06 01 03
Bibliothèque
Henri VILLAT

Numéro 100 !

Avec quatre livraisons par an, le numéro 100 représente l'anniversaire des 25 ans de votre revue. En fait, le premier numéro était daté de juillet 1977. Avant cette naissance, le Comité français de mécanique des sols distribuait, une fois par an, à ses membres et à des amis étrangers des articles en français, publiés épars dans diverses revues, ainsi que des communications à des séminaires ou à des congrès, sous forme de tirés à part, sous couverture CFMS.

Le Comité français de mécanique des roches, quant à lui, publiait ses travaux dans des numéros hors série de la *Revue de l'industrie minérale*, et il est apparu, à Pierre Londe et à moi-même, qu'il nous manquait une revue francophone propre à la géotechnique couvrant les sols, les roches et la géologie de l'ingénieur ; si possible, une revue par abonnement pour marquer l'intérêt que chaque lecteur ou que chaque organisme pouvait y trouver. Les débuts furent difficiles et les premiers numéros déficitaires, comme de bien entendu.

Le CFMS fut le support initial principal pour les auteurs, les relecteurs… et les finances. Qu'il soit remercié ici pour l'optimisme dont il a fait preuve et qui n'était pas évident !

Nous avions trois objectifs. D'abord, informer la collectivité des ingénieurs du génie civil des travaux minier et pétrolier, du résultat des recherches effectuées dans les laboratoires et les bureaux d'études. Mais aussi, informer les chercheurs en tout genre de réalisations remarquables effectuées par les entreprises à la demande des maîtres d'ouvrage ; bref, commenter la réalité des chantiers. Enfin, que chacun puisse disposer, sur une étagère à portée de main, de la collection des numéros parus, groupant ainsi ce qui avait trait à la pratique des géomatériaux.

Ces objectifs ont-ils été atteints ? C'est aux lecteurs de le dire ! Pour mon compte, j'y trouve maintenant une remarquable mine de documentation où l'on recueille pratiquement toujours les principales informations sur les petites et les grandes innovations, sur les progrès faits dans nos disciplines depuis vingt-cinq ans.

Je me dois de remercier les Presses des Ponts et Chaussées de leur soutien, ainsi que les nombreux bénévoles, chercheurs ou ingénieurs, qui ont accompagné et accompagnent encore les rédacteurs en chef de la *Revue*.

Pierre Habib

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)**.

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

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

N° d'imprimeur : 60887. Dépôt légal : décembre 2002

Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées

(©) 2002

Commission paritaire n° 60855
ISSN 0181 — 0529

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.

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 100
3e trimestre 2002

Sommaire

GÉOTECHNIQUE, GÉOLOGIE ET AMÉNAGEMENTS EN SITE URBAIN (sous la direction de Isam SHAHROUR)

Introduction
I. SHAHROUR 5

Aménagement urbain et protections juridiques spécifiques foncières
M. GROS 7

Méthodes de prévision des dégradations des structures bâties en zone d'affaissement minier
O. DECK, M. AL HEIB, Y. GUENIFFEY, F. WOJTKOWIAK, F. HOMAND 15

Risques d'effondrement de carrières souterraines en milieu urbain. De la prévention à la mise en sécurité : exemple de l'îlot Saint-Julien à Laon (02)
J.-M. WATELET, D. MONTAGNE, M. WOJNAROWICZ 35

Le pénétromètre et l'hétérogénéité des sols archéologiques urbains
D. BREYSSE, H. NIANDOU, X. RODIER, H. GALINIÉ, A. LAURENT 43

Renforcement des sols alluvionnaires par injection de coulis de ciment ultrafin
C. DANO, P.-Y. HICHER, M. VARJABEDIAN 59

Prise en compte des vides de dissolution de gypse dans les projets de construction
P. VEZOLE 71

Géologie du Liban vue par un géotechnicien. Impact sur les modes de soutènement à Beyrouth
Y. KAZAN 75

REVUE
FRANÇAISE
DE
GÉOTECHNIQUE
N° 100
3e trimestre 2002

Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus : analyse de la capacité portante
S. MALOUM, J.-G. SIEFFERT 83

Étude du gonflement des sols pour des projets de tunnels
T. WINDAL, I. SHAHROUR, J.-P. MAGNAN, J.-F. SERRATRICE 91

Définition de l'aléa et des risques dans les projets d'infrastructures en zone karstique
J. MANIA 101

Démarche méthodologique plurisdisciplinaire pour l'étude des instabilités de versants : application aux glissements du Rif central (Maroc)
J. EL KHATTABI, C. BOULEMIA, E. HENRY, E. CARLIER 109

Introduction

I. SHAHROUR
EUDIL
Cité scientifique
Avenue Paul-Langevin
59655 Villeneuve-d'Ascq
Cedex

Les numéros 100 et 101 de la *Revue française de géotechnique* sont le fruit de l'appel à communications lancé pour l'année 2002 sur le thème « Géotechnique, géologie et aménagements en site urbain », qui a reçu un accueil enthousiaste. L'aménagement, la protection et la gestion de l'espace urbain impliquent, en effet, l'utilisation de son sol et son sous-sol, ce qui confère aux approches géologiques et géotechniques un rôle majeur aussi bien lors des phases d'étude que de réalisation et de maintenance des projets urbains.

Le travail des ingénieurs dans ce contexte est particulièrement délicat. Ils doivent faire face à de multiples contraintes liées aux spécificités du milieu urbain, notamment la nature souvent très hétérogène et médiocre des sols, la présence de la nappe et ses fluctuations, la forte densité de constructions et d'infrastructures en surface ou en sous-sol, les tolérances très sévères sur le mouvement des sols, et l'obligation d'assurer le fonctionnement des infrastructures et des structures avoisinantes pendant les phases des travaux.

Ces contraintes rendent difficile la reconnaissance des sols, que ce soit par des essais mécaniques ou géophysiques. Elles conduisent souvent à un traitement des sols par diverses techniques et imposent une gestion très rigoureuse des travaux, afin d'assurer au mieux la sécurité des biens et des personnes. Ces contraintes ont souvent débouché sur des innovations et des développements technologiques.

Ce thème présente également un fort intérêt scientifique vu les problèmes complexes qu'il pose, notamment en terme de caractérisation des sols urbains, d'analyse du problème d'interaction sol-structure en milieu très encombré, de la recherche des techniques pour la stabilisation des sols, la protection de l'environnement et le contrôle et la réduction des nuisances liées aux travaux.

Par ailleurs, compte tenu de la complexité et des risques des travaux en site urbain, les aspects juridiques prennent une importance toute particulière.

Le succès de l'appel à communications sur ce thème confirme son intérêt pratique et scientifique. Trente-cinq propositions de communication ont été reçues, vingt-deux articles ont été acceptés et seront publiés dans les deux volumes correspondants de la *Revue française de géotechnique*. Divers aspects de la pratique en milieu urbain sont traités, notamment :

– les aspects juridiques ;

– la caractérisation des sols urbains à l'aide des méthodes géophysiques ou mécaniques ;

– l'amélioration des propriétés des sols ;

– le gonflement des sols et sa caractérisation pour les ouvrages enterrés ;

– l'interaction entre les cavités souterraines et les ouvrages en surface, en particulier pour les cavités minières ou celles résultant d'une dissolution naturelle ;

– la pollution des sols et des nappes et la protection des champs captant en milieu urbain ;

– les perspectives de développement en hydrologie urbaine ;

– les désordres liés à l'infiltration des eaux ;

– l'application d'une approche transversale en géotechnique ;

– l'impact de la géologie sur les modes de soutènement ;

– la prise en compte des phénomènes aléatoires géologiques.

Le n° 100 traite des aspects juridiques, de l'amélioration des propriétés des sols et de l'interaction sol-structure. Le n° 101 est consacré à la reconnaissance des sols et aux problèmes liés à l'eau en milieu urbain.

Tous les articles proposés ont été soumis aux procédures d'évaluation habituelles de la *Revue* grâce au concours de nombreux collègues. Nous tenons à remercier pour leur importante contribution Mmes O. Abraham, N. Doerfliger, F. Homand, F. Masrouri, ainsi que MM. D. Boissier, M. Boulon, D. Breysse, B. Cambou, E. Carlier, P. Cote, N. Crampon, F. Darve, P. de Buhan, A. Dhouib, G. Didier, P. Dubois, J.-P. Faillat, J.-L. Favre, M. Frappa, J.-J. Fried, M. Gambin, J.-P. Henry, P.-Y. Hicher,R. Kastner, R. Lagabrielle, M.P. Luong, J.-P. Magnan, J. Mania, J.-L. Mari, F. Marillier, Ph. Mestat, J.-L. Michlot, J. Monnet, B. Piwakowski, M. Razack, J.-C. Robinet, J. Rodert, F. Schlosser, J.-F. Serratrice, J.-F. Shao, A. Tabbagh et P. Vezole.

Bonne lecture !

Aménagement urbain et protections juridiques spécifiques foncières

M. GROS

Professeur
à l'Université d'Artois
Centre Éthique, Procédures
et Environnement (EA 2471)
Faculté de Droit de Douai
Boulevard d'Esquerchin
59500 Douai
gros.manuel@wanadoo.fr

Résumé

L'aménagement urbain sous toutes ses formes (travaux, constructions, aménagement, requalification, fouilles, etc.) se heurte en France à une réglementation très protectrice de l'immeuble au sens large, tant au niveau du droit de propriété (édifices menaçant ruine, immeubles sans propriétaire apparent, voies privées) que du point de la protection de certains intérêts généraux inhérents à cet immeuble (domanialité publique, archéologie préventive).

Mots-clés : aménagement urbain, immeuble, péril, domaine public, archéologie préventive, voies privées.

Urban development and specific property legal protection

Abstract

Urban development in France, regardless its nature (works, buildings, development, amendment, excavations) will face a very protective regulation regarding buildings, and this in an extensive way, either from a property law perspective (Constructions falling in ruins, buildings without identified owner, privates roads) or from a collective rights perspective (Rights related to state property, preventive archaeology).

Key words : urban development, building, in peril, public property, preventive archaeology, private roads.

ABBRÉVIATIONS UTILISÉES

AJDA	:	actualité juridique de droit administratif.
Bull. civ	:	Bulletin offciel des arrêts de la chambre civile de la Cour de cassation.
Cass. 3e civile	:	Cour de cassation, troisième chambre civile.
Cass. Ch. expro	:	Cour de cassation, chambre des expropriations.
CCH	:	Code de la construction et de l'habitation.
CE	:	Conseil d'État.
CGCT	:	Code général des collectivités territoriales.
CJEG	:	Cahiers juridiques de l'électricité et du gaz.
DA	:	Éditions techniques de droit administratif.
JCP	:	Jurisclasseur périodique.
R. ou Rec. CE	:	Recueil Lebon des arrêts du Conseil d'État.
RD imm.	:	Revue de droit immobilier.
RDP	:	revue du droit public et de la science politique.
TA	:	tribunal administratif.
TGI	:	tribunal de grande instance.
T. correctionnel	:	tribunal correctionnel.

1

Introduction

La complexité des polices, des propriétés et réseaux divers coexistant sur un territoire à forte densité de population comme l'Europe rendent tous aménagements ou travaux divers difficiles au regard des règles de droit (droit de passage, servitudes, autorisations administratives diverses comme permis de démolir, de construire, etc.). Ces difficultés se multiplient et surtout sont spécifiques en milieu urbain ou superpositions horizontales et verticales se conjuguent.

Aussi, l'aménageur urbain, qu'il soit privé ou public, l'entreprise de travaux publics, le constructeur, voire le prospecteur rencontreront en milieu urbain quantité de problèmes juridiques liés au foncier.

Si une synthèse exhaustive s'avère impossible, il est concevable d'identifier les principaux obstacles fréquents en milieu urbain et qui rendent l'aménagement, la construction, voire la simple maîtrise foncière, dignes du parcours du combattant juridique.

Sur le strict plan juridique, c'est le statut juridique de l'immeuble – voire des différentes parties d'un immeuble – au sens large (immeuble bâti, foncier non bâti, sous-sol, etc.) qui grèvera les velléités d'aménagement ou de travaux.

Pour simplifier l'aménageur urbain se heurtera non seulement au régime particulier de certains immeubles privés, mais aussi aux considérations d'intérêt général frappant certains immeubles et imposant un régime spécifique préventif ou même répressif.

Ces différents cas de figure méritent d'être examinés successivement.

2

Les immeubles privés à statut particulier

L'aménageur pourra se heurter au régime juridique particulier de certains immeubles privés. La spécificité de la contrainte juridique procédera en général de l'impossibilité d'agir sur l'immeuble, soit parce qu'il relève d'une police spéciale, comme celle des immeubles menaçant ruine, soit parce que son statut juridique est bloqué, dans le cas par exemple des immeubles sans propriétaire apparent, soit enfin parce que la multiplicité de ses propriétaires empêche toute solution, comme l'illustre le cas très particulier des voies privées, en particulier ouvertes à la circulation publique.

