mettre au point des analyses automatiques permettant de donner des valeurs fiables des caractéristiques étudiées.

Avant toute analyse préalable, il est nécessaire de traiter les images, afin d'éliminer tout ou partie des reflets parasites éventuels ainsi que les problèmes d'hétérogénéité d'éclairage. Cette étape est réalisée par l'utilisation d'outils de traitement d'images basés sur la théorie du traitement du signal et de la morphologie mathématique (filtrage, chapeau haut de forme, table de conversion...) (Cocquerez et Philipp, 1995), (Coster et Chermant, 1989).

A partir des images traitées, nous nous sommes intéressés dans un premier temps à l'analyse de texture qui, comme l'ont montré Rashke (1996) et Breul *et al.* (1999), permet une caractérisation partielle des matériaux. Cette analyse a pour but de dissocier et de caractériser

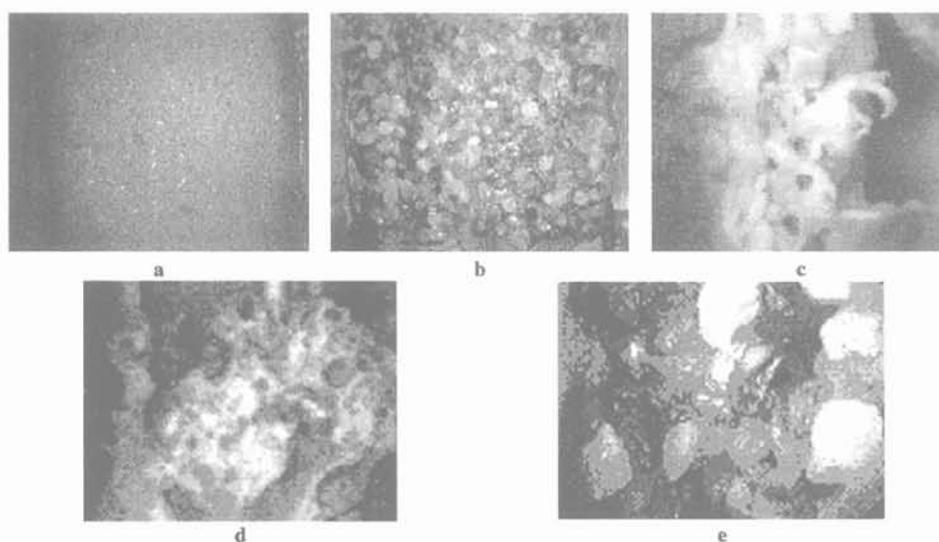


FIG. 2 Exemple d'images obtenues (a : limon ; b : sable fin ; c : ossements ; d : maçonnerie de meulière altérée ; e : sable grossier).

Images obtained with geoendoscopy (a : silt ; b : fine sand ; c : bones ; d : damaged structure ; e : coarse sand).

tériser les matériaux fins ou très fins (matériaux de type A1 à 4 et B5 et B6 au sens de la classification GTR du Setra (1994)) sur lesquels aucune analyse granulométrique n'est envisageable du fait de l'impossibilité d'individualiser les grains sur les images. En effet, du fait du pourcentage de particules fines (de manière générale, les particules de diamètre inférieur à 80  $\mu\text{m}$ ) et avec le grossissement utilisé lors de l'observation, les images ont un aspect plus ou moins « lisse ». L'étude de la texture est basée sur l'analyse spectrale de l'image et l'étude du module de la transformée de Fourier de l'image (plus particulièrement sur l'étude du moment normalisé d'ordre 3 (M3) du logarithme normalisé du spectre de puissance) ainsi que sur une analyse statistique de l'histogramme en niveau de gris (coefficient de variation et écart type).

Sur les images de matériaux possédant moins de 12 % de particules inférieures à 80  $\mu\text{m}$ , nous avons mis en place des procédures automatiques d'analyse granulométrique. Ces procédures sont basées sur l'emploi de méthodes par ouverture morphologique et de méthodes d'analyse des traversées (segment interceptant les particules dans l'image) (Breul, 1999). Cette analyse est réalisable à l'heure actuelle sur des matériaux sableux ne possédant pas de particules de diamètre supérieur à 5 mm.

La couleur et la forme des particules sont les deux autres caractéristiques qui ont été étudiées. La couleur permet d'obtenir une reconnaissance stratigraphique automatique du milieu sondé. Cette caractéristique s'appuie sur les critères de teinte de saturation et d'intensité globale de l'image. La forme des particules s'appuie sur l'étude de morceaux de contours extraits à partir des images et de leur analyse automatique pour dissocier les matériaux roulés des matériaux concassés.

A partir de l'analyse des images, des graphiques donnant l'évolution des différentes caractéristiques précitées en fonction de la profondeur du sondage sont réalisés afin d'effectuer une analyse couplée des résultats mécaniques et morphologiques (cf. Fig. 3).

3

## Application au diagnostic d'ouvrages enterrés

Les ouvrages enterrés (tunnels, galeries techniques, réseaux d'assainissement...) subissent des agressions très fortes dues aux régimes hydrogéologiques des terrains environnant l'ouvrage ainsi que des surcharges dynamiques liées au développement du trafic urbain. Ces dernières augmentent considérablement le vieillissement et la dégradation de ces ouvrages. Ce patrimoine en majorité construit depuis plus de trente ans accuse un certain nombre de désordres pouvant modifier ou empêcher les fonctions pour lesquels l'ouvrage est destiné. Les causes de ces désordres sont multiples (facteurs intrinsèques, présence d'eau, effluents véhiculés par l'ouvrage, terrain encaissant). La gestion de ce type d'ouvrage implique donc la nécessité de les entretenir et de les réhabiliter pour conserver ou rétablir leurs fonctions d'origine voire pour les améliorer afin de tenir compte des nouvelles normes techniques, de sécurité ou d'hygiène sanitaire.

L'objectif du diagnostic de tels ouvrages est de déterminer l'état de la structure, d'observer l'interface sol/structure (le contact) et de caractériser le milieu encaissant (état de serrage, injectabilité, cavités...). De nombreuses méthodes de diagnostic existent (inspec-

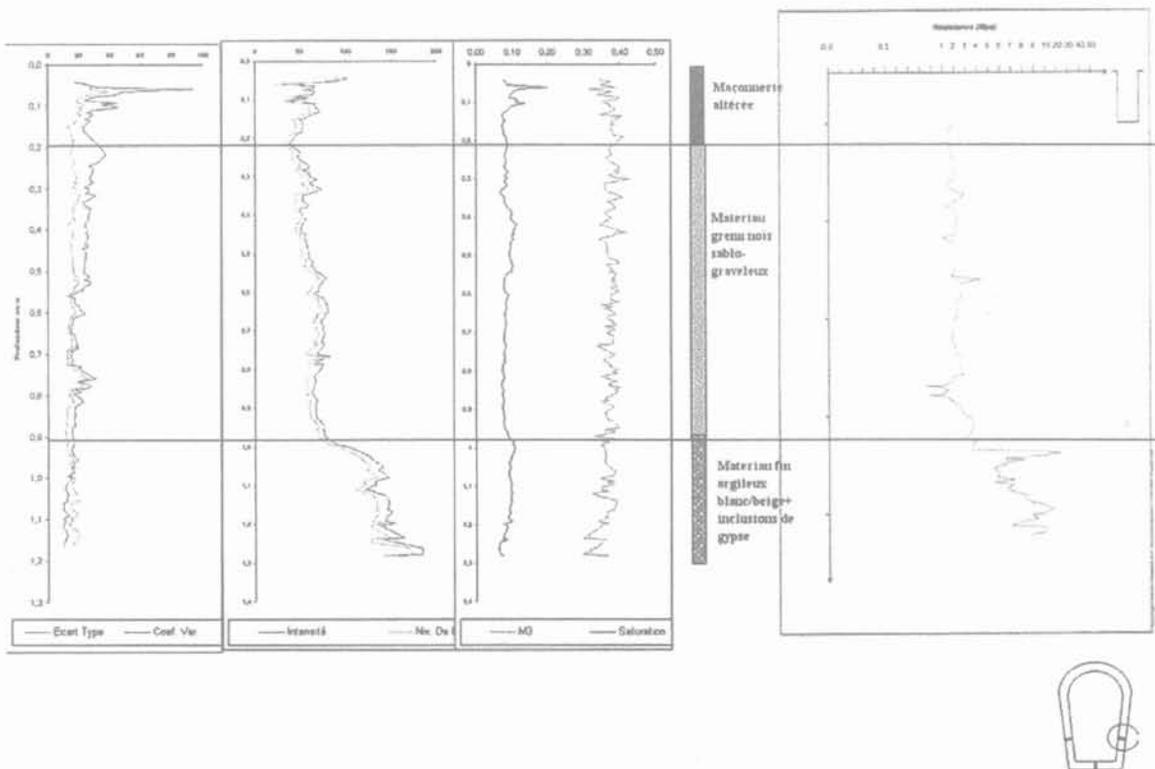


FIG. 3 Exemple de résultats d'analyse endoscopique et pénétrométrique effectué dans le même sondage. Results of geoenoscopy and light dynamic penetrometric test realised in the same boring.

tion visuelle ; méthodes géophysiques : radar, électrique... ; système MAC – mécanique d’auscultation des conduits – essai basé sur la sollicitation des parois d’un ouvrage par vérinage ; sondages destructifs ; essais d’eau) mais la géo-endoscopie couplée à des essais de forages mécaniques peut permettre de caractériser l’état général de l’ouvrage et de chacune de ses parties (structure, contact, encaissant) individuellement ou d’améliorer notablement les analyses effectuées à partir d’essais réalisés avec des méthodes globales.

Nous allons présenter son intérêt sur un exemple de diagnostic de maçonnerie, ainsi que sur la caractérisation complète d’une canalisation visitable (structure, contact et encaissant).

### 3.1

## Diagnostic de maçonnerie

### 3.1.1

#### Position du problème

Les méthodes de diagnostic de maçonnerie classiquement utilisées consistent essentiellement en des carottages et des essais Lugeon. L’analyse de la carotte permet de déterminer la nature des matériaux utilisés ainsi que l’épaisseur de la paroi, l’essai Lugeon permet de quantifier le débit de fuite donc l’état de fissuration de la structure.

L’utilisation de la géoendoscopie dans ce cas de figure permet d’obtenir les mêmes renseignements que le carottage et l’essai Lugeon (épaisseur, nature des matériaux, et état général de la maçonnerie) mais dans un forage plus étroit (de l’ordre de 1,5 cm) donc moins traumatisant et de manière automatique et rapide (technique portable et analyses automatiques).

L’étude présentée ci-après a été réalisée dans une galerie technique sur Paris. L’objectif était d’évaluer la possibilité de quantifier l’état des maçonneries au moyen de la géo-endoscopie (calcul du RQD, *Rock Quality Designation*, quantification du degré de fracturation des roches. Le RQD désigne le pourcentage de morceaux de carottes sains de longueur supérieure à 10 cm) ainsi que la nature et la position des pathologies (présence de fissures, oxydation de la meulière, matériaux désagrégés...).

### 3.1.2

#### Le protocole expérimental

Pour mettre en place le diagnostic de maçonnerie par géoendoscopie, nous avons dans un premier

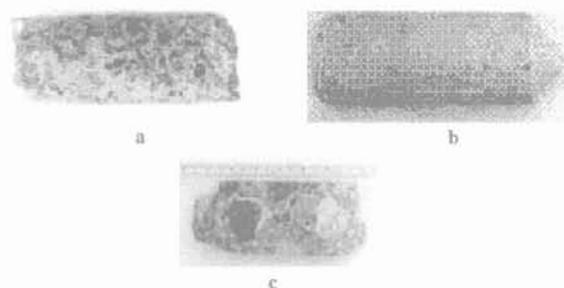


FIG. 4 Exemple de carottes étudiées (a : meulière dégradée ; b : calcaire ; c : maçonnerie saine).  
Core examples studied (a : damaged structure ; b : limestone ; c : sound structure).

temps, étudié les caractéristiques endoscopiques d’un échantillon de carottes issues de campagnes de diagnostic antérieures afin de réaliser un paramétrage des différents matériaux (Fig. 4) et déterminer les seuils discriminants vis-à-vis des défauts (Haddani, 2001).

Les carottes concernaient trois types de matériaux :

- maçonneries béton à différents états de dégradation (saine, dégradée, fine, grossière) ;
- maçonneries de meulière (saine ou oxydée) ;
- matériaux naturels (calcaire, argile).

L’étude de paramétrage consiste à établir des critères permettant de reconnaître automatiquement les différents matériaux susceptibles d’être rencontrés dans une paroi d’ouvrage enterré ainsi que les défauts de structure existants (fissure, vide...) par analyse d’images.

Les images ont été prises sur quatre génératrices de chaque carotte à 90° les unes des autres. A partir de ces images, les paramètres statistiques, de texture ainsi que de couleur ont été extraits.

Les résultats obtenus nous ont permis de déterminer pour chaque caractéristique de couleur et de texture et chaque matériau des plages de valeurs où la probabilité de présence est maximale (Tableau I). L’analyse de ces valeurs met en évidence la possibilité de distinguer certains matériaux à partir de ces paramètres. En revanche, la recherche de nouveaux paramètres (de texture notamment) sera nécessaire pour permettre de mieux dissocier des matériaux dont les caractéristiques actuelles sont très proches.

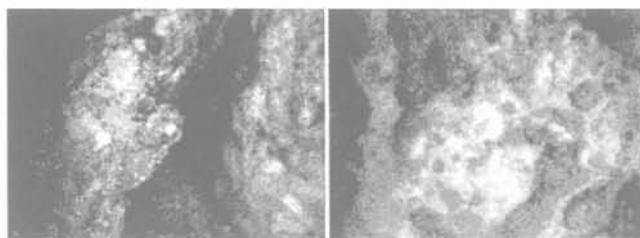
A partir de ces données nous avons établi les seuils des paramètres permettant de caractériser les différents matériaux et plus particulièrement les fissures ou trous (Tableau II) dans la maçonnerie, les meulières dégradées (oxydées) ou les maçonneries dégradées (manque de liant ou liant détérioré) (Fig. 5).

TABLEAU I Extrait de tableau récapitulatif des paramètres relatifs aux différents matériaux étudiés (intervalle de confiance à 95 %).  
Sample of image parameters values obtained on different materials (confidence interval at 95 %).

Matériaux	H (teinte en rd)	S (saturation en rd)	I (intensité en niv. de gris)	M3 (moment de Fourier)	Ec (écart-type en niv. de gris)	CV (Coef. var. en %)
Calcaire	0,2/0,8	0,03/0,08	175/235	0,33/0,345	14/23	5/14
Maçonnerie saine	0,9/2,1	0,07/0,09	54/65	0,36/0,385	16/23	21/28
Meulière dégradée	0,7/1,3	0,14/0,22	140/190	0,32/0,36	28/40	20/35

**TABEAU II** Les seuils retenus pour les fissures et les trous.  
Threshold values for failures and hole identification.

	Intensité	Saturation	Teinte	Écart-type	Coef. Var.	Moment M3
Fissures et trous	$I < 60$	$S > 0,15$	Pas d'influence	$E < 25$	$CV > 40$	$M3 > 0,40$



**FIG. 5** Image de fissure et de meulière dégradée.  
Failure and damaged structure image.

Au total 20 carottes ont été analysées avec des états de dégradation variables (carottes saines à carottes complètement désagrégées).

Pour chaque carotte, les résultats de l'analyse endoscopique sont présentés sous la forme de graphiques donnant l'évolution des différents paramètres pris en compte en fonction de la profondeur (Fig. 6).

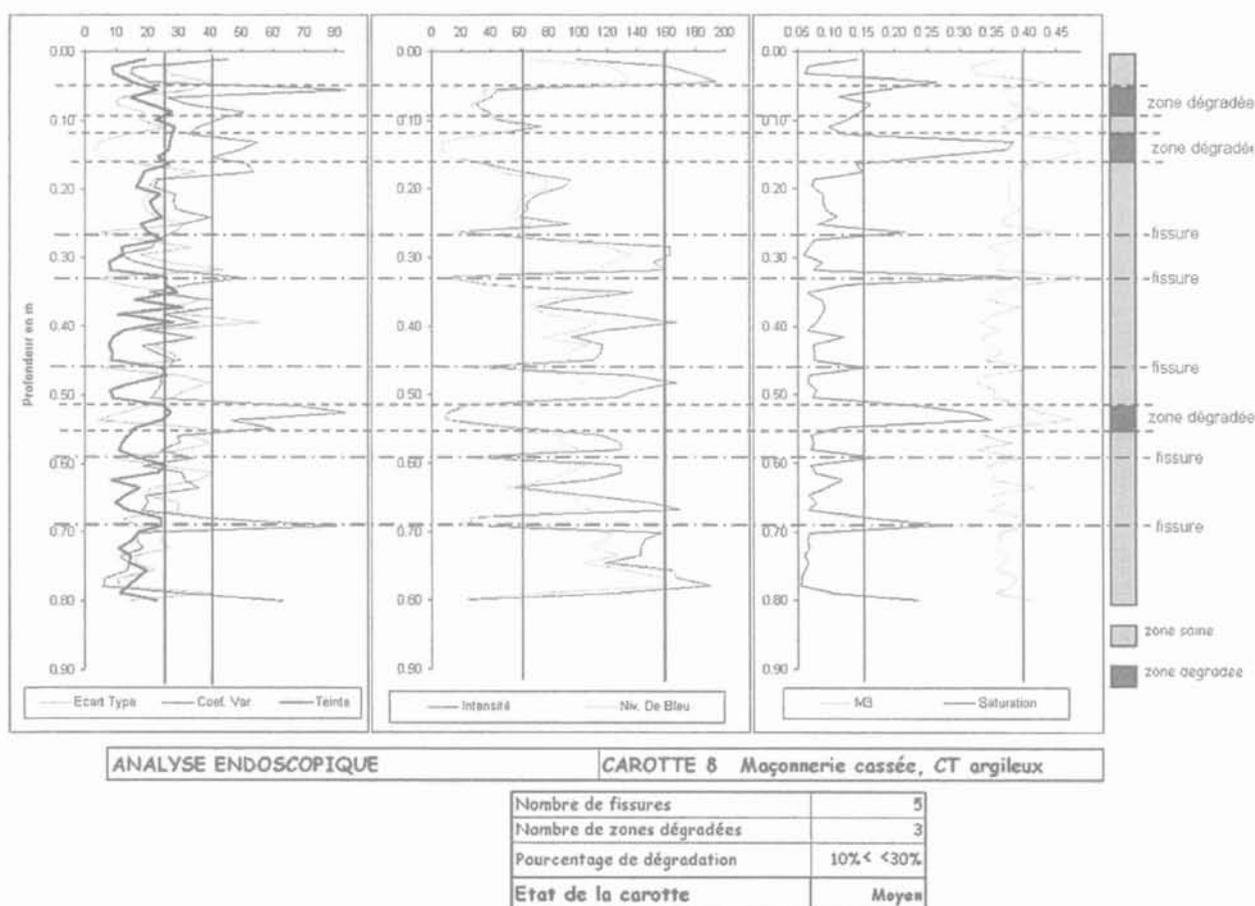
La comparaison des résultats trouvés par analyse géoendoscopique avec les résultats obtenus par les méthodes classiques est concordante dans plus de 85 % des cas. Ce résultat a permis de valider la robustesse des seuils choisis.

La méthode a ensuite été testée *in situ* à l'intérieur de carottages et de forages destructifs réalisés dans la maçonnerie d'une galerie technique. Le taux de caractérisation correcte de la maçonnerie (après comparaison avec une inspection visuelle des carottes et des résultats d'essai Lugeon) à l'intérieur des carottages reste supérieur à 85 %. A l'intérieur de forages destructifs, l'obtention de tels objectifs nécessite d'effectuer un nettoyage préalable (à l'eau ou air sous pression) du forage. En effet, du fait du mode de forage (à sec), l'état apparent de la maçonnerie est modifié par l'accumulation de poussière sur les parois.

### 3.1.3

#### Essais de validation

Pour tester les critères de reconnaissance de matériau établis lors de l'étude de calage, nous avons appliqué les seuils mis en place sur des carottes issues d'une étude antérieure.



**FIG. 6** Document résultat du diagnostic de maçonnerie par endoscopie.  
Structure diagnosis result by using geoendoscopy.



FIG. 7 Réalisation de sondages dans une galerie technique.  
Test realisation in a technical buried structure.

### 3.2

## Diagnostic d'ouvrages enterrés

### 3.2.1

#### Problématique générale

Le diagnostic complet du comportement structurel d'un ouvrage enterré nécessite une analyse à trois niveaux :

- le comportement intrinsèque de l'ouvrage ;
- le comportement du sol environnant ;
- l'interaction sol-structure.

L'objectif de cette étude est de diagnostiquer un ouvrage enterré grâce au couplage essai pénétrométrique/essai endoscopique. En effet, le comportement intrinsèque peut être décrit grâce au diagnostic de maçonnerie par endoscopie, le comportement de l'encaissant peut être décrit par un essai mécanique (pénétrömètre dynamique léger Panda (Gourvès, 1991) par exemple) fournissant l'état de serrage du matériau et par l'essai géoendoscopique fournissant les caractéristiques physiques du matériau. Quant à l'interaction sol-structure, sa caractérisation consiste à mettre en

évidence la présence éventuelle de vides entre la maçonnerie et l'encaissant mais aussi à décrire l'état de l'encaissant juste derrière la structure. Ces caractéristiques sont fournies par le couplage du pénétrogramme et des images enregistrées (Fig. 3).

Pour tester cette méthode, nous avons réalisé une campagne d'essais dans un tronçon de canalisation visitable.

#### • Description de l'ouvrage

L'ouvrage dans lequel les sondages ont été effectués est un ovoïde de type 180/100 (Fig. 8) sur une longueur de 223 m fonctionnant en unitaire. La date de construction de cet ouvrage est estimée au début du XX<sup>e</sup> siècle.

L'ouvrage a été réalisé en maçonnerie de meulière hourdée au béton 0/10 sur l'ensemble du linéaire. Il est situé sous la chaussée à une profondeur allant de 70 cm à 105 cm. Ce tronçon comprend cinq regards de visite. L'épaisseur de la maçonnerie est de l'ordre de 20 cm et est particulièrement en mauvais état (aspect visuel).

#### • Contexte hydrogéologique

D'un point de vue géologique, le tronçon repose sur un sol d'assise constitué de marnes infra-gypseuses, l'encaissant est composé de ce même matériau. Le risque géologique principal de cette formation est lié aux phénomènes de dissolutions pouvant se manifester sous forme d'affaissements (remontées de fontis). De plus, la présence de gypse résiduel et de produits de substitution dans les couches les plus marneuses crée des hétérogénéités présentant des risques de tassement différentiel.

Quant au régime hydrogéologique, le réseau est hors nappe, cependant des circulations d'eau confuses sont susceptibles d'exister au sein des marnes infra-gypseuses.

L'objectif de cette étude est triple :

- déceler la présence éventuelle de cavités ou de zone de fontis en radier ou sur les flancs du collecteur ;

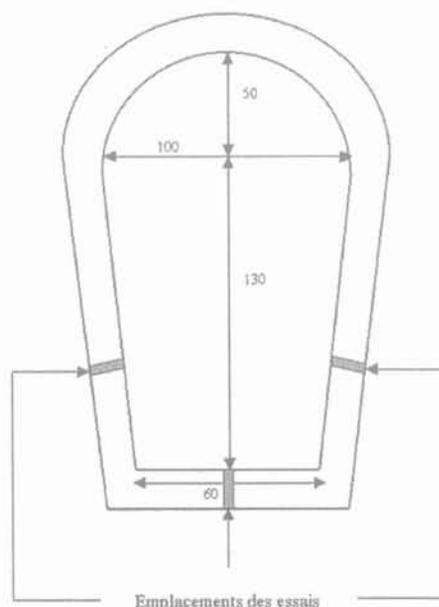


FIG. 8 Dimensions de l'ovoïde visitable 180/100 et emplacements des essais.  
Scheme and size of the buried structure-tests location.

- diagnostiquer l'état de la structure et de l'encaissant, ainsi que la présence éventuelle de vides au niveau du contact encaissant/structure ;
- voir dans quelle mesure l'encaissant est injectable.

### 3.2.2

#### Le déroulement des essais

Les essais Panda/endoscope ont été réalisés dans les piédroits et dans le radier (Figs. 8 et 9). Préalablement à l'essai de pénétration, un forage destructif a été effectué dans la maçonnerie.



FIG. 9 a : réalisation des essais Panda ; b : réalisation des essais endoscopiques.  
a : light dynamic panda penetrometric test ;  
b : geoendoscopy test.

Le couplage des informations mécaniques et endoscopiques permet de détecter les couches rencontrées et de caractériser les matériaux (Fig. 3).

L'analyse des essais a permis de mettre en évidence le mauvais état général de la maçonnerie et plus particulièrement sur la première partie de l'ouvrage. Celle-ci est désagrégée par endroit (en radier notamment) et souvent altérée (liant désagrégé, présence de fissures).

Au niveau du contact structure/encaissant, plusieurs essais ont révélé la présence de vides pouvant atteindre plusieurs millimètres à cet endroit.

Concernant l'encaissant, plusieurs types de matériaux ont été mis en évidence :

- des matériaux de remblais (sables, matériau sablo-graveleux, matériaux fin argileux) ;
- des marnes infra-gypseuses ;
- du gypse sain ou altéré ;
- du sol pollué par des matières organiques provenant des effluents et sol tourbeux.

Sur ce type d'étude, la légèreté et la maniabilité de l'endoscope et du pénétromètre Panda ont été largement appréciées puisque le nombre d'essais réalisés a été multiplié par 4 par rapport à une méthode classique par carottage.

### 4

#### Conclusion et perspectives

Cet article a tenté de montrer l'intérêt de la géoendoscopie notamment pour les travaux en site urbain. Comme nous l'avons vu, cette technique permet une caractérisation des géomatériaux par analyse d'images de manière automatique. Couplée à un essai mécanique elle permet d'obtenir une caractérisation relativement complète (caractéristiques physiques et état de serrage) de l'ensemble des parties d'un ouvrage (structure, contact et encaissant). Des études complémentaires (recherche de nouveaux paramètres de texture notamment) seront nécessaires pour permettre de mieux dissocier des matériaux dont les caractéristiques sont très proches.

Le faible encombrement de cette technique et la rapidité d'exécution des sondages permettent de réaliser un nombre élevé d'essais dans des endroits d'accès difficiles et sur des ouvrages en service.

D'autres applications en site urbain ont été réalisées : contrôle de travaux d'injection (identifier la présence d'injection et sa répartition), diagnostic et expertise sous dallage ou chaussée (recherche des causes de pathologie de ces ouvrages), reconnaissance archéologique (recherche de l'épaisseur du milieu anthropique, caractérisation de différentes couches).

#### REMERCIEMENTS

Nous remercions le Réseau génie civil et urbain et le ministère chargé de la Recherche et de la Technologie pour leur participation et leur aide au développement de ce projet.

## Bibliographie

---

- Breul P. – *Caractérisation endoscopique des milieux granulaires couplée à l'essai de pénétration*. Thèse de docteur-ingénieur de l'université de Clermont-Ferrand, 1999, 280 pages.
- Breul P., Gourvès R., Boissier D. – « *In situ granular materials characterization using endoscopy* ». Int. Symp. on imaging applications in geology. *Geovision 99*, 1999, p. 29-32.
- Cocquerez J.P., Philipp S. – *Analyse d'images : filtrage et segmentation*. Ed. Masson, 1995.
- Coster M., Chermant J.L. – *Précis d'analyse d'images*. Ed. CNRS, 1989.
- Gourvès R. – *Le PANDA ; pénétromètre dynamique léger à énergie variable pour la reconnaissance des sols*. Rapport interne Laboratoire LERMES, université Blaise-Pascal, Clermont-Ferrand, 1991.
- Haddani Y. – « Développement de la géoendoscopie aux sols saturés et au diagnostic d'ouvrages enterrés ». *Mémoire d'ingénieur CUST*, 2001, p. 60-92.
- Lieberman S.H., Anderson G.W. – « Use of a direct push video-imaging System for in situ Characterization of subsurface soil environments ». Int. Symp. on imaging applications in geology. *Geovision 99*, 1999, p. 169-172.
- Raschke S.C. – *Computer vision for experimental soil micromechanics and soil characterization*. Ph. Dissertation, Univ. of Michigan, Ann Arbor, 1996, 256 pages.
- SETRA – *Remblayage des tranchées et réfection de chaussée*. Guide technique (fasc. 1 et 2) 1994.



# Caractérisation des sols pour le tunnel de la rocade nord de Grenoble

**J. MONNET**

LIRIGM  
Université Joseph-Fourier  
BP 53  
38041 Grenoble  
Jmonnet@ujf-grenoble.fr

**C. CHAPEAU**

CETE-Lyon  
25, av. François-Mitterrand  
Case 1  
69674 Bron Cedex  
Christian.Chapeau@  
equipement.gouv.fr

**G. GODARD**

DDE,  
17, bd Joseph-Vallier  
38000 Grenoble  
Gilles.Godard@  
equipement.gouv.fr

## Résumé

La construction de tunnel en site urbain est un problème particulièrement délicat par le contrôle soigneux à la fois des règles de sécurité à appliquer, pour prévenir la rupture, pour maîtriser les déplacements de surface et pour ne pas nuire au bâti existant. Au niveau d'un avant-projet, il s'agit d'évaluer les variantes fonctionnelles d'un point de vue technico-économique et de proposer la bonne adaptation de l'ouvrage à la nature géotechnique des sols. En particulier la connaissance, dès ce stade, des caractéristiques géomécaniques du sol s'est avérée primordiale. Le tracé préliminaire du tunnel de la future rocade nord de Grenoble démarre du quartier des Sablons, traverse en sous-fluvial l'Isère, passe sous le quartier de l'Île verte, franchit une seconde fois l'Isère pour rejoindre l'autoroute existante A48 à la Porte de France. La géologie du tracé comporte une partie de terrains d'origine alluviale avec des sables limoneux et des argiles, puis une traversée dans les calcaires de Chartreuse dès le second franchissement de l'Isère. La méthode de reconnaissance choisie utilise des forages pour avoir un accès direct au sol environnant l'ouvrage qui se trouve entre 10 et 20 m de profondeur pour décrire les sols, les classer et étudier leur comportement lors la réalisation des ouvrages projetés. Pour les sables limoneux sous la nappe phréatique qui sont difficiles à prélever, on a privilégié la recherche des paramètres de déformation et de rupture par essais pressiométriques, respectant mieux leur structure. La variabilité des données géotechniques a été prise en compte dans le choix des paramètres géomécaniques du projet et des solutions pour le creusement du tunnel. Le projet devrait voir le jour dans la première décennie de ce nouveau siècle.  
*Mots-clés* : essais *in situ* et mesures, tunnel, pressiomètre, angle de frottement.

## Soil characterisation for the north transversal road on grenoble area

## Abstract

Tunnel construction in urban area is a particular sensitive problem due to the careful security requirements, which must be applied to prevent failure, and due to the displacements, which must be as small as possible to avoid damage to old buildings. For the preliminary design, it is necessary to study each alternative plan of the project and to propose the best adaptation of the construction to the soil. The determination of the geomechanical characteristics is essential. The preliminary layout for the North transversal road tunnel of Grenoble begins at the Sablon district, crosses under the Isère river, passes under the « Ile Verte » district, crosses Isère a second time to join the motorway A48 at Porte de France. The geology of the layout includes in its first part alluvial soil with silty sands and clays, then after the second crossing of the Isère river it includes the Chartreuse limestones. The selected geotechnical investigation uses boreholes to study the soil, at the level of the construction that is 10 to 20 m deep, for soil description, classification, and behaviour along the tunnel construction. Deformation and failure parameters are measured by pressuremeter tests because sampling of silty sands under the water table is very difficult. The data variability of the geomechanical parameters is taken into account for the project and for the tunnel drilling. The project should be constructed in the first decade of this new century.  
*Key words* : field testing and monitoring, tunnel, pressuremeter, friction angle.

## NOTATIONS

a	:	rayon du forage
b	:	rayon externe de la première zone plastique
c	:	rayon externe de la seconde zone plastique
r	:	rayon
z	:	profondeur de l'essai
$u_a$	:	déplacement radial au contact du forage
p	:	pression radiale au contact du forage appliquée par le pressiomètre
$D_{max}$	:	diamètre de la plus grosse particule de l'échantillon
G	:	module élastique de cisaillement
$E_M$	:	module pressiométrique Ménard la norme NF 94-110-1
$E_M^+$	:	module pressiométrique Ménard corrigé en épaisseur et déformée de sonde
E	:	module élastique du sol selon la norme NF 94-110-2
$E^+$	:	module élastique du sol corrigé en épaisseur et déformée de sonde
$\alpha$	:	rapport $E_M/E$
$\gamma$	:	pooids volumique du sol
$K_0$	:	coefficient de pression des terres au repos
$\phi'$	:	angle de frottement interne
$\phi_u$	:	angle de frottement intergranulaire
$\psi$	:	angle de dilatance
$P_0$	:	pression horizontale des terres au repos
$P_1$	:	pression limite conventionnelle selon la norme NF 94-110-1
$P_1^*$	:	pression limite nette égale à $p_1 - p_0$
$P_1^+$	:	pression limite conventionnelle corrigée en épaisseur et déformée de sonde
$P_{calculé}$	:	pression limite théorique
$\sigma_n$	:	écart-type de la loi normale d'un échantillon de mesures
$\sigma_r', \sigma_\theta', \sigma_z'$	:	contraintes effectives radiales, circonférentielles, verticales
$\sigma_{rb}'$	:	contrainte effective radiale au niveau du rayon b
$\epsilon_r, \epsilon_\theta$	:	déformations radiales et circonférentielles
$r_0$	:	rayon initial du forage
$V_s$	:	volume initial de la sonde pressiométrique
$V_1$	:	volume injecté dans la sonde pressiométrique pour recompresser le sol à l'état initial
$\bar{X}$	:	valeur moyenne d'un échantillon de mesure

1

## Introduction

Le projet « tunnel sous la Bastille » a été inscrit au schéma directeur de 1973 mais sa réalisation était envisagée après celle de la rocade sud de Grenoble. La

saturation rapide des grandes infrastructures de l'agglomération au cours des années 80, le succès des deux lignes de tramway mises en service en 1987 et 1990 ont relancé le débat sur l'organisation des transports. Celui-ci s'est concrétisé par le Plan de déplacements urbains (PDU), et la révision du schéma directeur en 2000. Ces différentes réflexions ont progressivement et fondamentalement modifié le projet en l'intégrant dans une stratégie globale et multimodale d'organisation des déplacements. L'État a engagé, dès 1996, des études d'opportunité de la rocade nord ainsi que des études techniques. Les études d'opportunité ont mis en évidence l'utilité et la forte rentabilité du projet ainsi que la nécessité de poursuivre les études techniques.

Le Service « grands travaux » de la DDE de l'Isère a confié au LRPC région Rhône-Alpes du CETE de Lyon la mission de reconnaissance spécifique du site pour la mise au point du programme, la préparation des pièces techniques de la consultation des entreprises de sondages, le suivi de la campagne, la réalisation d'essais et la synthèse géotechnique.

La construction de tunnel en site urbain est un problème particulièrement délicat par le contrôle soigneux à la fois des règles de sécurité à appliquer pour prévenir la rupture et maîtriser les déplacements de surface pour ne pas nuire au bâti existant. Du point de vue technique et économique, le projet doit être conçu et dimensionné en s'adaptant aux contraintes du sous-sol qu'il faut bien reconnaître et connaître. Pour cela, la méthode usuelle d'investigation est de prélever des échantillons de sol non remaniés qui seront ensuite testés au laboratoire. Malheureusement, les sols, le plus souvent sableux, rencontrés dans la plaine de l'Isère sont situés sous la nappe phréatique et difficiles à prélever. Ils se désagrègent dès la sortie du carottier. L'analyse pressiométrique est alors intéressante, car elle permet de caractériser de tels sols en place en respectant leur structure naturelle, dans la mesure où le forage préalable ne remanie pas le sol. Celle-ci a été privilégiée dans la reconnaissance du site.

2

## Description du projet

2.1

### Cadre du Plan de déplacements urbains (PDU)

La rocade nord (Fig. 1) terminera l'anneau (longueur 21 km) qui trace grossièrement un cercle inscrit de l'ordre de 5 km de diamètre autour de Grenoble avec 15 diffuseurs et qui boucle la ville. Cet anneau est une pièce maîtresse de la stratégie du plan de déplacements urbains qui vise à limiter l'usage de la voiture particulière dans les zones urbaines denses, au profit des piétons, de cycles et des transports en commun. Les échangeurs de la rocade nord permettent d'ailleurs une desserte efficace des futurs parcs relais (parcs de stationnement attachés aux grandes stations d'interconnexion du réseau de transports en commun) du secteur nord.

Les prévisions de trafic conduisent à une moyenne de 60 000 véhicules/jour, dont un peu moins de la moitié utilise la rocade Nord pour relier l'amont et l'aval de l'Isère. L'ouverture au PL de la rocade nord permettrait

de transférer environ 4 000 PL/jour sur ce nouvel itinéraire, mais il renchérit le coût de l'ouvrage de l'ordre de 30 à 50 % et ne permet pas de maintenir le diffuseur de l'hôpital Michallon pour des raisons de rampe. L'interdiction aux poids lourds permet également de réduire significativement à la source les risques d'accidents dans le tunnel. L'importance du surcoût de l'ouverture au PL, comparé aux bénéfices qui peuvent être attendus, conduit à proposer un projet à accès limité, communément appelé à « gabarit réduit ».

Les différentes options techniques (ou caractéristiques de l'ouvrage) évoquées dans le PDU ont fait l'objet d'examen spécifiques et ont conduit à l'élaboration de quatre familles de tracé (Fig. 2) susceptibles de répondre au cahier des charges. Une analyse exhaustive des variantes conduit à retenir la famille « POS » qui passe sous le cœur de « l'Île verte » pour des raisons de fiabilité des techniques de construction, de coût, de fonctionnalité et d'impact du chantier et du projet. Dans cette dernière famille, l'étude a été approfondie sur des variantes qui se distinguent par la définition du gabarit des véhicules admissibles ou par le profil en long du projet. L'étude a porté sur les gabarits admissibles et de deux variantes (Fig. 3) de profil en long :

– variante « Esplanade » qui traverse l'Île verte et le site de la Bastille en tunnel, franchit l'Isère par un viaduc, emprunte le passage de la rue Durand-Savoyat, franchit le faisceau des voies ferrées et traverse le site du Centre d'études nucléaires de Grenoble (CENG) en tranchée couverte ;

– variante « Vercors » qui traverse l'Île verte, le site de la Bastille et la presqu'île en tunnel.

Les tunnels à « gabarit réduit » sont normalisés selon trois hauteurs standards (Fig. 4), 2 m, 2,7 m et 3,5 m. Leurs avantages sont nombreux, augmentation significative des pentes du tunnel et des trémies

d'accès, amélioration de l'intégration du projet dans un environnement contraint et plus précisément ici possibilité de réaliser un échangeur au niveau de l'hôpital Michallon, intégration plus facile de la tranchée couverte de la presqu'île, coût plus faible, mais surtout transport interdit aux camions donc une sécurité accrue par la suppression du risque de très grave incendie lié à la circulation PL. Par contre, ils présentent trois contraintes, les fumées ne peuvent pas rester stratifiées sous le plafond, les véhicules de secours doivent être adaptés et un tri des véhicules à l'entrée doit être opéré.

Le coût total du projet est estimé entre 378 M€ HT et 509 M€ HT selon les variantes.

## 2.2

### Les choix techniques de gabarit et de nombre de tubes

Le « gabarit réduit » peut être modulé selon trois hauteurs standard :

– gabarit de 2 m. Ce gabarit permet le passage de 93 % des véhicules intéressés par le projet ;

– gabarit de 2,7 m. Ce gabarit permet le passage de 96 % des véhicules intéressés par le projet. L'exploitant doit prévoir l'acquisition et la maintenance d'un matériel spécifique d'intervention et de lutte contre l'incendie. Ce gabarit coûte environ 15 % de plus que le gabarit de 2 m et lui semble préférable pour des raisons de sécurité ;

– gabarit de 3,5 m. Ce gabarit permet le passage de 98,5 % des véhicules intéressés par le projet. Ce gabarit augmente les coûts de 30 % de plus que le gabarit de 2,7 m. Il n'a pas été retenu.

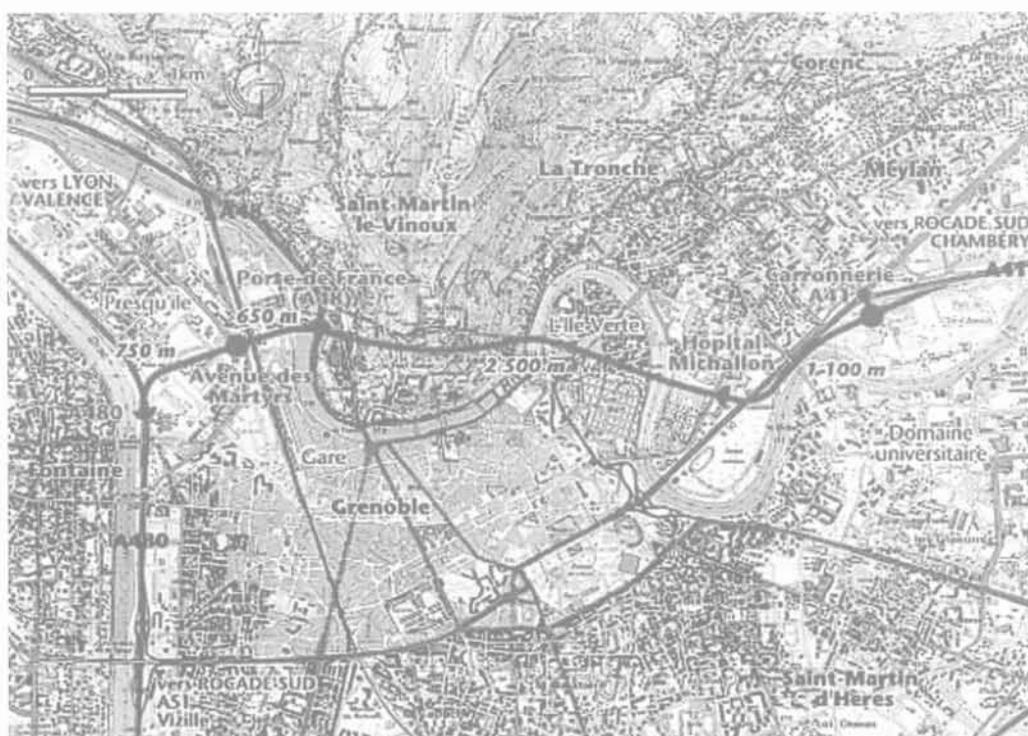


FIG. 1 La vue en plan du projet de la rocade nord de Grenoble.  
The plane view of the North transversal road of Grenoble.

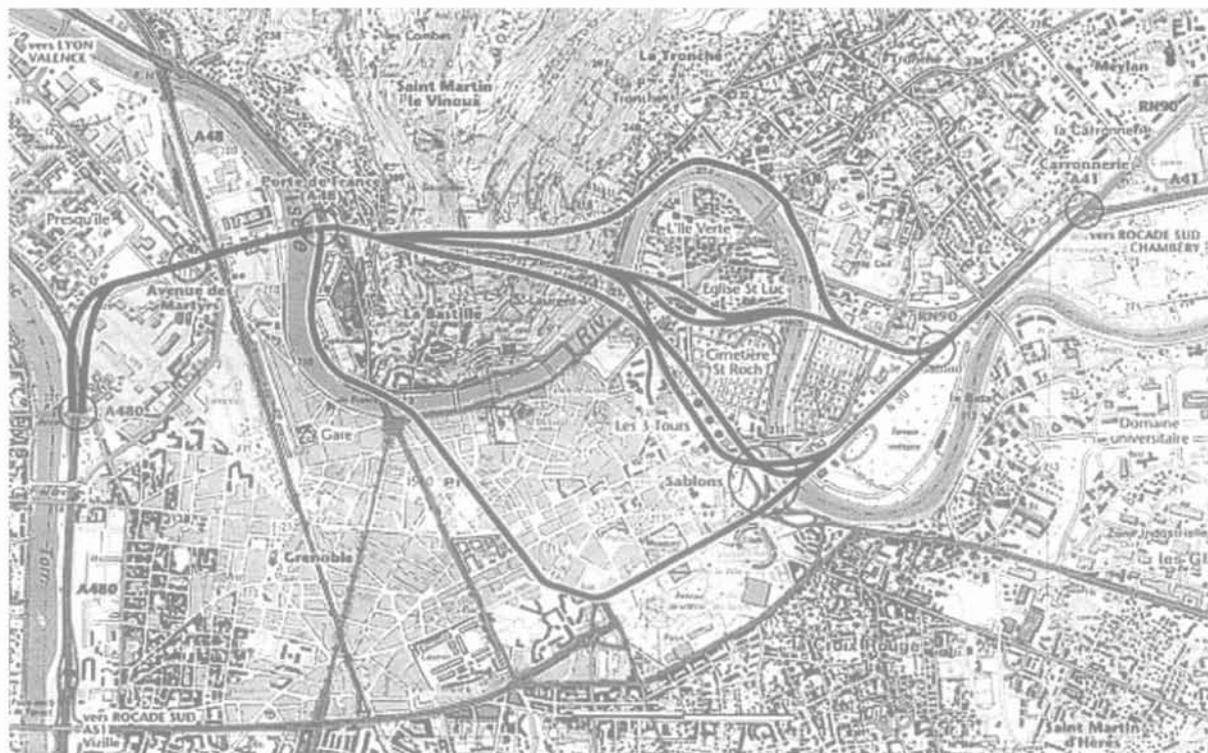


FIG. 2 Les quatre familles : « Ville », « Leclerc », « Quai », « POS ».  
The four families : « Ville », « Leclerc », « Quai », « POS ».

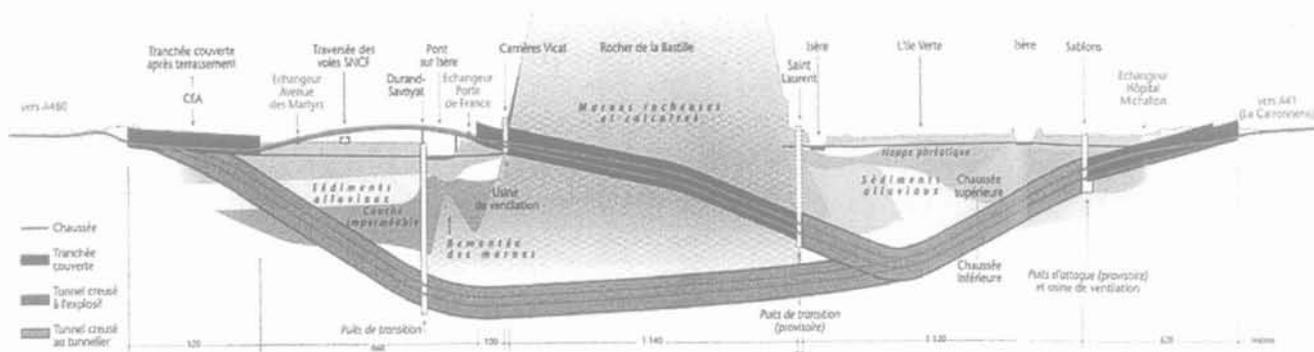


FIG. 3 Les variantes « Esplanade » et « Vercors » de profils en long de la famille « POS ».  
The two « Esplanade » and « Vercors » longitudinal profile of the « POS » families.

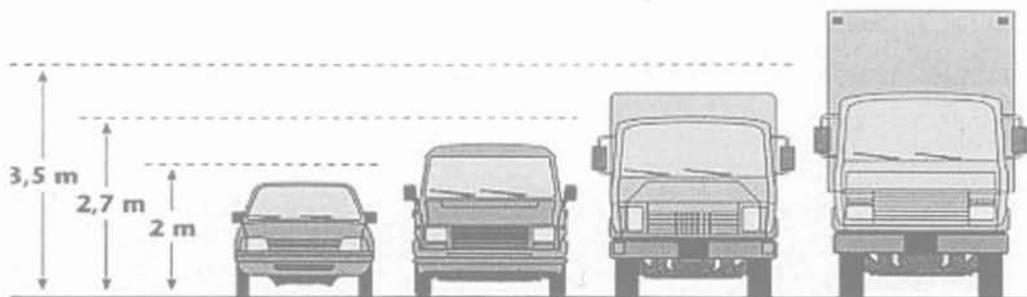


FIG. 4 Les types de véhicules standard.  
The standard vehicle types.

Les profils en travers possibles ont été examinés en fonction des gabarits admissibles, de la vitesse de référence et du niveau d'exploitation retenu. Dans le cas du gabarit de 2 m, la superposition des chaussées permet d'optimiser les différents espaces générés par le tunnel sans que son diamètre soit excessif, ce qui n'est pas le cas des tubes juxtaposés qui génère des espaces inutilisés. Par contre, il est nécessaire de réaliser régulièrement des ouvrages d'interconnexion entre les niveaux pour assurer le passage des usagers et des secours d'une chaussée à l'autre. L'analyse du coût global est alors favorable à un profil monotube pour le gabarit de 2 m. Dans le cas d'un gabarit admissible de 2,7 m, la superposition des chaussées dans un tunnel creusé conduit à un diamètre important et engendre des espaces inutilisés dans la section. La juxtaposition des chaussées dans deux tubes séparés permet une utilisation plus efficace des espaces creusés, une réduction du diamètre du tunnel et une meilleure rentabilisation de son utilisation. Ces considérations, couplées à la géologie rencontrée par le projet conduisent à des coûts pratiquement comparables pour les deux types de profils. Dans la mesure où la juxtaposition des chaussées offre plus de souplesse à l'exploitant, un profil à deux tubes séparés (Fig. 5) reliés régulièrement par des rameaux a été retenu pour un gabarit de 2,7 m.

3

## Description du sous-sol de la rocade nord

3.1

### Cadre géologique général

Le projet de la rocade nord de Grenoble rencontre deux formations géologiques aux origines très distinctes :

- les *alluvions* de la vallée de l'Isère d'épaisseur très importante qui peut varier entre 500 et 800 m. Ce sol est constitué de graves, sables, limons et argiles d'origine quaternaire. Les dépôts sont d'origine lacustre lors de la dernière période de glaciation mais aussi fluviale. A noter que les formations alluviales hétérogènes dans lesquelles les tunnels sont envisagés sont susceptibles de contenir des blocs de forte taille provenant de cônes de déjection ou d'éboulis anciens ainsi que d'éventuels troncs d'arbres flottés, sédimentés avec les alluvions. Il faut surtout souligner l'existence très pro-

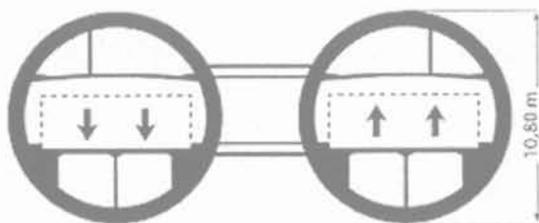


FIG. 5 La section type du projet de la rocade nord de Grenoble.  
The chosen section of the North transversal tunnel of Grenoble.

bable de nombreux paléochenaux qui peuvent fournir localement des changements brutaux de faciès (sols fins dans un dépôt alluvionnaire plus grossier, par exemple) ;

- les *formations rocheuses sédimentaires* des contreforts du massif de Chartreuse sous la Bastille. Ces roches datent du Jurassique supérieur et Crétacé inférieur et font apparaître une alternance de bancs calcaires et de bancs marneux. Les strates de ces roches présentent un pendage subvertical. La roche est recoupée par trois failles principales dont le remplissage broyé et altéré peut présenter des circulations d'eau.

3.2

### Description géotechnique des terrains

La campagne de reconnaissance s'est concentrée en 1996-1997 sur la traversée de l'Île verte, point dur du projet, avec passage en tunnel sous le bâti. On rapporte ici les résultats de cette campagne et des essais réalisés ainsi que la démarche permettant d'orienter les choix techniques. La synthèse géotechnique permet de proposer à partir des sondages de 20 à 40 m de profondeur effectués sur le tracé un classement des terrains rencontrés en neuf familles de sols ou de roches, suivant leurs origines de dépôt, leurs localisations et leurs caractéristiques :

- famille F1 : des *remblais de surface* localement 1 à 4 m d'épaisseur ;
- famille F2 : des *argiles plastiques* sous-jacentes à la couche F1 de faible épaisseur ;
- famille F3 : des *limons sableux marron à verts de surface* sur 3 à 7 m d'épaisseur localement sous-jacents aux remblais F1 et surmontant les sables et graviers ;
- famille F4 : des *sables et graviers* généralement constitués de sables fins gris parfois vaseux (sablon) à passées limoneuses ou sablo-graveleuses (vers l'est) de puissance 3 à 20 m et qui sont sous-jacents aux limons F3. Les graviers excèdent rarement 100 mm et leur diamètre maximal est le plus souvent 20 mm. Ils sont d'origine alluvio-fluviale ;
- famille F5 : des *limons argileux gris* remplaçant les sables et graviers à l'est ;
- famille F6 : des *sables fins et limons en alternance gris noirs* moyennement compacts se situant sous les sables et graviers de la famille F4 avec des passées limoneuses, voire argileuses ;
- famille F7 : des *limons sableux gris noir profond* peu compacts se retrouvant à l'ouest du projet, se déstructurant au prélèvement. D'origine glacio-lacustre ou fluviale, ils sont cependant traités globalement, leurs caractéristiques étant homogènes ;
- famille F8 : des *sables profonds compacts* (sablon) situés très profondément. Ce sable se rencontre à un niveau profond principalement côté Sablon, à l'est à des profondeurs décroissantes en allant de l'ouest vers l'est. Ce sable est décrit à partir des forages destructifs comme un sable fin gris avec quelques graviers comme le sol F6 mais avec des caractéristiques pressiométriques beaucoup plus élevées ;
- famille F9 : des *marnes rocheuses et calcaires* constituant le rocher de la Bastille.

La coupe géologique le long du profil du projet est présentée sur la figure 3.

## Les reconnaissances géotechniques

Les reconnaissances géotechniques se sont déroulées en plusieurs phases successives avec les moyens suivants :

- 4 sondages destructifs avec enregistrement de paramètres, sur le quai X.-Jouquin en rive droite de l'Isère pour préciser le toit du rocher ;
- 8 sondages carottés, de profondeur 30 à 40 m le long du tracé pour prélèvement d'échantillons et essais de laboratoire ;
- 15 sondages pressiométriques standard et avec cycles de charge-décharge, de profondeur 30 à 40 m, le long du tracé.

Les essais de laboratoire ont complété les essais de reconnaissance par : des essais d'identification physique, des essais œdométriques, des essais triaxiaux CD avec mesure des variations de volume, des essais triaxiaux cycliques. Les résultats des essais *in situ* sont indiqués dans le tableau I. Nous ne détaillerons pas ici l'ensemble des résultats des essais *in situ* et en laboratoire, et nous nous attacherons principalement à la problématique posée par l'évaluation des caractéristiques de cisaillement des sols limono-sableux constitués par les dépôts fluvio-glaciaires. Il a été décidé de privilégier l'essai pressiométrique pour les raisons suivantes : c'est un essai *in situ* qui teste le sol dans son état naturel dans la mesure où le forage préalable ne remanie pas le sol, il est réalisable même dans les sols pulvérulents grossiers ; il peut être positionné en XYZ et il permet de déterminer le module élastique de cisaillement  $G$  et l'angle de frottement interne  $\phi'$  (ou la cohésion non drainée  $c_u$ ) au niveau du projet.

## 4

## Utilisations de l'essai pressiométrique

## 4.1

### L'essai pressiométrique normalisé

L'essai pressiométrique (Ménard, 1955) est utilisé largement à ce jour pour le dimensionnement des fondations (Ménard, 1957 ; Gambin, 1979 ; Amar *et al.*, 1991 ; Fascicule 62 titre V, 1993) à partir du module pressiométrique  $E_M$  et de la pression limite  $p_l$  (Norme NF P

94-110-1). Quand le sol est granulaire, il peut être utilisé pour estimer l'angle de frottement du sol, par corrélation selon des expériences sur les sables (Ménard, 1957).

Nous utilisons l'essai pressiométrique comme un essai de cisaillement en place (Clarke *et al.*, 1998) permettant d'obtenir le module élastique de cisaillement et l'angle de frottement interne quand le sol est granulaire. Ces valeurs peuvent être utilisées pour décrire l'état de compacité des sols, pour la conception et l'approche dimensionnelle des ouvrages du tunnel de la Rcade nord. Les paramètres de comportement mécaniques du sol permettent alors d'adapter l'ouvrage en terrains meubles à son environnement géotechnique et d'optimiser le projet.

## 4.2

## Théorie élastoplastique du cisaillement autour du pressiomètre

Nous ne détaillerons pas ici l'ensemble de la théorie élastoplastique du cisaillement du sol autour du pressiomètre, et nous renverrons le lecteur à la référence bibliographique Monnet (1990), Monnet et Khelif (1994) mais nous indiquerons seulement ses principales hypothèses et conclusions. L'intérêt de cette démonstration est qu'elle fournit un cadre plus rigoureux à une interprétation de l'essai pressiométrique en cisaillement, sans nécessiter le passage par des corrélations toujours délicates à manipuler et dont on connaît mal les limites d'utilisation.

## 4.2.1

### Hypothèses

Le sol a un comportement élastique linéaire de module  $G$  avec une plasticité non associée d'angle de frottement interne  $\phi'$ , d'un angle de dilataance  $\Psi$  lié au frottement intergranulaire  $\phi_\mu$  (Monnet et Gielly, 1978) par :

$$\Psi = \phi' - \phi_\mu \quad (1)$$

Si l'angle de frottement interne d'un sol varie inversement proportionnellement à l'indice des vides et peut prendre des valeurs différentes selon l'état de densité du sol, par contre sa valeur est bornée par un minimum qui est l'angle de frottement intergranulaire. Dans ce cas le sol n'exprime plus aucune dilataance.

TABEAU I Résultats de la campagne de reconnaissance géotechnique *in situ*.  
Results of the geotechnical *in situ* exploration.

Famille	Description	Module pressiométrique $E_M$ (MPa)	Écart-type (MPa)	Pression limite $P_l$ (MPa)	Écart-type (MPa)	Nombre d'essais
F1	Remblai de surface	21,2	6,76	0,99	0,44	6
F3	Limon sableux marron à vert de surface	5,1	0,3	0,42	0,16	23
F4	Sables et graviers	37,8	26,7	3,6	1,63	60
F5	Limon argileux gris	2,46	0,65	0,31	0,05	5
F6	Sable fins et limon gris noir	27,7	16,3	1,76	0,64	118
F7	Limon sableux gris noir profond	14,7	10,1	0,85	0,31	49
F8	Sable profond (sablon) compact	40,2	18,2	2,8	0,51	14

Le critère de Mohr-Coulomb caractérise la plasticité du sol avec un angle de frottement  $\phi'$ . L'écoulement plastique non standard est déterminé par l'angle de dilataance  $\Psi$ . Le sol pulvérulent est considéré drainé.

#### 4.2.2

### Équilibre élastoplastique général

Pour simplifier, nous ne détaillerons que le cas avec deux zones plastiques autour du pressiomètre. Alors, la relation générale d'équilibre entre contrainte et déformation au niveau du forage qui représente l'expression théorique pressiométrique est la suivante (Monnet et Khlif, 1994) :

$$\begin{aligned} \text{Ln} \left[ \frac{u_e}{a} \cdot (1+n) - C_1 \right] &= \delta \cdot \text{Ln}(p) - \delta \cdot \text{Ln}(\gamma \cdot z) + \\ \text{Ln} \left[ (1-K_0) \cdot \gamma \cdot z \frac{(1+n)}{2 \cdot G} - C_1 \right] & \end{aligned} \quad (2)$$

$$\text{avec : } \delta = \frac{1+n}{1-N} \text{ et } C_1 = \frac{n \cdot \left(\frac{u_e}{a}\right)^{1+n} \left(\frac{\gamma \cdot z}{p}\right)^\delta + (1+n) \cdot (N-K_0) \cdot \frac{\gamma \cdot z}{2 \cdot G}}{1+n \left(\frac{\gamma \cdot z}{p}\right)^\delta} \quad (3)$$

$$\text{avec : } N = (1 - \sin \phi') / (1 + \sin \phi') \quad (4)$$

$$\text{et : } n = (1 - \sin \Psi) / (1 + \sin \Psi) \quad (5)$$

Ces formules sont obtenues en assurant, le respect de l'écoulement élastoplastique non standard dans les deux zones plastifiées, le respect de l'équilibre élastique dans la zone externe, la continuité de l'état de contrainte entre les différentes zones de comportement du sol autour de la sonde. La valeur de  $C_1$  est très petite, et peut être négligée en première approximation. Dans ces conditions, la relation (2) montre qu'il existe une linéarité entre les logarithmes de la pression appliquée au forage et de la déformation radiale au forage. Cette linéarité avait déjà été trouvée précédemment (Hughes *et al.*, 1977) mais sans définir la totalité de la courbe pressiométrique. La pente  $\delta$  (3) de la relation linéaire est une fonction de l'angle de frottement interne  $\phi'$  et de l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_\mu$ . La connaissance de  $\phi_\mu$  et de  $\delta$  permet alors de déterminer directement l'angle de frottement interne.

#### 4.2.3

### Pression limite conventionnelle

Lorsque l'on atteint la pression limite, la cavité double de volume (après recharge jusqu'à une contrainte horizontale au repos), et la déformation radiale théorique devient alors égale à  $\sqrt{2} - 1$ . Cette dernière valeur est introduite dans (2) ce qui permet de trouver alors la pression limite conventionnelle pour deux zones plastiques :

$$p_{\text{calculé}}^+ = \gamma \cdot z \cdot \delta \sqrt{\frac{\left[ (1+n) \cdot (\sqrt{2} - 1) - C_1 \right] \cdot 2 \cdot G}{\left[ (1-K_0) \cdot (1+n) \cdot \gamma \cdot z - 2 \cdot G \cdot C_1 \right]}} \quad (6)$$

Dans le cas de l'essai pressiométrique, le cisaillement principal se produit entre la direction de la contrainte radiale  $\sigma_r'$  et celle de la contrainte circonférentielle  $\sigma_\theta'$  dans le plan horizontal. La contrainte verticale joue alors le rôle d'une contrainte de confinement du plan de

cisaillement. Il est alors naturel que l'augmentation de la contrainte verticale se traduise, dans les sols frottants, par une augmentation proportionnelle de la résistance au cisaillement qui est mesurée ici par la pression limite (6). On trouve aussi que  $p_l$  est fonction du module de cisaillement  $G$ , du rapport  $n$  qui est liée à la dilataance, du rapport  $N$  qui est lié à l'angle de frottement à travers le paramètre  $\delta$  (2, 4), mais aussi à l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_\mu$  (1, 5).

#### 4.3

### Corrélation entre la pression limite et l'angle de frottement

Les nombreux essais réalisés au pressiomètre Ménard ont donné lieu à des études statistiques, ce qui a permis l'élaboration de nombreuses règles empiriques. Parmi celle-ci, nous avons retenu la corrélation reliant, pour les sols granulaires, la pression limite nette à l'angle de frottement interne (Amar, 1991). Cette relation s'écrit en unité de pression kPa :

$$p_l^+ = 250.2 \left[ \left( \frac{\phi - 24}{4} \right)^4 \right] \quad (7)$$

Dans cette expression, le coefficient empirique 250 utilisable pour les sols de densité moyenne, peut être modulé entre 180 pour les sols lâches à 350 pour les sols structurés. Il est fonction du rapport  $E_M/p_l$ . Nous utiliserons ici le coefficient moyen de la relation (7).

#### 5

### Résultats des essais

#### 5.1

### Principe de la démarche expérimentale

L'étude relative aux paramètres de cisaillement procède par étapes :

- mesure de l'angle de frottement intergranulaire  $\phi_\mu$  à l'essai triaxial. On suppose que la nature géologique des grains du sol et leur état de surface sont indépendants de la granulométrie. Cette valeur est indépendante de l'état de densité du sol (Monnet et Gielly, 1978) ;

- mesure de la dilataance, puis de l'angle de frottement à l'essai pressiométrique. On suppose que le sol est non cohérent et parfaitement drainé. L'angle de frottement est alors considéré comme représentatif de l'état de densité local du sol *in situ*. L'essai pressiométrique est ici interprété comme un essai de cisaillement unique à un niveau de contrainte moyen imposé par le poids des terres au repos ;

- lissage des valeurs de l'angle de frottement en fonction de la profondeur pour en déduire une valeur moyenne applicable à l'ensemble du projet. Les valeurs extrêmes des angles de frottement sont exclues car elles peuvent être dues à une cohésion du sol et à la granulométrie dont la résistance se reporte artificiellement sur la valeur du frottement. En effet, la présence éventuelle de gros cailloux à proximité de la sonde donnera une surestimation à la fois de la pression limite et de l'angle de frottement interne, la zone plastique au contact de la sonde n'existant plus.

## Les essais triaxiaux consolidés et drainés

Ces essais ont été réalisés au LIRIGM de l'université Joseph-Fourier à Grenoble sur des échantillons carottés non remaniés, mis à la pression d'essai, sous une contre pression de 100 kPa, le drainage étant ouvert pendant la période de consolidation. Les essais sont faits sur des échantillons de diamètre 7 cm et de hauteur 15 cm sans dispositif d'anti-fretage aux extrémités, selon la norme NF P 94-070 (1994). L'échantillon a été carotté à la dimension de l'éprouvette dans des prélèvements paraffinés venant du chantier. Il a été ensuite saturé et la pression latérale appliquée. Trois heures plus tard, la consolidation terminée, le cisaillement est réalisé à la vitesse de 0,06 mm/min ce qui correspond à une durée d'essai de 10 h environ. Le drainage a été laissé libre pendant le cisaillement et la mesure de la variation du volume a été faite par l'intérieur de l'échantillon. Les résultats sont présentés sur les figures 6 et 7. Les caractéristiques physiques et mécaniques sont indiquées sur les tableaux II et III. Ces résultats ne sont exploités qu'en terme de frottement intergranulaire.

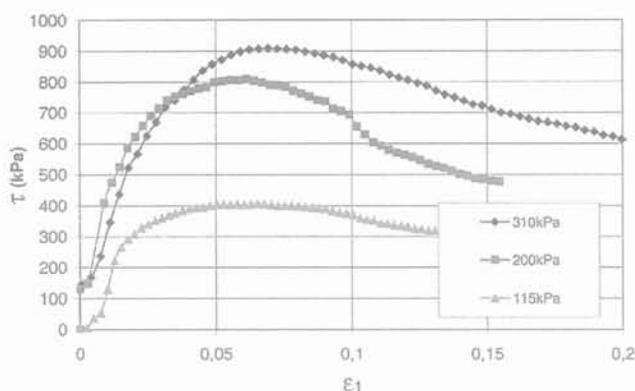


FIG. 6 Comportement au cisaillement du sol F7 pendant l'essai triaxial.  
Shearing behaviour of the F7 soil on the triaxial test.

## Autres essais de cisaillement

Des essais de cisaillement de type triaxiaux consolidés non drainés avec mesure de la pression interstitielle ( $cu + u$ ) et de cisaillement direct drainé avec identification physique ont donné les résultats portés dans les tableaux 2 et 3.

## Les essais triaxiaux cycliques

Le tunnel est implanté en zone de sismicité IB. Cependant, une amplification locale de l'amplitude des ondes sismiques dans le bassin de Grenoble, pourrait amener un surclassement du site et de l'ouvrage. Pour étudier le risque de liquéfaction éventuelle des sols tels que les limons sableux, des essais cycliques ont été réalisés au CETE d'Aix. Ils montrent un fort coefficient de réduction du module élastique non drainé  $E_u$  sous charge cyclique, en fonction du niveau de déformation. Une étude complémentaire par essais *in situ* au piézocône est envisagée.

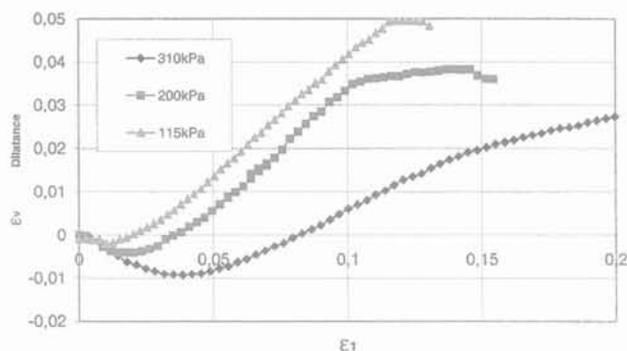


FIG. 7 Comportement en dilataance du sol F7 pendant l'essai triaxial.  
Dilatancy behaviour of F7 soil on the triaxial test.

TABLEAU II Les caractéristiques physiques mesurées au laboratoire.  
The physical characteristics of the samples tested on laboratory.

Famille	Description	Nombre échantillon	Teneur en eau %	Degré de saturation	Masse volumique sèche (kg/m <sup>3</sup> )	% de fines < 80 μ	Classification GTR
F6	Sable fins et limon gris noir	1	26	100	1640	50	A1
F6	Sable fins et limon gris noir	12	23		1650	18	B2-B5
F7	Limon sableux gris noir profond	1	27	100	1703	4	B1-B2
F7	Limon sableux gris noir profond	1	25	100	1656	16	B5-B6
F7	Limon sableux gris noir profond	13	24		1620	20 à 100	A1-B5

TABLEAU III

Les caractéristiques mécaniques déduites des essais triaxiaux consolidés drainés.  
The mechanical results on consolidated drained triaxial test.

Famille	Description	Nombre essais	Module d'Young E (MPa)	Coefficient de Poisson $\nu$	Frottement intergranulaire $\Phi_{\mu}$ (degré)	Cohésion $c'$ (kPa)	Frottement interne $\Phi$ (degré)	Rf
F6	Sable fins et limon gris noir	1	36	0,265	29,8	0	36,4	0,847
F6	Sable fins et limon gris noir	7				0 à 13,5	37,4	
F7	Limon sableux gris noir profond	1	23,8	0,392	32,9	0	38,2	0,835
F7	Limon sableux gris noir profond	1	17	0,388	30,2	0	36,4	0,696
F7	Limon sableux gris noir profond	5				0	35,2	

## 5.5

## Essais pressiométriques

## 5.5.1

## Procédure expérimentale

Les corrections classiques (NFP 94-110-1, 2000) sont appliquées aux pressions et volumes mesurés et les notations ( $E_M$ ,  $E$ ,  $p_i$ ) correspondent à des valeurs déterminées par la norme. Des corrections supplémentaires sont apportées aux pressions et volumes pour tenir compte, de la différence entre le rayon où la pression s'applique (à l'intérieur du tube fendu du pressiomètre lanterne battu) et celui où le sol réagit (à l'extérieur du tube fendu), de la déformée en poutre encastree de la lanterne (Brevet Gaitech, 1989) ou en parabole de la membrane (Fawaz *et al.*, 2000), et de la distribution non uniforme de la pression le long de la sonde (Basudhar et Kumar, 1995). Les notations ( $E_M^+$ ,  $E^+$ ,  $p_i^+$ ) avec l'exposant + correspondent à des valeurs calculées avec ces corrections supplémentaires.

## 5.5.2

## Analyse pressiométrique

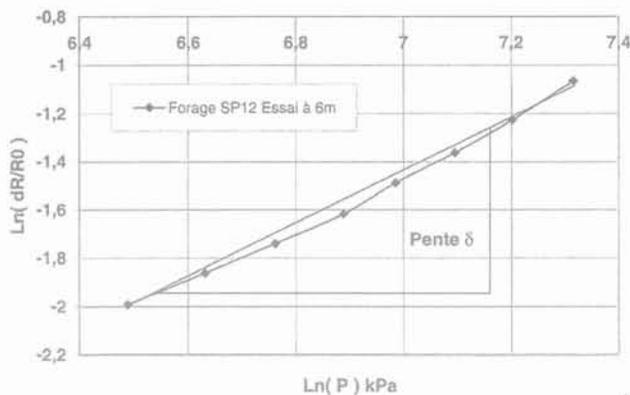
Dans un premier temps, on mesure le module élastique  $G$ . La formule (2) montre que les courbes pressiométriques dépendent à la fois du module élastique et de l'angle de frottement interne  $\phi'$ . Pour séparer l'influence de ces deux variables, il a été réalisé des essais à cycle qui permettent de déterminer indépendamment le module  $G$  (Fig. 9).

Dans un deuxième temps l'angle de frottement interne  $\phi'$  est mesuré par la pente moyenne  $\delta$  de la relation linéaire (Fig. 8) entre les logarithmes des pressions et déformations radiales mesurées au forage, pour l'ensemble des points pour lesquels la pression dépasse la valeur du fluage. La valeur  $r_0$  est le rayon initial du forage qui correspond au retour du terrain dans l'état initial avant forage. La valeur ainsi déterminée n'est qu'une approche sommaire du frottement et peut être remise en cause par la phase suivante de contrôle des paramètres. Cette linéarité dépend du frottement intergranulaire  $\phi_{\mu}$  mesuré sur les essais triaxiaux. L'effet lié au remaniement initial du sol par le forage préalable à l'essai est ici limité puisque l'interprétation bi-logarithmique utilise la partie de la courbe pressiométrique après le fluage.

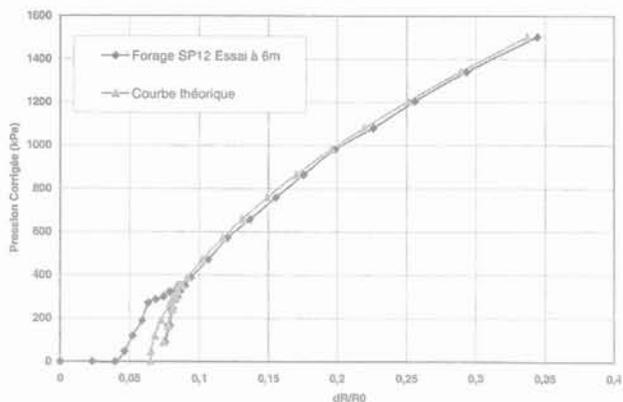
Dans un troisième temps, le contrôle et l'ajustement définitif des caractéristiques mécaniques sont faits par la superposition des courbes expérimentales et théoriques (Fig. 9), mais aussi par la comparaison (Tableau IV) des pressions limites expérimentales et théoriques (Monnet, 1990 ; Monnet et Khelif, 1994). Cette phase de l'interprétation est très importante, et on peut autoriser jusqu'à 17 % d'écart en moyenne entre les valeurs des pressions limites théoriques et expérimentales. On procède d'abord par la vérification de la superposition des cycles charge-décharge pour valider le module de cisaillement, puis par la vérification de la superposition des parties terminales des courbes pressiométriques théoriques et expérimentales pour valider l'angle de frottement. Dans le cas où le frottement intergranulaire n'a pas pu être mesuré, on a pris forfaitairement la valeur moyenne des sols granulaires, soit 30°. Les résultats de l'analyse sont portés sur le tableau V. L'angle de frottement interne est ainsi déterminé. On remarque un écart-type de l'ordre de 1,5° à 4° pour toutes les familles de sol explorées (familles F3, F6, F7) ce qui traduit une bonne homogénéité. Par contre pour la famille F4 de sables et graves, l'écart-type sur les angles de frottement atteint 9° qui provient de leur forte hétérogénéité naturelle pas du tout surprenante compte tenu de la variation de  $p_i^*$ .