2.1

Les immeubles menaçant ruine

L'aménagement urbain se heurte parfois à la difficulté de faire exécuter les mesures de police en matière d'immeubles menaçant ruine.

Il existe en pratique deux types de péril visés par le code de la construction et de l'habitation : celle de péril non imminent et celle de péril imminent, la procédure de déclaration de parcelle en état d'abandon (articles L. 2243 1.2.3.4 du Code général des collectivités territoriales) relevant du long terme et ne permettant aucune réalisation d'urgence.

La procédure de péril non imminent (L. 511-2 du code la construction et de l'habitation) devant le tribunal administratif suppose une demande d'autorisation par le maire à ce tribunal de prescrire tels ou tels travaux, voire la démolition. Elle présente le double inconvénient d'une relative lenteur (quelques mois) pendant laquelle la commune doit prendre la responsabilité d'éventuelles mesures conservatoires, et d'une grande réticence naturelle du juge administratif devant toute atteinte forcée à la propriété privée.

La procédure de péril imminent (article L. 511-3 du CCH) se déroule devant le tribunal d'instance. Paradoxalement, les chances d'obtenir gain de cause sont souvent plus grandes que devant les tribunaux administratifs. En effet, la saisine du tribunal d'instance vise à la désignation d'un expert. Le juge refuse rarement une telle demande d'expertise.

L'expert peut alors rendre un rapport concluant au péril imminent et ordonnant travaux, notamment de murage, de protection du toit ou toute autre mesure utile. Le maire peut alors délivrer un arrêté de mise en demeure prévu par la loi. Si le propriétaire ne fait rien, le maire pourrait faire procéder à l'exécution forcée de ces travaux nécessaires.

Cette « paralysie » de l'immeuble est en effet la particularité la plus fréquente de l'immeuble menaçant ruine : faute de propriétaire solvable (société civile immobilière dissoute ou en liquidation), voire identifiable (indivision ou disparition des propriétaires cf. *infra*), celui-ci est abandonné et sert à toutes sortes d'activités gênantes (occupations, trafics divers...). Par ailleurs, de nombreux acquéreurs seraient peut-être prêts à le réhabiliter, mais aucune vente n'est réalisable, faute de vendeur.

Pour autant le maire serait-il en droit de faire exécuter d'office les travaux de murage ou autres préconisés par l'expert ? Oui, puisqu'il appartient au maire seul d'ordonner les mesures provisoires pour la sécurité, le tribunal administratif n'ayant pas à être saisi en application de la procédure d'urgence (CE 6/6/69 Commune d'Arcueil DA 69 n° 229). Il ne peut cependant utiliser ces pouvoirs que pour une opération partielle, ne concernant pas l'ensemble de l'immeuble mais seulement un de ses éléments dangereux (Cass. Civ. ; I 23/2/88). Il est également possible de faire procéder d'office aux travaux jugés urgents par l'expert. Le coût de ceux-ci est même récupéré si possible (existence d'un propriétaire solvable) par état exécutoire au titre de l'article L. 511-4 du Code la construction et de l'habitation.

En cas d'échec de cette procédure (refus du juge de désigner expert, refus de l'expert de prescrire les travaux), le maire pourrait peut-être alors considérer qu'il n'a pas d'autre « moyen légal » (échec des procédures spécifiques du Code de la construction et de l'habitation) pour assurer ses missions au titre des articles L. 2212 du Code général des collectivités territoriales et recourrait à l'exécution forcée, par exception devenue légale. En effet, on pourrait alors naturellement penser que les conditions de l'article L. 2212-4 du CGCT sont remplies (« En cas de danger grave ou imminent, tels que les accidents naturels prévus au 5 de l'article L. 2212-2, le maire prescrit l'exécution des mesures de sûreté exigées par les circonstances. Il informe d'urgence le représentant de l'État dans le département et lui fait connaître les mesures qu'il a prescrites. »)

Cet article est nécessairement séduisant, puisqu'il permet toute « mesure exigée par les circonstances », mais il est très limité dans son utilisation à raison d'une jurisprudence établie : la procédure de l'article L. 2212-4 est réservée aux dangers « naturels » et que seule la procédure spécifique de péril (imminent ou pas) permet l'exécution de travaux (CE 11 octobre 1952 Sieur Bousteleix R. 623).

La rencontre d'une « ruine » en milieu urbain constitue ainsi un premier obstacle pour l'auteur de projet. Celui-ci devient quasi insurmontable en cas d'absence de propriétaire apparent.

2.2

Les immeubles sans propriétaires apparents

Il y a souvent en effet, notamment en banlieue parisienne des pavillons ou habitations délaissés, à l'état de quasi-abandon, créant des nuisances esthétiques, ornementales ou de sécurité.

Cette question se pose dans de nombreuses communes où les conséquences de la Seconde Guerre mondiale, les difficultés successorales font apparaître des immeubles sans maître. L'idée des autorités communales est alors de remédier à l'état de certaines habitations inutilisées et en état de quasi-abandon, par appropriation ou occupation, ou à tout le moins entretien par la commune.

Il n'existe aucune solution tout à la fois rapide et parfaitement régulière !

On écartera l'exercice du droit de préemption, à raison du fait que la préemption suppose une déclaration d'intention d'aliéner, ce qui suppose des propriétaires se manifestant et se faisant ainsi connaître par une vente, hypothèse exclue par définition en l'espèce.

Si la solution la plus logique paraît l'expropriation en cas d'abandon manifeste, il ne faut pas écarter les hypothèses de réalisations sur biens restant à leurs propriétaires.

La procédure d'expropriation ne sera pas facile, en raison, d'une part, des problèmes de justification de l'utilité publique de l'expropriation, d'autre part, de la lourdeur et de la lenteur de la procédure (obtention d'une déclaration d'utilité publique, d'une enquête parcellaire, d'un arrêté de cessibilité, et surtout d'une obligation de publication pendant de longues années pour valoir notification des offres...).

Il existe en effet une procédure spéciale, en cas d'abandon manifeste, visant les immeubles et terrains qui ne sont manifestement plus entretenus.

La loi 89-550 du 2 août 1989 institue ainsi la procédure suivante : à la demande du conseil municipal, le maire exerce, par un procès-verbal valant arrêté municipal, la déclaration de l'état d'abandon manifeste. Ce procès-verbal est affiché pendant trois mois en mairie, est publié dans la presse locale (la loi ne disant rien, il est prudent de publier dans deux journaux locaux), et est enfin notifié aux propriétaires, et, à défaut, la notification est faite en mairie. A l'issue d'un délai, initialement de 2 ans, ramené aujourd'hui à 6 mois (loi du 2 février 1995), le maire constate la persistance de l'abandon, par un second procès-verbal. Il saisit son conseil municipal, qui décide alors le constat d'abandon manifeste. La procédure d'expropriation peut commencer.

On rappellera que dans le cadre d'une expropriation la liste des propriétaires (art. R-11-19 2 du Code de l'expropriation), au même titre que le plan parcellaire, est un document substantiel. Elle doit être établie d'après les documents cadastraux et les documents détenus par le conservateur des hypothèques, ou par tout autre moyen (Cass. ch. expr. 26 mars 1965, Poupard, Bull. Civ. V, n° 51). Dans l'hypothèse où le propriétaire est inconnu il faut recourir aux dispositions de l'article L. 13-7 du Code de l'expropriation. En effet, cet article dispose que « si le bien exproprié n'a pu être identifié, le juge fixe l'indemnité pour le compte de qui il appartiendra ». Ambigu dans sa rédaction, cet article ouvre néanmoins une possibilité de passer outre à l'absence de propriétaire connu à condition que l'administration n'ait pas été en mesure d'effectuer les vérifications nécessaires, ce qui semble le cas en l'espèce, s'agissant souvent d'immeubles abandonnés depuis des décennies, voire depuis la Seconde Guerre mondiale.

Concrètement, il appartient de déterminer alors à qui seront notifiés les offres et mémoires. Sur ce point le législateur n'a apporté que peu d'éléments de réponse, mais on peut distinguer néanmoins deux situations.

La première concernerait le bien vacant sans maître qui appartient alors de plein droit à l'État (anciens art. 539 et 713 du Code des domaines). Dans cette hypothèse rare, puisque le plus souvent le bien est en indivision, que des traces de propriété figurent même si le présumé propriétaire ne peut recevoir notification d'offres, une procédure en deux temps, après transit de l'immeuble par l'Administration des domaines, est concevable. Mais il faut, le plus souvent, envisager une deuxième solution qui est de s'adresser au président du tribunal de grande instance de la situation de l'immeuble aux fins de lui demander de désigner un

administrateur à qui seront notifiés les actes de procédures. Dans cette hypothèse il semble alors que la procédure d'expropriation pourrait se « débloquer ».

Enfin et pour compléter la procédure, il sera fait mention au pied du document à publier des parties inconnues (art. R-11-28 al. 2 du Code de l'expropriation), ceci pour satisfaire aux exigences de l'article 82 du décret du 14 octobre 1955 (D. n° 55-1350) qui dispose que dans les cas exceptionnels où elle n'a pu identifier les propriétaires connus, l'Administration indique les parcelles pour lesquelles elle n'a pas été en mesure d'effectuer les vérifications nécessaires.

Cette procédure, parfaitement régulière a cependant l'inconvénient de prendre au total quelques années, et d'être extrêmement lourde, car il faut autant de procès-verbaux, et de procédure que d'immeubles et donc de dossier à gérer (recherches de propriétés au stade de l'arrêté de cessibilité...). Elle sera souvent à ce titre dissuasive pour les communes.

Une alternative à cette procédure d'expropriation pourra être d'envisager l'exécution, au titre des articles L. 511-1 et suivants du code de la construction et de l'habitation, de travaux d'office qui seraient destinés à faire cesser un péril, mais nous en avons vu les limites.

Autre solution – conservatoire et temporaire, dans le pouvoir municipal de réquisition de logements, fondée sur l'article L. 2212-2 du CGCT (pouvoirs de police générale du maire).

Mais ce pouvoir de réquisition ne peut s'effectuer qu'en cas d'urgence et à titre exceptionnel. Ainsi en pratique, hors circonstances exceptionnelles, seule la réquisition pour relogement de sans-abri est concevable.

Ainsi, la rencontre en milieu urbain d'un édifice en ruine, *a fortiori* s'il est sans maître constitue un véritable imbroglio juridique.

Moins irrémédiable mais tout aussi complexe est assurément le statut des voies privées ouvertes à la circulation publique.

2.3

Les voies privées ouvertes à la circulation publique

Les opérations d'aménagement urbain, surtout en centre des vieilles villes, révèlent parfois l'existence de voies privées ouvertes à la circulation publique qu'il est nécessaire d'aménager ou de restaurer. Il s'agit souvent de voies de desserte de résidences privées, reliées toutefois à la voie publique, mais dont l'accès est libre. La question est, le plus souvent, de savoir si un aménageur ou la commune peuvent légalement entreprendre des travaux sur cette voie affectée au seul usage des riverains, si elle peut obtenir la propriété de cette voie et si une expropriation est nécessaire.

Seul un examen préliminaire du statut juridique de la voie et de la détermination de la personne morale chargée de son entretien permettent d'envisager les cadres juridiques possibles à la réalisation de travaux.

Le statut de ces voies est le plus souvent celui « indivision forcée » entre les propriétaires riverains (Cass. 3e civile 26 novembre 1970, Morin, GP 71-1-251).

La notion de « voie privée ouverte à la circulation publique », d'origine jurisprudentielle, présente un caractère de pur fait, à l'appréciation du juge du fond, qu'il s'agisse du juge administratif (à l'occasion par exemple de l'examen de la légalité d'un arrêté de police (CE 28/1/59 Ville de Versailles, DA 59 n° 66) ou du juge judiciaire (T. correctionnel de Montbéliard, 25/5/62, D. 62 page 714). Le critère retenu est celui du consentement du (ou des) propriétaires de la voie ! Ce consentement peut naturellement être tacite, par tolérance ou soumission passive à une circulation publique. Selon une jurisprudence célèbre « une voie privée ne peut être réputée affectée à l'usage du public que si son ouverture à la circulation publique résulte du consentement, au moins tacite, des propriétaires, qu'il résulte de l'examen des pièces du dossier que des clôtures interdisaient l'accès des voies litigieuses (...) et qu'une partie au moins des propriétaires avaient entendu ainsi se prémunir contre toute ouverture à la circulation publique » (CE 15/2/89 Commune de Mouvaux, DA 89 n° 206). *A contrario*, à défaut de panneaux et de clôture, il y a acceptation tacite – même des opposants au transfert dans la voirie publique – de l'ouverture à la circulation publique !

Se pose alors la question de son entretien : l'entretien d'une voie privée est évidemment à la charge des propriétaires (CE 3/12/1954 TISSERAND, DA 55 n° 55). Si une commune ne peut assumer légalement l'entretien de voies privées dont les propriétaires se réservent l'usage (CE 17/10/80 BRAESCH, DA 80 n° 445), elle peut en toute légalité assurer en fait l'entretien d'une voie privée ouverte à la circulation publique, et ce de jurisprudence constante (CE 16/11/57 Ville de Marseille/Poro AJDA 57.458, 15/1/82 CU de Lille requête 19424, 4/5/88 Commune de Villeneuve DA 88 n° 402).