Enfin, nous avons utilisé la formule (7) de corrélation donnée par Ménard. L'angle de frottement est calculé à partir de la valeur moyenne de la pression limite obtenue dans la couche. Les résultats sont portés dans le tableau V. On remarque un accord à 1,5° à 4° près des déterminations du frottement par corrélation avec la détermination par la théorie présentée, pour les familles F4 (sables et graves) et F7 (limons sableux gris).

Par contre, il existe une différence de 5,2° dans la couche F6 (sable et limon gris noir). On atteint dans cette couche les valeurs les plus basses possibles du frottement à 30°, proche de l'angle de frottement intergranulaire, par la théorie pressiométrique, alors que l'analyse corrélatrice donne une estimation de l'angle de frottement à 35,2°. La valeur trouvée à l'essai triaxial est de 37,3° sur un échantillon reconsolidé. Il a été constaté cependant une perte de volume importante à l'intérieur de la carotte, lors de la phase de drainage et de consolidation à la mise en place de l'essai triaxial liée à un compactage important du sol. On peut donc penser que la valeur de frottement trouvée au laboratoire est surestimée et que l'on ne peut déduire de cet essai que l'angle de frottement intergranulaire, soit ici 30° pour le sol F6. Néanmoins, c'est la valeur trouvée par l'approche corrélatrice qui a été retenue comme la valeur moyenne de référence pour cette famille.



**FIG. 8** Mesure de l'angle de frottement interne par la valeur de la pente de la relation linéaire entre les logarithmes des déformations et des pressions, Forage SP12 à 6 m de profondeur.  
Measurement of the internal angle of friction by the slope of the linear relation between the logarithms of radial strain and stress, Borehole SP12 at 6 m depth.



**FIG. 9** Contrôle des caractéristiques mécaniques, comparaison entre les courbes pressiométriques expérimentales et théoriques, Forage SP12 à 6 m de profondeur.  
Control of the mechanical characteristics, comparison between theoretical and experimental pressuremeter curves, Borehole SP12 at 6 m depth.

**TABEAU IV** Résultats de l'analyse pressiométrique.  
Results of the pressuremeter analysis.

Famille	Forage	Profondeur (m)	$E_M^+$ (MPa)	$E^+$ (MPa)	$E_M^+/E^+$	$p_1^+$ (kPa)	$p_1^{+ \text{calculé}}$ (kPa)	$\phi^+$ (degré)
F3	SP 5	4	7,9	22,7	0,35	590	700	36
F4		6	7,7	18,3	0,42	1 640	1 550	52
F4		8	15,9	50	0,32	3 780	3 240	53
F6		13	15,2	31,3	0,48	810	975	31
F6		16	16,7	30,2	0,55	685	1 010	30
F6		18	27,5	42,7	0,64	760	1 130	28
F3	SP 6	3	2,2	4,6	0,48	270	290	33
F4		6	4,5	17,5	0,26	440	590	32
F4		9	7,3	7,8	0,93	735	735	32
F6		12	13,4	28,2	0,47	795	905	31
F6		15	11,2	31,3	0,36	860	1 055	31
F7		18	6,2	18	0,34	760	1 330	39
F7		21	31	54,3	0,57	920	1 325	28
F7		24	18,6	40,7	0,46	1 335	1 515	31
F8	28	3,3	7	0,47	540	870	30	
F4	SP 8	9	13,1	42,3	0,31	1 030	1 190	36
F4		13	11,6	30	0,39	985	1 105	34
F4		17	17,7	41	0,43	1 055	1 150	30
F6		24	90,1	118,8	0,76	1 300	1 620	26
F6		29	29,3	98	0,30	1 500	1 790	26
F4	SP 9	13	9,3	100	0,09	2 985	3 350	44
F6		19	53,2	40	1,00	835	1 095	30
F6		24	39,4	50	0,79	1 135	1 500	30
F6		28	9	1000	0,09	1 655	1 525	30
F6	SP 10	15	13	35	0,37	945	1 105	31
F6		19	12,9	48,2	0,27	980	1 240	30
F6		23	21	62,1	0,34	1 420	1 700	31
F6		27	16,7	58,2	0,12	1 320	1 700	30
F6		32	32,2	126,2		1 900	2 425	30
F4	SP11	15	12	37,2	0,32	2 565	2 560	48
F4		19	13	43,2	0,30	980	1 430	32
F6		22	8,1	20	0,40	1 185	1 285	35
F6		25	8,3	33,9	0,24	1 230	1 480	32
F6		28	6,9	26	0,03	1 310	1 375	31
F6		31	21,4	83	0,26	1 705	1 965	30
F4	SP 12	3	15,1	44,8	0,34	1 790	2 220	52
F4		6	8,8	31,5	0,28	1 725	1 920	50
F4		8	23,4	64,2	0,36	3 010	3 530	52
F4		12	10,3	38,7	0,27	1 125	1 140	34
F6		16	29,4	67,5	0,44	830	980	24
F6		20	4,9	37,9	0,13	935	1 220	30
F6		22	7,8	40,6	0,19	1 135	1 285	30
F6		25	23	90,9	0,25	1 240	1 525	26
F6		28	24,6	93,6	0,26	1 825	1 875	30

## Conception du tunnel sous l'île verte

## 6.1

### Synthèse du contexte géotechnique et hydrogéologique, et choix des hypothèses géotechniques

Le contexte géotechnique du sous-sol du quartier de l'île verte et des Sablons peut être schématisé en suivant le projet de l'est (secteur Sablons) vers l'ouest (secteur Bastille) :

- à l'est, côté Sablons, un alluvionnement de sables (sablon) et sables et graviers compacts avec quelques lentilles limoneuses plus lâches, pour le tube Sud sur 66 % du tracé, pour le tube nord sur 80 % du tracé ;
- à l'ouest, côté Bastille, la transition à des sables limoneux, puis des limons sableux à passages infra-décimétriques argileux se fait progressivement sur le reste du tracé.

Les sables et limons sont homométriques, potentiellement liquéfiables sous faibles contraintes verticales. Les limons ont une structure variée, avec des niveaux sableux, intercalés et des passages peu consolidés, notamment au contact du rocher constituant la base orientale du Rabot quand le projet passe l'Isère en profondeur. Ce sous-sol est recouvert d'une couche superficielle de remblai et limons peu compacts d'épaisseur 3 à 5 m.

Tous ces sols sont totalement baignés par une nappe en relation avec la boucle de l'Isère s'écoulant dans la direction est-ouest. La perméabilité est décroissante d'est en ouest. La synthèse géotechnique par familles de sols est indiquée dans le tableau V.

La synthèse par famille, réalisée à partir des essais pressiométriques a fait l'objet d'une étude statistique définissant, la valeur moyenne  $\bar{X}$ , l'écart-type estimé  $\sigma_n$ , la valeur caractéristique  $X_k$  en prenant en compte l'incertitude fonction du nombre d'essais  $N$  et la probabilité  $\beta$  que la valeur d'une mesure  $X$  soit inférieure à la valeur caractéristique  $X_k$ . Dans cette étude statistique, on retient  $\beta = 5\%$ . La valeur caractéristique est alors :

$$X_k = k_D (\bar{X} - k_N / k_V \cdot \sigma_n) \quad (8)$$

avec :  $k_D = 1$  qui prend en compte la représentativité des données ;

$k_V = \sqrt{5}$  pour le tunnel de grand diamètre, qui prend en compte la réduction de la variance en fonction du volume de sol intéressé par le phénomène de tassement ou de rupture ;

$k_N$  dont la valeur est lue dans les tables de probabilité, qui prend en compte le niveau de risque retenu et l'incertitude de statistique liée au nombre de mesures  $N$ .

Cependant, des incertitudes sur les sols subsistent et notamment :

- la rencontre des lentilles décimétriques de sols compressibles (tourbes, vases ou argiles) dans le dépôt de sable, trouvées dans deux sondages carotés profonds réalisés pour l'étude des fondations des tours de l'Isère ;
- la présence d'obstacles naturels tels que blocs ou troncs d'arbre.

Les valeurs  $X_k$  caractéristiques pour chaque famille de sol et par type de mesures sont portées dans le tableau VI.

## 6.2

### Conséquences du contexte du site sur la conception du tunnel, au stade de l'avant-projet

Le projet de tunnel doit prendre en compte non seulement les données du contexte géotechnique, mais aussi celles du site urbain avec ses propres contraintes de sensibilité au tassement et de risque vis-à-vis du bâti. Cet examen d'ensemble des données d'entrée du projet permet de préciser son calage en tracé en plan et en profil en long, en estimant au mieux dès ce stade de l'étude les conséquences de la construction de l'ouvrage sur le site de surface en relation avec les méthodes envisagées suivant une démarche établie par Chapeau et Schwenzfeier (1987).

## 6.2.1

#### Contexte géotechnique et choix des méthodes

Le tunnel sera totalement réalisé en terrain meuble et aquifère nécessitant l'utilisation d'un bouclier avec pressurisation du front de taille. La pressurisation à la boue, bien adaptée au cas des sables et graviers et des

TABLEAU V Synthèse par famille de sol des résultats de la reconnaissance géotechnique.  
Synthesis by soil Family of the geotechnical campaign.

Famille	$p_1$ (MPa)	$E_v$ (MPa)	$E$ (MPa)	$\alpha$	$\Phi'$ Corrélation (degré)	Écart-type (degré)	$\Phi'$ théorique (degré)	Écart-type (degré)
F1	0,99	21,2	31,6	0,67	31,9	2,1		
F3	0,42	5,1	7,6	0,67	27	1,9	34,5	1,5
F4	3,6	37,8	114,5	0,33	39,4	2,2	41,5	9
F5	0,31	2,46	12,1	0,5	25,2	0,7		
F6	1,76	27,7	55,4	0,50	35,3	1,8	30	2
F7	0,85	14,7	21,9	0,67	31,1	1,8	32,6	4
F8	2,8	40,2	121,8	0,33	37,9	1		

TABLEAU VI Valeurs caractéristiques des paramètres géotechniques.  
Characteristic values for geotechnical parameters.

Famille	Description	$p_i^*$ (MPa)	$E_M$ (MPa)	$E_M/p_i^*$	$\alpha$	$E$ (MPa)	$\Phi'$ (degré)
F1	Remblai de surface	0,65	16	24,6	0,67	24	29
F3	Limon sableux marron à vert de surface	0,3	3	10	0,67	4,5	25
F4	Sables et graviers	2,4	18	7,5	0,33	55	37
F5	Limon argileux gris	0,3	1,9	6,3	0,5	3,8	25
F6	Sable fins et limon gris noir	1,3	16	12,3	0,5	30	33
F7	Limon sableux gris noir profond	0,6	7,2	12	0,67	11	29
F8	Sable profond (sablon) compact	2,4	26,4	11	0,33	80	37

sables légèrement limoneux est à étudier spécifiquement pour les limons avec une adaptation de la nature de la boue par ajouts de polymère. Il n'y a pas de risque, *a priori*, de pertes brutales de boue et donc de dépressurisation du front de taille, du fait des perméabilités mesurées ( $k < 10^{-3}$  m/s), du pourcentage élevé de sable fin et de l'absence de vides dans ce dépôt continu. Ces terrains à forte proportion de sables fins et limoneux sont aussi bien adaptés à l'utilisation d'un bouclier à pression de terre mais d'autres phénomènes comme la portance dans les limons mous restreignent cette possibilité.

En regard du marinage des déblais, la granulométrie de tous les sols permet le transport hydraulique. La présence d'éléments très fins voire d'argile conduira localement à un traitement approprié, avec réduction des cadences d'avancement.

En ce qui concerne la propulsion du bouclier, elle peut être rendue problématique par la présence, à l'ouest :

- des limons en radier rendant délicate la conduite du tunnelier. Celui-ci aura d'autant plus tendance à piquer du nez que son centre de gravité sera déplacé vers l'avant (cas pour les boucliers à pression de terre). Ce guidage plus difficile avec enfoncement du tunnelier puis rattrapage est source de « perte de terrains » et donc de tassement en surface ;

- du rocher sous l'Isère qui pourrait bloquer sa progression, à moins, soit d'équiper et de concevoir le bouclier pour travailler au rocher (peu compatible avec un bouclier en terrain meuble maîtrisant les tassements), soit de transformer par minage préalable le rocher en terrain « meuble » (solution *a priori* possible).

La présence d'obstacles naturels reste un risque à prendre en compte dans le choix des techniques de pressurisation (accès au front) ou de tracé (accès depuis la surface).

Le revêtement du tunnel sera constitué d'anneaux de voussoirs préfabriqués en béton mis en place à l'abri de la jupe du bouclier. La nature pulvérulente des terrains immergés rend obligatoire le remplissage continu du vide annulaire si l'on veut limiter les tassements en site urbain. La présence de la nappe impose des voussoirs assemblés par boulons et équipés de joints d'étanchéité. La conception et le dimensionnement du revêtement ne posent pas de problème particulier.

Vis-à-vis du séisme, les sols sont potentiellement liquéfiables (sable homogène, limon sableux), mais ce risque est limité si localement la pression intersti-

tielle générée par l'action sismique ne peut pas se dissiper (cas des radiers plats) et si la contrainte verticale est faible (cas des tunnels à faible profondeur soumis à la poussée d'Archimède). Ce risque est par contre accentué avec un grand diamètre du tunnel. Le potentiel de liquéfaction est aussi préjudiciable à la progression du tunnelier. En effet, celui-ci génère des vibrations notamment en terrains hétérogènes, de granulométrie grossière, pouvant produire des surpressions interstitielles autour ou devant le tunnelier si le déconfinement est important. Ce phénomène ne sera pas prépondérant si la maîtrise de la pressurisation est bonne et celle du guidage est effective.

Tous ces éléments conduisent à retenir, à ce stade de l'étude, une pressurisation par boue liquide, régulée par une bulle d'air comprimé, de manière à maintenir parfaitement et à tout moment la stabilité du front de taille.

## 6.2.2

### Prise en compte du site sur le creusement au bouclier

La rocade Nord se situe dans un contexte urbain dense et pose plusieurs difficultés techniques dont cinq particulièrement importantes, les franchissements sous-fluviaux de l'Isère autour de l'île verte, le passage de l'île verte, l'alternance des formations géologiques, le franchissement sous-fluvial de l'Isère au niveau de la Porte de France, l'écoulement de la nappe alluviale dans la presqu'île.

#### Franchissement de l'Isère autour de l'île verte

Le site des Sablons est très favorable à l'installation du chantier et à l'exécution d'un puits de démarrage du tunnelier car c'est une zone non urbanisée, d'accès facile, en terrain sablo-graveleux compacts en profondeur et présentant des limons de surface peu perméables. On attaquera ensuite la traversée sous-fluviale de l'Isère qui pourrait être réalisée, soit en immergeant des caissons préfabriqués au fond d'une souille, soit en creusant suffisamment profondément sous le cours d'eau au moyen d'un tunnelier assurant un soutènement latéral et frontal des terres. La technique du tunnelier à pression de boue a donc été choisie dans cette traversée. Elle permet une continuité du chantier avec la section de traversée souterraine de l'île verte qui doit se faire obligatoirement par cette technique. Comme les terrains sous-jacents sont constitués de sables fins et sables et graviers au-dessus, un approfondissement du profil en long et avec une bonne maîtrise du tunnelier pourrait permettre de réduire les tassements et les risques de fontis.

## Le passage de l'Île verte

Le passage de l'Île verte se fait d'est en ouest sous un bâti léger sans contraintes particulières et avec des terrains sablo-graveleux propices, puis le site urbain devient très sensible avec des immeubles de grande hauteur et la présence d'une structure sur poteaux élancés (« église ») avec fondations sur pieux. Dans cette zone on a pu observer des tassements de surface de 2 à 8 cm par le décalage des trottoirs par rapport au bâti qui est fondé, *a priori*, sur les graviers sous-jacents. Le tassement est celui des limons de surface, généré par variation du niveau de la nappe. On note également un bâti constitué d'immeubles de hauteur moyenne à l'approche des limons en sous-sol. Il convient d'approfondir le profil en long pour élargir la cuvette de tassement et diminuer le tassement différentiel.

## Alternance de formations géologiques

Le projet traverse successivement trois terrains distincts, les alluvions mêlées du Drac et de l'Isère à l'ouest, les marnes et calcaires du rocher de la Bastille au centre, les alluvions de l'Isère à l'est. En raison des traversées sous-fluviales de l'Isère et de l'écoulement de la nappe dans la presqu'île, la technique du creusement au tunnelier à pression de boue est plus adaptée pour les extrémités du projet dans les alluvions. Pour traverser les marnes et calcaires du rocher de la Bastille, les techniques traditionnelles et le tunnelier sont adaptés. Cependant, le tunnelier à pression de boue doit faire l'objet de modifications substantielles du bouclier, du confinement, du système de marinage, pour pouvoir attaquer la roche après avoir creusé les alluvions. Il faut donc prévoir des chambres aux interfaces entre le rocher et les alluvions pour intervenir sur la machine ou réaliser une attaque traditionnelle. Ces chambres sont réalisées à l'aide de puits temporaires.

Le tracé reste à caler après une reconnaissance plus fine du toit du rocher et le choix définitif du profil en long, en intégrant les rayons minimaux à respecter tant du point de vue technique (bouclier) que fonctionnel (visibilité).

Le passage de l'Isère demande une étude spécifique, car il faut une bonne connaissance de la côte du fond de son lit, la possibilité de traiter par injection les terrains de couverture au-dessus du rocher et la possibilité de minage du rocher sans risque pour l'environnement (dégradation sur le bâti existant).

A l'interface ouest, pour la variante « Vercors », le puits sera situé au niveau de la rue Durand-Savoyat.

L'abaissement du profil en long et son calage restent l'enjeu du projet d'un point de vue économique, technique et environnemental.

## La traversée de l'Isère au niveau de la Porte de France

Dans le cas de la variante « Vercors », la réalisation d'une traversée sous-fluviale à l'aide de caissons préfabriqués et immergés pose les mêmes difficultés techniques de gestion du risque de crue de la rivière qu'au droit de l'Île verte. De plus, elle implique la réalisation dans la presqu'île de parois moulées dont l'effet de barrage est décrit ci-après. Cette solution n'a donc pas été retenue.

La traversée de l'Isère à cet endroit peut être réalisée à l'aide d'un tunnelier ou en technique traditionnelle. En raison d'une remontée des marnes du rocher de la Bastille à la limite de l'Isère, un projet de franchis-

sement sous-fluvial à cet endroit doit plonger profondément pour éviter de multiplier les interfaces entre le rocher et les alluvions.

Dans la variante « Esplanade » le franchissement de l'Isère se fait par un viaduc et ne présente que des difficultés liées à la fondation de l'ouvrage sur un socle rocheux dont le toit reste encore à préciser.

## Écoulement de la nappe alluviale dans la presqu'île

L'Isère et le Drac encadrent la presqu'île, et la nappe associée s'écoule parallèlement à ces deux cours d'eau. Une couche de terrain imperméable se situe à une vingtaine de mètres sous le terrain naturel. Dans l'hypothèse où la rocade nord passerait dans la presqu'île entre des parois moulées, leur profondeur créerait un barrage à l'écoulement de la nappe susceptible d'entraîner des tassements à l'aval et des désordres dans les fondations et les caves des bâtiments à l'amont. Pour prévenir de tels désordres, il faudrait rétablir l'écoulement en forant de nombreuses traversées dans les parois. Le coût de l'étude et de la réalisation de cette continuité hydraulique est très élevé. La réalisation de parois moulées dans la presqu'île a donc été rejetée.

La construction de tranchées couvertes dont le radier est implanté au niveau du toit de la nappe permet d'éviter l'effet de barrage associé. Elle présente également l'avantage de limiter à proximité du Laboratoire d'électronique et d'instrumentation (LETI) la formation et la propagation de vibrations dans le sol, tant en phase de travaux qu'en phase d'exploitation. Cette technique a été retenue pour la traversée du CENG.

Pour la variante « Vercors », la solution du tunnel creusé permet de plonger suffisamment vite, de limiter ainsi la section comprise dans la nappe et de s'affranchir de l'effet de barrage.

### 6.2.3

## Synthèse et conclusions sur le choix des techniques de creusement et sur le projet

Les contraintes fortes liées à l'environnement géotechnique de ce projet sont :

- la présence de la nappe qui nécessite un bouclier à front pressurisé ;
- le passage sous un bâti qui est sensible aux tassements, et qui nécessite une maîtrise parfaite de la pression de confinement, du guidage du tunnelier et du comblement en continu du vide annulaire ;
- la zone de graviers pratiquement rencontrée sur tout le tracé qui peut engendrer des vibrations pendant l'abattage et l'avancement du tunnelier et induire des phénomènes de liquéfaction des limons peu compacts et sables fins, avec perte de portance de la tête du tunnelier. Pour réduire, voire annihiler ces phénomènes liés, l'avancement du bouclier doit être accompagné d'un ajout de lubrifiant ;
- la présence de limons plus lâches en radier est un inconvénient pour le tunnelier à pression de terres, plus lourd et plus difficile à guider dans ce contexte à cause de sa tendance à plonger et qui induit par son principe des actions vibratoires plus importantes ;
- la présence possible d'obstacles naturels (tels blocs erratiques et surtout troncs d'arbre fossilisés) nécessite

## Conclusion

l'intervention sous hyperbare dans la chambre d'abatage (comme pour le changement des outils) avec confinement du front de taille en toute sécurité pour les intervenants au front et vis-à-vis des incidences en surface.

En conclusion, vis-à-vis des conditions de terrains, les boucliers à pression de boue sont recommandés. Vis-à-vis des conditions et des contraintes de site, actuellement le bouclier à pression de boue avec régulation de la pression au front par bulle d'air répond le mieux techniquement au problème posé. L'utilisation d'un bouclier de grand diamètre représente cependant d'autres contraintes liées à son encombrement et son poids, montage, transport en site urbain, transfert qu'il s'agit d'examiner dès l'APS pour garantir la faisabilité du projet.

L'implantation du puits d'entrée côté Sablons et des installations de chantier est recommandée. Par contre, le puits de sortie, *a priori* à concevoir en rive droite de l'Isère, nécessite une étude spécifique pour rechercher son implantation optimale conditionnée par le contact sol/rocher, l'encombrement de surface, la réduction de largeur de l'Isère à compenser. C'est un point critique du projet qui engage la qualité du tracé voire sa faisabilité.

Le risque de tassement existe tout au long du tracé avec cependant des conditions géotechniques favorables là où les conditions du site sensible sont les plus fortes. La recherche de tracé au niveau des rues sans encombrement de la surface limite les risques vis-à-vis du bâti et rend accessible le front en cas d'incident grave nécessitant une intervention éventuelle depuis la surface, pour traitement spécifique.

Les reconnaissances pour le tunnel de la rocade nord de Grenoble ont privilégié les essais in situ, et en particulier l'essai pressiométrique qui a été utilisé avec un cycle de déchargement-rechargement. En effet, les essais de laboratoire sont considérés ici comme peu représentatifs des conditions de densité, de structuration et de consolidation du sol en place, car il a été constaté un remaniement important des échantillons, même avec les meilleures techniques de prélèvement. Les essais au laboratoire ont donc été considérés comme des essais d'identification physiques et mécaniques permettant d'obtenir les caractéristiques minimums sur lesquelles on peut compter, mais pas les conditions exactes du site.

L'essai pressiométrique a permis d'atteindre les caractéristiques de cisaillement et de frottement du sol en place avec une procédure spécifique.

L'analyse géotechnique du site du tunnel, montre une variabilité des caractéristiques mécaniques, prise en compte par le choix de valeurs minimales caractéristiques, 95 % des valeurs mesurées étant supérieures à celles-ci. Il reste cependant des incertitudes liées notamment au risque de liquéfaction, la présence de limons lâches pouvant déstabiliser la tête du tunnelier, la présence d'obstacles éventuels de gros diamètre dans les paléochenaux et l'implantation du puits de sortie à l'ouest du projet avec un contact sol-rocher à préciser.

Ces incertitudes seront levées par des campagnes complémentaires de forages, sondages et de mesures géophysiques.

## Bibliographie

- Amar S., Clarke B.G., Gambin M., Orr T.L.L. – « The application of pressuremeter test results to foundation design in Europe ». *European Regional Technical Committee n° 4, Pressuremeter*, A.A. Balkema, 1991, p. 1-23.
- Baguelin F., Jezequel J.-F., Shields D.H. – « The pressuremeter and foundation engineering ». *Trans Tech Publications*, 1978.
- Basudhar P., Kumar D. – « Performance studies of cavity expander. A monocell pressuremeter, "The pressuremeter and its new avenues" ». *Proc. 4th Int. Symp., Sherbrooke*, 1995, p. 73-80.
- Chapeau C., Schwenzfeier A. – « Reconnaissance du sous-sol et creusement au bouclier : spécificité des terrains meubles en site urbain ». *AFTES C.R. des journées d'études internationales de Bordeaux*, 1987.
- Clarke B.G., Gambin M. – « Pressuremeter testing in onshore ground investigations ». *ISSMGE Committee TC16, 1st Int. Cong. on site Characterisation*, Atlanta, Ed. Balkema, 1998.
- Fascicule 62, titre V – *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*, Cahier des clauses techniques générales applicables aux marchés publics de travaux, Circulaire n° 93-66 du ministère de l'Équipement, des Transports et du Logement, 1993.
- Fawaz A., Biguenet G., Boulon M. – « Déformations d'un sol pulvérulent lors de l'essai pressiométrique ». *Revue française de géotechnique*, n° 90, 2000, p. 3-13.
- Gaiatech – Procédé d'essai de forage. Brevet français n° 89 09674, Lyon, 1989.
- Gambin M. – « Vingt ans d'usage du pressiomètre en Europe ». *Congrès européen de Mécanique des sols et des travaux de fondation*, Brighton, 1979.
- Hughes J.M.O., Wroth C.P., Windle D. – « Pressuremeter tests in sand ». *Geotechnique*, vol. 27, n° 4, 1977, p. 455-477.
- Ménard L. – *Pressiomètre Brevet français n° 1.117.983*, Paris, 1955.
- Ménard L. – « Mesures des propriétés physiques des sols ». *Annales des Ponts et Chaussées*, Paris, n° 14, 1957, p. 357-377.
- Monnet J., Gielly J. – « Détermination d'une loi de comportement pour le cisaillement des sols pulvérulents ». *Revue française de géotechnique*, n° 7, 1978, p. 45-66.
- Monnet J. – « Theoretical study of elastoplastic equilibrium around pressuremeter in sands ». *3th International Symposium on Pressuremeters*, Oxford, 1990, p. 137-148.
- Monnet J., Khelif J. – « Étude théorique et expérimentale de l'équilibre élastoplastique d'un sol pulvérulent autour du pressiomètre ». *Revue française de géotechnique*, n° 67, 1994, p. 3-12.
- Norme française NF P 94-070 – *Essai à l'appareil triaxial de révolution*. AFNOR, 1994.
- Norme française NF P 94-110-1 – *Essai pressiométrique Ménard, Partie 1 : Essai sans cycle*. AFNOR, 1999.
- Norme française NF P 94-110-2 – *Essai pressiométrique Ménard, Partie 2 : Essai avec cycle*. AFNOR, 2000.

# Perspectives de recherche en hydrologie urbaine

**M. DESBORDES**

Institut des sciences  
de l'ingénieur  
de Montpellier  
UMR Hydrosociences  
Montpellier  
Université Montpellier 2  
34095 Montpellier Cedex 5  
desbordes@isim.univ-  
montp2.fr

## Résumé

L'hydrologie urbaine vise à l'étude des relations entre le cycle de l'eau et l'urbanisation. Née de la demande sociale en matière d'assainissement des agglomérations, elle s'est structurée scientifiquement durant les trente dernières années. Initialement consacrée à l'étude des flux d'eau résultant des précipitations, elle s'est par la suite intéressée aux flux de polluants associés à ces flux d'eau... Aujourd'hui, elle s'ouvre également aux sciences sociales. Elle offre ainsi de multiples possibilités de recherches dans des domaines variés parmi lesquels : la modélisation des écoulements de crue en milieu urbain, la gestion intégrée des systèmes d'assainissement (comprenant la gestion en temps réel de ces systèmes) dans un concept de développement durable, la conception d'ouvrages innovants s'inscrivant dans ce concept et prenant en compte les dimensions socio-économiques et socioculturelles de l'hydrologie urbaine.

*Mots-clés* : hydrologie urbaine, assainissement, recherche.

# Potential researches in urban hydrology

## Abstract

Urban hydrology is related to the water cycle in urban space. Suggested by the social demand regarding urban sewerage, its scientific aspects have been developed during the past thirty years. Dealing first with the study of urban rainfall-runoff process, it has been progressively related to the study of pollutions included in that process. Today, urban hydrology is also dealing with social sciences. Many research topics can be explored, among which : urban flooding modeling, urban rainfall measurement and modeling, integrated management of urban drainage systems (including real time control) and sustainable development, design of innovative facilities dealing with these concepts and taking into account socioeconomical and sociocultural aspects of urban hydrology.

*Key words* : urban hydrology, sewerage, research.

## Introduction

Depuis une trentaine d'années, l'hydrologie urbaine, discipline scientifique et technique traitant du cycle de l'eau en milieu urbain, a fait l'objet de nombreuses recherches à caractère fondamental ou finalisé. Initialement dédiée aux aspects physiques du cycle, elle s'est progressivement élargie vers des aspects variés faisant appel à de multiples disciplines scientifiques. Cette ouverture permet aujourd'hui d'énoncer sommairement les principaux secteurs susceptibles de connaître des développements dans les prochaines années.

## Objectifs et statut de l'hydrologie urbaine

L'hydrologie urbaine est une discipline scientifique et technique dont la structuration scientifique s'est déroulée au cours des trente dernières années. Elle a pour objet l'étude des relations entre l'urbanisation et le cycle de l'eau. Elle donne ainsi lieu à des recherches à caractère fondamental, par exemple sur le rôle des « plaques urbaines » dans les échanges terre-atmosphère ou la génération de microclimats urbains. Elle donne également lieu à des recherches à caractère finalisé, visant à définir des méthodes et des techniques d'aménagement de l'espace destinées, simultanément, à protéger les agglomérations et leurs habitants contre les nuisances du cycle de l'eau (maladies, inondations) et à protéger les milieux hydriques récepteurs contre les nuisances engendrées par les agglomérations (pollutions, impacts hydrauliques...).

Initialement pilotée « par l'aval », par « la demande sociale », l'hydrologie urbaine est née dans les pays industrialisés, à la fin des années 60. Il s'agissait alors, face aux croissances urbaines résultant de la montée en puissance de l'industrialisation et de la révolution des modes de production agricole, de conduire une réflexion sur les techniques d'assainissement urbain développées durant la seconde moitié du XIX<sup>e</sup> siècle. Les premières recherches ont donc concerné l'évaluation des flux et volumes d'eau résultant de l'urbanisation sous l'effet des précipitations, et la définition de techniques et d'ouvrages autorisant une certaine maîtrise de ces flux et volumes.

A la fin des années 70, face à la dégradation généralisée des milieux hydriques, sous l'effet des activités anthropiques, les recherches en hydrologie urbaine ont également porté sur l'étude des flux et charges de pollution issus des espaces urbanisés, et l'élaboration de méthodes et techniques de contrôle et de réduction de ces flux et charges. Plus récemment, en particulier à la suite d'inondations urbaines catastrophiques (Nîmes, 1988; Vaison-la-Romaine, 1992), les recherches se sont également orientées vers l'étude des comportements des unités hydrologiques urbaines soumises à des précipitations extrêmes.

Discipline à caractère fortement expérimental, l'hydrologie urbaine s'est appuyée, et s'appuie, sur l'observation des processus hydrologiques au sein d'unités expérimentales (bassins versants, ouvrages spécifiques). Les contraintes propres à ces observations

(faibles pas de temps, accessibilité, agressivité de certains effluents, sédiments et détritiques transportés par les écoulements...) ont conduit au développement de métrologies spécifiques, ou à l'adaptation de métrologies existantes aux conditions particulières de l'hydrologie urbaine (Bertrand-Krajewski *et al.*, 2000).

Par ailleurs, s'agissant d'étudier les relations souvent conflictuelles entre le cycle de l'eau et l'urbanisation, manifestation concentrée de l'activité anthropique, l'hydrologie urbaine a naturellement donné lieu à des ouvertures vers les sciences sociales, qu'il s'agisse, par exemple, d'analyser le rôle des comportements sociaux sur la nature des flux polluants provenant des agglomérations (eaux usées et pluviales) ou face aux risques d'inondation.

Aujourd'hui, on pourrait dire que l'hydrologie urbaine relève des sciences de l'environnement. A ce titre, ses recherches font appel à de multiples disciplines scientifiques plus ou moins « dures ». Elle constitue ainsi un intéressant laboratoire d'apprentissage de la transdisciplinarité. *A contrario*, elle entre difficilement dans les classifications scientifiques usuelles des organismes français de recherche. Une encyclopédie lui a été récemment consacrée, attestant de ce caractère transdisciplinaire (Chocat, 1997).

## Orientations des recherches en hydrologie urbaine

La structuration scientifique de l'hydrologie urbaine s'est accompagnée, au début des années 80, de la mise en réseaux, aux niveaux national et mondial, des équipes de recherche œuvrant dans la discipline. Ces réseaux diffusent des informations sur les thèmes de recherche en cours et organisent périodiquement des rencontres nationales et internationales faisant le point des avancées et des orientations scientifiques des recherches. Ainsi, en 1981, fut créé le Comité joint hydrologie urbaine (CJHU/JCUSD), commun à l'Association internationale de recherches hydrauliques (AIRH/IAHR) et à l'Association internationale de l'eau (AIE/TWA). Le Comité anime des groupes thématiques, édite une lettre de liaison et organise, tous les trois ans, une conférence internationale. La dernière s'est tenue en septembre 2002 à Portland (USA).

En France, diverses associations scientifiques ou professionnelles organisent des colloques et séminaires. Depuis 1992, a lieu, tous les trois ans, la conférence internationale NOVATECH, qui fait le point sur les avancées technologiques en assainissement pluvial (NOVATECH, 2001; Brelot *et al.*, 2002). Depuis peu, les chercheurs et techniciens en hydrologie urbaine disposent également d'une revue internationale spécifique : *Urban Water* (coordonnateurs C. Maksimovic et D. Butler, éditeur Elsevier, GB).

Ces diverses associations, manifestations et publications permettent une évaluation des orientations des recherches. Celles-ci concernent aussi bien des aspects fondamentaux que des aspects finalisés. Les aspects fondamentaux ont trait à la connaissance et à la caractérisation des phénomènes élémentaires du cycle de l'eau en milieu urbain. Si de nombreuses recherches sur les mécanismes de transformation des précipitations en ruissellement sur les surfaces urbaines et écou-

lement dans les systèmes d'assainissement ont permis de jeter les bases de modèles aujourd'hui largement utilisés en ingénierie (progiciels de projet, simulation ou gestion), de nombreuses recherches fondamentales sont envisageables. Elles concernent :

- l'adéquation des modélisations aux changements d'échelles spatio-temporelles ;
- la modélisation des écoulements dans les secteurs urbanisés soumis à des inondations pluviales ;
- la modélisation hydrodynamique des ouvrages « spéciaux » des systèmes d'assainissement, des dispositifs d'engouffrements aux exutoires ;
- la connaissance et la mesure des précipitations en site urbain, etc.

Par ailleurs, de nombreuses recherches à caractère fondamental pourraient concerner les mécanismes biophysico-chimiques de transfert et de transformation des flux polluants véhiculés par temps de pluie sur les unités hydrologiques urbaines et dans leurs systèmes d'assainissement. Si de multiples recherches ont traité, ces dix dernières années, de la caractérisation et de la migration des matières en suspension et des sédiments des systèmes d'assainissement, et si d'autres études peuvent être entreprises sur ces types de polluants, d'autres recherches pourraient concerner les transformations biochimiques s'opérant dans les ouvrages et notamment ceux s'apparentant aux techniques dites « alternatives » ou « compensatoires » (bassins de retenue, d'infiltration, tranchées drainantes, chaussées poreuses, etc.).

Les aspects finalisés sont également nombreux et les orientations des recherches peuvent se décliner selon de multiples axes, avec, en dénominateur commun, une vision « intégrée » du cycle urbain de l'eau s'inscrivant dans le concept de « développement durable ». Ce concept est en effet essentiel dans un domaine où la durée de vie des aménagements est considérable. Sans viser à l'exhaustivité, on peut citer, parmi les axes majeurs :

- l'adaptation et la gestion des systèmes d'assainissement existants aux concepts de gestion intégrée et de développement durable. Cet axe est générateur de recherches innovantes, qu'il s'agisse de techniques de restauration ou d'adaptation des ouvrages et de leurs

environnements, ou du développement de la gestion en temps réel à buts multiples ;

- la définition de méthodes et d'ouvrages s'inscrivant dans les deux concepts précédents. A ce titre, le contrôle à la source des polluants véhiculés par le ruissellement urbain constitue un thème important de recherche. De même les techniques de gestion des flux d'eau ou (et) charges polluantes, ou *Best Management Practices (BPM)* des Anglo-Saxons, constituent des thèmes à explorer. L'American Society of Civil Engineers en tient une évaluation périodique. A l'heure actuelle, cette association a recensé plus de 150 BPM... ;

- la prise en compte des dimensions socio-économiques et socioculturelles dans le développement d'une gestion intégrée du cycle urbain de l'eau, englobant non seulement la ville et ses ouvrages d'assainissement, mais également les milieux hydriques récepteurs superficiels et souterrains intra et extra-muros. Il s'agit là d'actions « transversales » de recherches finalisées en hydrologie urbaine, conséquences de l'évolution de la discipline. Ces aspects sont particulièrement importants dans le cas des pays en développement, confrontés à des croissances urbaines et à des conditions socio-économiques spécifiques. Dans ces pays, les recherches en sont encore à leurs balbutiements et il y a là matière à des collaborations solidaires dont l'ampleur pourrait être significative.

#### 4

## Conclusion

Discipline scientifique et technique initialement « pilotée » par l'aval, l'hydrologie urbaine est aujourd'hui à l'origine de ses propres recherches. Elles visent à la connaissance des phénomènes mis en jeu dans le cycle de l'eau en milieu urbain et à rendre plus équilibrées les relations souvent conflictuelles entre ce cycle et l'urbanisation, et ceci au travers d'une gestion intégrée du cycle et dans un concept de développement durable. Désormais science de l'environnement à caractère fortement transdisciplinaire, elle offre de multiples perspectives de recherche s'inscrivant, notamment, dans ce dernier concept.

## Bibliographie

Bertrand-Krajewski J.L., Laplace D., Joannis C., Chebbo G. - Mesures en hydrologie urbaine et assainissement, Tec et Doc Lavoisier, Paris, 2000, 794 p.  
Brelot E., Chocat B., Desbordes M. (ed.) -

« Innovative technologies in urban drainage (NOVATECH 2001) ». *Water Science and Technology*, 45 (7), 2002.  
Chocat B. (ss la dir.) - *Encyclopédie de l'hydrologie urbaine et de l'assainisse-*

*ment*. Tec et Doc Lavoisier, Paris, 1997, 1 124 p.

NOVATECH - *Les nouvelles technologies en assainissement pluvial*. GRAIE/INSA de Lyon, 2001, 1 128 p.



# Les modèles mathématiques hydrogéologiques ou outils d'aide à la décision en matière de protection des champs captants urbains : application à un champ captant de la Communauté urbaine de Lille

**E. CARLIER**

Université d'Artois  
LAMH et HSE  
Faculté des sciences  
Jean-Perrin, SP 18  
62307 Lens Cedex  
carlier@univ-artois.fr.

## Résumé

Nous présentons trois équations élémentaires : équation de diffusivité, équation de transfert de masse et équations des trajectoires de particules en écoulement souterrain et montrons, à partir d'un cas concret, de quelles façons elles peuvent, une fois transcrite en code numérique, aider à l'obtention d'éléments de réponses au double problème du développement économique et industriel et de la protection de la ressource en eau souterraine en zone urbaine. L'exemple du champ captant de Noyelles-lès-Seclin de la Communauté urbaine de Lille illustre cette problématique.

*Mots-clés* : pollution, modélisation numérique, eau souterraine, captage.

## How the mathematical model of groundwater flow can help to protect the pumping wells in an urban area

## Abstract

Three elementary equations of groundwater flow and solute transport are described : the diffusion equation, the transport equation of advection, dispersion and chemical reactions of dissolved constituents and the particle tracking equation. Starting from the example of the pumping wells of Noyelles-lès-Seclin near Lille (North of France), we show how numerical solutions of these equations can help people to get convenient solutions of economic and industrial development in urban area with respect to the safety of the good quality of groundwater.

*Key words* : pollution, numerical modelling, groundwater, pumping wells.

## Introduction

Les grandes métropoles rencontrent des difficultés croissantes en matière d'alimentation en eau potable, difficultés liées à l'accroissement de la population et de l'urbanisation. Les deux questions fondamentales qui se posent sont : la ressource mobilisable est-elle suffisante ? Sa qualité est-elle compatible avec les règles sanitaires ? Les champs captants, associés à leurs périmètres de protection, sont de plus en plus menacés par l'augmentation du nombre d'infrastructures routières et l'extension inexorable de l'habitat. Les décideurs sont confrontés au double problème de la préservation de la ressource en eau et du développement économique. Les solutions adéquates ne peuvent être trouvées que par une approche scientifique menée par des spécialistes géologues, hydrogéologues, mécaniciens et géotechniciens. Ils sont amenés à résoudre des problèmes environnementaux tels que celui du tassement provoqué par des pompages, au demeurant indispensables, mais mettant en cause le bien des populations ; tel que celui de la protection de la ressource vis-à-vis de pollutions futures engendrées par des projets d'urbanisation. Les exemples sont nombreux (Fried *et al.*, 1971 ; Robertson *et al.*, 1974 ; Fried, 1975 ; MacFarlane *et al.*, 1983 ; MacKay *et al.*, 1986 ; Molz *et al.*, 1986 ; Killely et Moltyaner, 1988 ; Garabedian, 1987 ; Leblanc *et al.*, 1991 ; Boggs *et al.*, 1993) et il est clair que le degré d'expertise demandé relève de la recherche appliquée et que le nombre élevé de cas concrets permet de valider différentes approches scientifiques, de hiérarchiser leur applicabilité et d'innover en matière de méthodologie, que ce soit dans le domaine de l'expérimentation ou de la modélisation des processus naturels perturbés par l'activité humaine. Étant donné les enjeux sanitaires et économiques, toute décision doit être basée sur une expertise scientifique rigoureuse. L'exemple traité dans cette note est relatif à deux projets routiers dont l'un traverse le champ captant de Noyelles-Lez-Seclin. Pour déterminer l'impact de ces projets sur l'eau souterraine captée, et en fonction de l'applicabilité des différents modèles hydrodispersifs face aux données hydrogéologiques et hydrochimiques disponibles, le choix s'est porté sur un modèle de transfert par advection de particules polluantes permettant de simuler l'impact de pollutions accidentelles hypothétiques.

## Les modèles de base

### Modèle d'écoulement souterrain

Appliquées à un volume représentatif élémentaire de sol ou de roche (VRE), la loi de continuité, associée à la loi de comportement ou loi de Darcy permet d'obtenir l'équation de diffusivité suivante (de Marsily, 1986) :

$$S_s \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x} \left( K_{xx} \frac{\partial h}{\partial x} \right) - \frac{\partial}{\partial y} \left( K_{yy} \frac{\partial h}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial z} \left( K_{zz} \frac{\partial h}{\partial z} \right) + w = 0 \quad (1)$$

$S_s$  : emmagasinement spécifique ( $L^{-1}$ ) ;

$K_{xx}$ ,  $K_{yy}$ ,  $K_{zz}$  : perméabilités selon les axes X, Y et Z ( $LT^{-1}$ ) ;

$h$  : potentiel hydraulique (L) ;

$w$  : débit par unité de volume (terme source) représentant les apports ou prélèvements ( $T^{-1}$ ).

En général,  $S_s$ ,  $K_{xx}$ ,  $K_{yy}$  et  $K_{zz}$  sont fonction de l'espace et  $w$  est fonction de l'espace et du temps. L'équation 1 décrit les écoulements souterrains en régime transitoire et en milieu hétérogène et anisotrope dont elle constitue, avec des conditions aux limites sur les débits ou sur les potentiels, une représentation mathématique. Une solution de cette équation, au sens analytique, est une expression algébrique de  $h(x, y, z, t)$ . Hormis pour des hydrosystèmes souterrains simples, les solutions analytiques de 1 sont rarement possibles ; le recours à des méthodes numériques devient indispensable pour obtenir des solutions approchées. Les deux méthodes utilisées sont celles des différences finies (Varga, 1962 ; Remson *et al.*, 1971 ; Thomas, 1973 ; Prickett, 1975 ; Narasimhan et Witherspoon, 1976 ; Trescott *et al.*, 1976 ; Mercer et Faust, 1981 ; Wang et Anderson, 1982) et des éléments finis (Remson *et al.*, 1971, Strang et Fix, 1973 ; Zienkiewicz, 1977 ; Pinder et Gray, 1977 ; Mitchell et Wait, 1977 ; Dhatt et Touzot, 1981 ; Wang et Anderson, 1982).

### Modèle de transfert de masse hydrodispersif incluant les réactions chimiques

La loi de continuité relative à un soluté transporté par l'eau au travers d'un volume représentatif élémentaire de sol ou de roche (VRE) s'écrit (Javandel *et al.*, 1984) :

$$R \frac{\partial C}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) - \frac{\partial}{\partial x_i} (v_i C) + \frac{q_s}{n} C_s - \lambda \left( C + \frac{\rho_b}{n} C_a \right) \quad (2)$$

$C$  : concentration du soluté ( $ML^{-3}$ ) ;

$x_i$  : distance le long des axes de coordonnées cartésiennes (L) ;

$D_{ij}$  : coefficient de dispersion ( $L^2.T^{-1}$ ) ;

$v_i$  : vitesse moyenne de pore ( $L.T^{-1}$ ) ;

$q_s$  : débit par unité de volume (terme source) représentant les apports et prélèvements ( $T^{-1}$ ) ;

$C_s$  : concentration du soluté dans le terme source ( $M.L^{-3}$ ) ;

$n$  : porosité ;

$C_a$  : concentration du soluté adsorbé par la matrice poreuse ( $M.M^{-1}$ ) ;

$\rho_b$  : masse volumique du milieu poreux ( $M.L^{-3}$ ) ;

$\lambda$  : constante de dégradation de premier ordre du soluté ( $T^{-1}$ ).

$R$  est appelé facteur ou coefficient de retard et répond à l'équation suivante :

$$R = 1 + \frac{\rho_b}{n} \frac{\partial C_a}{\partial C} \quad (3)$$

Les concentrations  $C$  et  $C_a$  sont reliées par des lois d'équilibre linéaire ou non linéaire de sorption appelées isothermes de sorption et sont intégrées généralement au coefficient de retard (Goode et Konikow, 1989). Trois principales isothermes de sorption sont utilisées

en fonction de la nature du soluté et de la matrice poreuse :

- l'isotherme linéaire :

$$C_a = K_d \cdot C \quad (4)$$

$K_d$  est le coefficient de distribution ( $L^3.M^{-1}$ ) ;

- l'isotherme non linéaire de Freundlich :

$$C_a = K_f \cdot C^g \quad (5)$$

$K_f$  est la constante de Freundlich ( $L^3.M^{-1}$ )<sup>g</sup> et g est l'exposant de Freundlich ;

- l'isotherme non linéaire de Langmuir :

$$C_a = \frac{K_l \cdot S \cdot C}{1 + K_l \cdot C} \quad (6)$$

$K_l$  est la constante de Langmuir ( $L^3.M^{-1}$ ), S est la concentration totale de sites de sorption disponibles ( $M.M^{-1}$ ).

Actuellement, la méthode la plus performante de résolution de l'équation 2 permettant de s'affranchir des problèmes de dispersion numérique est basée sur l'approche mixte Euler-Lagrange (Zheng, 1990).

La dérivée particulaire  $\frac{DC}{Dt} = \frac{\partial C}{\partial t} + v_i \frac{\partial C}{\partial x_i}$  permet

d'exprimer la variation totale de la concentration du soluté due à l'advection, l'équation 2 devient :

$$\frac{DC}{Dt} = \frac{1}{R} \frac{\partial}{\partial x_i} \left( D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) + \frac{q_s}{n \cdot R} (C - C_s) - \frac{\lambda}{R} \left( C + \frac{P_n}{n} \cdot C_a \right) \quad (7)$$

La dérivée particulaire, sous forme d'équation aux différences finies, permet d'obtenir (Zheng, 1990) :

$$C_m^{n+1} = C_m^n + \Delta t \cdot PD \quad (8)$$

– le terme PD représente la partie droite de l'équation 7 ;

–  $C_m^{n+1}$  représente la concentration moyenne du soluté dans la maille m au pas de temps n + 1 ;

–  $C_m^n$  représente la concentration moyenne du soluté dans la maille m au pas de temps n + 1 due à l'advection seule ;

–  $C_m^n$  est résolue par méthode lagrangienne en coordonnées mobiles, alors que le terme PD est résolu par différences finies en coordonnées fixes (Gardner *et al.*, 1964 ; Konikow et Bredehoeft, 1978 ; Russell et Wheeler, 1983 ; Cheng *et al.*, 1984 ; Neuman, 1984 ; Farmer, 1987).

Ce type de modèle permet de suivre l'évolution spatiale et temporelle d'un polluant en trajectoire et en concentration. Les études de sensibilité des différents codes numériques montrent que l'incertitude sur le coefficient de dispersion et les coefficients d'échange doit être très faible si l'on veut avoir des résultats fiables. De plus, ces paramètres qui peuvent être obtenus en laboratoire peuvent ne pas être reproductibles à l'échelle du terrain.

## 2.3

### Modèle particulaire de simulation des trajectoires (Pollock, 1994)

Cette approche consiste à calculer les composantes du vecteur vitesse par interpolation linéaire dans un volume élémentaire représentatif (VRE) parallélépipé-

dique de côtés  $\Delta x$ ,  $\Delta y$ ,  $\Delta z$  en fonction des coordonnées de deux sommets opposés  $x_1, y_1, z_1$  et  $x_2, y_2, z_2$ . Il s'agit d'un transport de particule par advection uniquement. Les vitesses au niveau des faces des mailles sont calculées, selon la loi de Darcy, par le rapport entre le débit de passage et le produit de la section par la porosité cinématique.

$$v_x = \frac{v_{x2} - v_{x1}}{\Delta x} \cdot (x - x_1) + v_{x1}$$

$$v_y = \frac{v_{y2} - v_{y1}}{\Delta y} \cdot (y - y_1) + v_{y1} \quad (9)$$

$$v_z = \frac{v_{z2} - v_{z1}}{\Delta z} \cdot (z - z_1) + v_{z1}$$

En posant,  $A_i = \frac{v_{i2} - v_{i1}}{\Delta i}$  où i représente l'indice

muet pour les indices x, y et z ; en utilisant l'indice p de position de la particule en  $x_p, y_p, z_p$ , l'équation 9, sous forme différentielle devient :

$$\frac{dv_i}{di} = A_i \quad (10)$$

$$\left( \frac{dv_i}{dt} \right)_p = \frac{dv_i}{di} \cdot \left( \frac{di}{dt} \right)_p = A_i \cdot v_{ip} \quad (11)$$

En intégrant entre  $t_1$  et  $t_2$  ( $t_2 > t_1$ ) avec  $t_2 - t_1 = \Delta t$ , on exprime les coordonnées du point P à un temps futur  $t_2$  par :

$$i_p(t_2) = i_1 + \frac{1}{A_i} \cdot [v_{ip}(t_1) \cdot e^{A_i \Delta t} - v_{i1}] \quad (13)$$

Le modèle particulaire permet de localiser les zones potentielles de pollution de captages. Ces zones doivent être assujetties à des prescriptions particulières telles que l'interdiction d'implantation d'industries polluantes, et peuvent aider au positionnement de tracés routiers compatibles avec la présence de champs captants alimentant en eau potable les métropoles.

## 3

### Application au champ captant de Noyelles-lès-Seclin (Nord) de la Communauté urbaine de Lille

#### 3.1

#### Problématique

Deux projets de déviation routière intéressent directement le champ captant de Noyelles-lès-Seclin. Le projet Ouest, passant au milieu du champ captant et le projet Nord-Est, passant à l'est du champ captant. Ce champ captant, d'importance vitale pour l'agglomération lilloise, est composé de 9 forages (F1, F2, F3, F4, F5, F6, F7, F9 et F10). Il capte les eaux souterraines des craies séno-turonniennes et présente, sur le plan hydrogéologique, une vulnérabilité importante. Le problème posé est de déterminer le meilleur tracé avec comme contrainte la minimisation du risque de pollution des captages. Les pollutions engendrées par les structures routières sont saisonnières, chroniques et accidentelles. Les pollutions saisonnières sont caractérisées par des flux de chlorure dans les eaux, liés au salage en hiver ; les pollutions chroniques sont liées au lessivage par les

pluies de la plate-forme routière et sont caractérisées par des flux en hydrocarbures et en métaux lourds ; les pollutions accidentelles engendrent des flux d'hydrocarbures quand il s'agit d'accidents classiques, mais le trafic de substances toxiques par camions peut représenter un risque majeur pour le champ captant. Les pollutions chroniques et saisonnières peuvent être contrôlées par des structures d'assainissement adéquates, comme le recueil des eaux de ruissellement par des fossés étanches et un traitement dans des déboueurs-déshuileurs avant restitution au milieu naturel. En revanche, les pollutions accidentelles sont difficilement maîtrisables car leur ampleur peut être forte, surtout quand le trafic routier est important comme c'est le cas de l'agglomération lilloise. Nous nous sommes fixés comme objectif de localiser les captages directement menacés par les pollutions potentielles engendrées par les deux projets afin que les décideurs puissent avoir des éléments de réponse quant au choix du meilleur tracé.

L'absence de données de traçages, indispensables pour appréhender le coefficient de dispersion, n'a pas rendu possible la réalisation d'une analyse spatio-temporelle de la concentration de polluant. En revanche, la connaissance de l'hydrodynamique du champ captant a permis, après calage d'un modèle à différences finies, de simuler les trajectoires de particules polluantes par advection selon l'approche décrite au paragraphe 1.3.

### 3.2

## Modélisation hydrodynamique et simulation des pollutions

Nous avons réalisé un modèle à 26 462 mailles (Fig. 1). L'aquifère, constitué par la craie séno-turonienne recouverte de quelques mètres de sable argileux, est monocouche. Le débit moyen horaire pompé, pour

l'ensemble des forages est, d'environ 1 500 m<sup>3</sup>/h. Le champ captant s'étend sur une distance est-ouest de 2,6 km et de 1 km selon la direction nord-sud. Le calage du modèle hydrodynamique a été réalisé en régime permanent. Le niveau statique initial est situé à environ 5 m de profondeur par rapport à la surface du sol.

L'équation de transmissivité est résolue par la méthode des différences finies, et donne pour chaque centre de maille la hauteur piézométrique, par rapport au niveau statique initial pris comme plan de référence dans notre cas. Il s'agit donc d'une carte de rabattements. La carte piézométrique (Fig. 2) montre un écoulement fortement convergent vers les forages. La modélisation a été réalisée à partir d'un prélèvement de 200 m<sup>3</sup>/h par forage, une transmissivité moyenne de 0,01 m<sup>2</sup>/s, une porosité moyenne de 1 %, avec des conditions aux limites de type potentiel imposé autour du domaine, égales à 0, car correspondant au niveau statique initial pris comme plan de référence.

Les situations de pollutions ont été simulées en considérant le transfert d'une particule dans un champ de vitesse et en calculant ses coordonnées pour des pas de temps successifs en tenant compte de la vitesse moyenne de l'écoulement souterrain, de la vitesse de la particule et des composantes du gradient de la vitesse moyenne d'écoulement dans une maille, selon l'approche décrite au paragraphe 1.3.

Des points d'introduction de polluant dans la nappe, simulant des pollutions accidentelles, ont été localisés au droit des deux projets en considérant une introduction immédiate du polluant dans la nappe. Cette approche qui ne prend pas en compte le transfert vertical dans la zone non saturée est conforme aux objectifs fixés consistant en la restitution des trajectoires. Ils sont au nombre de 9 pour la déviation Nord-Est et de 8 pour la déviation Ouest (Fig. 3). Les trajets des particules dans la nappe sont figurés par des lignes qui aboutissent aux forages (Fig. 3).

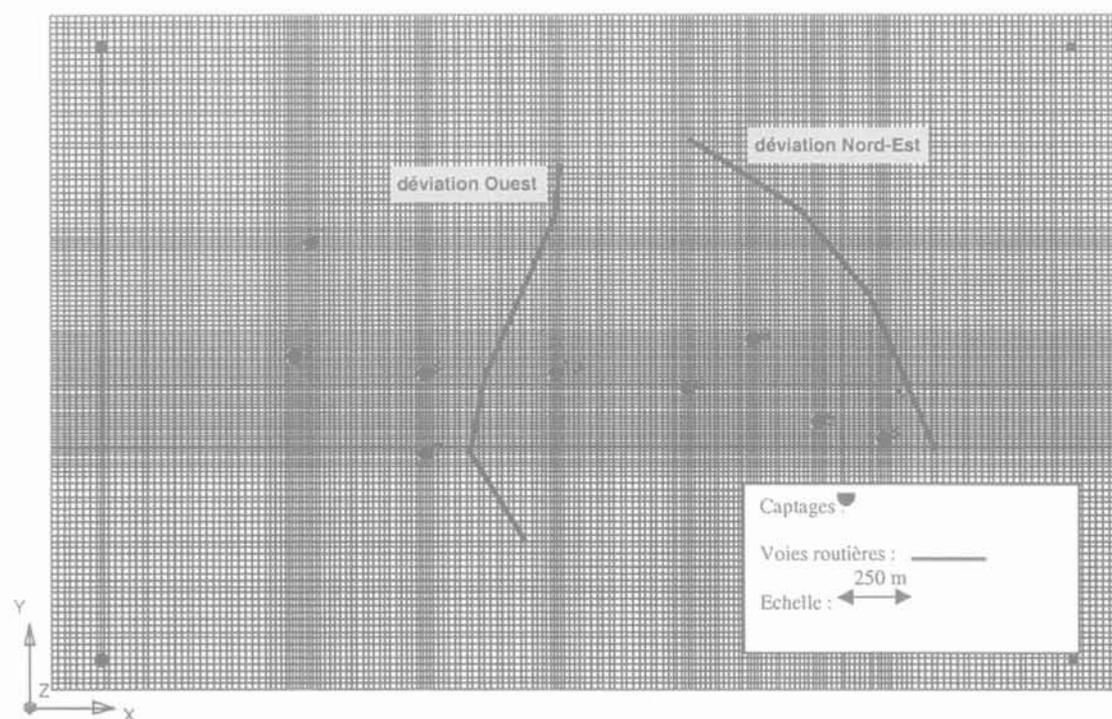


FIG. 1 Maillage du champ captant.  
The mesh network of the area.

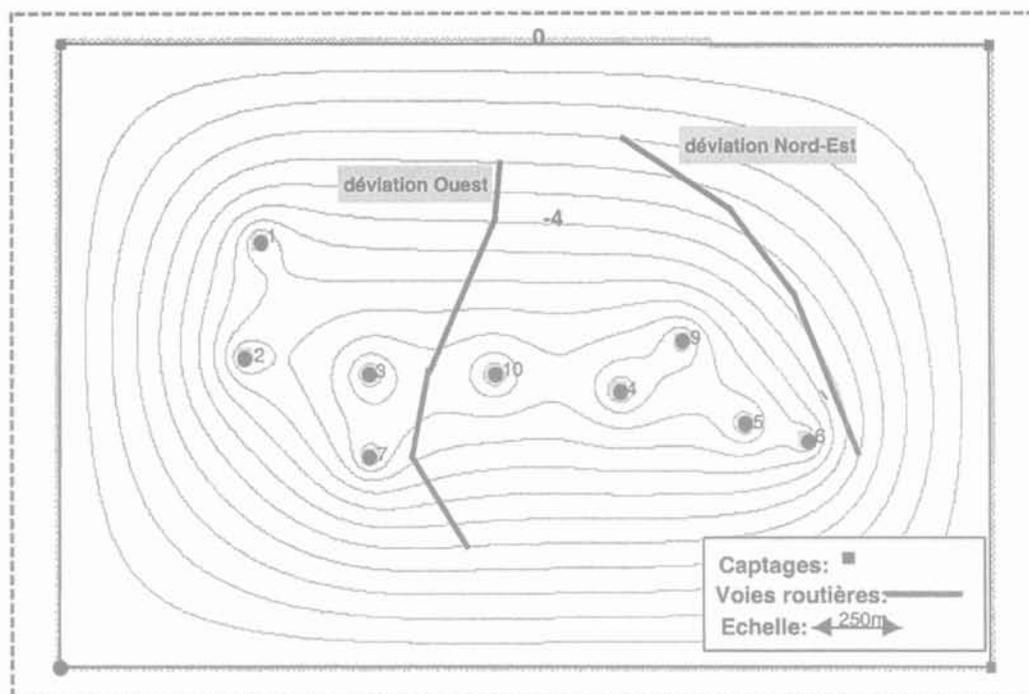


FIG. 2 Piézométrie du champ captant.  
Flow map of the area.

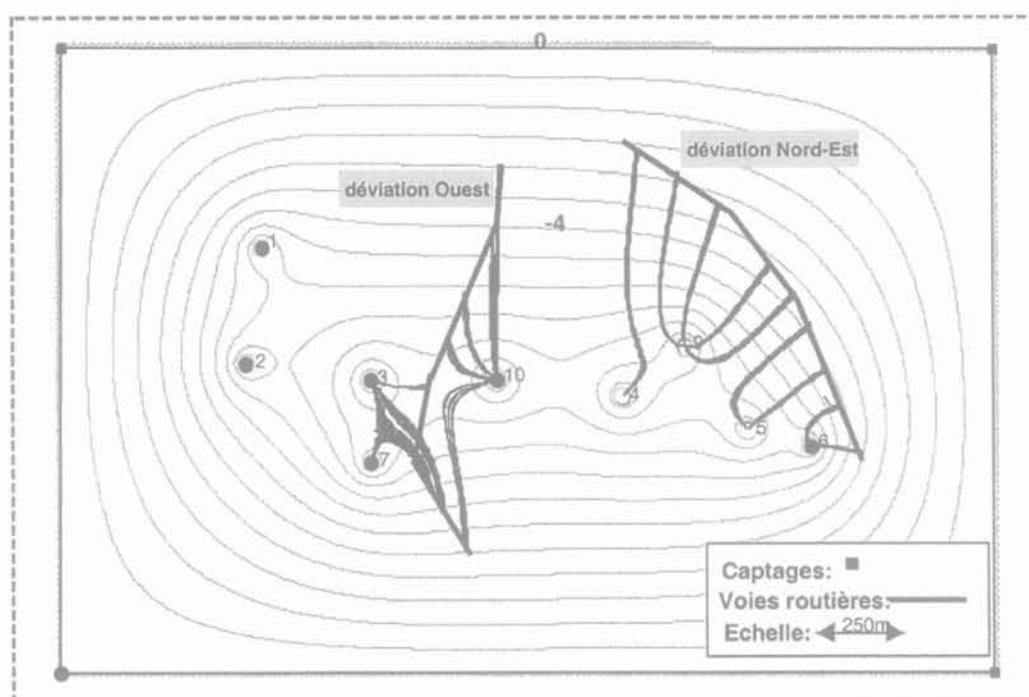


FIG. 3 Résultats de simulation de pollutions accidentelles.  
Results of the pollution spreading simulations.

### 3.3

## Commentaires

En ce qui concerne la déviation Ouest, les forages 3, 7 et 10 sont concernés. Le forage 10 est le plus vulnérable, alors que les zones de pollution potentielle des forages 3 et 7 sont plus localisées (Fig. 3).

Les forages 1, 2, 9, 4, 5 et 6 ne sont pas menacés par ce projet, car protégés par les forages 3, 7 et 10 qui agissent comme pièges hydrauliques de pollution.

Pour la déviation Nord-Est, les forages 9, 4, 5 et 6 sont concernés. Le forage 9 est le plus vulnérable. Les forages 5 et 6 sont concernés par des zones à risque plus limitées. Le forage 4 n'est menacé que par une pollution provenant d'un point situé au Nord (Fig. 3).

Les forages 1, 2, 3, 7 et 10 ne sont pas menacés par ce projet, car protégés par les forages 9, 4, 5 et 6 qui agissent comme pièges hydrauliques de pollution.

Ces résultats permettent de hiérarchiser, pour chaque forage, les risques de contamination en fonction de la localisation de pollutions accidentelles.

4

## Conclusion

Les aménageurs en milieu urbain sont de plus en plus confrontés au double problème de l'extension des cités et de la préservation de l'environnement en général, qu'il s'agisse de la qualité de l'air, de l'eau, de la faune ou de la flore. De plus en plus fréquemment, des projets de construction, au demeurant fort utiles pour le développement économique, n'aboutissent pas par crainte, fondée ou non, de la dégradation d'une ressource vitale. En l'absence d'outils scientifiques efficaces, les décisions prises peuvent être non fondées et trop contraignantes.

L'exemple du champ captant de Noyelles-lès-Seclin montre que les deux projets de déviation routière présentent des risques potentiels de pollution du champ captant et il est très vraisemblable qu'ils seront incom-

patibles avec la réglementation actuelle en vigueur dont l'objectif est de pérenniser la qualité de l'eau destinée à l'alimentation des populations en réduisant au maximum les risques de pollution pouvant engendrer sa dégradation.

Néanmoins, en tenant compte de l'importance de ces projets routiers dans le développement économique de la métropole lilloise, il est possible de trouver des solutions moyennes en gérant le champ captant différemment par l'utilisation de certains forages comme pièges hydrauliques à pollution. Ces derniers ne contribueraient plus à la production d'eau mais, en revanche, protégeraient ceux destinés à l'alimentation en eau potable. Il apparaît qu'une approche scientifique du problème peut faire émerger des solutions permettant de rendre compatible le développement économique et la préservation du milieu naturel en site urbain.

### REMERCIEMENTS

L'auteur remercie la Direction de la recherche et de la technologie de la région Nord-Pas-de-Calais pour l'aide financière qu'elle lui a accordé dans le cadre de l'Action « Ingénierie urbaine ».

## Bibliographie

- Boggs J.M., Beard L.M., Long S.E., McGee M.P., MacIntyre W.G., Antworth C.P., Stauffer T.B. – *Database for the Second Macrodispersion Experiment (MADE-2)*. EPRI Report TR-102072, Electric Power Research Institute, Palo Alto (CA), 1993.
- Cheng R.T., Casali V., Milford S.N. – Eulerian-Lagrangian solution of the convection-dispersion equation in natural conditions ». *Water Resour. Res.*, 20 (7), 1984, p. 944-952.
- Dhatt G., Touzot G. – *Une présentation de la méthode des éléments finis*. Maloine, Paris, 1981.
- Farmer C.L. – « Moving particle techniques », In Bear J., Corapcioglu M.Y., eds. *Advances in transport phenomena in porous media*, . NATO ASI Serie 128, Nijhoff, Boston, 1987, p. 952-1004.
- Fried J.J. – *Groundwater pollution*. Elsevier, Amsterdam, 1975.
- Fried J.J., Garnier, J.L., Ungemach P.O. – « Étude quantitative d'une pollution de nappe souterraine : la salure de la nappe phréatique dans le département du Haut-Rhin ». *Bull. Bur. Rech. Géol. Min.*, Sect. III, 1, 1971, p. 105-15.
- Garabedian S.P. – *Large-Scale Dispersive Transport in Aquifers : Field Experiments and Reactive Transport Theory*. Ph.D. Thesis, MIT, Cambridge, MA, 1987, 290 p.
- Garder A.O., Peaceman D.W., Pozzi A.L. – « Numerical calculation of multidimensional miscible displacement by the method of characteristics ». *Soc. Pet. Eng. J.*, 6 (2), 1964, p. 175-182.
- Goode D.J., Konikow, L.F. – *Modification of a method-of-Characteristics solute transport model to incorporate decay and equilibrium-controlled sorption and ion exchanges*. US Geological Survey Water-Resources Investigations Report 89-4030, 1989, 65 p.
- Javandel I., Doughty C., Tsang C.F. – *Groundwater transport : handbook of mathematical models*. Am. Geophys. Union, Water Resources Monogr. 10, Washington, DC, 1984.
- Killey R.W.D., Molyaner G.L. – « Twin Lake tracer tests : methods and permeabilities ». *Water Resour. Res.*, vol. 24, n° 10, 1988, p. 1585-1613.
- Konikow L.F., Bredehoeft J.D. – *Computer model of two-dimensional solute transport and dispersion in groundwater*. US Geol. Surv. Water Resour. Invest. Book 7, Chapter C2, 1978.
- Leblanc D.R., Garabedian S.P., Hess K.M., Gelhar L.W., Quadri R.D., Stollenwerk K.G., Wood W.W. – « Large-scale natural gradient tracer test in sand and gravel, Cape Cod, Massachusetts, 1 : experiment design and observed tracer movement ». *Water Resour. Res.*, vol. 27, n° 5, 1991, p. 895-910.
- MacFarlane D.S., Cherry J.A., Gillham R.W., Sudicky E.A. – « Migration of contaminants in groundwater at a landfill : a case study, 1 : groundwater flow and plume delineation ». *J. Hydrology*, vol. 63, 1983, p.1-29.
- MacKay D.M., Freyberg D.L., Roberts P.V., Cherry J.A. – « A natural gradient experiment on solute transport in a sand aquifer, 1 : approach and overview of plume movement ». *Water Resour. Res.*, vol. 22, n° 13, 1986, p. 2017-2029.
- Marsily (de) G. – *Quantitative Hydrogeology*. Academic Press, INC, San Diego, 1986.
- Mercer J.W., Faust C.R. – *Groundwater modelling*. National Water Well Assoc., Columbus, Ohio, 1981.
- Mitchell A.R., Wait R. – *The finite elements method in partial differential equations*. Wiley, New York, 1977.
- Molz F.J., Güven J.G., Melville R.D., Matteson K.T. – « Performance, analysis, and simulation of a two-well tracer test at the Mobile site, 1983. An examination of scale-dependent dispersion coefficients ». *Water Resour. Res.*, vol. 22, n° 7, 1986, p. 1031-1037.
- Narasimhan T.N., Witherspoon P.A. – « An integrated finite differences method for analysing fluid flow in porous media ». *Water Resour. Res.* 12 (1), 1976, p. 57-64.
- Neuman S.P. – « Adaptive Eulerian-Lagrangian finite element method for advection-dispersion ». *Int. J. Numerical Methods in Engineering*, vol. 20, 1984, p.321-337.
- Pinder G.F., Gray, W.G. – *Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology*. Academic Press, London, 1977.
- Pollock D.W. – *A particle tracking post-processing package for MODFLOW. The US Geological Survey finite-difference groundwater flow model*. US Geological Survey, Reston, 1994.
- Prickett T.A. – « Modeling Techniques for groundwater evaluation ». *Adv. Hydrosc.*, 10, 1975, p. 1-43.
- Remson I., Hornberge, G.M., Molz F.J. – *Numerical Methods in Subsurface Hydrology with an Introduction to the Finite Element Method*. Wiley (Interscience), New York, 1971.

- Robertson J.B., Schoen R., Barraclough J.T. – *The influence of liquid waste disposal on the geochemistry of water at the National Reactor testing Station, Idaho, 1952-1970*. US Geol. Surv. Open File Rep., IDO-22053, 1974, 231 p.
- Russell J.L., Wheeler M.F. – « Finite element and finite difference methods for continuous flows in porous media ». *SIAM The Mathematics of Reservoir Simulation*. Ewing R.E., ed., 1983, Chapter II, p. 35-106.
- Strang G., Fix G. T. – *An analysis of the finite element method*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1973.
- Thomas R.G. – *Groundwater models. Irrigation and drainage*. Spec. Pap. Food Agricultural Organ. N. 21, UN, Rome, 1973.
- Trescot, P.C., Pinder G.F., Carson S.P. – « Finite difference model for aquifer simulations in two dimensions with results of numerical experiments ». In *Technique of Water Resources Investigations of the USGS, Book 7, Chap. C1: Automated data processing and computation*. US Geol. Survey, Washington, DC, 1976.
- Varga R.S. – *Matrix Iterative Analysis*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1962.
- Wang H.F., Anderson M.P. – *Introduction to Groundwater Modeling. Finite Difference and Finite Element Methods*. Freeman, San Francisco, 1982.
- Zheng C. – *A Modular Three-Dimensional Transport Model for Simulation of Advection, Dispersion and Chemical Reactions of Contaminants in Groundwater Systems*. The United States Environmental Protection Agency, 1990.
- Zienkiewicz O.C. – *The Finite Elements Method*. McGraw-Hill, New York, 1977, 3rd ed.



# Pathologie de parkings enterrés sous la nappe à Lyon

## G. SANGLERAT

Expert honoraire agréé  
par la Cour de cassation  
Professeur honoraire  
de Mécanique des Sols  
à l'École centrale de Lyon  
182 bis, av. Félix-Faure  
69003 Lyon

## N. MONGEREAU

Professeur émérite  
des universités, URGC  
Géotechnique, INSA Lyon  
Expert agréé par la Cour  
de cassation  
41, rue Tronchet  
69006 Lyon  
noel.mongereau@  
libertysurf.fr

### Résumé

Quatre parkings, profondément enterrés sous la nappe phréatique, ont été construits à Lyon, à l'abri de parois moulées. Ces dernières ont été réalisées à travers des formations alluviales posées soit sur le granite, soit sur des formations sédimentaires tertiaires. Pour chaque cas, sont exposés les problèmes rencontrés lors de la construction et les surcoûts générés qui reflètent, *a posteriori*, la prise en compte incorrecte des caractéristiques de chaque site. Les auteurs mettent également en évidence les pièges du radier drainant.