Cela procède d'une grande logique : une voie privée ouverte à la circulation est utilisée par des usagers non propriétaires et les travaux d'entretien peuvent ainsi être supportés par la collectivité. La commune a donc incontestablement en l'espèce la possibilité légale de faire ou de financer les travaux !

Mais existe-t-il un moyen de forcer les propriétaires à des travaux d'entretien ?

Il existe certes des dispositions coercitives relatives à l'assainissement : en matière d'insalubrité, le maire peut toujours agir (CE 12/2/40 Wargny, R. 69) que les voies soient ou non ouvertes à la circulation publique. Mais les pouvoirs spéciaux du maire sont limités au strict domaine de l'hygiène, tels que caniveaux (CE 18/7/19 Magnie), nettoyage des trottoirs, installation de canalisations d'eau (CE 27/2/14 Kraft, R. 250), ou sont régis par des textes particuliers (loi du 22 juillet 1912 relative à l'assainissement des voies privées et codifiée aux articles L. 162-6 et suivants du code de la voirie routière).

Mais la question la plus fréquente est en fait celle de la réalisation de travaux d'aménagement et d'amélioration de la voirie contre l'avis de quelques-uns des propriétaires.

On distinguera une procédure certaine mais longue devant le juge judiciaire, de la procédure de classement dans la voirie communale.

La procédure en autorisation judiciaire de travaux sur indivision est la plus classique. Comme nous l'indiquions précédemment, le statut actuel de la voie est celui de l'indivision forcée, supposant l'unanimité – absente par définition – pour la réalisation de tous travaux, même gratuitement offerts par la commune.

Cette procédure suppose la saisine du juge judiciaire (TGI) sur l'initiative d'au moins un propriétaire (il est préférable d'en prévoir le maximum puisqu'il faut convaincre le juge : l'action doit donc être menée par tous les partisans des travaux) sur un projet de travaux d'intérêt indivisaire. Ici, le projet est facile : réfection de la voie, aménagement de celle-ci dans l'intérêt des propriétaires et des usagers confondus. La gratuité des travaux devrait convaincre sans grande difficulté le juge à ordonner lesdits travaux. Le seul inconvénient est l'opposition de quelques-uns, qui avec l'utilisation des prérogatives de procédure conduira nécessairement à plusieurs années de procédure. Le résultat (ordonnance de travaux) est certain, mais lointain, ce d'autant que sauf exécution provisoire, l'appel serait suspensif.

A défaut le classement dans la voirie communale est le seul moyen (en dehors de la vente, de la préemption ou de l'expropriation) de transférer la propriété de la voie à la commune.

On écartera la procédure de classement d'office au titre de l'article L. 171-14 du code de la voirie routière, pour deux raisons : la première est qu'il faut un décret en CE (2 ans minimum), la seconde tient à la limite de cette procédure : celle-ci est impossible en cas d'opposition au projet de la part d'un propriétaire, la commune devant alors recourir à l'expropriation !

En fait l'hypothèse du classement d'office est prévue par l'article L. 318-3 du Code de l'urbanisme. Cet article ne s'applique qu'aux voies privées comprises dans un ensemble d'habitation, mais c'est souvent le cas. La procédure suppose une enquête publique (articles, R. 318-10 et 11 du Code de l'urbanisme), ouverte par le préfet à la demande du conseil municipal ou de propriétaires. A défaut d'accord unanime, le transfert sera prononcé par décret en Conseil d'État (cf. article L. 318-3 alinéa 3). Ce transfert vaut classement dans le domaine public de la commune et évite donc la procédure d'expropriation. (CE 3/10/69 demoiselle MASSON, DA 69 n° 327.) La différence est importante puisque ce transfert prive les propriétaires – mêmes opposants – de tout droit à indemnité, dès lors qu'il y a amélioration de la circulation (CE 10/2/92 Choquette et Gonzalès, requête 107113).

Ainsi, il existe de nombreuses hypothèses – les exemples cités étant les plus fréquents et spécifiques, mais ne sont pas exhaustifs – où le régime juridique de l'immeuble en milieu urbain paralyse l'action des auteurs de projet.

Mais ces exemples relevaient des droits privés, principalement du respect du droit de propriété.

D'autres « paralysies », provenant cette fois de l'intérêt général, guettent l'aménageur en milieu urbain.

3

Immeubles et intérêt général

L'intérêt général d'un immeuble peut relever du fait qu'il est propriété publique et à certaines conditions appartient au domaine public. De cette domanialité publique résulte un statut juridique interdisant une appropriation privée et une protection particulière en cas d'atteinte matérielle à l'intégrité de ce domaine. Par ailleurs, indépendamment de cette domanialité publique, le sous-sol de l'immeuble peut relever d'une protection archéologique dite archéologie préventive.

3.1

Domanialité publique et droits réels

Les personnes morales de droit public (l'État, les collectivités territoriales et les établissements publics) possèdent un domaine immobilier, réparti en deux catégories d'immeubles : ceux qui appartiennent au domaine public de la personne concernée et ceux qui relèvent de son seul domaine privé. Si ces derniers se voient appliquer le régime du droit commun, les premiers, parce qu'ils sont des dépendances du domaine public, bénéficient d'une protection particulière.

Pour simplifier, l'appartenance au domaine public, outre le cas du classement, résulte d'une réalité factuelle, constatée par le juge administratif : le bien doit être propriété d'une personne morale de droit public, affecté à un service public ou à l'usage direct du public, et spécialement aménagé à cette fin.

Répondent à ces conditions toutes les voies publiques, les ouvrages publics, les établissements des services publics, etc., mais aussi les accessoires indispensables à ces derniers. En fait, il est rare qu'une opération d'aménagement en milieu urbain ne rencontre pas une dépendance du domaine public.

Or, ce statut interdit toute cession à une personne privée, ce qui peut paralyser une opération d'aménagement ou de construction. En effet, la règle de l'inaliénabilité du domaine public interdit la cession des biens appartenant à ce domaine. Certes, une loi du 5 janvier 1988 pour les collectivités locales, après avoir réaffirmé le principe d'inaliénabilité du domaine public des collectivités locales et de leurs établissements publics (article 13 devenu l'article L. 1311-2 du Code général des collectivités territoriales, permet une dérogation, sauf sur le domaine public viaire, par les droits réels accordés sous la forme d'un bail emphytéotique, dit « administratif », mais elle ne le permet qu'« en vue de l'accomplissement, pour le compte de la collectivité territoriale, d'une mission de service public ou en vue de la réalisation d'une opération d'intérêt général relevant de sa compétence », comme celle du 25 juillet 1994 pour l'État, afin de favoriser la valorisation du domaine public de l'État et des établissements publics nationaux, la loi n° 94-631 du 25 juillet 1994 a créé, au chapitre 19 du titre 1er du Livre II (première partie) du Code du domaine de l'État (art. L. 34-1 à L. 34-9), une autorisation d'un type nouveau constituée de droits réels au profit des occupants du domaine, ont permis la possibilité de constituer des droits réels sur leur domaine public respectif.

Mais la constitution de droits réels, si elle constitue une avancée, ne permettait à l'aménageur par exemple d'édifier en toute sécurité un immeuble ou une construction sur une dépendance du domaine public. En théorie, l'article 552 du Code civil (« la propriété du sol emporte la propriété du dessus et du dessous ») devrait interdire l'appropriation des équipements par un occupant (la commune) – même s'il les a construits – du propriétaire du domaine public (le syndicat mixte). En fait, l'article 552 institue une présomption de propriété, mais qui n'est pas irréfragable. Ainsi, l'article 553 du même Code civil précise que « toutes constructions, plantations et ouvrages sur un terrain ou dans l'intérieur sont présumées faits par le propriétaire à ses frais et lui appartenir, si le contraire n'est pas prouvé ». En outre, une jurisprudence, au départ implicite et aujourd'hui très claire – depuis peu – du Conseil d'État,

permet cette appropriation. Une jurisprudence relativement ancienne (Conseil d'État 3 juillet 1959, Min des TP et SNCF, R. 423, 1/7/60 Etbs Soulat, R. 442, 4/3/91 Madame Palanque, R. tabl. 976, 27/2/95 SE à lamer/Torre, R. 109) admettait que les occupants du domaine public soient propriétaires des installations qu'ils ont édifiés sur celui-ci lorsque l'autorisation d'occuper a été délivrée pour les besoins de leur activité et non du service public. Un récent arrêt du Conseil d'État (21 avril 1997 Ministre du Budget/Société SAGIFA, requête 147602, DA n° 316 : « Considérant que l'appropriation privative d'installations superficielles édifiées par le titulaire d'une autorisation d'occupation temporaire du domaine public n'est pas incompatible avec l'inaliénabilité de celui-ci... ») est venu en faire un principe établi. On notera, toutefois, que la propriété des constructions ou réalisations construites par le bénéficiaire de droits réels est une propriété juridiquement « temporaire », jusqu'à l'expiration du bail. Cela signifie que ce dernier sera réellement propriétaire des équipements pendant 50 ans (ou 70 ou 99), mais qu'à l'expiration de ce bail, soit il démolira ceux-ci, soit il devra les céder au franc symbolique au propriétaire public de la dépendance. L'idée est que les « équipements » seront de toute façon amortis. A défaut il y aurait contrariété au principe d'inaliénabilité du domaine public, repris par l'arrêt du CE « Ministre du Budget » du 21 avril 1997 qui rappelle que « ... ont pu légalement prévoir que le permissionnaire demeurerait propriétaire pendant la validité de la concession des installations et constructions réalisées par lui, bien que (...) la SNCF puisse, en fin d'autorisation, accéder sans indemnité à la propriété des installations... ».

Il y a eu des progrès, mais dans certaines limites que l'aménageur doit prendre en considération.

3.2

La détérioration du domaine public

La domanialité publique d'un immeuble n'a pas pour seule conséquence l'inaliénabilité – à tout le moins définitive (cf. *supra*) de ce dernier. Elle entraîne également une protection face aux agressions de toute sorte à son intégrité.

Ces « agressions », si elles concernent la voirie proprement dite (voies publiques) sont constitutives de contraventions de « petite voirie », si elles touchent toute autre dépendance (ouvrages, sites naturels, plages, cabines téléphoniques, etc.) sont constitutives de contraventions « de grande voirie ». Il s'agit, le plus souvent, d'atteintes à l'intégrité matérielle du domaine, mais ce peut également être des agissements qui ont pour effet, ou sont susceptibles d'avoir pour effet de compromettre l'usage auquel la dépendance domaniale est légalement vouée.

Les personnes susceptibles d'être poursuivies sont en règle générale, le propriétaire du bien qui a été le vecteur de l'atteinte au domaine, et cela même s'il n'est pas en réalité à l'origine de la chaîne de causalité qui a conduit à l'atteinte au domaine. Par exemple, sera retenue la responsabilité du propriétaire d'un terrain par l'intermédiaire duquel un incendie s'est communiqué au domaine public, même si cet incendie n'a pas pris naissance sur ce terrain (CE, 27 févr. 1924, Merré : Rec. CE, p. 239 – 25 juill. 1980, min. postes : RD publ. 1981, p. 242) ou encore la commune propriétaire d'un égout par l'intermédiaire duquel des résidus ont été déversés dans un cours d'eau, et non l'entreprise émettrice (CE, 22 mars 1961, Ville de Charleville : R. p. 204). Cela dit, dans les diverses hypothèses où le propriétaire est condamné, alors qu'il estime qu'il existe un autre auteur véritable de l'atteinte au domaine, il peut user d'une action récursoire pour obtenir le remboursement des dommages-intérêts auxquels il aura été condamné (TA Paris, 11 mai 1986, Cie parisienne de chauffage urbain : CJEG 1986, p. 361, note V. Barla).

Il existe naturellement des clauses d'exonération, comme la force majeure, entendue au sens strict et surtout la faute de l'administration assimilable à un cas de force majeure. C'est le cas lorsque les équipements du domaine public étaient défectueux. Il s'agira, par exemple, de la mauvaise conception ou du mauvais fonctionnement de barrières ou passages à niveau (CE, 25 mars 1936, Baroux : Rec. CE, p. 371. – 13 juill. 1951, SNCF : Rec. CE, p. 414. – 4 févr. 1983, min. transports c/ Bleusse : DA 1983, n° 109). Plus fréquemment, il y aura faute de l'administration assimilable à la force majeure lorsque l'administration a émis des instructions inadaptées, ou des informations erronées, ou dans lesquels ses agents ont commis des erreurs ou négligences diverses. Cela pourra concerner, par exemple, cas très fréquent, la fourniture de plans erronés ou incomplets (CE, 8 mars 1963, min. postes c/ Bobille : Rec. CE, p. 158. – CE, 16 févr. 1994, min. postes télécom. : RD imm. 1994, n° 4, p. 645); ou un panneau de signalisation erroné (CE, 9 oct. 1981, Nerguissian : R. p. 745). Par contre, l'auteur d'une contravention de grande voirie ne peut pas s'abriter derrière le fait d'un tiers, qu'il s'agisse d'un tiers connu (CE, 28 mars 1925, Lanoy : Rec. CE, p. 366. – 29 avr. 1966, Entreprise Coutant : Rec. CE, p. 298. – 11 juin 1975, Sté des mines de fer du nord-est : Dr. adm. 1975, n° 281. – 25 juill. 1980, min. PTT : Dr. adm. 1980, n° 334) ou inconnu (CE, 4 nov. 1955, EDF : Rec. CE, p. 524).