**Mots-clés :** paroi moulée, piège géologique, renard liquide, renard solide, radier drainant.

## Underground parking structures below groundwater in Lyon (France)

### Abstract

The construction, below groundwater, of new underground parking structures, in the city of Lyon (France), has required to use of diaphragm walls. The diaphragm walls were installed through alluvial deposits and keyed into either granitic or sandstone bedrock. Four case histories of underground parking structure construction are presented. The case histories emphasize the geological, geotechnical, hydrological challenges encountered, discovered and resolved during construction.

**Key words :** diaphragm walls, geologic pitfall, liquid and solid piping, drainage blanket.

## Contexte géologique lyonnais

### Presqu'île lyonnaise

Pour le secteur situé dans la presqu'île de Lyon, limité à l'est par le Rhône et à l'ouest par la Saône, les terrains rencontrés en profondeur sont les mêmes que ceux trouvés sous les collines de la Croix-Rousse et de Fourvière. On rencontre, de bas en haut :

- socle cristallin ;
- terrains tertiaires ;
- formations quaternaires.

#### Socle cristallin

Le socle cristallin comporte deux grands ensembles :

- les roches métamorphiques, type gneiss ;
- les roches plutoniques, type granite.

Au cours de leur histoire, ces terrains sont restés pendant un temps très long à l'atmosphère et ont subi des phénomènes d'altération. A leur surface il peut subsister soit des fragments sous forme de blocs emballés souvent dans une matrice argileuse, résidu d'altération du socle ou apport extérieur, soit des zones altérées de moindre résistance qui font suite latéralement à des zones plus cohérentes.

#### Terrains tertiaires

Le matériau le plus connu, parce que le plus important en volume déposé, correspond à des sables siliceux, calcaires et micacés, jaune clair ou gris, contenant des minéraux de forte densité dits minéraux « lourds » – densité supérieure à 2,9 – (épidote, grenat, etc.). Ces derniers minéraux permettent une bonne identification du sédiment. Dans sa masse, ce sédiment peut comporter des niveaux consolidés en grès (niveaux de forme et de dimension variables). *Fondamentalement, le terme de molasse est réservé à ces niveaux consolidés.* On a ensuite étendu l'appellation molasse à l'ensemble du sédiment.

Il convient cependant de noter que, latéralement, on peut passer à des formations argileuses en l'espace de quelques mètres. Cela peut avoir des conséquences importantes lorsqu'on décide d'effectuer des pompages soit pour rabattre la nappe, soit pour alimenter des réseaux de distribution, soit pour faire fonctionner des pompes à chaleur.

A la base du Tertiaire, existe un faciès allant du conglomérat (diamètre des éléments : 0,40 m) au sable fin. Les éléments sont ceux de toutes les roches du Massif central, y compris les calcaires du Lias. Le ciment est argilo-ferrugineux et la couleur est rouge ou verte. Confondu à tort avec des arènes granitiques, ce faciès est partie intégrante des terrains tertiaires.

#### Terrains quaternaires

Sous le nom de « moraine », on range tous les terrains alluviaux liés directement aux glaciers würmiens, tandis qu'on réserve celui de « fluvio-glaciaire » pour les alluvions où l'intervention des eaux courantes de fusion a été prépondérante.

Les formations fluviatiles les plus récentes sont appelées alluvions.

### Plaine de Lyon

La plaine de Lyon, à l'est du Rhône, est constituée, sous environ 20 m d'alluvions, de formations tertiaires présentes sous forme de *molasse sableuse et gréseuse*, passant latéralement à des formations argileuses. On ne connaît pas le niveau de base de cette formation.

Le sondage le plus profond réalisé (Sanglerat *et al.*, 1999) a traversé, sous 21 m d'alluvions, la molasse sur 24 m d'épaisseur, sans atteindre la base de cette formation. Ce sondage a été effectué en 1994 par le pénétromètre statique dynamique AMAP'sols, sur le site du parking Foch cité ci-dessous.

L'épaisseur de la molasse est certainement très grande. Un forage réalisé près de Saint-Laurent-de-Mure (à 20 km à l'est de Lyon) a mis en évidence une épaisseur de 340 m (Mongereau, 2001).

### Hydrogéologie

Au plan hydrogéologique, l'eau est présente dans l'ensemble des formations décrites ci-dessus :

- entre Saône et Rhône, auxquels la nappe se raccorde, le contexte aquifère est simple, l'eau ayant des caractéristiques chimiques voisines de celles des rivières bordières ;
- dans la plaine de Lyon, tout en se raccordant au Rhône, la nappe est suralimentée par les eaux artésiennes et profondes de la molasse, aux *caractéristiques incrustantes* prononcées.

Dans les deux cas, la nappe se situe vers 6 m de profondeur.

Les eaux de la molasse ont donné lieu à de nombreuses datations par le C14. Leur âge varie entre 2 800 et 4 500 ans. Le C14 constitue alors un excellent outil d'identification des eaux en provenance du réservoir molassique (identification initiale, suivi dans le temps des débits, identification de fuites).

Le lecteur qui souhaiterait approfondir les données géologiques et hydrogéologiques résumées ci-dessus pourra se reporter à la bibliographie citée par N. Mongereau (2001), ainsi qu'à la synthèse géologique du Sud-Est de la France (1984).

## Parking souterrain de la Bourse (1990)

Pour ce parking de sept niveaux, d'une surface de 1 922 m<sup>2</sup>, on a réalisé une paroi moulée d'une hauteur variant de 52 à 57 mètres, ancrée dans le granite (marché de 43 709 506 francs notifié le 30 novembre 1990). Les reconnaissances géotechniques initiales avaient montré, entre 21 et 33 m de profondeur, la présence localisée de blocs. Ceux-ci ont alors été considérés comme amas de blocs isolés au sein des alluvions. Hélas, ils ont été rencontrés sur toute l'emprise de la paroi qui a été réalisée à l'hydrofraise, cette méthode permettant de réduire les hors profils au droit de la couche continue de blocs. En raison de l'accroissement des difficultés de forage, l'entreprise a introduit une réclamation s'élevant à 12 782 382 francs TTC, correspondant « au coût supplémentaire de travaux non prévus dans le marché forfaitaire, engendré par des sujétions imprévues rencontrées dans le sous-sol ». En raison du retard de 25 jours survenu, le maître d'ouvrage voulait appliquer des pénalités s'élevant à 762 669 francs.

Les reconnaissances initiales ont comporté deux sondages destructifs avec essais pressiométriques (de 30 m de profondeur) et deux sondages carottés dont un seul foré jusque dans le granite, à 56,20 m de profondeur. Les informations fournies par ce dernier n'ont pas été analysées correctement et, de ce fait, il n'était pas possible d'en tirer les conclusions utiles.

L'analyse faite *a posteriori* de ce sondage montre que, sous-jacent à l'accumulation de blocs trouvée entre 21 et 33 m de profondeur, on rencontre, à partir de 35,50 m, jusqu'à 48,60 m, des niveaux de sables argileux qui correspondent aux formations « compréhensives »<sup>1</sup>, comme l'on dit en géologie, de la molasse sableuse.

Ces niveaux ont été considérés initialement comme des alluvions fluviatiles quaternaires sablo-argileuses. En conséquence, la présence de blocs pouvait être considérée comme ponctuelle et ne pas provoquer de complications pour le forage des parois moulées. Mais, en fait, l'appartenance de ces niveaux au Tertiaire, qui ne peut échapper à un géologue connaissant bien la région, doit naturellement inciter à penser que, lors de la fonte des glaciers, s'est produit un dépôt de blocs pratiquement continu sur une grande surface, d'où un risque de difficultés permanentes de forage des parois. C'est bien ce qui s'est produit et a conduit à la réclamation formulée par l'entreprise.

La présence d'une telle accumulation de blocs ne peut en aucun cas être considérée comme un *aléa géologique*, c'est-à-dire un fait lié au hasard, mais constitue au contraire un *piège géologique*<sup>2</sup> non détecté par manque et d'une interprétation géologique rattachée au contexte local et d'une reconnaissance adaptée (un plus grand nombre de sondages aurait été nécessaire).

<sup>1</sup> « Compréhensive » signifie, selon l'usage des géologues, contemporaine mais de nature différente.

<sup>2</sup> Un *piège géologique* est une zone d'extension géographique variable où les terrains n'ont pas la nature ou la disposition à laquelle on s'attendait, ce qui forcément induit des contraintes techniques.

Il est possible de plus que la limite supérieure des formations tertiaires – ici le substratum des alluvions – présente des points bas, zones où préférentiellement l'accumulation des blocs peut être plus importante, d'où accroissement des difficultés de mise en œuvre des parois.

Par jugement n° 9502417, rendu le 1<sup>er</sup> décembre 1999, la 3<sup>e</sup> chambre du Tribunal Administratif de Lyon a :

– *condamné le maître d'ouvrage à payer à l'entreprise, au titre des sujétions imprévues, le tiers de 12 065 958 francs (réclamation initiale moins abattement), soit 4 021 999 francs ;*

– *déclaré les pénalités de retard injustifiées.*

Les deux parties ont fait appel.

## Parking République (1990)

Ce parking enterré de 887 places sur sept niveaux a nécessité la réalisation d'une paroi de 0,80 m d'épaisseur, composée de 87 panneaux de hauteur variant entre 23 et 26 m, selon une trame de 4,60 m de large, avec des raccords entre panneaux par tubes joints, la base de ces panneaux devant être encastrée dans le granite (marché forfaitaire approuvé le 13 décembre 1990).

Les reconnaissances préliminaires ont comporté 6 sondages carottés avec essais pressiométriques sur une profondeur de 30 m ; 9 sondages avec enregistrement de paramètres ont ensuite été réalisés par l'entreprise avant le début des travaux ; 4 sondages carottés ont été réalisés après sinistre (SC 91-92, SS 21-22).

Pour améliorer l'étanchéité du raccordement pied de paroi au substratum résistant, il a été réalisé deux types d'injection :

– *injection en pied* par une jupe de 6 m de haut par 4 forages sur la largeur de 4,60 m de chaque panneau ; ces injections verticales ayant donc un entraxe de 1,15 m ;

– *bouchon injecté de bentonite ciment* en arrière et à la base de la paroi sur une hauteur de 4 m avec 2 injections en quinconce de 3 m d'entraxe ; la base de ce bouchon injecté atteint 1 m sous le pied de la paroi.

Ce dispositif devant permettre, en cours de travaux, la détection d'anomalies en pied de paroi dont l'étendue en plan dépasserait 1,15 m à 1,50 m selon la zone.

Le 2 septembre 1992, à 8 heures 30, un *débouillage* important (200 m<sup>3</sup>) s'est produit au niveau du 7<sup>e</sup> sous-sol, au droit des panneaux 79 et 80 qui constituaient la limite de la zone excavée la veille dans le cadre du déroulement normal du terrassement, la paroi étant découverte côté intérieur depuis 24 heures environ.

Simultanément, un *affaissement d'environ 4 m* survenait dans la cave du magasin Tandy située à proximité de la paroi moulée, selon une *fontis* d'allure elliptique au droit du panneau 79 (Fig. 1). Il y avait risque important d'effondrement des immeubles anciens en maçonnerie de pierre longeant le parking.

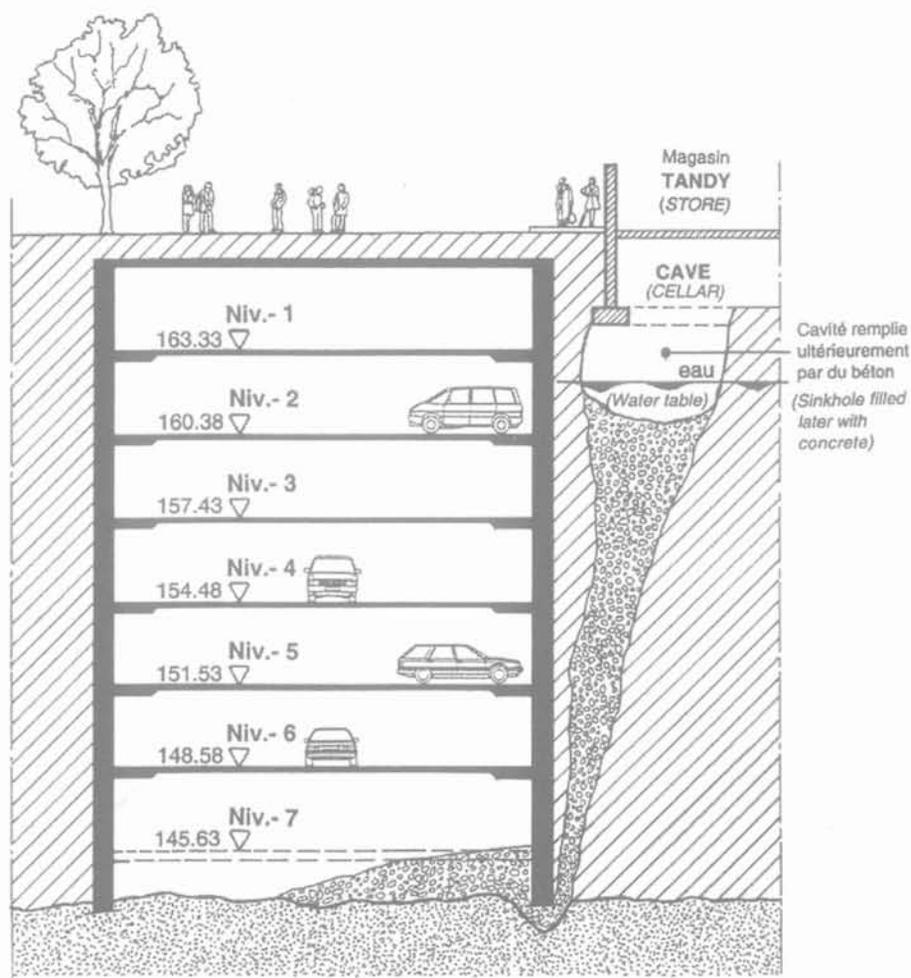


FIG. 1 Renard solide et fontis (parking République).  
Solid piping and swallow hole.

Ce sinistre a fait naturellement l'objet d'un constat d'urgence ordonné par le Tribunal de Grande Instance, puis d'une expertise devant le Tribunal Administratif de Lyon.

Les experts judiciaires ont montré que :

- la géologie côté Rhône, à l'est de la ligne SC2-SC92 (Fig. 2), est différente de celle des autres parties du parking, pour lesquelles le faciès du granite est relativement sain et le toit du substratum a une allure pratiquement plane ;
- le sondage SS22 ayant détecté une anomalie caractéristique très profonde, il y a donc une très forte présomption d'*incidence géologique localisée*, thalweg accusé, largeur réduite voire dissymétrique (Fig. 2) ;
- dans la zone du sinistre, toutes les parois n'ont pu atteindre le rocher sain, un décalage important (90 cm) existe entre les bases des panneaux 79 et 80 (Fig. 3) ; malgré les forages complémentaires verticaux sous parois, accompagnés d'injections, il a pu subsister un vide de l'ordre de 30 à 40 cm permettant le passage d'un *renard solide*<sup>3</sup> à travers les zones de gneiss broyé ou fracturé ;

<sup>3</sup> Un *renard solide* est un renard (liquide) accompagné d'un volume très important de terrain.

- il n'est pas possible d'exclure un défaut d'exécution en pied de paroi.

Le préjudice allégué par l'entreprise s'élevait à 7 millions de francs hors taxes.

Le rapport d'expertise judiciaire, déposé en février 1995, proposait d'imputer le coût des travaux de réfection, ainsi que les conséquences des désordres, comme suit :

- entreprise : 2/3

« défauts possibles d'exécution de la base de la paroi et de ses organes d'étanchéité » ;

- maître d'ouvrage : 1/3

« accident géologique probable ».

Après le dépôt de ce rapport, les parties ont dû se rapprocher car il n'y a pas eu de suites judiciaires.

#### 4

### Parking de la Cité judiciaire (1991)

La construction du nouveau palais de justice de Lyon, sur une surface au sol de 7 000 m<sup>2</sup>, a été précédée par l'exécution de quatorze sondages de 28 m de profondeur pour essais divers (granulométrie, Lefranc...)

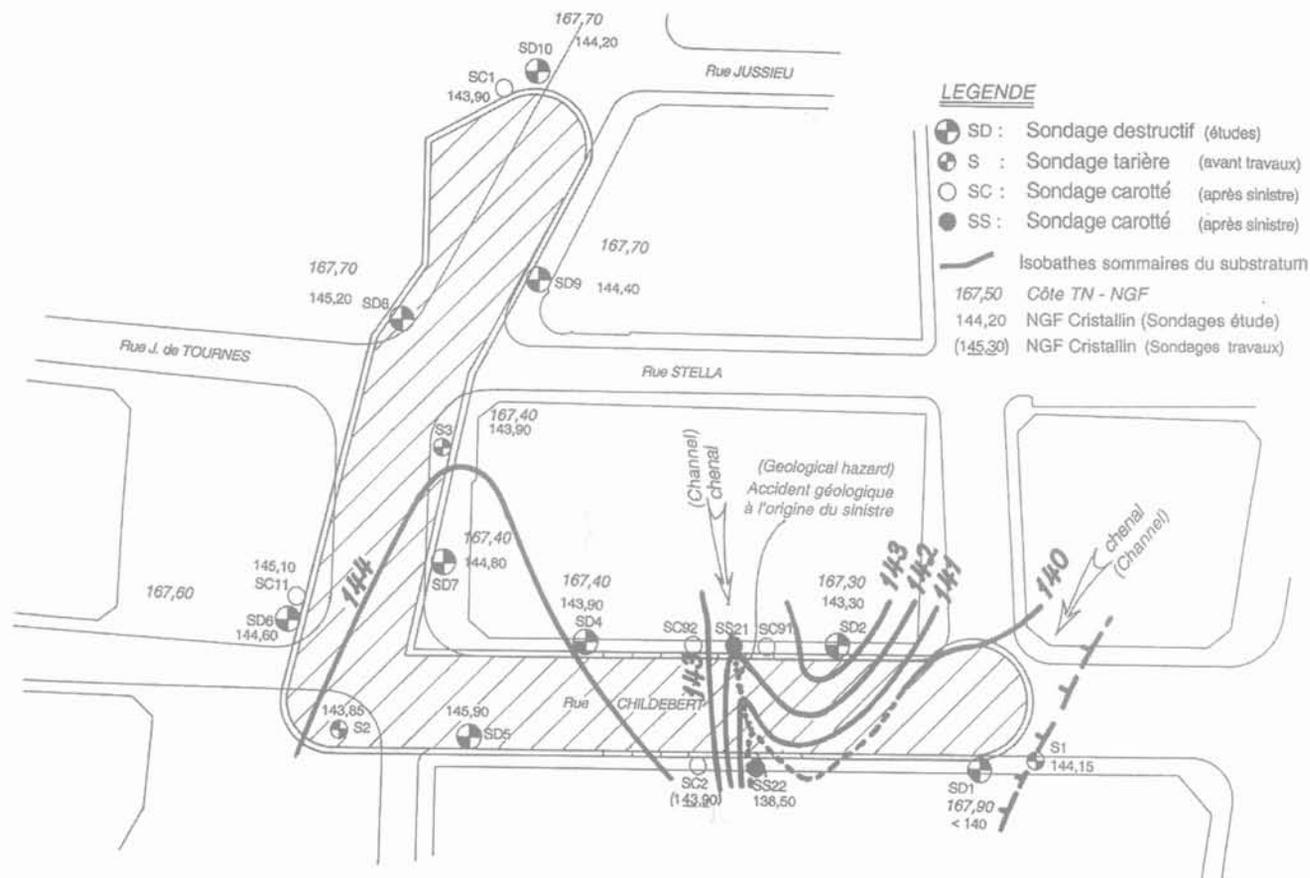


FIG. 2 Implantation des sondages (parking République).  
Boreholes draft.

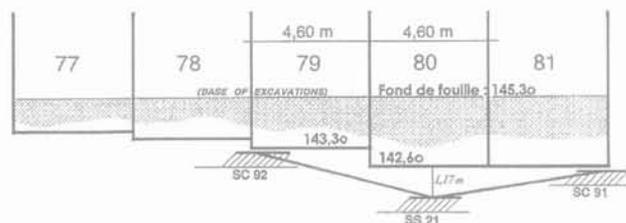


FIG. 3 Profil du granite sain au droit de la zone de renard.  
Outline of granite near the solid piping.

et d'un seul sondage carotté également de 28 m avec prélèvement d'échantillons intacts de molasse. Un sous-sol enterré de six niveaux, à usage de parkings (publics et privés), s'étend sous toute la surface du bâtiment, sur une profondeur de 20 m. Plutôt que de prévoir un cuvelage étanche, qui aurait été parfaitement possible, le maître d'œuvre a prescrit un radier drainant, ce qui était, à l'époque, une première à Lyon dans ce type de sol.

La réalisation de la fouille du parking, à l'intérieur d'une enceinte en paroi moulée épaisse de 0,80 m et profonde de 29 m (marché forfaitaire notifié le 19 juillet 1991), a rencontré de grandes difficultés (perturbant gravement le déroulement du chantier) résultant principalement de deux éléments :

– *erreur sur le niveau du toit de la molasse*. D'après les sondages, le toit de la molasse devait se trouver entre 147,39 et 148,98 NGF ; en réalité, le toit de la molasse mémorisée<sup>4</sup> sur la paroi varie de 147,51 à 150,30 avec une valeur moyenne de 149,29 ; on peut donc considérer que la différence moyenne entre les prévisions faites avant travaux et les constatations après terrassements est de 1,36 m le long du périmètre de la fouille ; le toit de la molasse a donc été trouvé beaucoup plus haut que prévu ;

– *erreur sur la perméabilité de la molasse*. Estimée par un nombre insuffisant d'essais Lefranc à  $3 \times 10^{-5}$  m/s, les perméabilités observées se sont montrées bien inférieures, de l'ordre de  $10^{-5}$  à  $10^{-7}$  m/s, d'où des difficultés pour rabattre la nappe par le système de pompage prévu (rayon d'action des puits insuffisant).

A ces deux éléments très défavorables, il convient d'en ajouter quatre :

– *le caractère incrustant de l'eau* qui a entraîné de nombreux problèmes pour la phase travaux (colmatage des puits de pompage, des pompes et des puits de rejet). Souvent, pour faire face aux désordres provoqués par le carbonate de calcium, certaines entreprises n'hésitent pas à « balancer » de l'acide chlorhydrique ; cette

<sup>4</sup> Sur une paroi dégagée lors du creusement de la fouille, le niveau du toit de la molasse apparaît nettement ; il correspond au changement d'aspect de la surface du béton : granuleux dans les alluvions, lisse dans la molasse.

méthode brutale nous paraît peu écologique ; fort heureusement, elle n'a pas été utilisée dans le cas du parking de la Cité judiciaire ;

– la présence des particules les plus fines de la molasse (particules colloïdales) dont on n'avait pas prévu la flocculation (colmatage des puits et pompes) ;

– l'artésianisme de la nappe générant des débits considérables et conduisant, en cours de creusement sous le niveau piézométrique, à l'entraînement sur le fond de fouille des particules sableuses de la molasse, provoquant ainsi de *petits renards solides ascendants* ; ces derniers ont créé des vides, quelquefois importants, sous certaines semelles de fondations des piliers centraux. L'artésianisme de la nappe de la molasse est de l'ordre de 2 m dans cette zone de Lyon (Mongereau, 2001) ;

– l'origine de l'eau provenant du réservoir molassique générant des débits considérables (350 m<sup>3</sup>/h), tant pendant la phase travaux qu'ultérieurement *ad vitam aeternam* compte tenu de la réalisation d'un radier drainant.

Ces six éléments défavorables, mal maîtrisés pendant la phase travaux, ont conduit à des modifications dans la conduite des techniques de mise hors d'eau utilisées et à une refonte complète et de la conception et de la réalisation du radier drainant. En particulier, les 180 pointes filtrantes prévues au marché initial ont dû être abandonnées car leur rayon d'action était trop faible, puisque la perméabilité de la molasse avait été surestimée. Elles ont été remplacées par des tranchées drainantes et des puits.

Le délai initialement prévu pour les travaux était de 34 mois et a été porté contractuellement à 40 mois 8 jours. Finalement, le retard effectif dans la mise en service du parking a été de 78 jours.

Les préjudices allégués par les parties s'élevaient à 46 millions de francs hors taxes, se décomposant comme suit :

– réclamation des deux entreprises : 25,5 millions de francs ;

– préjudices allégués par le maître d'œuvre : 5,8 millions de francs ;

– préjudices allégués par les deux maîtres d'ouvrage : 14,7 millions de francs.

Les experts judiciaires ont déposé auprès du Tribunal Administratif de Lyon deux rapports techniques le 3 juin 1995 et le 25 juillet 1997, puis, le 7 mars 2000, un troisième rapport analysant les préjudices consécutifs au retard dans la livraison des parkings.

Dans leurs rapports techniques, les experts ont proposé les imputations suivantes :

– conception : 70 %, dont 50 % à la charge de la maîtrise d'œuvre et 20 % à la charge des entreprises ;

– exécution : 30 % à la charge des entreprises.

Par jugement du 4 juillet 2002, le Tribunal Administratif de Lyon :

– a débouté les maîtres d'ouvrage et le maître d'œuvre, car les travaux avaient été réceptionnés sans réserve ;

– a accordé à l'une des entreprises 9,2 millions de francs, assortis des intérêts moratoires.

Ce jugement n'a fait l'objet d'aucun appel.

#### **Remarques concernant les radiers drainants**

Le parking de la gare de la Part-Dieu, construit à partir de 1994, conçu comme celui de la Cité judiciaire, a fort heureusement bénéficié des erreurs commises

lors de la réalisation de ce dernier. Situés géologiquement et hydrogéologiquement dans les mêmes conditions, les débits extraits puis restitués en milieu naturel sont de 1 000 m<sup>3</sup>/h.

Le pompage pour ces deux parkings correspond à l'extraction, tous les ans, de 11 826 000 m<sup>3</sup> d'eau de très bonne qualité, ce qui représente sensiblement neuf fois la production annuelle d'eau d'Évian, de caractéristiques chimiques semblables – le réservoir géologique est le même. Le paradoxe est qu'aucune utilisation n'a été prévue pour les eaux de pompage provenant de ces deux parkings, qui sont rejetées à leur périphérie. Elles risquent alors d'envahir à plus ou moins long terme les parkings et sous-sols voisins moins profonds. En outre, *les eaux de pompage*, en se mélangeant aux eaux de surface, *se chargent inévitablement en éléments bactériologiques et chimiques polluants*.

La presse (*Le Figaro Lyon* du 11 septembre 2001) s'est fait l'écho de cette aberration qui s'ajoute aux conséquences des constructions anarchiques en sous-sol et à l'exploitation incontrôlée de la nappe superficielle et profonde, notamment par les pompes à chaleur qui conduisent à une élévation de la température de la nappe de plusieurs degrés dans certains quartiers. Aussi, comme nous l'avons à plusieurs reprises suggéré, les responsables de la Communauté urbaine de Lyon ont décidé une reprise du suivi de la nappe et s'orientent vers la mise en œuvre d'un *Plan d'occupation du sous-sol*.

Par ailleurs, la décision de réaliser un radier drainant peut paraître quelquefois conduire à une économie dans le coût de construction. Mais cela implique inévitablement des frais d'exploitation importants *ad vitam aeternam*. Il y a donc transfert d'une économie initiale (quelquefois illusoire) au détriment du futur.

Si la technique du radier drainant est admissible dans le cas où les débits à pomper sont très faibles (quelques mètres cubes par heure), par contre, à notre avis, cette solution doit être proscrite dans le cas de débits très importants, comme ceux mentionnés ci-dessus.

## **Parking Foch (1994)**

Le parking Foch, situé 55, avenue Foch, Lyon 6<sup>e</sup>, a été créé dans le cadre de la rénovation d'un immeuble. Les travaux ont notamment comporté la réalisation d'une enceinte étanche de 22,50 m sur 33,50 m, pour la création de 220 places de parking en sous-sol, du niveau -2 au niveau -8. Les alluvions d'une épaisseur de 25,80 m reposent sur la molasse. La profondeur de la fouille a été de 22,50 m. La paroi moulée, d'épaisseur 0,80 m, a été réalisée d'août 1994 à décembre 1994. Son arase est à 3,20 m et sa base à 31 m de profondeur.

Le 7 novembre 1994, lors de la réalisation du panneau 30D, l'excavatrice a eu une avarie de chantier. La creuse a été arrêtée à -27 m, soit 4 m au-dessus de la cote prévue et entièrement dans la molasse, et le panneau a été bétonné en l'état.

Pour tenter de reconstituer la fiche initialement prévue, il a été décidé d'effectuer des injections dans la molasse. Or, vouloir injecter de la molasse lyonnaise est une vue de l'esprit !

Le 16 août 1995, lorsque le terrassement a atteint le plancher bas du 7<sup>e</sup> sous-sol, s'est produit un *renard* important à la base du panneau 30D, générant en surface un *fontis évalué à 100 m<sup>3</sup>*, mettant gravement en

danger la stabilité d'un immeuble voisin et permettant une communication directe entre la nappe et la fouille qui a été inondée sous 16,20 m d'eau. Afin de colmater la « fenêtre » ainsi créée à la base du panneau 30D, un traitement par jet-grouting a été effectué. Les travaux de pompage ont repris à l'intérieur de la fouille et un deuxième renard s'est produit le 6 février 1996 au même endroit.

Finalement, l'étanchéité provisoire de la fouille a été obtenue grâce à un traitement par congélation et injection, ce qui a permis la réception du chantier le 6 janvier 1998. Le retard sur le planning a été de 21 mois et les préjudices allégués par les différentes parties s'élèvent à 42 millions de francs répartis comme suit :

- maître d'ouvrage : 4,5 millions de francs ;
- entreprises : 37,5 millions de francs.

Deux rapports ont été déposés au Tribunal de Grande Instance en novembre 1999, un troisième en mai 2002. En janvier 2003, aucun jugement n'a été prononcé.

6

## Conclusion

Le cas du parking Foch est un exemple caractéristique d'une faute d'exécution (défaut de fiche d'une paroi), suivie d'erreurs dans l'exécution des méthodes adoptées pour remédier aux insuffisances et désordres observés. Les trois autres exemples illustrent les difficultés d'adaptation aux sites dans lesquels s'intègrent

les parois moulées lorsque la géologie est complexe et que les sondages prescrits initialement sont insuffisants en nombre et en profondeur.

Ces difficultés résultent du manque d'analyse géologique et géotechnique ponctuelle du site et de l'absence d'analyse globale liée à la géologie locale. Elles mettent en évidence l'existence des pièges géologiques qui ne peuvent être surmontés que si l'on a mis en œuvre tous les moyens dont on dispose pour les détecter en temps utile et que l'on possède une connaissance très fine de la géologie locale.

Les erreurs commises à différents stades ont provoqué des surcoûts très importants (de 1 à 7 millions d'euros), et quelquefois des retards considérables qui ont conduit inévitablement les intervenants devant les tribunaux. *Près de dix ans après les désordres, trois des quatre litiges ne sont pas encore arrivés à leur terme. Que de temps et d'argent perdus !*

Il n'est pas sans intérêt de remarquer que les travaux ont été réalisés par différentes entreprises renommées, sous le couvert de bureaux de contrôle différents mais, hélas, pour aucun des quatre parkings, il n'avait été prévu de « mission de maîtrise d'œuvre géotechnique » (missions types G.2, G.3 et G.4), ce qui est fort regrettable.

Ajoutons enfin que la technique du radier drainant, qui a pu séduire certains, n'est pas toujours la meilleure solution ni au point de vue économique général global (coût d'investissement + coût d'exploitation à long terme), ni au point de vue écologique, particulièrement lorsque les débits pompés sont élevés.

## Bibliographie

BRGM - Synthèse géologique du Sud-Est de la France. Mémoire n° 125 et atlas n° 126, 1984.  
Mongereau N. - Géologie de Lyon. ELAH,

Lyon, 2001, 95 pages, 20 photographies, 1 tableau, 21 figures.  
Sanglerat G., et al. - « Pénétration statique AMAP'sols dans les graviers sableux

denses, la molasse et les marnes compactes ». *Revue française de géotechnique*, n° 87, 1999, p. 43-54.



# Désordres dus à l'infiltration des eaux Cas de la ville d'El-Affroun

**R. BAHAR**

Département de génie civil  
Université Mouloud  
Mammeri de Tizi-Ouzou  
BP 17 RP  
15000 Tizi-Ouzou, Algérie  
bahar\_rm@yahoo.fr

**S. KENAI**

Département de génie civil  
Université de Blida  
BP 270, 09000 Blida, Algérie  
sdkenai@yahoo.com

## Résumé

Des désordres ont été constatés dans plusieurs édifices publics dans une ville au sud d'Alger. Cet article présente une description de ces désordres et de leurs causes probables. Les études géologique, hydrogéologique et géotechnique ont montré que la région de la ville est géologiquement stable et le sol est de bonne résistance. La cause principale des désordres est liée à l'infiltration des eaux dans les sols argileux provenant des pluies et des réseaux d'assainissement défectueux. La présence d'arbres et arbustes très proches des constructions ainsi que le manque de dallage périphérique autour des bâtiments ont contribué à l'accélération de ces désordres.

*Mots-clés* : désordres, maçonnerie, fissures, tassement, sol argileux, eau, infiltration, géologie, hydrogéologie.

## Damages due to water infiltration case of El-Affroun town

## Abstract

Damages were observed in several public buildings in a city in the south of Algiers. This paper presents a description of these damages and their probable causes. The geological, hydrogeological and geotechnical investigations had shown that the area of the city is geologically stable and that the soil has a good resistance. The main cause of the damages is related to the infiltration of rain and water from defective sanitary lines through the clay soils. The presence of trees and plants very close to constructions as well as the lack of aprons around the buildings contributed to the acceleration of these damages.

*Key words* : damages, masonry, cracks, settlement, clayey soil, water, infiltration, geology, hydrogeology.

## Introduction

A la suite de l'apparition de désordres importants sur un grand nombre de constructions à usage d'habitation ainsi que des édifices publics dans la ville d'El-Affroun, une expertise a été demandée par la Direction du logement et des équipements publics (DLEP) de la wilaya de Blida dans l'objectif de mieux connaître les causes des désordres et de proposer les solutions adéquates. La ville d'El-Affroun est située à une soixantaine de kilomètres au sud d'Alger. Elle fait partie de la Mitidja occidentale, vaste plaine s'étendant sur 1300 km<sup>2</sup> (Fig. 1).

Après présentation de la méthodologie proposée pour analyser ces désordres et son approbation par la commission technique désignée à cet effet par décision du préfet de la wilaya de Blida, l'expertise a démarré en mars 1999. L'équipe d'ingénieurs experts qui a pris en charge le projet est composée de spécialistes dans les domaines suivants : géotechnique, géologie, hydrogéologie, pathologie des constructions et réparation, statique et dynamique des structures et architecture. Sept sites choisis par les services techniques de la DLEP et situés sur plusieurs zones de la ville ont été soumis à l'expertise (Fig. 2) : un centre culturel, deux Centres d'enseignement moyen (CEM), une salle omnisports, une école primaire, un lycée et le siège du tribunal.

L'ampleur et le nombre important d'édifices endommagés et l'apparition des désordres à la même période de sécheresse dans les années 80 et en particulier lors du séisme qui a touché la région en 1989, a amené l'équipe chargée de l'expertise à proposer une approche globale basée sur trois études fondamentales, géologique, hydrogéologique et géotechnique, pour cerner les causes principales des désordres observés.

L'article que nous proposons présente les désordres observés et commente les résultats de l'expertise (Kenai et Bahar, 1999).

## Désordres observés

Les sept bâtiments affectés sont des édifices publics construits au début des années 80. Il s'agit en majorité de bâtiments en rez-de-chaussée ou R + 1 constitués d'un ou de plusieurs blocs séparés par des joints de dilatation. L'ossature de ces bâtiments est en portiques autostables en béton armé avec une maçonnerie en parpaings ou en briques. Les planchers des étages et des terrasses sont en poutrelles et corps creux avec dalle de compression et les planchers RDC sont en dalles flottantes. Les fondations sont des semelles isolées ancrées entre 0,80 et 1,50 m de profondeur. Au sud de la ville, le terrain est en pente ; les édifices sont construits sur plusieurs plates-formes nécessitant des terrassements et la réalisation de murs de soutènement.

Les premiers désordres ont été observés deux à trois ans après l'inauguration des ouvrages. Les principaux désordres observés sont :

- affaissement des dallages du plancher RDC et fissuration horizontale de la maçonnerie (Figs. 3 et 4) ;
- fissures diagonales apparaissant principalement dans les endroits sensibles comme des angles de baies, des fenêtres et des portes (Figs. 5, 6 et 7) ;
- fissures verticales à la jonction maçonnerie-poteau en béton armé ;
- ouverture des joints de dilatation (Fig. 8) ;
- déplacement important et rupture partielle d'un mur de soutènement (Fig. 9) ;
- cisaillement de poteaux courts (Fig. 10).