Une des particularités de ces infractions est que, contrairement au principe normalement applicable en matière pénale, l'administration est tenue d'exercer les poursuites lorsqu'elle constate qu'une contravention de grande voirie a été commise. (CE, sect., 23 févr. 1979, Assoc. « Les amis des chemins de ronde » : Rec. CE, p. 75, concl. A. Bacquet ; D. 1979, p. 405, note M. Lombard ; JCP 1980 GII, 19329, note J.-F. Davignon ; RD publ. 1979, p. 1157, note M. Waline). La seule exception à cette obligation est l'hypothèse où le refus de poursuivre peut être justifié par des motifs d'intérêt public (CE, 6 févr. 1981, Comité de défense des sites de la forêt de Fouesnant : Rec. CE, p. 746).

Le préfet, ayant constaté une contravention de grande voirie, saisit le tribunal administratif. Il peut, toutefois, se désister de son action, s'il constate la réparation du dommage. C'est le cas le pus fréquent, les aménageurs contrevenants procédant, en général, à leurs frais, à la remise en l'état du domaine, ce qui conduit au désistement.

Ce contentieux peu connu est assez fréquent en milieu urbain ou de nombreux biens appartenant à divers domaines publics (État, EDF, France Télécom, etc.), appartenant aux réseaux divers s'entrecroisent, souvent en sous-sol et sont touchés par les travaux, fouilles ou constructions réalisés.

Précisément, ces travaux ou aménagements – surtout en sous-sol – en milieu urbain, peuvent être confrontés à une autre protection, cette fois sans limite, celle de l'archéologie préventive.

3.3

L'archéologie préventive

Les grands travaux d'aménagement – notamment urbain – dégageant d'importants vestiges archéologiques, ont entraîné la nécessité de sauver ces derniers par l'organisation de fouilles dites de « sauvetage », entreprises dans un premier temps de façon empirique puisque aucune loi n'imposait la conduite à tenir. Ces découvertes gênaient tellement les aménageurs (retards dans le programme des travaux, modifications imposées à leurs plans) qu'ils n'hésitaient pas, parfois, à détruire les vestiges archéologiques mis au jour. Si aucune réglementation générale ne protégeait les vestiges archéologiques découverts au cours de travaux étrangers à l'archéologie, certains textes particuliers assuraient leur sauvegarde (Code de l'urbanisme et permis de construire, études d'impact, etc.).

C'est seulement en 1974 que l'État français créait l'Association pour les fouilles archéologiques nationales (AFAN), association para-administrative par un accord entre le ministère de la Culture et le ministère de l'Économie. Cette association était chargée, entre autres, des fouilles de sauvetage, grâce à des crédits provenant, principalement, des aménageurs. Toutefois, le monopole des fouilles, contraire au Code des marchés publics et les tarifs élevés de l'AFAN entraînèrent une réforme législative, par le vote de la loi du 17 janvier 2001 sur l'archéologie préventive.

L'archéologie préventive a pour objet « d'assurer, à terre et sous les eaux, dans les délais appropriés, la détection, la conservation ou la sauvegarde par l'étude scientifique des éléments du patrimoine archéologique affectés ou susceptibles d'être affectés par les travaux publics ou privés concourant à l'aménagement. Elle a également pour objet l'interprétation et la diffusion des résultats obtenus » (article 1 de la loi).

Les différentes phases de l'archéologie préventive sont le diagnostic, les opérations de fouille proprement dites, l'exploitation scientifique des résultats. « Les diagnostics et opérations de fouilles d'archéologie préventive sont confiés à un établissement public national à caractère administratif » (article 4 de la loi).

Les acteurs de l'archéologie préventive sont les aménageurs publics ou privés (État, collectivités territoriales, entreprises et établissements publics ou privés), mais aussi l'État, en qualité cette fois de conciliateur des nécessités de la recherche scientifique, et de la conservation du patrimoine archéologique tout en veillant au développement économique et social ; et surtout l'opérateur matériel des fouilles, en l'espèce c'est l'établissement public national à caractère administratif chargé d'organiser et de réaliser les fouilles.

Les travaux d'archéologie préventive procèdent d'une convention entre l'établissement public et l'aménageur, convention qui règle les questions de délais d'exécution des travaux, les conditions de diverses fournitures, les conséquences d'un non-respect des délais, etc.

Le financement de l'archéologie préventive relève de redevances fiscales et subventions diverses. Les redevances d'archéologie ont la nature d'une taxe fiscale, instituée par la loi. Elles ne constituent pas le coût du service rendu à l'aménageur. C'est une participation financière de l'aménageur et non la couverture intégrale du coût des opérations de diagnostic et de fouilles. Par contre, les aménageurs sont tenus à l'obligation de versement des redevances, que ces aménageurs soient des personnes publiques ou des personnes privées. Les redevances sont dues par les personnes projetant d'exécuter des travaux soumis à autorisation préalable par application du Code de l'urbanisme et dans les divers cas mentionnés dans l'article 9 de la loi. Elles répondent à deux situations très différentes en termes de tarifs : opérations de diagnostic, d'une part, et opérations de fouilles, d'autre part.

Pour les opérations de diagnostic, le montant est calculé selon une formule unique (R = T/320). R représente le montant de la redevance par mètre carré. La variable T est égale à 620, montant indexé sur l'indice du coût de la construction), pour les opérations de fouilles, le montant de la redevance due varie selon que les fouilles sont effectuées dans des sites archéologiques dits « stratifiés » ou des sites « non stratifiés ». Un site est dit stratifié « lorsqu'il présente une accumulation sédimentaire ou une superposition de structures simples ou complexes comportant des éléments du patrimoine archéologique ». La redevance pourrait varier, selon le degré de complexité de la fouille, entre cent et huit mille francs par mètre carré.

En tout cas, l'intervention de l'archéologie préventive sur un site paralyse durant de nombreux mois toute opération d'aménagement.

4

Conclusion

On constatera en conclusion que les problèmes juridiques liés au foncier, notamment en milieu urbain, qu'il soit constitué du sol, du sous-sol ou même de ce qui recouvre le sol, sont nombreux et que toute atteinte, par occupation, aménagement, fouilles, extraction ou prélèvement, est encadrée de règles juridiques spécifiques. On aurait pu évoquer également le droit spécifique minier, celui des carrières, les préoccupations et principes nouveaux du droit de l'environnement, comme les questions plus complexes encore de superposition des polices, des domaines, voire du régime juridique des tréfonds. Le choix retenu d'un examen rapide des principaux obstacles juridiques liés à l'immeuble a été dicté par un souci de synthèse des questions les plus fréquentes.

Il n'en reste pas moins que la première précaution aujourd'hui du technicien en milieu urbain intervenant sur ou sous un bien immobilier urbain, comme c'est malheureusement le cas dans bien des domaines – est d'ordre... juridique.

Méthodes de prévision des dégradations des structures bâties en zone d'affaissement minier

O. DECK
M. AL HEIB
Y. GUENIFFEY
F. WOJTKOWIAK
LAEGO, INERIS
École des mines de Nancy
Parc de Saurupt
54042 Nancy Cedex
deck@mines.impl-nancy.fr
heib@mines.impl-nancy.fr
gueniffey@mines.impl-nancy.fr
francis.wojtkowiak@mines.impl-nancy.fr

F. HOMAND
LAEGO
École nationale supérieure de géologie
BP 40
54500 Vandœuvre-lès-Nancy
Francoise.Homand@ensg.inpl-nancy.fr.

Résumé

Les mines et carrières souterraines, en activité ou abandonnées, sont susceptibles d'être à l'origine d'affaissements des terrains en surface. Qu'ils résultent de la méthode d'exploitation ou qu'ils s'avèrent accidentels, ces derniers induisent d'importants mouvements permanents en surface qui peuvent entraîner des dégradations du bâti et des infrastructures. La gestion des zones urbanisées concernées passe par la hiérarchisation du risque de dégradation et la proposition de dispositions constructives, préventives et curatives. Cet article s'intéresse à diverses méthodes de prévision des dégradations du bâti, proposées dans différents pays, qui intègrent des paramètres propres aux terrains de recouvrement, propres à l'affaissement et aux structures. Simples ou élaborées, ces méthodes sont comparées entre elles et confrontées à la réalité. Une étude statistique a été menée sur les affaissements miniers qui se sont produits dans le bassin ferrifère lorrain dans la dernière décennie. Regroupant près de 400 individus (constructions), elle met en évidence l'existence de corrélations importantes entre les dégradations et certaines variables caractéristiques de l'affaissement ou de la structure. Il est alors possible d'élaborer une méthode de hiérarchisation du risque de dégradation, propre au bassin ferrifère lorrain.

Mots-clés : affaissements, mines, structures, interaction, dégradations, prévisions, statistique.

Methods for buildings damage estimation located in mining subsidence area

Abstract

Mines and underground quarries, exploited or abandoned, can lead to ground subsidence. Whatever their origin, accident or well-known consequences of actual exploitation, they induce important permanent displacements of the ground surface which can damage buildings. Management of urbanised areas which are concerned, deals with damage criteria and remedying propositions. This paper is about different kinds of methods for building damage prevision from different countries and with different criteria related to the ground, the subsidence and structures. Theses methods are compared with one another and with reality. A statistical study was performed with mining subsidence which occurred in iron mining basin in Lorraine (France) for 1996 to 1999. With almost 400 observations, it shows high correlations between damage level and some characteristic parameters of subsidence or structures. It is then possible to elaborate a method for damage level and risk estimation useful for the iron mining basin in Lorraine.

Key words : subsidence, mines, structures, interaction, damage, estimation, statistic.

1

Introduction

Cette étude trouve son origine dans les affaissements miniers récents qui ont affecté le bassin ferrifère lorrain. D'une superficie de plusieurs dizaines d'hectares chacun, ces affaissements ont considérablement affecté les communes touchées. Si aucune victime corporelle n'a été déplorée, d'importants dégâts matériels ont été constatés ainsi que des conséquences psychologiques parmi les sinistrés. Les analyses qui ont fait suite à ces affaissements avaient parmi leurs objectifs, celui de se prononcer sur la vulnérabilité du bâti préexistant sur des terrains sous-minés et donc potentiellement affaissables. Cet objectif renvoie à un certain nombre de questions : dans quelle mesure les déplacements du terrain, illustrés sur la figure 1, se transmettent-ils à la structure ? Quelles sont les caractéristiques du terrain, du bâti et de l'affaissement à prendre en compte pour hiérarchiser le risque ? Est-il envisageable d'élaborer une méthode simple, mais efficace, pour effectuer cette hiérarchisation ?

Ces questions ne sont pas nouvelles. Tous les pays miniers ont eu, à un moment de leur histoire, à s'intéresser aux conséquences en surface de leurs exploitations souterraines. Le meilleur exemple vient de l'exploitation du charbon. Pour satisfaire à la demande, de nombreux gisements ont été exploités sous des zones urbanisées. Par ailleurs, des méthodes d'exploitation totale, comme celle par foudroyage, ont permis de laisser en place le minimum de matière. Un affaissement se produit alors en surface sensiblement à l'aplomb du front de taille et progresse au même rythme que l'avancement des travaux souterrains (Piguet et Wojtkowiak, 2001). Ceci explique pourquoi on trouve beaucoup d'études concernant l'impact de l'exploitation du charbon en zones urbanisées (Afrique du Sud, Angleterre, États-Unis, France, Pologne, ex-Union soviétique...). L'impact des exploitations souterraines d'autres substances (calcaire, gypse, sel, fer, cuivre...) n'est guère différent si l'exploitation est profonde. Malgré des techniques d'exploitation laissant généralement en place une quantité de minerai servant de piliers pour assurer la stabilité du toit, il arrive que la charge limite de ces derniers soit dépassée et qu'une rupture locale ou généralisée se produise. Mais à la différence des mines de charbon exploitées par foudroyage, l'affaissement qui se produit est accidentel et donc *a priori* imprévu dans le temps et dans l'espace : c'est le cas des mines de fer de Lorraine. Cependant, le phénomène est comparable du point de vue des mouvements en surface au voisinage d'une structure. L'état final du mouvement peut, dans tous les cas, être décomposé selon deux mouvements de corps rigides (translation et rotation) et deux déformations (déformation horizontale et courbure). Les mouvements rigides du terrain se transmettront intégralement à l'ouvrage alors que les déformations pourront être gênées par la présence de l'ouvrage si ce dernier est plus rigide que le terrain. C'est pourquoi il faut distinguer la déformation horizontale et la courbure du terrain de celles de la structure. La figure 2, présentée par Geddes (1984), reprend cette décomposition en quatre mouvements élémentaires dans le cas d'une description plane du phénomène.