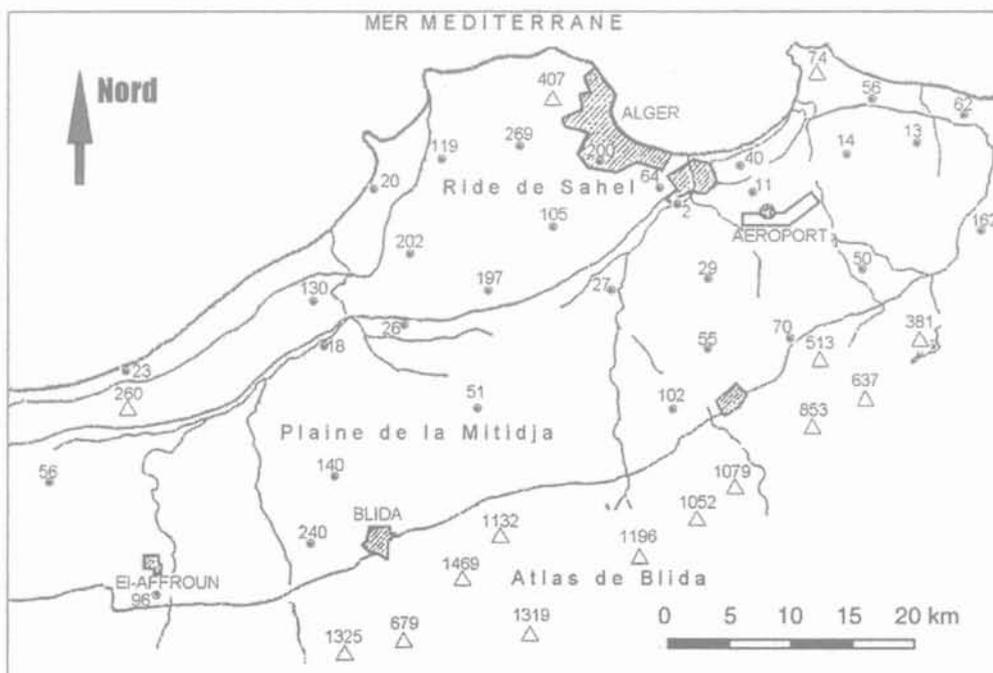
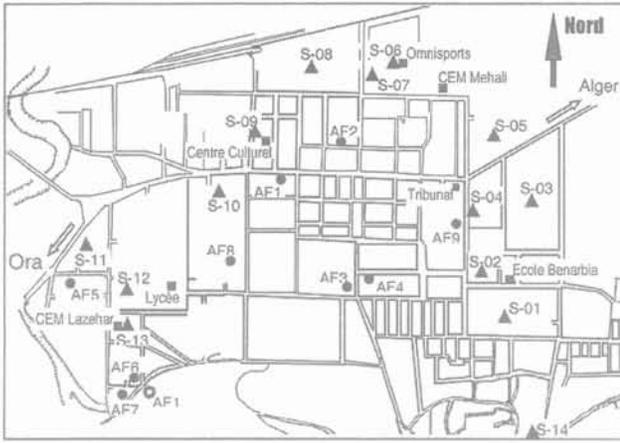
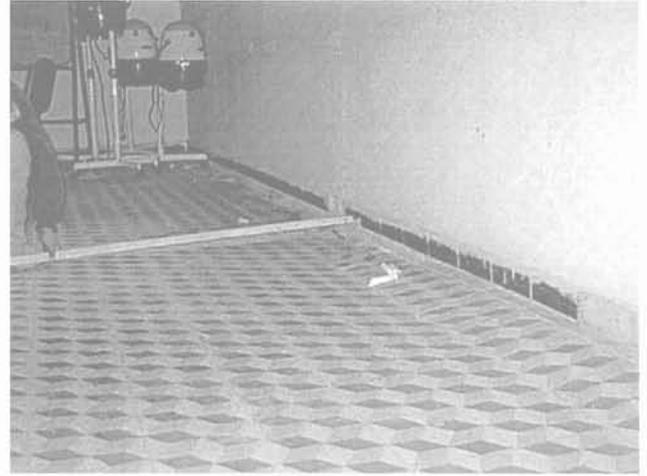


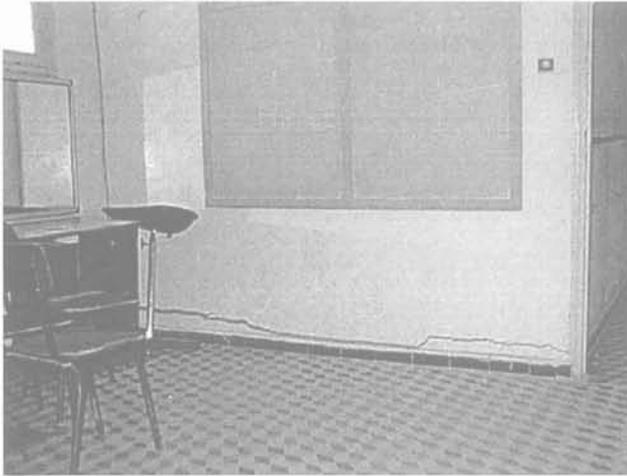
FIG. 1 Carte montrant la région d'El-Affroun.  
Map showing the region of El-Affroun town.



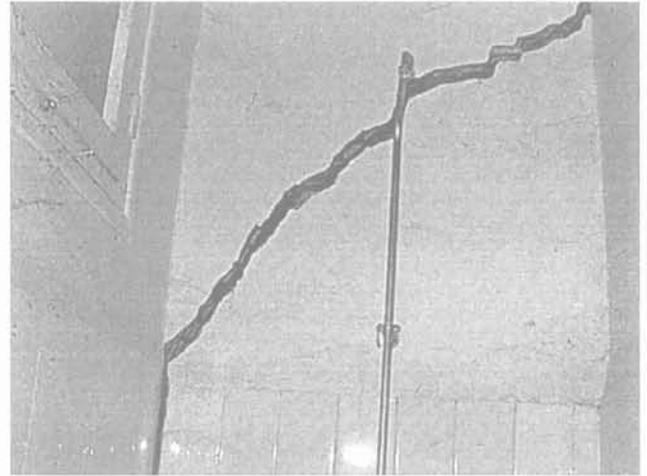
**FIG. 2** Position des sites et ouvrages endommagés.  
Site and damaged buildings positions.



**FIG. 3** Affaissement du plancher RDC (la règle montre l'affaissement du côté extérieur).  
Settlement of ground slab (the rule shows the settlement on the external side).



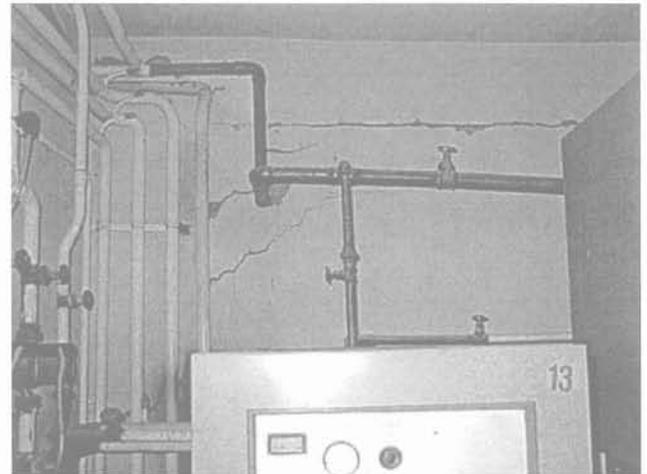
**FIG. 4** Fissure horizontale due au tassement du plancher.  
A horizontal crack due to settlement of the ground slab.



**FIG. 5** Fissuration de la maçonnerie dans les sanitaires.  
Cracking of masonry in the sanitarries.



**FIG. 6** Fissures dans la maçonnerie.  
Cracks in masonry.



**FIG. 7** Fissuration de la maçonnerie dans la chaufferie.  
Cracking of masonry in the boiler room.

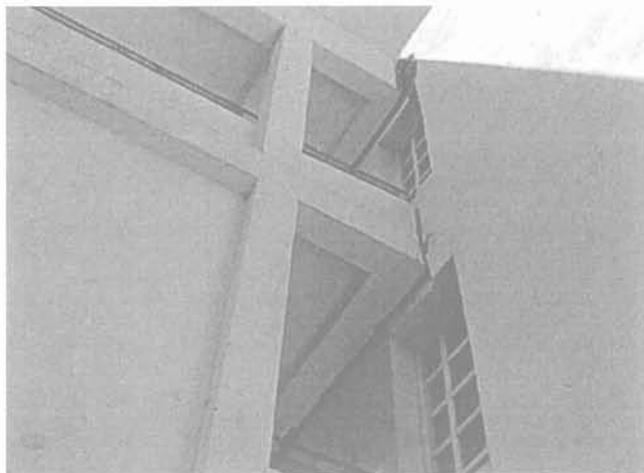


FIG. 8 Ouverture du joint de dilatation.  
Expansion joint opening.



FIG. 9 Rupture partielle d'un mur de soutènement.  
Partial failure of a retaining wall.

Ces désordres sont principalement concentrés au voisinage d'installations sanitaires, chaufferies, cuisines et dans les blocs très proches d'arbres adultes où des murs de maçonnerie se sont détachés complètement de la structure porteuse.

3

## Étude géologique

L'étude géologique, basée sur la documentation existante et les visites de terrain, a été réalisée dans le but de localiser les limites d'affleurements de certaines formations, de vérifier la nature lithologique de ces formations, d'analyser des échantillons prélevés sur le terrain et d'identifier les pendages des couches.

La ville d'El-Affroun est limitée au nord, par la ride du Sahel d'Alger dont l'altitude maximale est de 260 m et au sud par l'Atlas tellien dont les altitudes dépassent les 1 600 m (Fig. 1). El-Affroun, ville de piémont à 100 m d'altitude, se trouve située dans une zone où se superposent une aire de subsidence ou d'affaissement (plaine) et un bloc ascendant, l'Atlas, qui se transforme

en reliefs. A l'est et à l'ouest, deux oueds (Bouroumi et Djer) issus de la chaîne atlasique cernent la ville avant d'atteindre leur point de confluence plus au Nord. Enfin, l'évolution de la ville sur le plan urbanistique tend vers un ensemble non structuré. L'extension vers le sud, sur le flanc de la colline dominant la ville, a tendance à modifier les paramètres naturels tels que : couvert végétal, pentes, drainage des eaux de ruissellement, etc.

L'étude de la nature des différentes formations géologiques rencontrées dans la région d'El-Affroun et ses alentours a permis de mettre en évidence quatre époques et périodes (Fischeur et Biarreau, 1896 ; Glangeaud, 1932 ; Glangeaud et Aymé, 1935). La figure 11 montre une coupe géologique dans le sens SSW-NNE. Ces périodes sont :

- *Miocène*. Cette formation, essentiellement marneuse se rencontre au sud de la ville ;
- *Miocène moyen*. La série de roches éruptives reconnue au sud d'El-Affroun est une série interstratifiée dans les couches du miocène. Elle s'étend en bordure du massif crétacé vers l'ouest et elle est constituée par des roches de teintes foncées tantôt massives tantôt décomposées. L'analyse des caractères physico-minéralogiques d'échantillons prélevés a permis d'identifier la nature de la roche en mettant en évidence l'un de ses principaux composants : l'andésite augitique. Cette roche est d'âge tertiaire ;
- *Pliocène*. Il se caractérise par trois formations essentielles. L'une, composée de marnes grises ou bleuâtres parfois sableuses, de forte épaisseur, l'autre, hétérogène composée de marnes jaunes, de faciès gréseux, calcaire et calcaire-gréseux, puissant de 100 m en moyenne ; cette formation affleure et constitue l'essentiel du long bourrelet du Sahel et une partie du remplissage de la plaine (Astien) ; cette formation est de nature fluvio-lacustre. A la limite sud de la Mitidja (bordure atlasique), le relèvement des couches est important : des terrains antérieurs au Pliocène apparaissent ;
- *Quaternaire*. Il se subdivise en quatre unités lithologiques : le Quaternaire ancien, mal représenté dans la Mitidja et inexistant dans la zone d'étude, le quaternaire moyen qui est une épaisse couverture d'alluvions de dépôts grossiers, le Quaternaire récent qui est marqué, au débouché de la cluse de l'oued du Mazafran, par le

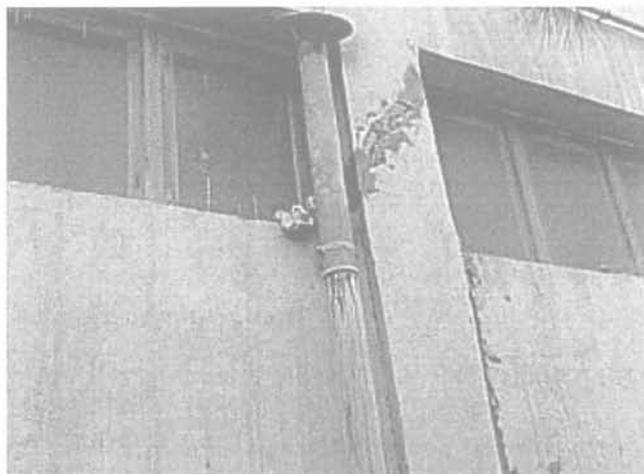


FIG. 10 Cisaillement d'un poteau court.  
Shear cracking of a short column.

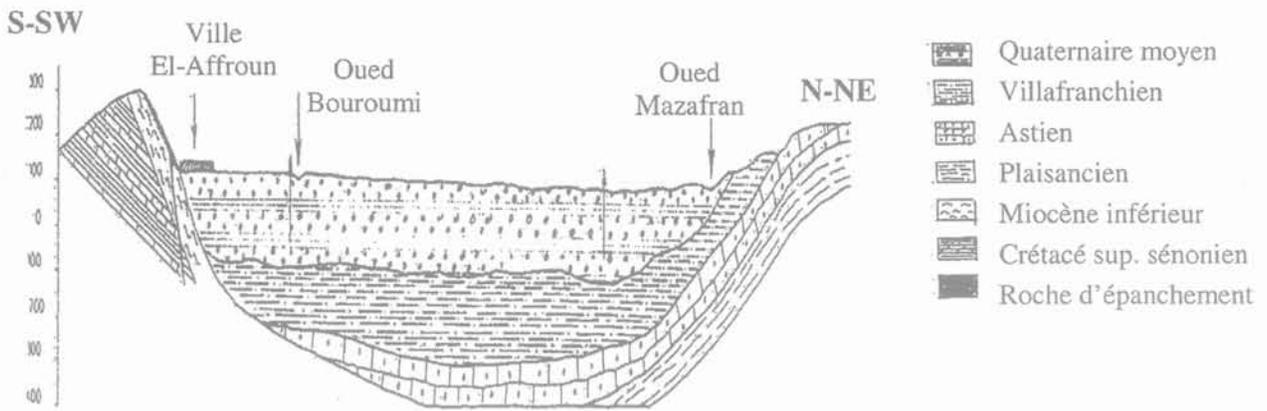


FIG. 11 Coupe géologique SSW-NNE.  
Geological cross-section along SSW-NNE.

dépôt d'alluvions récentes, argileuses, limoneuses et graveleuses et le quaternaire actuel limité aux lits majeurs et mineurs des oueds.

A travers les stades successifs de la formation de la plaine et de son évolution, il convient de remarquer que les principaux mouvements tectoniques qui ont donné à la région sa structure actuelle, se résument essentiellement par la formation d'un pli en forme de cuvette à grand rayon de courbure. Cette cuvette est formée d'un matériel sédimentaire d'âge Plio-Quaternaire, dans lequel aucune particularité de tectonique cassante n'est apparente. Ceci permet d'affirmer que la zone étudiée a hérité d'un passé lointain relativement stable et que dans cette stabilité, aucun indice ne permet d'affirmer que celle-ci risque d'être perturbée. Cependant, il faut souligner que la zone étudiée fait partie d'une région sismique qui couvre tout le Nord du pays. En conséquence, le risque pour qu'un séisme se produise dans cette région n'est pas à écarter. Sur ce plan la région n'est connue que par son activité sismique historique. La carte des intensités maximales, observées entre 1716 et 1990, indique que la région de la Mitidja-Ouest a toujours été le siège d'une intense activité sismique. On y dénombre, en un siècle plus d'une vingtaine, de magnitude supérieure à 5 sur l'échelle de Richter (CGS, 1999).

Sur toute la région d'El-Affroun, un grand nombre de sondages ont été réalisés. L'analyse et l'interprétation de toutes les coupes lithologiques de sondages disponibles ont permis d'établir des coupes corrélatives de sols et de déterminer un profil lithologique type pour chaque site étudié. A partir de ces profils types, des corrélations spatiales ont permis d'établir des coupes orientées nord-sud et est-ouest. La figure 12 présente une coupe orientée nord-sud. La morphologie du terrain de toute la région d'El-Affroun peut être subdivisée en deux zones :

- zone de piémont dont la pente varie de 10 à 20 % ;
- zone subhorizontale dont la pente est très faible.

L'examen de ces coupes permet de distinguer les principales formations qui composent le sol :

- la formation I correspond à la tranche supérieure du sol (0-4 m). Elle est rencontrée sur toute la région d'étude. Sur le piémont, cette formation est représentée par des limons et argiles plastiques brunâtres noirâtres ; elle subit une variation latérale de faciès vers le nord (sous le centre de la ville) où la fraction fine de limons disparaît. Son épaisseur est variable de 2,5 à 4,5 m ;

- la formation II correspond à la tranche du sol comprise entre 4 m et 12 m de profondeur. Cette formation sous-jacente d'une épaisseur variable, 6 à 8 m, est représentée sur le piémont par des argiles compactes gris clair à jaunâtres et subit une variation latérale de faciès vers le nord (sous le centre de la ville) où elle devient des argiles plastiques carbonatées jaunâtres ;

- la formation III est une formation argilo-marneuse fortement indurée, massive qui peut être assimilée à un substratum rigide et qu'on rencontre à partir de 12 à 14 m de profondeur. Sur la coupe corrélatrice de la figure 12, cette formation se situe en position sous-jacente par rapport à la formation II et n'a pas été représentée.

Cette étude montre que, sur le plan géologique et structural, la région étudiée est considérée comme stable et ne poserait *a priori* pas de problèmes aux constructions. Sur le plan sismique, la ville, qui historiquement est très active, ne présente pas un caractère spécifique à l'échelle de la chaîne tellienne.

4

## Étude hydrogéologique

Dans la phase préliminaire de l'étude, on a été conduit à considérer le facteur eau comme pouvant être un facteur fondamental parmi les causes ayant provoqué les fissurations dans les différentes constructions. Par conséquent, l'aspect hydrogéologie devenait une nécessité. L'inventaire des points d'eau revient à identifier, repérer et recueillir toutes les informations sur les puits d'eau, les sources, les captages et les forages. Les points d'eau identifiés et appartenant à des particuliers sont tous des puits traditionnels dont la profondeur varie entre 10 et 50 m (Tableau I). Pour mener à bien cette opération et mesurer les niveaux d'eau dans les puits au repos, nous avons donné consigne de ne pas pomper l'eau 12 heures avant la campagne de prélèvement.

Les conclusions de l'étude géologique avaient mis en évidence l'existence de niveaux carbonatés et argilo-carbonatés sur toute l'étendue du sous-sol de la ville d'El-Affroun. De ce fait, l'examen minéralogique, la composition chimique et la relation eau-carbonate devaient être examinés, afin de pouvoir étudier le phénomène de la dissolution des carbonates et ses réper-

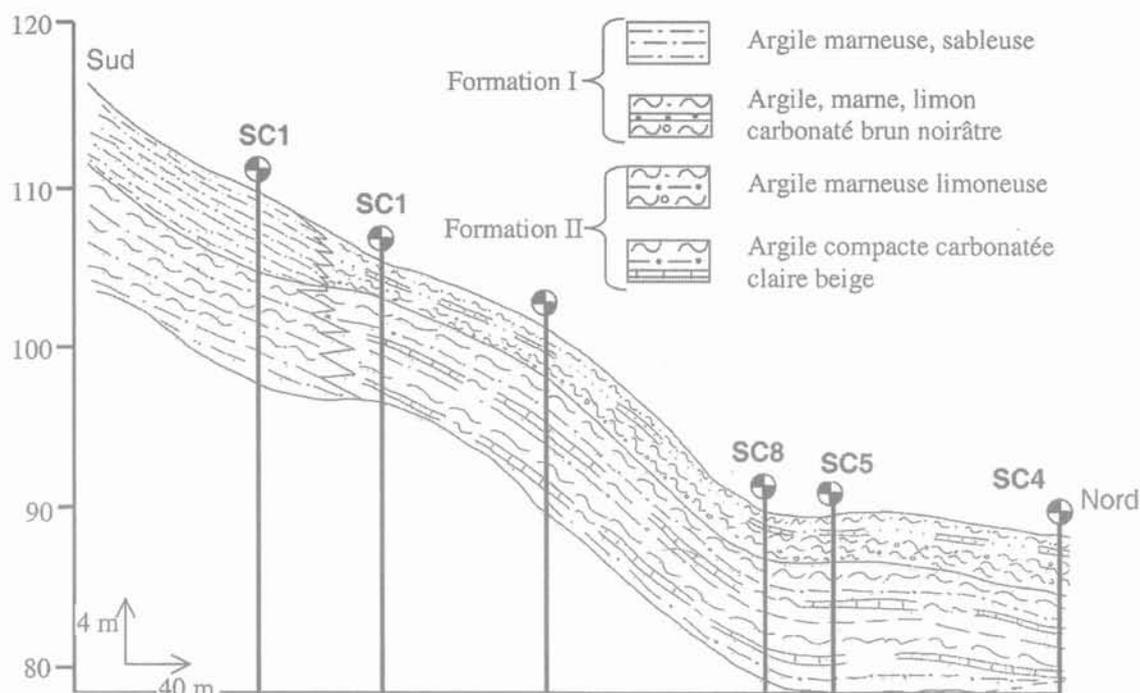


FIG. 12 Coupe lithologique du sol.  
Cross section stratigraphy of the soil.

cussions sur les tassements constatés au niveau de certains édifices. A cet effet, nous avons effectué une campagne de prélèvement d'échantillons d'eau et de sol pour analyses chimiques. Les résultats sont donnés dans le tableau II.

En utilisant les données disponibles nous avons établi une esquisse piézométrique. Ces courbes ont permis de distinguer deux niveaux aquifères différents. Le premier est situé à l'est de la ville et comprend les points AF1, AF3, AF4, AF9 (Fig. 2) dont le drainage principal s'effectue du S vers le NNE et où le gradient hydraulique a une valeur relativement forte ( $I_H = 15\%$ ). Le deuxième, comprenant les points AF5, AF6, AF7, AF8, se rencontre sur la partie ouest de la ville et admet une direction d'écoulement du sud vers le NNE et un gradient hydraulique plus fort ( $I_H = 20\%$ ). L'existence de ces deux niveaux aquifères entraîne les remarques suivantes :

- la différence remarquable entre les niveaux statiques des points d'eau laisse supposer l'existence de discontinuités lithologiques qui peuvent donner lieu à des niveaux aquifères lenticulaires restreints ;
- les profondeurs d'eau dans les puits augmentent du sud vers le nord, puisque l'écoulement souterrain se fait dans cette direction. Le premier niveau aquifère se rencontre à une profondeur de 6 mètres par rapport au sol, ce qui permet d'affirmer que les édifices dont les fondations ne sont pas très profondes ont peu de chance d'être affectés par les eaux de ce niveau aquifère.

Les eaux de la ville d'El-Affroun se caractérisent par des températures relativement homogènes ( $18^\circ-20^\circ\text{C}$ ). On peut remarquer que ce sont les eaux prélevées dans les horizons aquifères superficiels (6-7 m) qui possèdent les températures les plus basses. Les valeurs des

TABLEAU I Caractéristiques des puits d'eau.  
Water parameters from the wells.

Points d'eau	Profondeur du puits (m)	Profondeur du niveau d'eau (m)	Cote du puits en (m/NGM)	Niveau statique (m/NGM)	Observations
AF1	50	48	97,5	49,5	/
AF3	10	7	111	104	\
AF4	10	6	111,9	105,9	/
AF5	34,5	31	102	71	/
AF6	20	14	140	126	/
AF7	12	7	135	128	/
AF8	37	35	110	75	/
AF9	17	14	100	126	/
AF10 (source)	/	/	/	150	débit 0,5 m <sup>3</sup> /h

**TABEAU II** Analyse chimique de l'eau des puits.  
Chemical analysis of water from wells.

Échantillon	Conductivité (µs/cm)	Temp. (°C)	PH	HCO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	Cl <sup>-</sup> (mg/l)	SO <sub>4</sub> <sup>2-</sup> (mg/l)	NO <sub>3</sub> <sup>-</sup> (mg/l)	Ca <sup>2+</sup> (mg/l)	Mg <sup>2+</sup> (mg/l)	Na <sup>+</sup> (mg/l)	K <sup>+</sup> (mg/l)
AF1	1840	20	8,3	451,5	237,9	299,4	8,16	200	50,2	183,3	4,99
AF3	2220	18	8,2	515	284	299,4	8,66	340	90,3	165,9	0,66
AF4	2100	17,8	8,4	517,3	312,4	312,3	8,74	260	72	176,4	0,7
AF5	1670	19	8,2	473,4	284	325,5	7,82	240	43	133,7	1,1
AF6	1430	19,2	8,2	532	399,4	147	8,31	200	47,9	101,6	1,53
AF7	2250	18,2	8,3	626	301,8	73,7	9,69	500	65	165,5	4,19
AF8	1700	18,7	8,2	275	394	335,5	8	180	13,6	233,7	20,2
AF9	3000	18,5	8,4	304	436,7	254	9,1	500	93,4	259,7	6,57
AF10	2170	20	8,5	385,5	301,8	367,5	9	260	61,2	203,5	3,98

PH sont assez homogènes mais légèrement basiques (PH moyen = 8,3), ce qui témoigne d'une mise en solution des carbonates. La conductivité d'une eau souterraine renseigne sur sa minéralisation (salinité) ainsi que sur le contact eau-roche et par conséquent sur les zones à perméabilité différente. Les valeurs de la conductivité des eaux d'El-Affroun sont plus ou moins dispersées (1 400-3 000 µs/cm) ce qui témoigne d'une hétérogénéité lithologique latérale dans le sous-sol de la ville. Cette constatation confirme donc les données piézométriques. La circulation des eaux souterraines et leur contact avec la matrice carbonatée entraînent la mise en solution et la dissolution de celle-ci. Ce processus se déroule jusqu'à ce qu'un équilibre se produise entre les différentes phases. Cet équilibre est mesuré par l'indice de saturation (I<sub>s</sub>). Les réactions d'équilibre du système calco-carbonique peuvent être résumées par l'équation principale de dissolution du calcaire suivante:



L'indice de saturation, qui renseigne sur l'état de saturation d'une solution par rapport à un minéral donné, est donné par la formule suivante:

$$I_s = \log (\text{PAI}/K_s) \quad (2)$$

avec :

PAI : produit des activités ioniques (Ca<sup>2+</sup>)(CO<sub>3</sub><sup>2-</sup>), paramètre sans dimension ;

K<sub>s</sub> : produit de solubilité défini en fonction du minéral et de la température de l'échantillon, paramètre sans dimension.

Pour I<sub>s</sub> = 0, l'eau est en équilibre avec le minéral ; pour I<sub>s</sub> > 0, l'eau est sursaturée, elle a dépassé la capacité de dissolution des carbonates ; pour I<sub>s</sub> < 0, l'eau est sous-saturée, elle dissout encore les carbonates.

Les résultats des indices de saturation obtenus sont reportés sur le tableau III. On constate que toutes les eaux de la ville d'El-Affroun sont saturées vis-à-vis de la calcite (carbonate de calcium), que l'indice de saturation I<sub>s</sub> déterminé est positif (+ 1,48 ≤ I<sub>s</sub> ≤ + 1,91) et, donc ces eaux ont dépassé leur capacité de dissolution. Nous remarquons également que la sursaturation par rapport à la dolomite, qui est un carbonate de magnésium,

est largement dépassée (+ 1,55 ≤ I<sub>s</sub> ≤ + 3,22). Par contre les eaux sont sous-saturées par rapport au gypse qui est un sulfate de calcium hydraté (- 1,50 ≤ I<sub>s</sub> ≤ - 0,62). Nous pouvons admettre donc que la dissolution a bien lieu dans les niveaux carbonatés intercalés dans les dix premiers mètres du sol d'El-Affroun.

## 5

### Étude géotechnique

Afin d'élaborer une carte géotechnique de la région d'El-Affroun et cerner les causes d'ordre géotechnique des désordres observés, nous avons mené :

– une collecte de données géotechniques à partir des archives des laboratoires de sol algériens. Plus de 60 sondages, de profondeurs variables, ont été analysés ;

**TABEAU III** Résultats des indices de saturation des différents points d'eau.

Results of saturation indexes for different water point.

Échantillon	Indice de saturation I <sub>s</sub>			
	Calcite	Dolomite	Gypse	Log Pco <sub>2</sub>
AF1	+ 1,48	+ 2,67	- 0,9	- 2,76
AF3	+ 1,65	+ 3,01	- 0,78	- 2,69
AF4	+ 1,68	+ 3,08	- 0,84	- 2,83
AF5	+ 1,51	+ 2,56	- 1,15	- 2,65
AF6	+ 1,54	+ 2,75	- 1,50	- 2,67
AF7	+ 1,91	+ 3,22	- 0,64	- 2,65
AF8	+ 1,91	+ 1,55	- 1,08	- 2,93
AF9	+ 1,68	+ 2,92	- 0,62	- 3,11
AF10	+ 1,70	+ 3,08	- 0,89	- 3,08

– des campagnes de reconnaissance complémentaires en septembre et octobre 1999, l'une géotechnique et l'autre géophysique. Elles consistent en trois sondages carottés, de 15 m de profondeur, neuf sondages presiométriques et dix profils sismiques.

Les résultats d'essais d'identification physique, mesurés sur l'ensemble des échantillons prélevés sur la ville, mettent en évidence une gamme de sols fins étendue allant des argiles aux limons. La classification des sols basée sur la limite de liquidité et l'indice de plasticité classe les sols d'El-Affroun dans les argiles moyennement à très plastiques (Fig. 13). Les figures 14 et 15 présentent quelques caractéristiques des argiles d'El-Affroun. Les paramètres de compressibilité obtenus à l'œdomètre traduisent un sol surconsolidé moyennement à assez fortement compressible, consistant, à potentiel de gonflement moyen à élevé. Les paramètres mécaniques indiquent un sol de bonne à très bonne résistance mécanique.

## 5.1

### Caractérisation du potentiel de gonflement des argiles d'El-Affroun

Les sols gonflants occasionnent des désordres importants aux ouvrages qu'ils supportent. De nombreux cas de pathologie d'ouvrages dus au gonflement de sols ont été recensés dans différentes régions de l'Algérie (Ameur, 1989 ; Derriche *et al.*, 1999 ; Hachichi et Fleureau, 1999), ce qui nous a amenés à nous intéresser à ce phénomène dans le cas de la région d'El-Affroun. De nombreuses méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer le potentiel de gonflement d'un sol à partir de la mesure des paramètres de plasticité et de granulométrie (Seed *et al.*, 1962 ; Dakshnamurphy et Raman, 1973, *in* Hachichi et Fleureau, 1999 ; Williams et Donaldson, 1980 ; Chen, 1988). Pour

ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à un gonflement libre (exprimé en pourcentage) supérieur à 25 %, un potentiel élevé, à un gonflement compris entre 5 et 25 %, un potentiel moyen, à un gonflement compris entre 1,5 et 5 % et un potentiel faible, à un gonflement inférieur à 1,5 %.

Le potentiel de gonflement des argiles d'El-Affroun est analysé à l'aide des méthodes de Seed *et al.* (1962), Dakshnamurphy et Raman (1973), Williams et Donaldson (1980) et Chen (1988). Seed *et al.* (1962) proposent une classification des sols en fonction de la teneur en argile  $F_z$  (éléments inférieurs à  $2 \mu\text{m}$ ) et l'activité corrigée, définie par  $A_{cor} = I_p / (F_z - 10)$ . Dakshnamurphy et Raman (1973) et Chen (1988) relient le potentiel de gonflement respectivement à la limite de liquidité et l'indice de plasticité  $I_p$ . Pour ces auteurs, un potentiel de gonflement très élevé correspond à une limite de liquidité supérieure à 70 et un indice de plasticité supérieur à 35. Williams et Donaldson (1980) considèrent que le caractère expansif des argiles est fortement lié à l'activité et propose une classification donnant le potentiel de gonflement en fonction de l'indice de plasticité et la teneur en argile. Le tableau IV donne la comparaison des résultats obtenus à partir de ces différentes méthodes. La figure 16 représente la classification des potentiels de gonflement de Seed *et al.* (1962) pour l'ensemble des échantillons analysés. On constate un bon accord entre ces classifications à l'exception de la classification de Dakshnamurphy et Raman (1973) qui conduit à des potentiels de gonflement plus faibles que les autres. Les potentiels de gonflement élevés correspondent à des indices de gonflement  $C_s$  supérieurs à 0,04. Des essais de gonflement libre réalisés à l'œdomètre sur des échantillons de sols prélevés sur le site S-03 à différentes profondeurs (Fig. 2) ont donné des pressions de gonflement variant de 300 à 650 kPa et un taux de gonflement compris entre 10 et 13 %. Ces résultats confirment le caractère potentiellement gonflant des argiles d'El-Affroun.

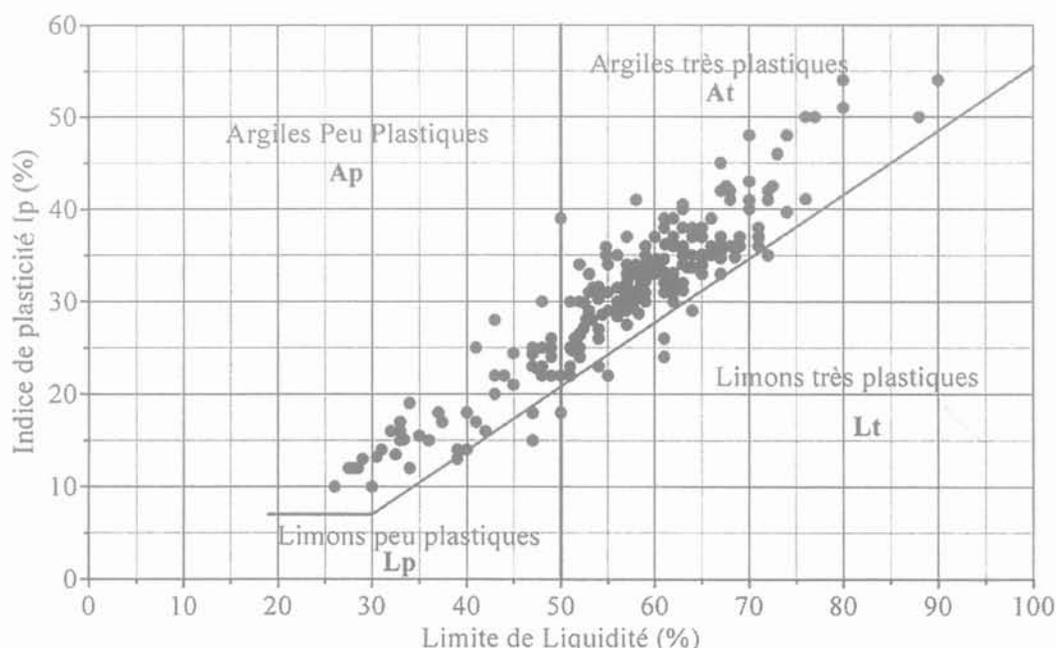


FIG. 13 Limites d'Atterberg des argiles d'El-Affroun. Atterberg limits of El-Affroun clays.