En caractérisant l'affaissement minier par la valeur de ces quatre mouvements élémentaires, on sous-

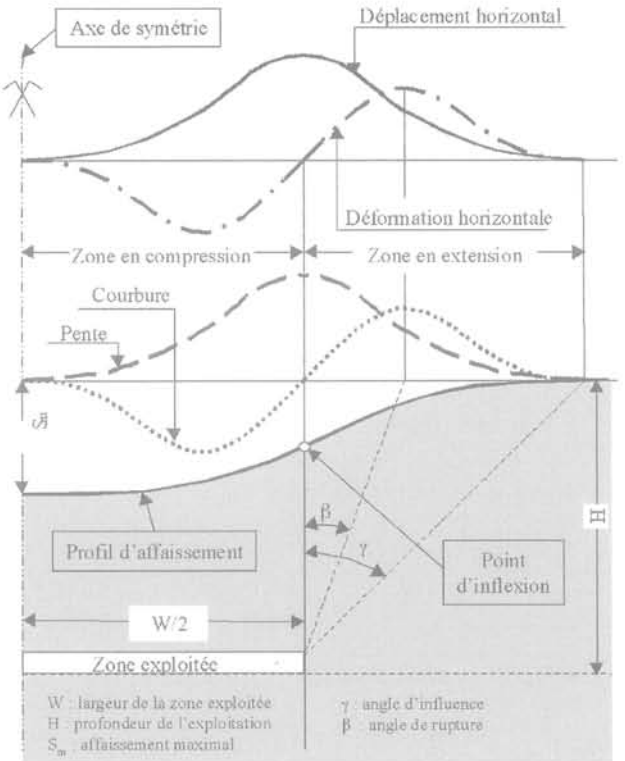


FIG. 1 **Description des mouvements du terrain en surface induits par un affaissement minier.** Description of ground movements occurring during mining subsidence.

entend que les conséquences d'un affaissement minier sur le bâti ne dépendent pas fondamentalement de la nature des travaux souterrains. Cette dernière influence évidemment l'amplitude des mouvements en surface mais on suppose que, pour un même mouvement généré par deux types d'exploitation différents, les conséquences sur le bâti seront les mêmes. Seule une différence de lithologie des terrains superficiels pourrait être à l'origine d'un comportement différent de l'interaction sol-structure.

Sous ces hypothèses et considérations, nous avons étudié l'impact des affaissements miniers sur le bâti lorrain. Pour ce faire, nous avons exploité une base de données recensant toutes les structures dégradées en Lorraine accompagnées d'un certain nombre de paramètres pouvant servir de critères de hiérarchisation des dégradations observées. Afin d'élaborer cette base de données et pour avoir un regard critique sur nos résultats, nous avons en premier lieu répertorié les diverses méthodes de prévision des dommages aux constructions existantes. Certains de leurs auteurs ont cherché à discriminer les dégradations au moyen d'un nombre réduit de paramètres : longueur de la structure et déformation du terrain, ou encore longueur de la structure et pente... D'autres se sont attachés à intégrer un plus grand nombre de critères au moyen de méthodes dites « des points », dans lesquelles, la résistance d'une structure est estimée grâce au nombre cumulé de points qu'on lui a attribués selon chaque critère.

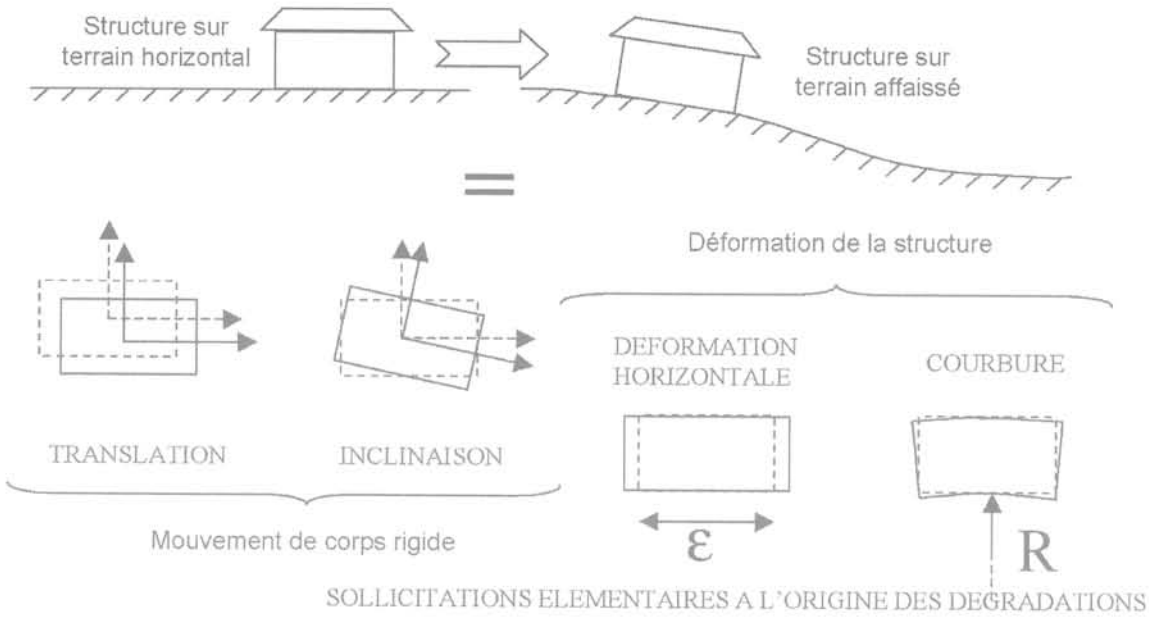


FIG. 2 **Description des mouvements sollicitant une structure à la surface du terrain.**
Description of ground movements affected structures.

2

Différentes démarches d'estimation des dégradations

toute son utilité à deux conditions : considérer la déformation moyenne du terrain le long de l'ouvrage et supposer que la résistance de la structure est très faible par rapport aux efforts maximaux générés à l'interface sol-structure, afin que la déformation des terrains soit assimilable à celle de la structure.

2.1

Abaques à deux paramètres

2.1.1

Longueur de l'ouvrage et déformation horizontale

La plus ancienne méthode, présentée par le National Coal Board (NCB, 1975), en Angleterre, permet une prévision des dégradations basée sur la longueur de la structure et la déformation horizontale. Elle a longtemps fait référence à travers le monde, au vu des très nombreuses publications qui en font état. Basée sur la compilation de très nombreux cas de dégradations, elle débouche sur l'abaque de la figure 3. Il a été présenté comme « un guide général pour la prédiction de l'intensité des dégradations » qui doit être accompagné « d'une expertise difficilement réductible à des grandeurs quantifiables et dont on ne peut s'acquitter que par une grande connaissance des structures de différentes époques et différents modes de construction ». Geddes et Kennedy (1984) critiquent dans cet abaque la confusion qui est faite entre la déformation horizontale du terrain et celle de la structure, ce qui est assez courant par ailleurs. D'une part, des glissements peuvent avoir lieu à l'interface sol-structure, d'autre part, la déformation horizontale du terrain n'est pas constante le long d'ouvrages très longs (100 m par exemple) puisque leur longueur est du même ordre de grandeur que les dimensions de la cuvette. Ces auteurs laissent cependant entendre que l'abaque conserve

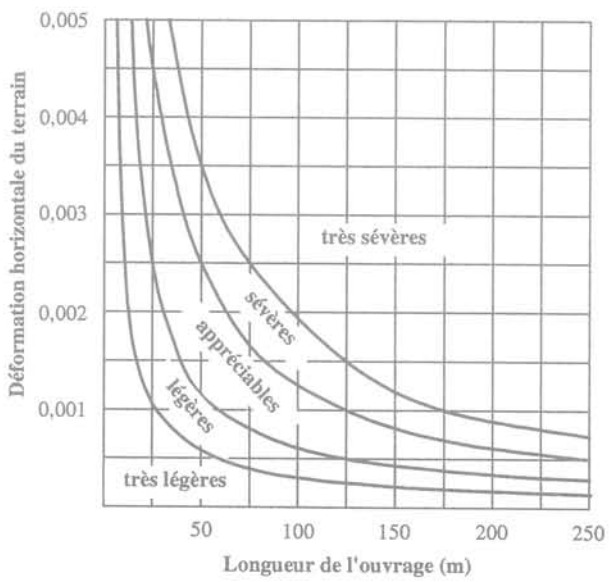


FIG. 3 **Abaque de prévision des dégradations du bâti en fonction de la longueur de l'ouvrage et de la déformation horizontale du terrain, National Coal Board (NCB, 1975).**
Abacus to predict building damage in relation to horizontal ground strain and building length, National Coal Board (NCB, 1975).

Pour nous, cet abaque est absolument inutilisable pour les ouvrages les plus courants tels que les maisons individuelles, d'une vingtaine de mètres de longueur, car il est trop imprécis. Cependant, on trouve sur la figure 4, un abaque dans le même système d'axes que celui du NCB et qui aurait été élaboré à partir de dégradations observées principalement en Afrique du Sud (Wagner et Shümann, 1991). Mais cet abaque se révèle en fin de compte n'être qu'une copie conforme de celui du NCB pour des longueurs de structure inférieures à 50 m.

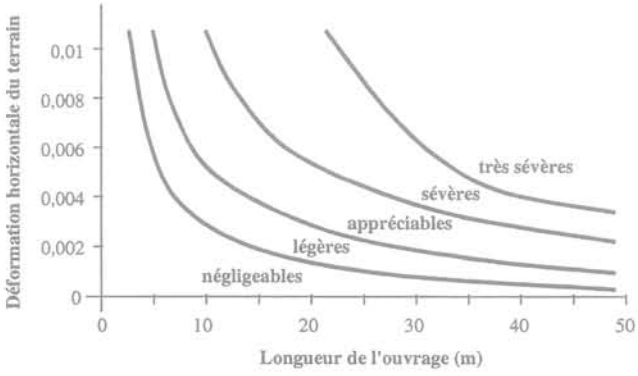


FIG. 4 **Abaque de prévision des dégradations du bâti en fonction de la longueur de l'ouvrage et de la déformation horizontale du terrain (Wagner et Shümann, 1991).**
Abacus to predict building damage in relation to horizontal ground strain and building length (Wagner and Shümann, 1991).

2.1.2

Angle de distorsion et déformation horizontale

Cet abaque théorique a été proposé par Boscardin et Cording (1989). Il est représenté sur la figure 5. Son élaboration consiste à calculer analytiquement la déformation de traction maximale « $\varepsilon_{structure}$ » qui apparaît dans une structure en maçonnerie sollicitée par la courbure du terrain « $R_{terrain}$ » et par la déformation horizontale de traction uniforme du sol d'assise « $\varepsilon_{terrain}$ ». Les hypothèses retenues pour ce calcul sont les suivantes :

– la structure est modélisée par une poutre épaisse de longueur « L » et hauteur « H », reposant sur deux appuis simples, élastique, homogène et isotrope de modules élastiques « E » et « G » ;

– la déformation horizontale de traction est imposée à l'ensemble de la poutre ;

– l'effet de la courbure est modélisé par l'intermédiaire d'un effort ponctuel vertical appliqué à mi-portée de la poutre afin de lui imposer une flèche équivalente à la courbure du terrain. Par ailleurs, l'axe neutre est imposé en fibre inférieure de la poutre afin de simuler l'effet rigidifiant du terrain.

Une première relation peut être établie, du type $\varepsilon_{structure} = f_1(L, H, E, G, R_{terrain})$. Grâce aux hypothèses précédentes, l'angle de distorsion de la structure « β » (Fig. 6), généralement estimé par $\beta = L/(2.R_{terrain})$, peut être, ici, très précisément calculé par une relation du type $\beta = f_2(L, H, E, G, R_{terrain})$. On obtient alors finalement une relation mathématique reliant les paramètres $\varepsilon_{terrain}$, β et $\varepsilon_{structure}$. En se fixant, d'une part, des propriétés mécaniques et géométriques de la poutre et, d'autre part, des valeurs seuils de « $\varepsilon_{structure}$ » qui correspondent à différents degrés de dégradation de la maçonnerie (tableau I), il est possible de construire des courbes d'iso-dégradation en fonction de la déformation horizontale du terrain et de l'angle de distorsion de la structure.