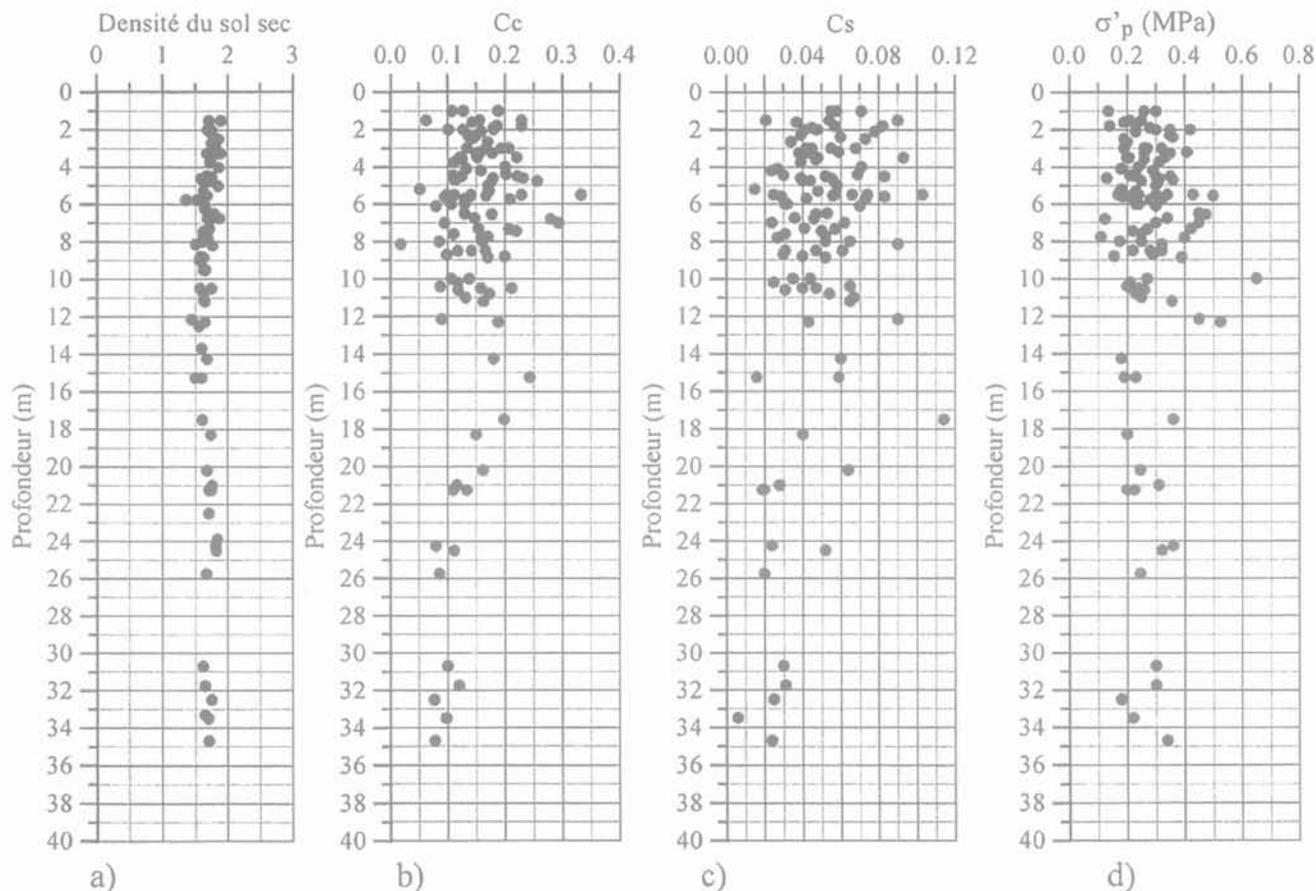


FIG. 14 Caractéristiques des argiles d'El-Affroun.

a) densité sèche; b) indice de compression; c) indice de gonflement; d) pression de préconsolidation.  
 Properties of El-Affroun clays.  
 a) dry density; b) compression index; c) swelling index; d) preconsolidation pressure.

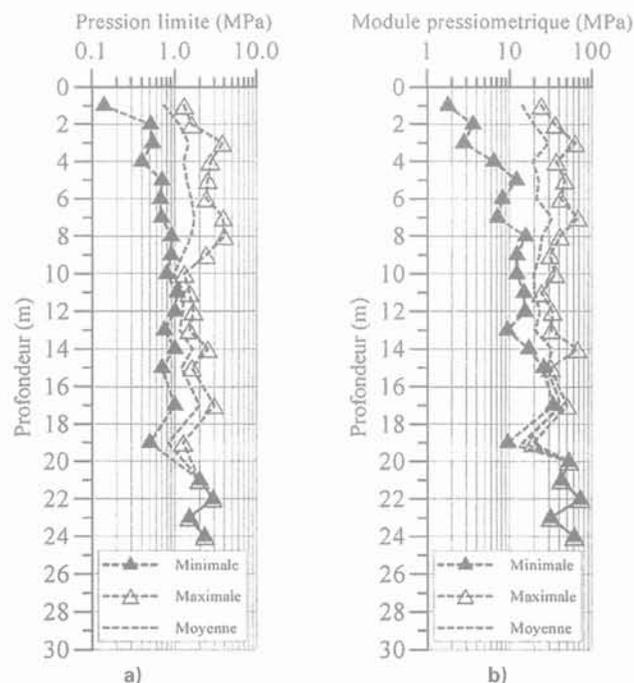


FIG. 15 Caractéristiques pressiométriques.

a) pression limite; b) module pressiométrique.  
 Pressuremeter parameters.  
 a) limit pressure; b) pressuremeter modulus.

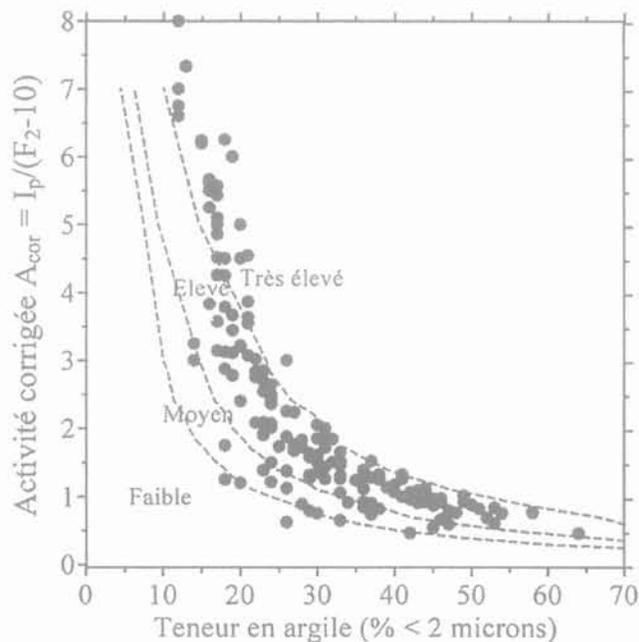


FIG. 16 Classification des potentiels de gonflement des argiles d'El-Affroun de Seed et al. (1962).

Swelling potentials of El-Affroun soils after Seed et al. (1962) classification.

**TABEAU IV** Comparaison des prévisions de potentiels de gonflement par quelques méthodes.  
Comparison of predictions of swelling potential with different methods.

Site	$w_l$	$I_p$	$C_s$	Potentiel de gonflement			
				Dakshnamurphy & Raman (1973)	Chen (1988)	William & Donaldson (1980)	Seed <i>et al.</i> (1962)
S-01	47-74	24-41	0,04-0,083	Moyen	Moyen à élevé	Moyen à très élevé	Élevé
S-02	51-72	24-38	0,056-0,103	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Moyen à très élevé	Élevé
S-03	58-65	31-37	0,049-0,069	Moyen	Élevé	Élevé à très élevé	Élevé
S-04	51-67	29-38	0,041-0,056	Moyen	Élevé	Élevé à très élevé	Élevé
S-05	29-73	10-43	0,02-0,09	Faible à élevé	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Élevé à très élevé
S-06	31-69	13-37	0,036-0,073	Faible à moyen	Moyen à élevé	Moyen à très élevé	Moyen à élevé
S-07	47-67	22-43	0,024-0,065	Faible à moyen	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Élevé à très élevé
S-08	26-34	10-19	0,028-0,051	Faible	Faible à moyen	Moyen	Faible à moyen
S-09	41-61	25-39	0,042-0,074	Faible à moyen	Moyen à élevé	Élevé à très élevé	Élevé à très élevé
S-10	45-63	24-41	-	Faible à moyen	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Élevé à très élevé
S-11	34-56	12-26	0,038-0,09	Faible à moyen	Moyen	Faible à élevé	Moyen à élevé
S-12	51-61	24-36	0,029-0,052	Moyen	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Élevé
S-13	47-53	22-33	0,039-0,047	Faible à moyen	Moyen à élevé	Moyen à élevé	Élevé
S-14	42-50	16-22	0,032	Faible	Moyen	Moyen	Moyen

## 5.2

### Prospection géophysique

Une campagne de prospection géophysique a été réalisée en 1999 et consiste en l'exécution de 10 profils de sismique réfraction de 65 m de longueur. Chaque profil comporte 5 points de tir. L'appareillage utilisé est composé d'un sismographe « BISON modèle 8012 A », d'une tresse sismique de 65 m de longueur, de 12 géophones verticaux à fréquence propre de 8 Hz disposés tous les 5 mètres et connectés à la tresse sismique et, un générateur de chocs constitué par une chute d'une masse de 25 kg. La profondeur explorée est de 20 m. Cette campagne a permis, en général, d'identifier trois types de terrain :

- les terrains de surface appartenant à la Formation I, d'épaisseur d'environ 2 à 6 m, constitués essentiellement de remblais ou de zones altérées de vitesses sismiques très lentes de l'ordre de 400 à 800 m/s pour l'onde de compression ;

- le second terrain appartenant à la formation II, composé essentiellement de marnes schisteuses altérées possédant des vitesses de compression variables entre 1 000 et 1 400 m/s. Le toit de ces terrains, d'épaisseur variable entre 4,50 et 9 m, est localisé entre 2 et 6 m de profondeur ;

- le substratum schisteux ou marneux appartenant à la formation III, localisé à partir de 10 m de profondeur dans tous les profils sismiques réalisés. Les vitesses de compression oscillent entre 1 600 et 2 100 m/s.

L'étude géotechnique a permis de distinguer quatre zones : une première zone constituée d'un sol argileux très plastique  $w_l > 50\%$ , moyennement à

assez fortement compressible ( $0,1 < C_c < 0,33$ ), gonflant ( $C_s > 0,04$ ). La force portante est variable. Dans cette zone, les fondations superficielles sont envisageables moyennant précautions et dispositions constructives spécifiques relatives aux sols gonflants (Mouroux *et al.*, 1988 ; Philipponnat, 1978) ; une deuxième zone où le sol est argileux de plasticité variable, moyennement compressible ( $0,1 < C_c < 0,20$ ), légèrement gonflant ( $C_s$  est de l'ordre de 0,04). La force portante est variable et des fondations superficielles sont envisageables ; une troisième zone où le sol est argileux marneux plastique, moyennement compressible ( $0,1 < C_c < 0,20$ ), non gonflant ( $C_s < 0,04$ ). La force portante est variable et des fondations superficielles sont envisageables et une quatrième zone constituée de schiste peu plastique de très bonnes caractéristiques mécaniques (pression limite  $p_l > 1,5$  MPa, module pressiométrique  $E_p > 22,0$  MPa).

Les analyses chimiques montrent que les échantillons analysés présentent une agressivité nulle vis-à-vis des bétons (le pourcentage des sulfates  $SO_4^{2-} < 0,17$ ) et un pourcentage de carbonates élevé dans les sols.

## 6

### Causes des désordres

#### • Fissures horizontales

Les fissures horizontales observées sont dues à l'affaissement des planchers RDC. Cet affaissement a été causé par l'infiltration des eaux pluviales, des fuites des eaux potables et usées sous le dallage extérieur posé sur remblai généralement mal compacté sur un sol argileux.

Pour le centre culturel, les eaux pluviales sur le toit de la construction sont collectées et évacuées par des descentes d'eau qui déversent directement sur le trottoir périphérique le long de la façade principale dont la pente ne permet pas l'évacuation des eaux le long du bâtiment ; bien au contraire elle les achemine sous le dallage du bâtiment (Fig. 17).



**FIG. 17** Descente d'eau évacuant l'eau au-dessous du plancher.  
Roof downspout draining water underneath slab.

Pour le tribunal, la vérification du réseau extérieur et des regards a montré des déformations au niveau du dallage périphérique à proximité des regards (tassement ou gonflement), un affaissement du sol d'assise des conduites et la présence des terres dans les regards en béton. Les racines d'une rangée de huit abricotiers de plus de six mètres de hauteur, à moins de 1,20 m du bâtiment, ont probablement affecté le réseau d'assainissement induisant des venues d'eau dans le sol argileux et modifiant son comportement et provoquant le tassement de la dalle flottante du RDC construite sur un remblai de plus d'1 m d'épaisseur, mal compacté.

Les fissures horizontales les plus importantes ont été observées dans la cuisine du CEM Mehali. Ces fissures sont dues principalement au tassement du dallage qui a provoqué la rupture de canalisation accentuant ainsi les désordres.

#### • Fissures diagonales

Les fissures très larges observées dans la chaufferie et les sanitaires du CEM Mehali sont dues à un mouvement important du sol entraînant le fléchissement des longrines, donc l'affaissement appréciable du plancher. Ce sol a subi un changement dans sa teneur en eau causé probablement par les fuites d'eau des canalisations des sanitaires, des infiltrations des eaux pluviales qui se déversent près du bâtiment. La présence d'arbres adultes de 8 à 20 m de hauteur situés à proximité du bâtiment (entre 4 et 6 m) a probablement accentué les variations de la teneur en eau du sol, donc les désordres, principalement durant les périodes sèches.

Les fissures inclinées aux angles des ouvertures et verticales en bas des fenêtres et à la jonction maçonnerie-poteaux sont dues à la dilatation thermique et au retrait des grands panneaux en maçonnerie, aux variations dimensionnelles d'origine thermiques des

poteaux et au fléchissement des dalles. La cause principale est l'absence de joints verticaux pour isoler les murs du mouvement de l'ossature (poteaux et poutres).

#### • Fissures verticales

Les fissures dans la maçonnerie peuvent être attribuées à plusieurs causes : mouvement relatif entre deux matériaux de caractéristiques différentes (différence de comportement du béton armé et la maçonnerie), qualité des blocs de maçonnerie et sa mise en œuvre et la non-prise en considération de l'effet de dilatation thermique dans les grands panneaux de maçonnerie.

#### • Ouverture des joints

La cause la plus probable de l'ouverture excessive des joints de dilatation est le tassement différentiel entre les différents blocs. Pour la salle omnisports, ce tassement différentiel est dû à l'hétérogénéité du sol et à la différence de charge sur les semelles des deux files provenant des deux structures (salle de compétition et annexe). La décente de charge a montré que les charges permanentes sur les deux files mitoyennes sont respectivement de 162 kN et 787 kN. Pour le CEM Lazehar, le basculement de la cage d'escalier par rapport au bloc enseignement (Fig. 8) est dû au mouvement du sol causé par la modification des caractéristiques du sol argileux des fondations due aux venues des eaux pluviales aux fondations (Fig. 18). En été, les arbres, très proche (moins d'1 m) de la cage, accentuent le séchage du sol. Ce phénomène de dessiccation peut causer des tassements (Cutler et Richardson, 1989 ; Day, 1991). La réalisation de fouilles à cet endroit a montré la présence de racines des arbres sous le dallage et les longrines.

#### • Rupture partielle du mur de soutènement

La rupture partielle du mur de soutènement est due à l'absence totale d'un drainage autour du mur, l'insuffisance de barbacanes et l'absence d'un dallage périphérique adéquat le long du mur pour recueillir et évacuer les eaux pluviales provenant de la colline. L'effet de ces eaux de ruissellement est illustré sur la figure 19. On notera aussi qu'une source d'eau, se trouvant à proximité du mur en partie haute du terrain et formant une source de ruissellement qui s'écoule dans le sens du mur de soutènement jour et nuit, a accentué la poussée des terres sur le mur.

#### • Cisaillement de poteaux courts

Les fissures de cisaillement des poteaux courts de l'école primaire Benarbia sont dues à l'action sismique (principalement le séisme de 1989) combinée à la mauvaise conception (présence de poteaux courts) et à une mauvaise qualité du béton.

## 7

### Réparation et confortement

Les différentes expertises effectuées ont permis de diagnostiquer les causes des désordres et de proposer des solutions de confortement (Kenai et Bahar, 2001). La cause principale des désordres est due aux venues d'eaux pluviales ou des réseaux d'assainissement défectueux. La réparation de ces dégradations s'est articulée sur :

- la construction de dallage périphérique ;
- l'abattage des arbres ;



**FIG. 18** Descente d'eau défectueuse au niveau des fondations d'un poteau et présence d'arbres très proches de la structure.  
Roof downspout drop on top of the foundation of a column and presence of trees very close to the structure.



**FIG. 19** Effet de l'eau provenant de la colline sur le mur de soutènement.  
Effect of water from a hill on the retaining wall.

- la réparation des regards et des descentes d'eaux pluviales défectueux ;
- le colmatage des fissures après stabilisation ;
- la couverture des joints de dilatation ;
- la reconstruction des murs de soutènement avec un système de drainage approprié et un dallage périphérique ;
- le renforcement des longrines, poteaux et poutres.

Le coût estimatif des travaux de réparation de ces bâtiments est environ 330 000 euros. Un guide comportant des recommandations pour éviter des désordres similaires à ceux rencontrés dans les constructions expertisées a été élaboré au profit du maître de l'ouvrage (Bahar et Kenai, 2000). Il traite les cas des constructions sur sols compressibles ou gonflants, des règles de mise œuvre des maçonneries et la maintenance des ouvrages.

8

## Conclusion

Les cas pathologiques présentés dans cet article sont très similaires et montrent que la cause principale

des désordres survenus sur les différents édifices publics est due à l'infiltration des eaux dans les sols argileux provenant des pluies et des réseaux d'assainissement défectueux. Ces sols se ramollissent induisant un accroissement de tassements, donc l'apparition de désordres dans les constructions. Ces cas pathologiques montrent l'importance de la surveillance et de la maintenance régulière des ouvrages pour éviter à l'avenir ce type de désordres.

### REMERCIEMENTS

Les auteurs remercient la Direction du logement et des équipements publics (DLEP) de Blida pour leur permission de publier les résultats présentés dans cet article. Ils remercient également les Dr M. Benredouane, N. Bourahla et A. Guendouz pour leur contribution à la réalisation de ce travail.

- Ameur B. – « Sols gonflants : étude de cas ». *Comptes rendus du Symposium international de mécanique des sols*, Laboratoire des travaux publics de l'Ouest (LTPO), Tiaret, Algérie, 1989, tome 1.
- Bahar R., Kenai S. – *Guide technique pour les bâtiments, maintenance et erreurs à éviter*. Rapport interne, Direction du logement et des équipements publics (DLEP) de Blida, 2000, 28 p.
- Chen F.H. – *Foundations on expansive soils. Developments on geotechnical Engineering*. Elsevier Publishing Co., Amsterdam, 1988, vol. 54, 464 p.
- Cutler D.F., Richardson I.B.K. – *Tree roots and buildings*. Longman Scientific & Technical, second edition, London, 1989.
- Day R.W. – « Damage of structures due to tree roots », *Journal of Performance of Constructed Facilities*, vol. 5, n°3, 1991, p. 200-207.
- Derriche Z., Iguechtal L., Tas M. – « Comportement des ouvrages dans les argiles expansives d'In-Amenas ». *Revue française de géotechnique*, n° 89, 1999, p. 55-65.
- CGS - DTR BC 248, *Règles parasismiques algériennes RPA 99*. Publication du Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, ministère de l'Habitat, 1999, 91 p.
- Fischeur E., Biarreau M. – *Carte géologique des régions de Blida et Médéa au 1/50 000*. 1896, Feuilles inédites.
- Glangeaud L. – « Étude géologique de la région littorale de la province d'Alger ». *Bulletin des Services de la carte géologique Algérie*, 2<sup>e</sup> série, stratigraphie, n° 8, 1932, 608 p.
- Glangeaud L., Aymé A. – « Notice détaillée de la carte géologique au 1/50 000 de l'Arba (département d'Alger) et essai d'hydrologie de la Mitidja ». *Bulletin des Services de la carte géologique Algérie*, 2<sup>e</sup> série, stratigraphie, n° 11, 1935, 52 p.
- Hachichi A., Fleureau J.-M. – « Caractérisation et stabilisation de quelques sols gonflants d'Algérie ». *Revue française de géotechnique*, n° 86, 1999, p. 37-51.
- Kenai S., Bahar R. – *Étude géotechnique d'El-Affroun et expertise des constructions endommagées*. Rapport interne, Direction du logement et des équipements publics (DLEP) de Blida, 1999, 300 p.
- Kenai S., Bahar R. – « Assessment and repair of cracked buildings affected by water infiltration in clay soil ». *Proceeding of the 7th International Conference on inspection, appraisals, repairs and maintenance of buildings and structures*, vol. 2, Nottingham, UK, 2001, p.99-106.
- Mourroux P., Margron P., Pinte J.-C. – *La construction économique sur sols gonflants*. Manuels et Méthodes, n° 14, BRGM, 1988, 125 p.
- Philipponnat G. – « Désordres dus à la présence de sols gonflants dans la région parisienne ». *Annales de l'ITBTP*, n° 364, 1978, p. 1-15.
- Seed M.B., Woodward R.J., Lundgren R. – « Prediction of swelling potential for compacted clays ». *Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*. ASCE, 88, 1962, p. 107-131.
- Williams A.B., Donaldson G.W. – « Developments related to building on expansive soils in South Africa ». *Proceeding of 4th International Conference on Expansive Soils*, Denver, vol. 2, 1980, p.834-844.



# Essai de bilan des flux azotés percolant vers les eaux souterraines sous climat semi-aride (cas des périmètres irrigués des Doukkala, Maroc)

**A. EL ACHHEB**

Département de géologie  
Faculté des sciences  
BP 20, 24 000 El Jadida  
Maroc  
elachheb@ucd.ac.ma

**J. MANIA**

Laboratoire de Mécanique  
de Lille, EUDIL  
Département  
de géotechnique  
et génie civil  
59655 Villeneuve-d'Ascq

**J. MUDRY, P. CHAUVE**

Laboratoire de géoscience  
Université  
de Franche-Comté  
Besançon

**A. OUAAGA**

Office régional  
de mise en valeur agricole  
de Doukkala  
24 000 El Jadida, Maroc

## Résumé

La présente étude permet de donner, pour la première fois, un aperçu général sur les concentrations en nitrate des eaux souterraines des Doukkala. Malgré un risque élevé d'apports de nitrates dans cette région soumise à une exploitation agricole intense, la pollution azotée des eaux souterraines des Doukkala reste encore modérée. Les concentrations varient entre 1 mg/l et 200 mg/l avec une moyenne située autour de 30 mg/l. Seuls 8 % des points d'eau dépassent les normes de potabilité (50 mg/l). Le bilan d'azote laisse apparaître un excès de 2 350 tonnes par an d'azote potentiellement lessivable sur tous les périmètres irrigués, ce qui correspond à une moyenne de 39 kg-N/ha. On constate que les cultures maraîchères génèrent la plus grande quantité d'azote potentiellement lixiviable (91 kg/ha), alors que les céréales et les betteraves qui couvrent la majorité de l'espace cultivé présentent des valeurs d'excédents relativement modérées (45 et 58 kg/ha). Malgré ces flux entrant dans les périmètres irrigués les teneurs en  $\text{NO}_3^-$  des eaux de la nappe restent relativement stables. Cette stabilité ne peut être expliquée que par l'existence d'une dénitrification naturelle, dans la nappe ou dans la zone non saturée.

**Mots-clés :** nappe plio-quadernaire, irrigation, nitrates, bilan d'azote, dénitrification, Maroc.

## Nitrogen budget under semi-arid climate (case of irrigated perimeters of Doukkala, Morocco)

## Abstract

That groundwaters of Doukkala are little allocated by the nitrogenous pollution due to the agriculture. Concentrations vary between 1 mg/l and 200 mg/l with an average of 30 mg/l. The passing of the norm 50 mg/l is 8 % in 1995.

The nitrogen budget leaves to appear an excess of 2 350 tons per year of nitrogen potentially leached on all irrigated perimeters, what corresponds to an average of 39 kg-N/ha. It is noted and important surpluses by market-gardener cultures (91 kg/ha) cereals and beets that cover the majority of the cultivated space present values of relatively moderated surpluses (45 and 58 kg/ha). The utilization of data concerning the application and extraction of nitrogen as well as the each culture area allow to estimate the quantity of nitrogen potentially leached on all irrigated perimeters. Despite this flow entering perimeters irrigated contents in  $\text{NO}_3^-$  of waters of the water table remain relatively stable. This stability can be explained only by the existence of a natural denitrification, in the water table or in the unsaturated zone.

**Key words :** plio-quadernary water table, irrigation, nitrates, nitrogen budget, denitrification, Maroc.

## Introduction

La plaine des Doukkala connaît depuis les années 60 un développement agricole important surtout au niveau de ses périmètres irrigués. La superficie équipée est actuellement de 61 000 ha (bas service) (Fig. 1) et 64 000 ha (haut service), en cours d'aménagement. L'irrigation est effectuée au moyen d'un très important réseau de canaux alimenté par les eaux de l'Oued Oum Er-Rbia.

La région est soumise à une exploitation agricole intense. Dans une telle situation l'agriculture fait figure d'accusée vis-à-vis de la dégradation de la qualité des eaux souterraines qui est généralement marquée par

une augmentation des concentrations en nitrate. Afin d'évaluer et chiffrer l'impact de la fertilisation sur la pollution, un bilan de masse d'azote s'avère nécessaire.

Dans le cadre de cette étude, environ 110 échantillons d'eau ont été analysés pour les nitrates, en deux années successives en vue d'établir pour la première fois des cartes de concentrations en nitrate.

## Contexte physique et géologique

Le bassin des Doukkala fait partie du Maroc occidental. Il est limité au nord-est par l'oued Oum Er-Rbia, à l'est par le massif des Rehamna, au sud par le plateau des Gantour et à l'ouest par le Sahel (Fig. 1).

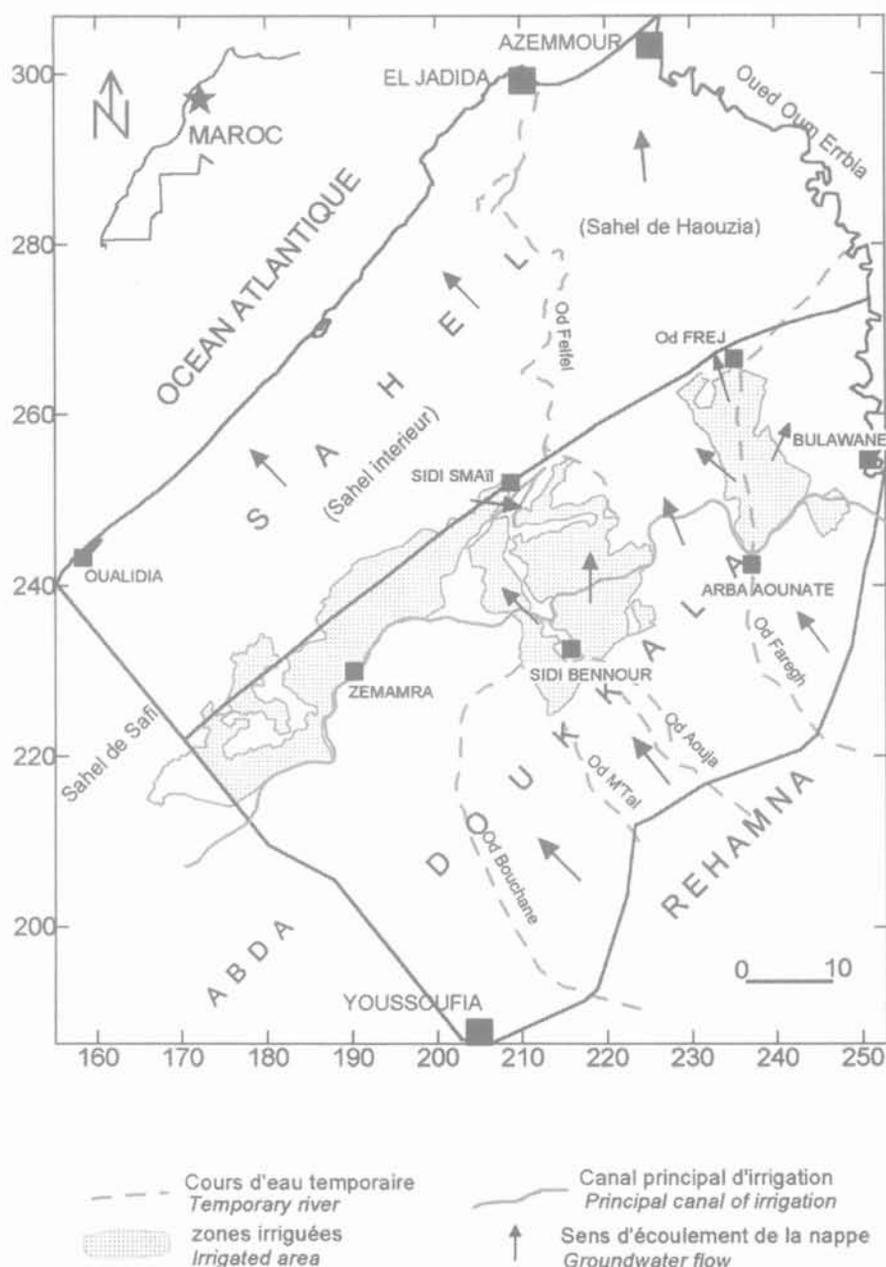


FIG. 1 Situation géographique et schéma hydraulique de la région étudiée.  
Geographic location and hydraulic sketch-map of the investigated area.

C'est une vaste étendue limoneuse d'âge quaternaire. Sa surface, inclinée vers le NW, s'inscrit entre les altitudes 300 m en bordure des Rehamna et 150 m au contact des dunes consolidées du Sahel. Sa limite avec le Sahel ne correspond pas à un trait morphologique marquant mais à la limite d'accumulation des limons quaternaires.

Sur le plan géologique, le bassin des Doukkala fait partie de la Méséta marocaine. Il est constitué de formations sédimentaires à structure subtabulaire d'âges tertiaire, secondaire et quaternaire reposant sur un socle primaire plissé.

Le bassin des Doukkala est caractérisé par un climat littoral avec des influences continentales et maritimes dans l'arrière-pays. La pluviométrie décroît légèrement de la côte vers l'intérieur avec, une moyenne annuelle de 300 mm. Les pluies sont concentrées en automne et en hiver avec un maximum en décembre ; les mois de juin à septembre sont secs. Les températures sont modérées avec des moyennes mensuelles entre 12 et 25 °C et une moyenne annuelle de l'ordre de 18 °C pour le bassin Sahel-Doukkala.

La plaine des Doukkala est mal drainée naturellement. Les principaux exutoires superficiels sont : (a) l'oued Faregh qui draine la partie est des Doukkala et rejoint l'Oum Er-Rbia ; (b) l'oued Fel Fel qui collecte les eaux de ruissellement du versant ouest des Rehamna et de la partie centrale de la plaine des Doukkala.

Sur le plan hydrogéologique, le système aquifère, renferme trois types de nappes :

- les nappes profondes captives circulant dans les différents niveaux crétacés ;
- la nappe supérieure du Plio-Quaternaire qui est la première nappe importante rencontrée à partir de la surface du sol et exploitée par la plupart des puits de la région. Elle est limitée à sa base par les marnes du Cénomaniens ou les argiles du Crétacé inférieur. Lorsque ces derniers sont absents, la nappe passe alors dans les niveaux inférieurs ;

- les nappes perchées dans les limons quaternaires qui forment la couverture générale de la nappe précédente.

La nappe d'eau principale (ou supérieure) circule dans sa majeure partie dans des calcaires détritiques coquilliers plio-quaternaires. Les valeurs de transmissivités déterminées par des essais de débit sont comprises entre  $1,3 \cdot 10^{-3}$  et  $2,6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 \cdot \text{s}^{-1}$  avec une perméabilité d'environ  $2 \cdot 10^{-4} \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ . L'alimentation de cette nappe est régie principalement par les précipitations, l'infiltration des eaux d'irrigation et par alimentation latérale à partir des affleurements des terrains crétacés en bordures S et SE.

L'examen de la piézométrie montre que l'écoulement général de la nappe est dirigé du SE vers le NW, avec un gradient hydraulique fort en amont et en aval et faible au centre, ce qui subdivise la nappe en trois zones : zone amont, zone centrale et zone aval.

### 3 Qualité et évolution des eaux souterraines

Pour montrer l'évolution spatio-temporelle des nitrates, on a utilisé deux campagnes de prélèvement effectuées sur une centaine de points, en 1995 et 1996, ainsi qu'une campagne réalisée en 1957 sur une vingtaine d'échantillons.

Des deux dernières campagnes de prélèvement il ressort que les concentrations (Fig. 2) varient entre 1 mg/l et 200 mg/l avec une moyenne de 30 mg/l en 1995 et 37 mg/l en 1996. Sur 105 points d'eau souterraine 7,5 % dépassent la norme 50 mg/l soit 8 points en 1995, et 11,5 % soit 12 points en 1996. Ces points sont dispersés sur l'ensemble de la plaine et sont situés généralement dans des secteurs à faibles ressources en eaux

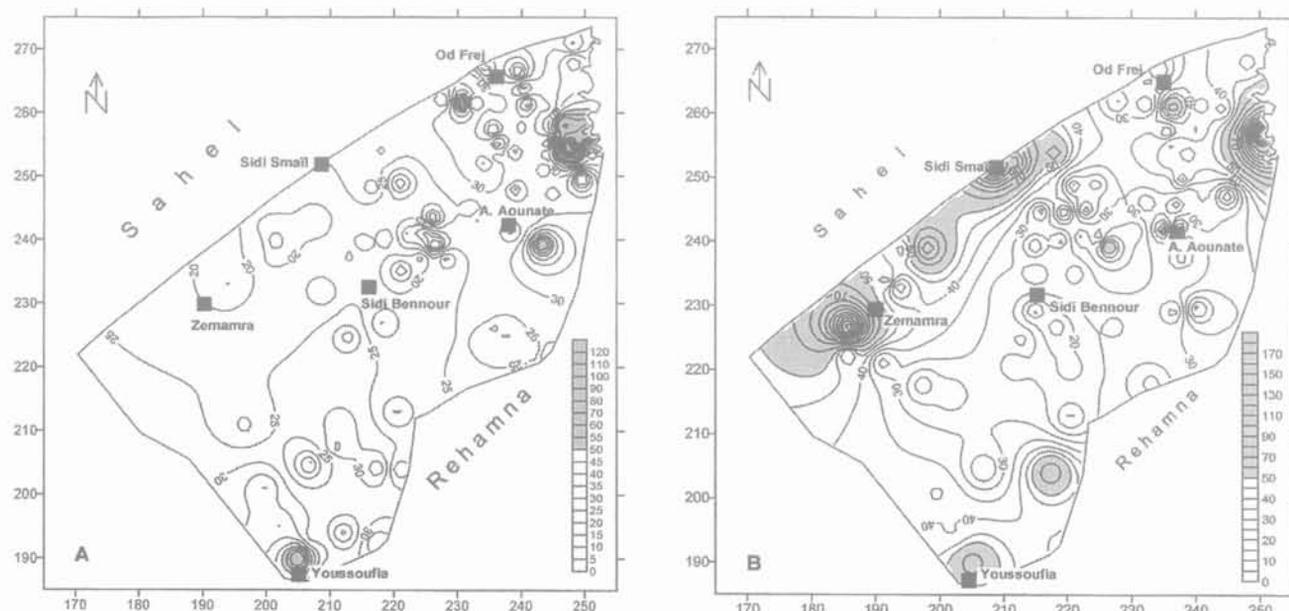


FIG. 2 Distribution de nitrates dans la nappe (mg/l). A : 1995 ; B : 1996.  
Nitrates occurrence in groundwater (mg/l).

comme dans la région de Boulawane (limite est) ou dans des endroits où la nappe peu profonde est touchée par la pollution anthropique. Sur les autres points d'eau les concentrations en nitrates sont comprises entre 1 mg/l et 50 mg/l avec une fourchette de variation située entre 10 et 25 mg/l.

Entre les campagnes de mesures (1995-1996), on constate de faibles variations sauf en bordure du Sahel et de l'Oued Oum Er-Bia, ceci peut être lié à une faible pluviométrie durant la campagne agricole 1994-1995 (109 mm) et par conséquent à une faible lixiviation des nitrates durant cette période. Cette hypothèse est confirmée par des études expérimentales menées par l'Institut agronomique et vétérinaire Hassan-II dans la station d'expérimentation des Doukkala durant la campagne agricole 1995-1996. Ces études ont montré que la teneur initiale (avant semis) en azote minéral était élevée (de l'ordre de 113 kg-N/ha, Abrihmati, 1996) sur les premiers centimètres de sol. Durant la campagne 1995-1996 caractérisée par une pluviométrie exceptionnelle, on note à partir du 72<sup>e</sup> jour après semis une forte chute d'azote minéral du sol. Le cumul des eaux drainées (mesurées par des lysimètres) a atteint au 60<sup>e</sup> jour après semis 158 et 158,4 mm respectivement pour deux traitements 120 et 180 kg-N/ha, totalisant ainsi une perte de l'azote par lixiviation de 47 et 73 kg-N/ha respectivement. Au cours de la période allant du 72<sup>e</sup> au 111<sup>e</sup> jour après semis, les concentrations en azote minéral diminuaient de manière continue. Cette diminution ne peut être attribuée à la lixiviation puisque les quantités d'eau drainée pendant cette période (47 mm) ont engendré de faibles pertes en azotes (30 et 39 kg-N/ha) pour les deux traitements 120 et 180 kg-N/ha. Cependant d'autres phénomènes peuvent participer à cette diminution notamment les prélèvements par les plantes. Il s'agit en fait d'une phase à grand besoin en éléments fertilisants et pendant laquelle s'obtient le maximum d'absorption en azote (début de montaison).

En comparant les concentrations en nitrate des points analysés avant irrigation (1957) et ceux des campagnes récentes (Fig. 3) on constate que la majorité des points ne présente pas de variation importante et les points pollués se trouvent en dehors des périmètres irrigués. Dans les zones irriguées, les concentrations en nitrate ont chuté, sauf pour le point 404/27 qui montre

une augmentation. Ce dernier est localisé dans une région sableuse où le niveau piézométrique se trouve à faible profondeur (3 m), c'est dans cette zone irriguée depuis 1958 qu'on commence à sentir les premiers symptômes de pollution due à l'irrigation.

4

## Bilan d'azote dans les zones irriguées

L'azote est un élément chimique très répandu dans la nature. Dans le sol, la fraction prédominante de l'azote se trouve sous une forme organique représentant environ 95 % de l'azote total. Le complément est composé par des formes inorganiques, c'est-à-dire l'azote ammoniacal, nitreux et nitrique. Actuellement le cycle de l'azote est sévèrement perturbé par l'activité humaine : agriculture intensive, développement industriel, déchets ménagers liés au développement démographique. Ces perturbations génèrent un excès d'azote qui risque d'être entraîné en profondeur vers les eaux souterraines.