L'approche proposée est cohérente avec celle du National Coal Board (1975). Elle revient en fait à rajouter un troisième axe à l'abaque du NCB, celui de l'angle de distorsion. On peut donc construire des surfaces d'iso-dégradation plutôt que des courbes. L'abaque de Boscardin et Cording correspond d'ailleurs à la description de ces surfaces pour une longueur fixe de la structure d'environ 30 à 40 m. Les critiques qui peuvent être faites sur cet abaque résident, d'une part, dans la confusion faite entre la déformation ou la courbure du sol et celles de la structure, d'autre part, dans la quantité importante d'hypothèses restrictives. Enfin, cet abaque a été explicitement élaboré pour la zone de traction de la cuvette alors que les dégradations en zone de compression peuvent être aussi importantes, comme le montrera la suite de cet article.

2.1.3

Pente et déformation horizontale

L'abaque de Wagner et Shümann (1991) met en évidence des courbes d'iso-dégradation dépendantes de la déformation horizontale et de la pente du terrain (Fig. 7). La pente est, en réalité, une valeur moyenne estimée le long de la structure et qui correspond à son inclinaison (Fig. 6). Cet abaque est issu directement d'observations effectuées dans différents pays miniers (Afrique du Sud en particulier). Cependant, cette représentation est critiquable. D'une part, on observe que les individus projetés sur la figure 7 sont loin de légitimer le choix du tracé des zones d'iso-dégradation. D'autre part, cet abaque fait l'amalgame de structures de longueurs très variées. La preuve en est qu'il n'est pas compatible avec l'abaque des mêmes auteurs présenté sur la figure 4. En effet, quelles que soient la pente et la longueur fixes d'un ouvrage, les seuils entre les zones de dégradation sont différents selon les deux abaques.

2.2

Les méthodes multicritères

Ces méthodes ont l'avantage, par rapport aux abaques précédents, de prendre en compte des caractéristiques techniques de structures en plus des mouvements du terrain. Elles consistent globalement à qualifier la résistance d'une structure à partir d'une description architecturale et technique. Cette qualification se fait souvent au moyen de points attribués pour chaque caractéristique, puis totalisés. Les mouvements maximaux admissibles du terrain sont alors estimés selon la classe de résistance obtenue.

2.2.1

Les méthodes américaines

Deux méthodes multicritères au moins ont vu le jour ces vingt dernières années.

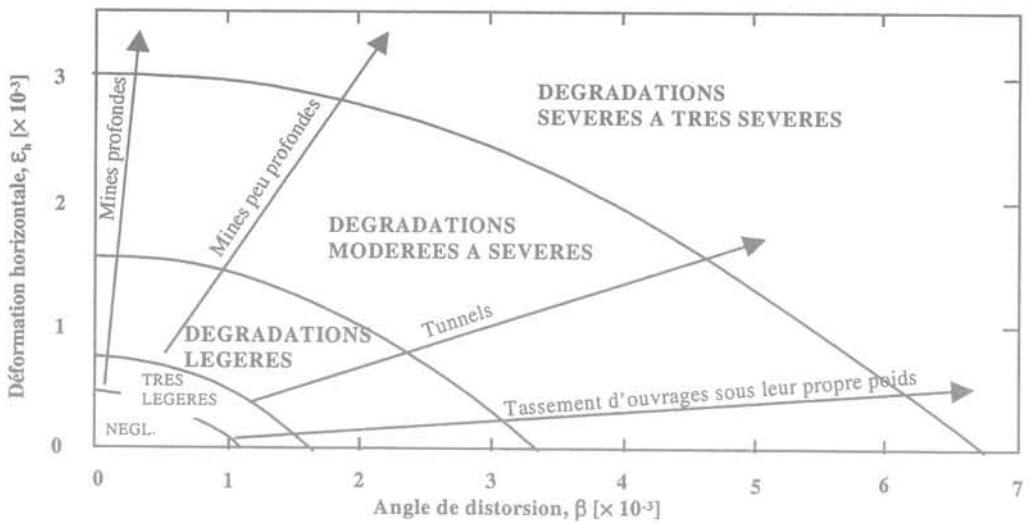
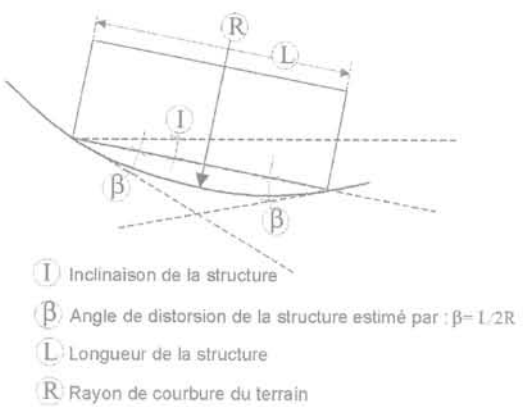


FIG. 5 **Abaque de prévision des dégradations du bâti en fonction de l'angle de distorsion de la structure et de la déformation horizontale du terrain (Boscardin et Cording, 1989).**
Abacus to predict building damage in relation to horizontal ground strain and building distorsion (Boscardin et Cording, 1989).



(I) Inclinaison de la structure

(β) Angle de distorsion de la structure estimé par : $\beta = L/2R$

(L) Longueur de la structure

(R) Rayon de courbure du terrain

FIG. 6 **Définition de l'angle de distorsion et de l'inclinaison d'une structure (courbure très exagérée sur le dessin).**
Definition of distorsion angle and tilt of building (exaggerate curvature on the figure).

La première méthode, proposée par Bhattacharya et Singh (1984), distingue très simplement quatre catégories de structures, selon leur système constructif. Les auteurs définissent ensuite trois degrés de dégradation auxquels ils associent des seuils de mouvement pour le terrain ou la structure selon la catégorie de l'ouvrage considéré (tableau II). Les valeurs adoptées pour les mouvements admissibles sont issues d'une synthèse bibliographique des seuils généralement admis à travers le monde. Tout en revêtant de ce fait un caractère « universel », cette démarche présente l'inconvénient de ne pas maîtriser l'origine des valeurs utilisées. Le risque d'accumulation artificielle de valeurs suite à une auto-justification des auteurs les uns par rapport aux autres n'est donc pas à exclure.

La seconde méthode, décrite par Yu *et al.* (1988), est plus précise sur la caractérisation des structures puisqu'elle prend en compte le type de fondation, le type de superstructure, la taille relative de l'ouvrage par rapport à celle de la cuvette ainsi que l'élancement de l'ouvrage (tableau III). L'inconvénient notable présenté par cette méthode est l'absence d'explication scientifique quant à la distribution des points selon chaque critère ou pour la définition des seuils qui diffèrent légèrement de ceux de Bhattacharya et Singh.

2.2.2 Les méthodes polonaises

Ces méthodes sont, à notre avis, les plus élaborées et probablement les mieux ajustées. Les échanges et les contacts instaurés avec l'Institut central minier de Katowice (GIG) en Pologne, ont permis de constater que leur méthode était très largement acceptée et jugée satisfaisante par toutes les parties concernées lors d'un

TABLEAU I **Valeurs et seuils adoptés pour l'élaboration de l'abaque de Boscardin et Cording (1989).**
Values and thresholds used for the abacus of Boscardin and Cording (1989).

Caractéristiques mécaniques	Coefficient de Poisson = 0,03
Caractéristiques géométriques	Hauteur et longueur de la structure identiques
Valeurs seuil de $\varepsilon_{structure}$ (x 10^{-3})	< 0,5 pour des dégradations négligeables
	0,5 à 0,75 pour des dégradations très légères
	0,75 à 1,5 pour des dégradations légères
	1,5 à 3 pour des dégradations modérées à sévères
	> 3 pour des dégradations très sévères

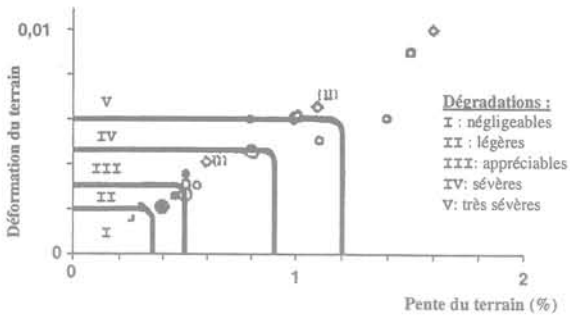


FIG. 7 **Abaque de prévision des dégradations du bâti en fonction de la pente du terrain et de la déformation horizontale du terrain (Wagner et Shümann, 1991).**
Abacus for building damage prediction in relation to horizontal ground strain and tilt of building (Wagner and Shümann, 1991).

affaissement minier, y compris les populations sinistrées. Une autre méthode émane de l'Université des mines et métallurgie de Cracovie. Elle est présentée dans le tableau IV et décrite par Dzegniuk et Hejmanowski (2000). Sept critères sont utilisés dont trois pour décrire la géométrie de la structure, trois autres pour caractériser son état technique, sa rigidité et ses renforcements et un paramètre décrivant le terrain d'assise. L'inconvénient majeur de cette méthode est de n'avoir aucune nuance sur le degré de dégradation de la structure.

La méthode élaborée à l'Institut central minier de Katowice (Kwiatek, 1998), présentée dans le tableau V, est la plus précise mais elle ne s'applique qu'aux ouvrages en maçonnerie (briques, moellons, parpaings...). La première version, fondée sur des études statistiques, date des années 1950, puis de nombreux ajustements empiriques y ont été apportés. Les utilisateurs actuels estiment qu'un taux de conformité des prévisions par rapport aux dégradations réellement observées de 85 % est possible à condition d'appliquer cette méthode à un groupe de structures et non à un ouvrage isolé. Son premier inconvénient est qu'en étant exclusivement ajustée aux affaissements et structures locales, elle perd tout caractère universel. Le second reproche est, d'une part, qu'elle ne fait pas de nuance sur le degré de dégradation et, d'autre part, que le seuil de dégradation n'est défini qu'à partir d'une seule caractéristique décrivant le mouvement du terrain : la déformation horizontale.

2.3 Une étude statistique

Bruhn *et al.* (1982) ont essayé d'élaborer une méthode de prévision à partir d'une régression linéaire pas à pas visant à caractériser l'influence de paramètres autres que les mouvements du terrain vis-à-vis des dégradations. Cinquante individus ont été caractérisés par quatre paramètres qualitatifs et douze paramètres quantitatifs (tableau VI). Malgré des résultats statistiquement bons, cette étude ne révèle pas de paramètres fortement corrélés aux dégradations. Cependant,

TABLEAU II **Classification des structures et des dégradations selon Bhattacharya et Singh (1984).**
Buildings and damage classification (Bhattacharya et Singh, 1984).

Caractéristiques					Catégorie de la structure
Structure en briques et maçonneries, murs porteurs en briques, structure de faible hauteur					1
Structure à ossature en acier ou béton armé					2
Structure à ossature bois					3
Structure massive particulièrement rigide					4
Mouvements du terrain maximaux acceptables (valeurs recommandées)					
Importance des dégradations	Catégorie de la structure	Angle de distorsion* (10^{-3})	Déformation horizontale (10^{-3})	Déflexion** (10^{-3})	Rayon de courbure (km)
Architecturale	1	1	0,5	0,3	–
	2	1,3	–	–	–
	3	1,5	1	–	–
	4	–	–	–	–
Fonctionnelle	1	2,5 à 3	1,5 à 2	0,5	20
	2	3,3	–	–	–
	3	3,3 à 5	–	–	–
	4	–	–	–	–
Structurelle	1	7	3	–	–
	2	–	–	–	–
	3	–	–	–	–
	4	–	–	–	–

Critères basés sur 71 valeurs de seuil disparates issues de la bibliographie.
– Aucune valeur (manque d'information).
* L'angle de distorsion peut être estimé par la formule (longueur de la structure)/(2*rayon de courbure).
** Généralement égale au tassement différentiel divisé par la longueur de l'ouvrage.

TABLEAU III **Classification des structures et des dégradations selon Yu *et al.* (1988).**
Buildings and damage classification (Yu *et al.*, 1988).

Caractéristiques de la structure		Nombre de points
1 – Fondations	Fondations ponctuelles	1
	Fondations filantes	4
	Radier	8
	Buoyancy foundation	16
2 – Matériaux de la superstructure	Briques, pierres et béton	2
	Béton armé	4
	Bois	6
	Acier	8
3 – L/R « L » : longueur de la structure « R » : rayon de la cuvette (cas critique)	< 0,1	8
	0,1 à 0,25	6
	0,26 à 0,5	4
	> 0,5	2
4 – H/L « L » : longueur de la structure « H » : hauteur de la structure	< 1	8
	1 à 2,5	6
	2,6 à 5	4
	> 5	2

Classification de la structure				
Nombre de points cumulés	7 à 10	11 à 20	20 à 30	30 à 40
Classe de résistance	1	2	3	4

Mouvements du terrain maximaux acceptables				
Importance des dégradations	Classe de la structure	Angle de distorsion (10^{-3})	Déformation horizontale (10^{-3})	Pente (10^{-3})
Architecturale	1	1	0,5	2,5
	2	1,3	2	5
	3	1,5	3	10
	4	–	4	15
Fonctionnelle	1	2,5	1,5	–
	2	3,5	–	–
	3	4	–	–
	4	–	–	–
Structurelle	1	5	3	–
	2	–	–	–
	3	–	–	–
	4	–	–	–

aucun paramètre ne prenait explicitement en compte les mouvements du terrain, ni l'aspect structural des bâtiments (état technique, rigidité...).

2.4 Bilan sur les méthodes de prévision existantes

L'analyse de l'ensemble des méthodes de prévision des dégradations liées aux affaissements miniers permet de réaliser un premier bilan. Un nombre important de variables et d'approches a été proposé. Cependant, certaines variables ou considérations apparaissent souvent :

– la vulnérabilité du bâti est estimée au moyen de cinq familles de critères : les caractéristiques géométriques de l'ouvrage (hauteur, longueur...), son aspect visuel extérieur, ses caractéristiques technologiques (système porteur, matériaux), le type de fondation, l'effet de site (type de terrain...) ;

– les mouvements du terrain sont caractérisés en premier lieu par la déformation horizontale, puis par l'angle de distorsion et enfin par la courbure et la pente ;

– au croisement de la vulnérabilité et de l'aléa lié aux mouvements de terrain, des classes de dégradation sont définies souvent au nombre de trois ou cinq. Nous préférons n'utiliser que trois classes (architecturale, fonctionnelle et structurelle) ce qui évite une précision

TABLEAU IV **Classification des structures et des dégradations selon Dzegniuk et Hejmanowski (2000).**
Buildings and damage classification (Dzegniuk et Hejmanowski, 2000).

Caractéristiques de la structure		Nombre de points
1 – Longueur de l'ouvrage	< 10 m	4
	11 à 15 m	7
	16 à 20 m	11
	21 à 25 m	16
	26 à 30 m	22
	31 à 35 m	29
	36 à 40 m	37
	> 40 m	42
2 – Forme de la structure	Simple et compacte	0
	Légèrement démembrée	3
	Fortement démembrée	6
	Simple et vaste	6
	Démembrée et vaste	8
3 – Fondations de la structure	Sur un seul niveau, avec ou sans sous-bassement	0
	Sur plusieurs niveaux	3
	Sur plusieurs niveaux avec sous-bassement partielle	6
	Comme précédent avec entrée de garage	8
4 – Terrain d'assise	Compressible	0
	Moyennement compressible	4
	Incompressible	12
5 – Type de structure	Rigide	0
	Moyennement compressible	4
	Souple	8
6 – Protections existantes contre les effets miniers	Boulonnages/ancrages	0
	Partiellement boulonné/protection partielle	4
	Aucune protection	12
7 – État technique de la structure	Bon	0
	Moyen	6
	Mauvais	12

Classification de la structure					
Nombre de points cumulés	< 20	21 à 27	28 à 36	37 à 47	> 48
Classe de résistance	4	3	2	1	0

Mouvements du terrain maximaux acceptables			
Classe de résistance	Pente (10^{-3})	Déformation horizontale (10^{-3})	Rayon de courbure (km)
0	< 2,5	< 1,5	> 20
1	2,5 à 5	1,5 à 3	7,5 à 20
2	5 à 10	3 à 6	4 à 7,5
3	10 à 15	6 à 9	2,5 à 4
4	> 15	> 9	< 4

délicate à mettre en œuvre. Par ailleurs, on peut relier ces classes à des états limites : la dégradation fonctionnelle correspondant à un état limite de service, et la dégradation structurelle à un état limite ultime comme ils apparaissent dans les règlements officiels (eurocodes) ;

– chacune de ces méthodes apparaît satisfaisante sur certains points et insuffisante sur d'autres. Elles révèlent souvent la difficulté d'effectuer les mesures et les observations nécessaires pour connaître l'ensemble des paramètres au niveau de chaque structure (terrain, type de structure, mouvements du terrain...).

TABLEAU V **Classification des structures et des dégradations selon Kwiatek (1998).**
Buildings and damage classification (Kwiatek, 1998).

Caractéristiques de la structure			Nombre de points
1 – Dimension du plan horizontal – longueur en (m)		– ≤ 10	2
		– 11 à 15	4
		– 16 à 20	7
		– 21 à 30	15
		– 31 à 40	20
		– 41 à 50	25
		– 51 à 60	30
		– 61 à 70	35
		– 71 à 80	40
		– 81 à 90	45
		– ≥ 91	50
2 – Forme du bloc du bâtiment		– Plan simple, bloc compact	0
		– Plan simple, bloc allongé	2
		– Plan peu démembré, bloc compact	4
		– Plan peu démembré, bloc allongé	6
		– Plan fortement démembré, bloc compact	8
		– Plan fortement démembré, bloc allongé	10
3 – Fondation du bâtiment		– Fondation sur niveau constant	0
		– Niveau de fondation variable	5
		– Fondation avec porte cochère, sans cave	8
4 – Assise du bâtiment (sol)		– Sols non rocheux, sauf cailloux et enrochements	0
		– Terrain remblayé	4
		– Fondation sur une couche d'amortissement	6
		– Cailloux et sols rocheux, sauf roche solide ou peu fissurée	10
5 – Construction du bâtiment	a) Fondations	– Béton armé	0
		– Béton	2
		– Maçonnerie en briques	3
		– Pierre	4
	b) Parois des caves	– Béton	0
		– Maçonnerie en briques, blocs ou blocs creux en béton	1
		– Maçonnerie en pierre, blocs creux en béton armé	3
	c) Plancher de l'étage le plus bas	– Béton armé, *Ackermann*, avec couronnes en béton armé	0
		– Béton ou béton armé plan sur poutre en acier	1
		– Plancher en segments sur poutres en acier, à $l/L > 1/10$ (l : largeur du segment)	2
		– Plancher en segments sur poutres en acier, à $l/L < 1/10$	4
		– Bois avec poutres	3
		– Voûte sans tirants, à $f/L > 1/5$	4
		– Voûte sans tirants, à $f/L < 1/5$	8
	d) Linteaux	– Béton armé (monolithique ou préfabriqué) ou sur poutres en acier	0
		– Briques, plan	2
		– Lintau en arc (arceau), à $f/L > 1/5$	3
		– Lintau en arc (arceau), à $f/L < 1/5$	5
	e) Autres éléments de construction	– Arcs dans parois portantes, portée $L > 1{,}5$ m (sans tirants) à $f/L > 1{,}5$	4
		– Arcs dans parois portantes, portée $L > 1{,}5$ m (sans tirants) à $f/L < 1{,}5$	8
		– Hauteur de blocs de bâtiment différente	2
		– Niveau de planchers différent	3
6 – Protection contre les influences minières		– Batiment protégé au niveau des fondations et tous les planchers	0
		– Batiment protégé au niveau des fondations et certains planchers	2
		– Bâtiment protégé au niveau de tous les planchers	8
		– Bâtiment protégé au niveau de certains planchers	10
		– Protection fragmentée	12
		– Sans protection	15

Caractéristiques de la structure			Nombre de points
7 – État technique du bâtiment	a) État du bâtiment par rapport à l'usure naturelle	– Bon – Satisfaisant – Moyen – Impropre – Mauvais	0 1 2 3 5
	b) Endommagement de la construction	– aucune dégradation de la construction – Fissures < 1 mm – Fissures < 5 mm – Fissures < 15 mm, ou écart de l'aplomb < 25 mm/m – Fissures < 30 mm avec déplacement ou écart de l'aplomb > 25 mm/m	0 2 5 8 12
8 – Autres	– Pour les bâtiments qui ne sont pas destinés au séjour permanent des hommes, sans chauffage (par exemple débarras, étables, granges) – Pour les bâtiments destinés au séjour temporaire des hommes (ateliers, magasins, garages)		– 12 – 6
	– Pour les bâtiments publics destinés au séjour permanent ou temporaire de grands groupes d'enfants, de jeunes, personnes handicapées ou malades – Pour les bâtiments à finissage ou équipement sensibles aux influences de l'exploitation		12 6

Classification de la structure et mouvements maximaux acceptables											
Nombre de points cumulés	≤ 20	21 à 23	24 à 29	30 à 33	34 à 36	27 à 43	44 à 46	47 à 49	50 à 56	57 à 59	≥ 60
Classe de résistance	4	3			2			1			0
Déformation horizontale acceptée (10^{-3})	9	6	5	4	3	2,5	2	1,5	1	0,5	≤ 0,3

TABLEAU VI **Variables utilisées dans l'étude statistique de Bruhn *et al.* (1982).**
Variables used for the statistical study of Bruhn *et al.* (1982).

Variables qualitatives
Origine géographique de la veine de charbon
Type d'exploitation minière en dessous
Type d'exploitation minière adjacente
Topographie autre que plate, extrémité d'une pente ou vallée
Variables quantitatives
Surface rectangulaire au sol de la structure englobant les fondations
Ouverture de l'exploitation « O »
Profondeur de l'exploitation « H »
O/H
(O/H)*taux de défruitement
Facteur de forme de la structure
Tan (D) avec « D » l'angle dans un plan vertical entre le bord de l'exploitation adjacente et la structure
Largeur des fondations
Taux de déflexion du mur du sous-bassement dans le plan de la longueur engendrés soit par la flexion, soit par le cisaillement
Taux de déflexion du mur du sous-bassement dans le plan de la largeur engendrés soit par la flexion, soit par le cisaillement

3 Étude des affaissements lorrains

3.1 Présentation

Au cours des années 1996 à 1999, cinq affaissements miniers se sont produits dans le bassin ferrifère lorrain : rue de Metz à Auboué (1996), cité Coinville à Auboué (1996), Moutiers « Haut » (1997), Moutiers cuvette du stade (1997) et Roncourt (1999). La figure 8 présente l'exemple de la cuvette de Moutiers-Haut. Le tableau VII est une synthèse des principales caractéristiques des cinq affaissements miniers étudiés. Une base de données a été réalisée ; elle regroupe le maximum d'informations sur les structures touchées par ces affaissements et les mouvements de la surface à l'origine des dégradations observées. Près de 400 habitations ont été touchées, dont 300 ont pu être suffisamment renseignées pour être utilisées dans une étude statistique. Les objectifs de l'étude visent à répondre aux questions fondamentales suivantes :

– Les abaques et méthodes proposés à travers le monde sont-ils vérifiés dans le bassin ferrifère lorrain ?

– Certaines grandeurs, qui n'apparaissent pas dans les méthodes précédentes, peuvent être jugées pertinentes par le spécialiste en vue d'une estimation des dégradations. Est-il possible de confirmer ou d'infirmer l'intérêt de ces grandeurs ?

– Est-il envisageable d'ébaucher une méthode de prévision des dégradations propre à la Lorraine, basée sur l'expérience acquise en Lorraine et à l'étranger ?

La première difficulté est de recueillir l'information nécessaire afin de tester toutes les méthodes précédentes. Il n'a pas été possible de recenser des informations précises sur l'aspect structurel même des habitations (type de fondation, rigidité, nature des différents matériaux mis en œuvre dans l'ouvrage...) comme ce fut le cas pour un certain nombre des méthodes préalablement exposées. Beaucoup de ces constructions avaient déjà été démolies au moment de l'étude et seuls les rapports d'expertise qui avaient été établis à des fins de constat et d'indemnisation étaient disponibles. Cependant, en se référant à la classification de Bhattacharya et Singh (1984), on peut dire que la quasi-totalité des structures concernées correspond à la première catégorie (maçonnerie) et, pour certaines, à la seconde catégorie (ossature acier ou béton). On est donc susceptible d'avoir des individus suffisamment homogènes pour qu'il ne soit pas indispensable de les caractériser plus amplement du point de vue structurel. Au moyen d'une connaissance précise de l'affaissement final, il a été possible d'intégrer dans cette étude beaucoup de paramètres caractéristiques des mouvements du terrain en surface, alors que de telles données faisaient souvent défaut dans les méthodes précédentes. Au final, chaque structure a été caractérisée par quatorze variables. Le tableau I présente synthétiquement ces variables en insistant sur l'objet qu'elles caractérisent : la structure, l'affaissement ou l'interaction sol-structure. Leur sens et leur détermination sont explicités ci-après. La figure 9 permet d'en préciser certaines.

Classe des dégradations « CLA » : cette variable permet de quantifier la dégradation de la structure. On a distingué trois classes, par ordre croissant de dégradation, qualifiées respectivement de « architecturale », « fonctionnelle » et « structurelle ». La classe de chaque structure a été attribuée grâce à la description des dommages et à l'estimation financière des réparations (rapports d'expertise). De manière grossière, une dégradation architecturale induit un coût inférieur à quinze mille euros et une dégradation structurelle, un coût supérieur à soixante mille euros.

Nombre d'étages « NIV » : cette variable permet indirectement de prendre en compte la hauteur de la structure. Elle n'a pu être déterminée que pour les structures qui avaient été photographiées dans les rapports d'expertise (cuvette de Moutiers-Haut et celle du stade).

TABLEAU VII **Présentation des affaissements miniers des mines de fer de Lorraine.**
Presentation of the French iron-ore field subidences.