4.1

### Les apports d'azote

Les apports azotés dans le système sol-eau-plante proviennent des eaux météoriques, de la fixation biologique, de la fertilisation azotée, des eaux d'irrigations et de la minéralisation de la matière organique.

Les sources potentielles de la présence de composés azotés dans les eaux météoriques sont les suivants (Mariotti, 1982 ; Stevenson, 1986, *in* Cabon, 1993) : le sol, l'océan, la fixation d'azote atmosphérique et les contaminations provenant des zones urbaines et industrielles. L'estimation des apports atmosphériques (NMet) d'azote par différents auteurs donne les valeurs suivantes : 5 à 15 kg-N/ha/an en France (Hémin, 1980), 0,78 à 22 kg-N/ha/an aux États-Unis et en Europe (Stevenson, 1986, *in* Cabon, 1993) ; d'après Addiscott, (1989, *in* Malcolm, 1990) et Benabellah (1997), l'air et les précipitations peuvent constituer une source non négligeable de nitrates estimée à 38 kg-N/ha/an.

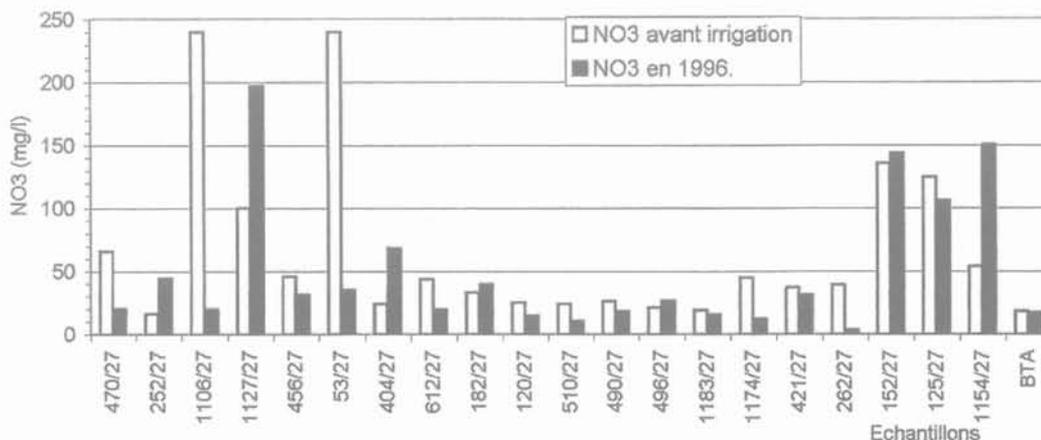


FIG. 3 Comparaison des teneurs en NO<sub>3</sub> entre les périodes avant et après irrigation. Comparison of the contents in NO<sub>3</sub> between the periods before and after irrigation.

Dans notre région d'étude on a estimé cet apport à 0,7 kg-N/ha/an, calculé sur la base d'une pluviométrie moyenne de 300 mm/an et une concentration en  $\text{NO}_3^-$  de 1 mg/l. Cette valeur est à notre avis logique vu la faible pluviométrie et la faiblesse des activités industrielles de la région.

La fixation biologique (NAt) consiste en la transformation de l'azote atmosphérique ( $\text{N}_2$ ) en azote combiné sous l'action de certains micro-organismes. Elle peut être asymbiotique lorsqu'elle est liée à l'activité des bactéries du sol, ou symbiotique dans le cas des légumineuses. La fixation asymbiotique d'azote reste faible. Elle est en général de l'ordre de 20 à 40 kg-N/ha/an en régime tempéré (Hébert, 1979, *in* Cabon 1993). Par contre, la fixation symbiotique peut être considérable jusqu'à 600 kg-N/ha/an pour la luzerne (Stevenson, 1986, *in* Cabon, 1993). Dans les conditions des Doukkala, on a estimé la fixation biologique à environ 300 kg-N/ha/an pour les légumineuses.

La fertilisation azotée artificielle constitue le plus gros des apports azotés, pour pallier le déficit d'azote et satisfaire les besoins de la plante de façon à obtenir des rendements optimaux en termes de quantité et de qualité. Ces apports s'effectuent sous deux formes : les engrais chimiques (NEg) et le fumier (NFu).

Basé sur de nombreux travaux de l'Institut agronomique et vétérinaire Hassan-II, des enquêtes de l'Office régional de mise en valeur agricole des Doukkala (ORMVAD), des valeurs des besoins pour les principales cultures pratiquées dans la région sont déterminées et représentées dans le tableau I.

**TABLEAU I Apports azotés artificiels chimiques et fumier organique par type de culture et superficies concernées.**

Chemical artificial nitrogenous contributions and organic fertilizer by type of culture and concerned surfaces.

Cultures	Quantité moyenne d'azote apportée kg-N/ha/an	Superficie (ha)
Betterave à sucre	310	18 000
Céréales	120	26 000
Trèfle	50	9 000
Luzerne	50	3 000
Maïs	134	7 000
Tabac	100	800
Coton	110	200
Tournesol	120	2 000
Maraîchage	143 + 172,5*	16 000

\* Fumier organique.

L'azote minéral provenant de la minéralisation du fumier est estimé en utilisant la formule suivante (Souidi, 1992; Rahali, 1996) :

$$\text{NFu} = \text{quantité de fumier répandue par hectare} \times \text{teneur de l'azote organique en \% (2,5 \%)} \times \text{taux de minéralisation annuelle (50 \%)}.$$

La majorité des agriculteurs n'utilise pas ou rarement le fumier organique sur les cultures principales, sauf les maraîchers à raison de 15 t.ha<sup>-1</sup>.

Dans certaines régions agricoles les eaux d'irrigation peuvent aussi contenir d'importantes quantités d'azote nitrique (Nir) et constituent ainsi une entrée supplémentaire non négligeable dans le système sol-eau-plante. Le volume moyen d'irrigation au niveau de la parcelle dans les Doukkala est de 5 000 m<sup>3</sup>/ha/an, avec une concentration moyenne en  $\text{NO}_3^-$  de 4 mg/l. Ce qui donne une entrée de 4,5 kg-N/ha/an par les eaux d'irrigation.

L'azote minéral initial dans le sol (NRs), appelé aussi azote résiduel du sol, est la fraction de l'azote apporté retrouvée dans le sol après la récolte des cultures. En Europe, 90 % des cultures reçoivent en moyenne plus de 100 kgN à l'hectare dont 50 % sont prélevés par la culture, 25 % sont immobilisés temporairement dans le sol (azote résiduel), les 25 % restants étant volatilisés, dénitrifiés ou lessivés (Guiraud, 1984; Bouwer, 1987, *in* Benabdellah, 1997). Les valeurs d'azote résiduel trouvées dans les Doukkala lors des études menées par l'IAV Hassan-II en 1996 et 1997 sur le blé, sont évaluées entre 34 et 38 kg-N/ha en moyenne pour les doses de 120 et 180 kg-N/ha. Au début du cycle 1995-1996 Abrihmati (1996) a trouvé une quantité d'azote résiduel élevée de l'ordre de 113 kg-N/ha. Ceci est sans doute lié à une faible absorption de cet élément par la betterave à sucre durant la campagne agricole 1994-1995 caractérisée par une faible pluviométrie (109 mm). On ne dispose pas de valeurs pour les autres cultures, mais un pourcentage de 25 % de l'azote apporté par les engrais peut être adopté dans le cas des Doukkala.

L'azote minéralisable à partir de l'azote organique du sol (NMO) constitue l'élément majeur de l'azote total (environ 98 %). Il se minéralise par ammonification puis par nitrification. L'ammonification correspond à la transformation de l'azote organique en azote ammoniacal sous l'action de nombreux micro-organismes. Quant à la nitrification c'est l'oxydation biologique de l'azote ammoniacal ( $\text{NH}_4^+$ ) en azote nitrique ( $\text{NO}_3^-$ ) en présence de bactéries aérobies, elle se déroule en deux étapes :

1) la *nitritation*. C'est l'oxydation de l'azote ammoniacal ( $\text{NH}_4^+$ ) en azote nitreux ( $\text{NO}_2^-$ ) sous l'action des bactéries nitreuses du genre *Nitrosomonas* :



2) la *nitratation* correspond à l'oxydation de l'azote nitreux ( $\text{NO}_2^-$ ) en azote nitrique ( $\text{NO}_3^-$ ). Cette étape est réalisée par les bactéries nitriques de genre *Nitrobacter* :



La minéralisation a lieu essentiellement dans la couche arable du sol, où se trouve la quasi-totalité de l'humus et des résidus des précédentes cultures. La quantité d'azote minéralisable à partir de l'azote organique du sol dans les Doukkala a été estimée à 90 kg-N/ha (Souidi *et al.*, 1989; Rahali, 1996).

## 4.2

### Les sorties d'azote

Les sorties correspondent aux pertes par voie gazeuse, à l'absorption par la plante et au lessivage par les eaux d'irrigation.

La dénitrification (NDn) constitue le mécanisme principal de restitution de l'azote du sol à l'atmosphère et conduit à la transformation des nitrates en nitrites puis successivement en oxyde nitrique, oxyde nitreux et azote. Ce phénomène est favorisé par l'irrigation lorsqu'elle maintient des conditions anoxiques (sol engorgé), un pH compris entre 7 et 8 et une température supérieure à 10 °C (Catroux et Germon, 1981 ; Benabdellah, 1997). Peu d'estimations de la dénitrification au champ sont disponibles à cause des difficultés méthodologiques liées à la mesure de ce processus, mais une valeur de 10 à 25 % par an d'azote minéral donne une idée des pertes par dénitrification, (Catroux et Germon, 1981 ; Cabon, 1993). Cependant des essais réalisés au champ avec des engrais marqués à l'azote 15 ont suggéré des pertes par dénitrification fréquemment de l'ordre de 20 % (Cabon, 1993). En utilisant la même méthode dans les Doukkala et sous une culture de blé, Benabdellah (1997) a estimé les pertes en azote à 16,5 et 22 % de l'engrais apporté aux doses respectives de 120 et 180 kg-N/ha/an.

La volatilisation (NVI) est la transformation de l'azote ammoniacal du sol en ammoniac gazeux. Cette volatilisation se produit surtout lors de l'épandage d'urée, de nitrate d'ammonium, d'ammoniac anhydre ou d'effluents d'élevages en surface. La volatilisation dépend de l'humidité du sol, du pH et du type d'engrais employé. Des volatilisations croissantes sont constatées quand on passe de l'ammonitrate au sulfate d'ammonium (Cabon, 1993 ; Abrihmati, 1996 ; Benabdellah, 1997). Ces mêmes auteurs ont estimé les pertes en azote au champ par volatilisation entre 0 et 12 % de l'azote appliqué. Boaretto *et al.* (1996), de leur côté, ont évalué les pertes par volatilisation entre 12 et 36 % de l'azote apporté sous forme d'urée.

L'exportation par les cultures (NExp) : les plantes ont besoin pour leur croissance de se nourrir d'azote minéral sous forme nitrique prélevé dans le sol à l'aide de leurs racines. La quantité d'azote consommée par les plantes varie d'une espèce à une autre et selon le stade végétatif. L'utilisation de l'azote de l'engrais par

les plantes dans les Doukkala reste incomplète, environ 55 % en moyenne, ce qui conduit à un résidu d'engrais important. Par ailleurs, la participation du sol peut atteindre 50 % de l'azote exporté par les plantes ayant reçu une dose de 120 kg-N/ha (Benabdellah, 1997).

### 4.3

## Calcul du bilan de masse d'azote des zones irriguées

Le bilan de masse de l'azote peut s'écrire approximativement de la façon suivante :

$$(N_{met} + N_{at} + N_{eg} + N_{fu} + N_{ir} + N_{MO}) = (N_{Dn} + N_{VI} + N_{Exp} + N_{Les}) \quad (1)$$

La seule inconnue dans l'équation du bilan est la quantité d'azote lessivée (NLes) vers la nappe qui peut être tirée de l'équation (1) :

$$N_{Les} = (N_{met} + N_{at} + N_{eg} + N_{fu} + N_{ir} + N_{MO}) - (N_{Dn} + N_{VI} + N_{Exp})$$

Les résultats de ce bilan, basé sur des études qui ont été menées dans la région des Doukkala et des enquêtes de l'Office régional de mise en valeur agricole des Doukkala sont indiqués dans le tableau II.

Le bilan chimique exprimé par une surface d'un hectare indique des consommations fortes par les légumineuses (- 173 kg/ha) et des excédents importants par les cultures maraîchères (91 kg/ha). Les céréales et les betteraves qui couvrent la majorité de l'espace cultivé présentent des valeurs d'excédents relativement modérées (45 et 58 kg/ha).

L'utilisation de ces données concernant l'apport et l'export d'azote ainsi que la superficie de chaque culture permettent d'estimer la quantité d'azote potentiellement lixiviable sur tous les périmètres irrigués (Tableau III).

**TABEAU II** Le bilan azoté des sols agricoles de la région des Doukkala (en kg/ha/an).  
The nitrogenous balance of the agricultural grounds of the region of Doukkala (kg/ha/an units).

Cultures	Apports					Sorties			Bilan (NLes)
	NMet	NAt	NEg	NMO	Nir	NDn	NVI	NExp	
Betterave	0,7	-	310	90	4,5	62	15,5	270	57,7
Céréales	0,7	-	120	90	4,5	24	6	140	45,2
Trèfle	0,7	300	50	90	4,5	10	2,5	606	- 173,3
Luzerne	0,7	300	50	90	4,5	10	2,5	606	- 173,3
Maïs	0,7	-	134	90	4,5	26,8	6,7	120,6	75,1
Tabac	0,7	-	100	90	4,5	20	5	90	80,2
Coton	0,7	-	110	90	4,5	22	5,5	99	78,7
Tournesol	0,7	-	120	90	4,5	24	6	108	77,2
Maraîchage	0,7	-	315,5	90	4,5	28,6	7,15	283,95	91

**TABEAU III Bilan chimique global de l'azote dans les périmètres irrigués.**  
Global chemical balance of the nitrogen in the irrigated perimeters.

Cultures	Excès d'azote en kg-N/ha	Superficie (ha)	Excès de N en t sur tous les périmètres irrigués
Betterave à sucre	57,7	18 000	1 038,6
Céréales	45,2	26 000	1 175,2
Trèfle	- 173,3	9 000	-1 559,7
Luzerne	- 173,3	3 000	- 519,9
Maïs	75,1	7 000	525,7
Tabac	80,2	800	64,2
Coton	78,7	200	15,74
Tournesol	77,2	2 000	154,4
Maraîchage	91	16 000	1 456

Le résultat de ce bilan laisse apparaître un excès de 2 350 tonnes par an d'azote potentiellement lessivable sur tous les périmètres irrigués, ce qui correspond à une moyenne de 39 kg-N/ha. La lame d'eau d'irrigation moyenne annuelle infiltrée vers la nappe d'eau souterraine a été évaluée à 144 mm/an (El Achheb, 1993) et donc la concentration moyenne estimée en  $\text{NO}_3^-$  de ces eaux est de 120 mg/l pour 61 000 ha.

Durant les cycles agricoles 1995-1996 et 1996-1997 la lame d'eau infiltrée mesurée dans des lysimètres est estimée à 230 mm/an (Abrihmati, Benabdellah, 1997). Cette infiltration est expliquée d'une part par les apports qui étaient supérieurs aux besoins et d'autre part, par les fortes intensités de pluie. La concentration moyenne en azote de ces eaux drainées a varié de 20 à 40 mg/l pour un traitement de 120 kg-N/ha d'azote, sous une culture de blé. Ce résultat est proche de celui de notre bilan chimique.

Ce flux entrant est différent de celui constaté par Rahali en 1996, qui est de 173 kg-N/ha. Cette perte d'azote est expliquée par le fait que la campagne 96/97 a été caractérisée par une importante pluviométrie (551 mm), ayant engendré d'importantes inondations et des dégâts avec notamment un jaunissement du feuillage, ce qui a poussé les agriculteurs à apporter un supplément excessif d'engrais puisque les engrais sont entraînés en profondeur par les eaux d'infiltration.

La stabilité des valeurs en  $\text{NO}_3^-$  des eaux de la nappe malgré un flux entrant de 120 mg/l dans les périmètres irrigués, laisse supposer l'existence d'une dénitrification naturelle des eaux souterraines soit dans la nappe soit dans la zone non saturée selon le processus d'acceptation des électrons suivant :



Les produits finals donnant :  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{N}_2\text{O}$  et  $\text{N}_2$ .

En effet, le réservoir aquifère qui est de nature calcaire détritique est surmonté par une couche limoneuse dont l'épaisseur varie entre 10 et 80 m, ce qui donne à la nappe un caractère semi-captif surtout dans la partie sud. La mise en captivité de la nappe dans cette zone rend les échanges gazeux avec l'oxygène de l'atmosphère beaucoup plus lents qu'en régime libre d'après Landreau *et al.* (1988). Dans ces conditions, la nappe

acquiert un caractère réducteur avec par conséquent une diminution des teneurs en nitrate. La zone non saturée est constituée de limons argileux et rarement de limons sableux. La profondeur du niveau de la nappe est de 3 à 25 m dans les zones irriguées et de 25 à 70 m dans le reste de notre domaine d'étude. La nature lithologique et l'épaisseur de cette zone non saturée peuvent être à l'origine de la diminution des teneurs en nitrate des eaux percolées (Akhmétiéva, 1992). Cette diminution est alors probablement liée à une baisse du taux d'oxygène dans les limons en profondeur et une partie des nitrates est transformée par dénitrification en  $\text{NO}_2^-$ ,  $\text{N}_2\text{O}$  et  $\text{N}_2$ .

Les deux hypothèses émises pour expliquer la stabilité des concentrations en nitrates restent encore à vérifier par des mesures sur le terrain à différentes profondeurs.

## 5

## Conclusion

Cette étude a permis de donner, pour la première fois, un aperçu général sur les teneurs en nitrate des eaux souterraines des Doukkala. Il ressort de cette étude que les eaux souterraines des Doukkala sont peu atteintes par la pollution azotée due à l'agriculture. Les concentrations varient entre 1 mg/l et 200 mg/l, avec une moyenne située autour de 30 mg/l et 8 % des points d'eau dépassent la norme 50 mg/l. En comparant les teneurs en nitrate entre la période avant irrigation (1957) et la période actuelle, on a constaté que la majorité des points ne présente pas de variation importante et que les premiers symptômes de pollution due à l'irrigation sont localisés dans la zone de Faregh (premier périmètre irrigué).

La stabilité des teneurs en  $\text{NO}_3^-$  des eaux de la nappe malgré les flux entrants dans les périmètres irrigués, ne peut être expliquée que par l'existence d'une dénitrification naturelle des eaux souterraines soit dans la nappe soit dans la zone non saturée.

La présence d'une épaisse couverture limoneuse, les cultures fourragères et de betterave sucrière (qui mobi-

lisent une quantité importante d'azote) ainsi que les conditions climatiques contribuent à maintenir des teneurs en nitrates relativement basses malgré une agriculture intense.

Le bilan chimique de l'azote montre que les légumineuses jouent un rôle important pour écarter le risque

de lixiviation des nitrates par l'effet d'absorption de l'azote (-173 kg/ha). Les cultures maraîchères génèrent un excès d'azote important (91 kg/ha) alors que les céréales et les betteraves qui couvrent la majorité de l'espace cultivée présentent des valeurs d'excédents azotés relativement modérées (45 et 58 kg-N/ha).

#### REMERCIEMENTS

Ce travail a bénéficié du soutien financier des projets suivants : Coopération franco-marocaine (AI 58/STU/97), Bourse d'excellence de l'AUPELF-UREF et Programme d'appui à la recherche scientifique (PARS SDU/53).

## Bibliographie

- Abrihmati S. – *Optimisation de l'efficacité d'utilisation de l'eau et de l'azote par le blé en irrigué dans la région des Doukkala*. Mémoire de troisième cycle, IAV Hassan-II, Rabat, Maroc, 1996, 149 p.
- Akhmétiqueva N. – « Pollution des eaux phréatiques par les engrais ». *Hydrogéologie*, n° 3, 1992, p. 145-151.
- Benabellah S. – *Étude de l'efficacité d'utilisation de l'eau et de l'azote par le blé en irrigué*. Mémoire de troisième cycle, IAV Hassan-II, Rabat, Maroc, 1997, 124 p.
- Bouwer H. – « Effect of irrigated agriculture on groundwater ». *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, vol. 113, n° 1, 1987.
- Cabon F. – *Modélisation du cycle de l'azote dans le système sol-eau-plante du lysimètre au bassin hydrologique*. Thèse, université Paris VI, 1993, 193 p.
- Catroux G., Germon J.C. – « Les pertes d'azote par voie gazeuse. Fertilisation azotée et qualité des eaux ». *Comptes rendus des séances de l'Académie d'agriculture de France*, tome 67, n° 10, 1981.
- El Achheb A. (1993) – *Étude hydrogéologique et hydrochimique de la plaine des Doukkala*. Thèse de troisième cycle, Faculté des sciences Semlalia, Marrakech.
- Guiraud G. – *Contribution du marquage isotopique à l'évolution des transferts d'azote entre les compartiments organiques et minéraux dans les systèmes sol-plante*. Thèse doctorat d'État, Paris VI, 1984, 335 p.
- Hénin S. – « Le cycle de l'azote, les problèmes de fertilisation et de pollution. Fertilisation azotée et qualité des eaux ». *Comptes rendus des séances de l'Académie d'agriculture de France*, tome 67, n° 10, 1981.
- Landreau A., Mariotti A., Simon B. – « La dénitrification naturelle dans les eaux souterraines ». *Hydrogéologie*, n° 1, 1988, p. 35-43.
- Malcolm J. – « Nitrates in water ». In Calvet R., ed. *Nitrates-Agriculture-Eau*, Symposium international INAP-G, Paris, 1990.
- Mariotti A. – *Apports de la chimie isotopique à la connaissance du cycle de l'azote*. Thèse doctorat d'État, Paris VI, 1982, 476 p.
- Rahali M. – *Analyse de la pratique de la fertilisation minérale des principales cultures dans le périmètre des Doukkala : impact sur la production et conséquences sur l'environnement*. Mémoire de troisième cycle, IAV Hassan-II, Rabat, Maroc, 1996, 119 p.
- Soudi B. – « Évaluation de la valeur fertilisante azotée des fumiers de fermes et des composts industriels ». *Actes Inst. Agro. Vet.*, 1992, p. 5-15.
- Soudi B., Chiang C., Zeraoui ?. – « Variation saisonnière de l'azote minéral et effet combiné de la température et de l'humidité du sol sur la minéralisation ». *Actes Inst. Agro. Vet.*, vol. 10 (1), 1989, p. 29-38.

## Démarche d'estimation des délais de réalisation de tunnels en site urbain

ZEIDAN

*Thèse de l'université de Marne-la-Vallée, soutenue le 3 avril 2002, sous la direction de Youssef Diab, Laboratoire de génie urbain, environnement et habitat (ydiab@univ-mlv.fr)*

Des dérapages de délais ont été observés sur plusieurs ouvrages souterrains réalisés en site urbain. Le but de notre approche est de mettre au point un outil permettant d'estimer les délais de réalisation de la partie linéaire d'un ouvrage souterrain, au stade de la programmation et de la conception de celui-ci.

Notre approche s'appuie sur l'adéquation des organes du tunnelier aux paramètres de sol et sur des représentations floues des paramètres de sol et des délais. Nous avons identifié les paramètres de sol et les composants du tunnelier qui nous ont semblé les plus déterminants sur la performance du tunnelier. Nous avons ensuite défini les relations entre les organes du tunnelier et les paramètres de sol, en l'occurrence les fonctions d'adéquation du tunnelier au sol, et obtenu une adéquation globale après avoir combiné les adéquations partielles du tunnelier ; cette adéquation nous

aidera à fixer des délais de réalisation plus réalistes que la cadence nominale fournie par le fabricant.

Deux approches sont proposées au stade de la planification, la première permet l'estimation des délais par une fourchette des temps possibles allant du temps pessimiste au temps optimiste, en passant par un intervalle de délais le plus probable. La deuxième approche est la méthode de croyance floue BIFPET; elle permet l'intégration de différentes sources d'informations disponibles par l'équipe de planification et le chef de projet. Le temps estimé par cette méthode est un temps déterministe (comme l'approche PERT).

Notre démarche est dédiée aux maîtres d'ouvrage, dans une optique d'aide à la décision au stade de la programmation. Nous avons développé un outil informatique d'aide à l'estimation des délais de réalisation.

## Comportement, instabilités et bifurcations des matériaux granulaires

XAVIER ROGUIEZ

Bât. B, Résidence La Monette, 169, avenue des Caillols, 13012 Marseille (xavier.roguiez@inpg.fr)

*Thèse soutenue le 8 juillet 2002, sous la direction de Félix Darve, INPG, Grenoble (Felix.darve@inpg.fr)*

Ce mémoire de thèse est consacré à l'étude du comportement des matériaux granulaires et aux instabilités, bifurcations qui s'y produisent. Une campagne d'essais oedométriques généralisés est réalisée sur la presse triaxiale tridimensionnelle du laboratoire 3S à Grenoble. Elle a pour but de préciser les caractéristiques des chemins oedométriques qui sont utilisés comme chemins de calibration pour la modélisation.

La formalisme général des lois incrémentales non linéaires est rappelé. Une équivalence entre l'écriture incrémentale et une décomposition tensorielle sur une base de générateurs irréductibles est proposée. Une présentation exhaustive des caractéristiques du modèle complet est donnée. Une description rigoureuse des modèles simplifiés à faible nombre de paramètres est faite. Les différents

résultats sur des chemins classiques montrent que leur prédiction s'avère réaliste.

Une étude permet de synthétiser les différents axes de recherches sur les phénomènes d'instabilités et de bifurcations dans les matériaux granulaires. Les principaux critères d'apparition des instabilités sont étudiés à l'aide des modèles incrémentaux non linéaires. Un large domaine d'instabilité et de bifurcation, strictement inclus dans le domaine de rupture, est mis en évidence. Différents résultats analytiques permettent d'expliquer des résultats numériques obtenus par ailleurs. Ces différents travaux s'inscrivent dans une dynamique de recherche sur les modes de rupture diffus et localisés apparaissant dans les matériaux naturels en relation avec le vaste domaine des risques naturels.

# Étude des conséquences des affaissements miniers sur le bâti. Propositions pour une méthodologie d'évaluation de la vulnérabilité du bâti

OLIVIER DECK

LAEGO, École des mines de Nancy, Parc de Saurupt, 54000 Nancy  
(deck@mines.inpl-nancy.fr)

*Thèse de l'INPL, soutenue le 18 septembre 2002, sous la direction de Françoise Homand  
(inpl@inpl-nancy.fr)*

L'objectif principal de cette recherche est l'étude de différents moyens d'évaluation et de réduction de la vulnérabilité du bâti soumis à un affaissement minier. Différents organismes, le LAEGO, l'INERIS et GEODERIS ont débuté des recherches pour proposer des solutions pratiques pour une réduction du risque.

Les cavités souterraines peuvent être à l'origine d'un affaissement des terrains en surface lorsqu'elles s'effondrent. Les bâtiments affectés peuvent alors être fortement sollicités et subir d'importantes dégradations. C'est pourquoi, il est nécessaire de hiérarchiser le risque de dégradations du bâti localisé dans des zones à risques d'affaissement. En plus d'une analyse bibliographique, la recherche s'est effectuée au moyen de modélisations et d'analyses de données.

La bibliographie propose des méthodes permettant de définir une typologie du bâti, de caractériser les mouvements du terrain, des valeurs seuil des mouvements acceptables par le bâti ainsi que des remèdes.

La modélisation permet d'étudier les phénomènes d'interaction sol-structure. Des modélisations par éléments finis (CESAR-LCPC) permettent de réaliser des études prospectives afin d'évaluer l'importance des phénomènes d'interaction sur la réponse d'une structure soumise à un affaissement de terrain.

Une base de données qui regroupe 400 constructions dégradées dans le bassin ferrifère lorrain a été construite. Diverses méthodes d'analyses de données ont été utilisées qui ont abouti à des analyses critiques et des améliorations de méthodes préalablement existantes en vue d'une hiérarchisation du risque de dégradations du bâti.

L'ensemble des résultats constitue une synthèse des connaissances concernant les processus de dégradation du bâti et l'évaluation de leur vulnérabilité. Les différents résultats permettent de proposer une méthodologie générale de prévision des dégradations du bâti situé dans une zone à risque.

## Modélisation hydromécanique des milieux fracturés

IMAD KADIRI

LEAGO, École des Mines de Nancy, Parc de Saurupt, 54042 Nancy Cedex

*Thèse soutenue le 28 octobre 2002, sous la direction de Yves Guglielmi,  
Géoscience Azur, CNRS-UNSA,  
250, rue Albert-Einstein, Bâtiment 4, 06560 Valbonne  
(guglielmi@geoazur.unice.fr)*

La modélisation hydromécanique des milieux fracturés est très complexe. Beaucoup de simplifications sont nécessaires pour modéliser de tels milieux. Dans la plupart des cas, on ne tient compte que des fractures perméables. Le reste du réseau est approché par un milieu continu équivalent. Même si on suppose que cette approche est admissible, les propriétés hydrauliques et mécaniques des fractures et du milieu continu sont rarement connues. On ne connaît pas très bien la nature des mesures qui doivent être effectuées afin de mener à bien une modélisation en milieu discontinu.

Afin de mieux comprendre les phénomènes hydromécaniques dans les milieux fracturés, on a travaillé sur deux sites différents. Le premier est le site du Grimsel en Suisse dans lequel un laboratoire souterrain est situé à environ 400 m de profondeur. L'expérience Febex consiste à l'étude *in situ* des phénomènes consécutifs à la mise en place d'une source de chaleur représen-

tative de déchets radioactifs dans les 17 derniers mètres du tunnel Febex dans le laboratoire de Grimsel. La modélisation de Febex a permis d'établir une méthodologie de calage des propriétés hydrauliques dans les milieux discontinus. Cependant, ce genre d'étude sur des sites aussi complexes ne permet pas répondre aux nombreuses questions qui se posent sur le comportement hydromécanique des milieux fracturés.

Nous avons donc réalisé des modélisations sur un deuxième site plus accessible et de dimensions plus réduites. Le site expérimental de Coaraze, situé dans les Alpes-Maritimes, est un petit massif calcaire fracturé équipé d'une vanne au niveau d'une source principale et muni d'extensomètres et de manomètres pour les mesures simultanées pression-déformation à différents niveaux du massif. La modélisation de Coaraze a permis de reproduire les mesures *in situ* et de donner un point de vue sur la problématique du couplage hydromécanique dans les milieux fracturés.

## Études théoriques sur la stabilité et le comportement des tunnels renforcés par boulonnage

DIDIER SUBRIN

Centre d'études techniques de l'équipement de Lyon,  
Laboratoire régional des ponts et chaussées de Lyon,  
25, av. F.-Mitterrand, case n° 1, 69674 Bron Cedex  
(didier.subrin@equipement.gouv.fr)

*Thèse soutenue le 8 novembre 2002, sous la direction d'Henry Wong,  
École nationale des travaux publics de l'État,  
Département génie civil et bâtiment (URA CNRS 1652), Laboratoire géomatériaux  
(henry.wong@entpe.fr)  
Université de rattachement: Institut national des sciences appliquées de Lyon*

Le boulonnage passif, en tant que renforcement interne dans les ouvrages souterrains, permet de maîtriser les déformations du terrain et en contrôler la stabilité. Après un état de l'art sur la technique et les modélisations existantes, le chapitre 2 présente le point de vue macroscopique adopté, qui repose sur une approche analytique par homogénéisation du milieu renforcé. En effet, celui-ci se comporte à l'échelle de l'ouvrage comme un composite présentant des caractéristiques équivalentes de raideur et de résistance. Au chapitre 3, on construit des modèles mécaniques simplifiés dans le cadre convergence-confinement pour étudier le soutènement des tunnels par boulonnage radial. En particulier, on distingue le moment d'apparition de la plasticité dans chacun des constituants et on tient compte de la mise en tension progressive des boulons en fonction de leur déformation, conduisant à un comportement macroscopique avec écrouissage. Par ailleurs, on introduit le comportement post-rupture du terrain

et une limitation de l'adhérence à l'interface terrain/boulon. Dans un cadre analogue, le chapitre 4 présente un modèle en symétrie sphérique pour analyser le mouvement d'extrusion du front de taille renforcé par des boulons en fibre de verre. Une méthodologie simplifiée de prédimensionnement est notamment proposée. La méthode d'homogénéisation en calcul à la rupture est mise en œuvre au chapitre 5 pour évaluer l'apport du confortement sur la stabilité du front de taille. On examine systématiquement le cas des terrains caractérisés par le critère de résistance de Tresca et celui de Coulomb. Dans ce dernier cas, un mécanisme tridimensionnel de rupture original est proposé dans le cadre de l'approche cinématique. L'ensemble de développements théoriques est confronté, d'une part à des simulations numériques modélisant les boulons individuellement, d'autre part à des résultats d'expérimentation constituant une première étape vers la validation des modèles analytiques développés.

## Modélisation physique et numérique d'un écran de soutènement autostable Application à l'étude de l'interaction paroi-fondation

CHRISTOPHE GAUDIN

5, avenue Agrippa-d'Aubigné, 44300 Nantes  
(christophe.gaudin@lcpcc.fr)

*Thèse soutenue le 28 novembre 2002 à l'École centrale de Nantes,  
sous la direction de Jacques Garnier,  
directeur de recherche au LCPC  
(jacques.garnier@lcpcc.fr)*

La modélisation physique en centrifugeuse est une technique d'essais désormais reconnue. Son utilisation pour l'étude des ouvrages de soutènement était jusqu'à présent freinée par la nécessité d'effectuer en cours de centrifugation les opérations d'excavation afin de simuler correctement l'histoire des contraintes dans l'ouvrage.

La mise en service, en 1998, au Laboratoire central des ponts et chaussées d'un robot embarqué permet aujourd'hui la réalisation des opérations d'excavation. Une étude expérimentale a donc été conduite afin de démontrer la faisabilité et l'intérêt de la modélisation physique pour l'étude des ouvrages de soutènement. Elle s'appuie sur la modélisation de deux écrans autostables à l'échelle 1/50 et sur l'étude de l'interaction entre l'écran de soutènement et une fondation avoisinante. Les données expérimentales obtenues sont par ailleurs comparées aux prévisions des modèles théoriques.

Les différentes méthodes de dimensionnement des ouvrages de soutènement sont présentées. Une attention particulière est

portée aux méthodes de prise en compte des surcharges s'exerçant sur le sol soutenu par l'écran.

Les dispositifs expérimentaux et les procédures d'essais sont présentés en détail et validés. La comparaison des résultats expérimentaux avec les résultats des calculs aux coefficients de réaction donne des informations sur la détermination des coefficients de réaction et montre l'inadaptation des méthodes de prises en compte des surcharges.

Une importante étude rhéologique a été menée afin de caractériser le comportement du sol sur différents chemins de chargement. Les résultats de cette étude montrent la nécessité d'adapter les paramètres des modèles aux chemins considérés.

Une modélisation numérique de certains des essais réalisés en centrifugeuse est réalisée en utilisant les modèles de Mohr-Coulomb et de Vermeer et les paramètres issus de l'étude rhéologique. Les résultats de cette étude montrent les limites d'utilisation des deux modèles et la nécessité d'adapter les paramètres aux différentes phases d'excavation de l'ouvrage.

## Erratum

Veillez trouver, ci-dessous, la bibliographie de l'article de Mme S. Maloum et de M. J.-G. Sieffert « Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus : analyse de la capacité portante » (p.83-90 du n° 100). Nous leur présentons toutes nos excuses pour cette omission.

### Bibliographie

---

- Bakir N. – *Étude sur modèles centrifugés de la capacité portante de fondations superficielles*. Thèse de doctorat de l'École centrale de Nantes, 1993.
- Buhan (de) P., Garnier D. – « Analyse par la théorie du calcul à la rupture de la réduction de capacité portante d'une fondation due à la proximité d'une pente ». *Revue française de géotechnique*, n° 68, 3<sup>e</sup> trimestre 1994, p. 21-31.
- Fascicule 62, titre V – *Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil*. Ministère de l'Équipement, du Logement et des Transports, 1993.
- Le Pape Y. – *Modélisation globale des liaisons : application à l'interaction sol-structure*. Thèse de doctorat de l'université Louis-Pasteur, Strasbourg I, 2000.
- Maloum S. – *Modélisation globale de l'interaction sol-fondation superficielle à proximité de la crête d'un talus*. Thèse de doctorat de l'université Robert-Schuman, Strasbourg III, 2001.
- Maréchal O. – *Portance des fondations superficielles établies à proximité de talus et soumises à des chargements inclinés et excentrés*. Thèse de doctorat de l'École centrale de Nantes, 1999.
- Paolucci R., Pecker A. – « Seismic bearing capacity shallow strip foundations ». *Earth. Eng.*, 36, 1997, p.95-105.
- Sieffert J.G., Bay-Gress C. – « Bearing capacity of shallow foundations : comparison of methods used by thirteen european countries ». *Int. Conference on soil-structure interaction in urban civil*, Darmstadt, 1998, p. 477-498.
- Soriano A., Valderrama A., Gonzales J. « Bearing capacity of shallow foundations on sloping ground ». *XV ICSMGE*, vol. 1, Istanbul, Ed. Balkema, 2001, p. 773-776.