Site	Nombre de maisons dégradées	Profondeur exploitation « H » (m)	Ouverture (m)	Taux défruitement %	Affaissement maximal en surface « S_m » (m)	Diamètre moyen de la cuvette (m)	S_m/H
Auboué rue de Metz (1996)	130	150	6	45	1,7	400 à 600	0,011
Auboué cité Coinville (1996)	100	175	5	40	0,9	200 à 400	0,005
Moutiers-Haut (1997)	70	120	3	55	1,3	400 à 500	0,011
Moutiers, cuvette du stade (1997)	60	140	2,5 + 4	55 ou 60	> 0,55	150 à 300	> 0,004
Roncourt (1999)	18	150	2,5	53	0,685	150 à 300	0,004

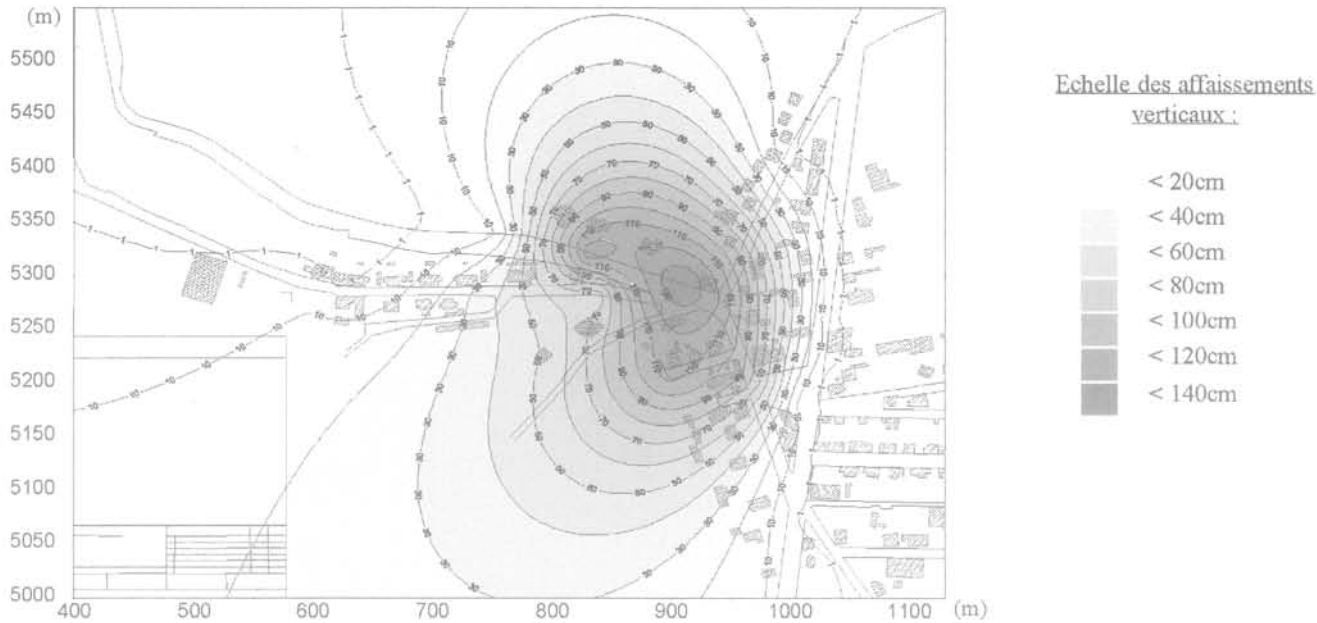


FIG. 8 **Cuvette d'affaissement de Moutiers-Haut.**
Mining subsidence in Moutiers-Haut.

Présence d'un sous-sol « SS » : cette variable permet de prendre en compte l'existence, *a priori* défavorable, d'une partie enterrée de la structure. Elle a également été estimée grâce aux photographies.

Forme de la structure « FORME » : cette variable prend en compte l'aspect extérieur, compact ou démembré, de la structure. Elle a également été estimée grâce aux photographies.

Longueur de la structure « L » : la longueur a été mesurée sur les plans du cadastre selon un des axes principaux de la structure, celui le plus proche de la direction de plus grande pente.

Inclinaison initiale du sol « SOLP » : cette variable indique que la structure avait été bâtie sur un terrain incliné. Elle a été estimée grâce aux photographies et à des visites sur site.

Courbure « COURB » : au niveau de chaque structure, nous avons relevé l'affaissement le long de la direction de plus grande pente (rayon de la cuvette). La dérivée seconde de l'affaissement a permis d'estimer la courbure.

Amplitude des déformations « ADEF » : l'estimation de la déformation horizontale à la surface d'une cuvette a fait l'objet de nombreuses études empiriques pour aboutir à diverses formulations analytiques. Une description moyenne et linéarisée de ces formules a été utilisée afin de pouvoir estimer simplement l'amplitude de la déformation grâce à la seule connaissance de l'emplacement de la structure dans la cuvette (Fig. 9b).

Position de l'ouvrage dans la cuvette « LIEU » : cette variable caractérise la position relative de chaque structure par rapport au rayon de la cuvette d'affaissement qui passe par la structure. Elle est calculée en faisant le rapport entre la distance séparant la structure du point d'inflexion et la distance séparant le point d'inflexion du bord (respectivement du centre) de la cuvette selon que la structure est vers l'extérieur (respectivement l'intérieur) de la cuvette (Fig. 9c).

Variable « ZONE » : elle permet de caractériser la zone où se situe la structure : zone de compression (entre le point d'inflexion et le centre de la cuvette) ou zone de traction (au-delà du point d'inflexion).

Variable « PENTE » : pour chaque structure, on a relevé sur le plan de la cuvette la différence d'affaissement entre ses extrémités. La pente est estimée en divisant cette différence par la longueur de l'ouvrage.

Orientation de la structure « P/A » : cette variable permet de caractériser au niveau de chaque structure, l'écart angulaire dans le plan horizontal entre le grand axe de la structure et la direction de plus grande pente de la cuvette. Cette variable a pu être mesurée sur les plans des cuvettes superposés à ceux du cadastre (Fig. 9a).

Angle de distorsion « DIS » : cette variable a été estimée grâce aux plans des cuvettes, en calculant la moitié de la différence de pente de la cuvette entre les deux extrémités de la structure. Cette démarche est parfaitement cohérente avec la définition de Boscardin et Cording (1989) sous réserve de supposer que la forme de la cuvette est localement assimilable à un cylindre. Cette variable est préférée à l'utilisation du tassement différentiel, d'emploi plus classique, mais qui ne soustrait pas le mouvement de rotation rigide de la structure qui est loin d'être négligeable lors d'un affaissement minier.

3.2 Représentation simple des individus

La base de données a été exploitée de plusieurs manières. Dans un premier temps, on a cherché à projeter les individus selon une représentation graphique semblable à celles du NCB (1975) et de Boscardin et Cording (1989). La figure 10 montre les résultats pour les structures localisées dans la cuvette de Moutiers, à

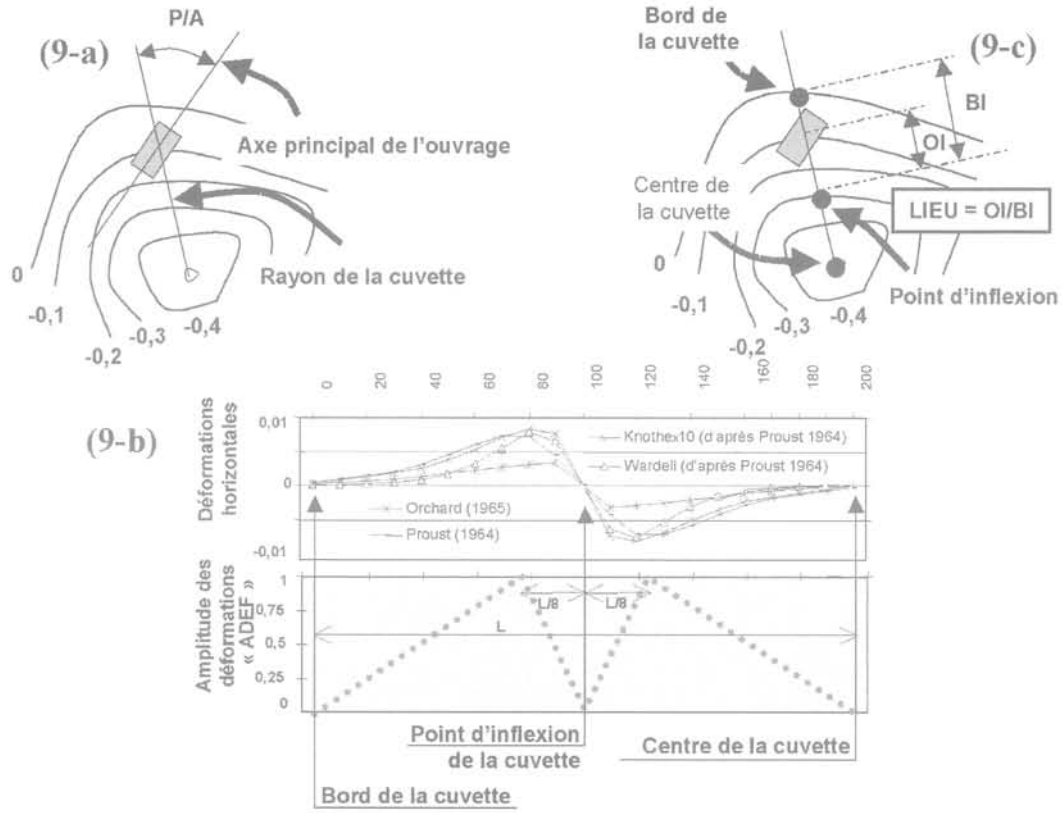


FIG. 9 **Définition des variables « P/A », « LIEU » et « ADEF ».**
Definition of variables « P/A », « LIEU » et « ADEF ».

comparer avec ceux des figures 3 et 5. Chaque structure est représentée selon le degré de dégradation : dégradations architecturales (cercles clairs), dégradations fonctionnelles (croix) et dégradations structurelles (carrés foncés). On observe une distribution des dégradations globalement cohérente avec celle de l'abaque du NCB (1975). Cependant, on remarque qu'il existe une très grande dispersion révélatrice des limites qu'on peut accorder à cet abaque. Une observation attentive révèle par ailleurs que l'amplitude des déformations semble plus discriminante que la longueur de l'ouvrage bien que les deux variables soient pertinentes. On retrouve également la tendance de l'abaque de Boscardin et Cording (1989) malgré, là encore, une très grande dispersion. Il est probable que la distorsion est un paramètre pertinent d'un point de vue théorique mais que la difficulté pratique pour l'estimer soit rédhibitoire. En effet, il est nécessaire d'avoir une connaissance très approfondie de la morphologie d'une cuvette d'affaissement pour être en mesure de quantifier précisément une variation de pente entre les extrémités d'un ouvrage. De tels résultats légitiment la recherche de méthodes plus élaborées.

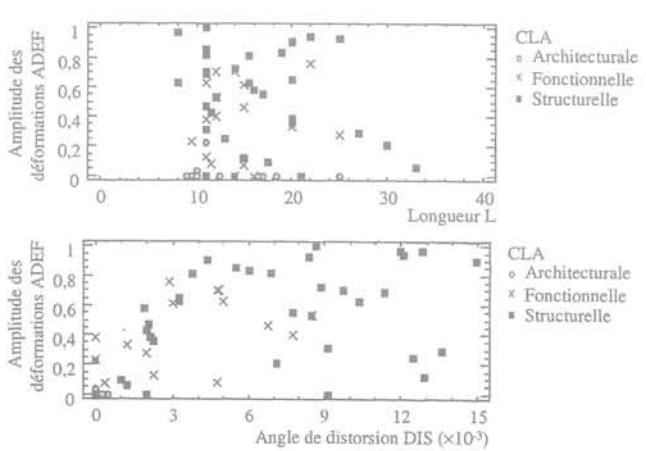


FIG. 10 **Répartition des dégradations observées à Moutiers selon la même représentation que l'abaque du National Coal Board (1975) et de celui de Boscardin et Cording (1989).**
Similar representation of building damage in Moutiers-Haut as the National Coal Board abacus (1975) and those of Boscardin and Cording (1989).

3.3 Analyses multivariables

Des études basées sur les techniques de l'analyse factorielle discriminante ont été menées dans le but de chercher des combinaisons linéaires de variables permettant la meilleure discrimination possible du type de dégradation subie par la structure. Afin d'écarter l'effet de site, on a étudié chaque cuvette séparément, puis elles ont été comparées entre elles. Les résultats des analyses factorielles discriminantes réalisées sont présentés en deux étapes :

– analyse des seuls individus de la cuvette de Moutiers-Haut. Ces derniers sont, en effet, les seuls pour lesquels toutes les variables présentées dans le tableau VIII ont

TABLEAU VIII **Présentation des variables utilisées pour l'étude statistique des affaissements miniers lorrains.**
Presentation of variables used for the statistical study.

	Variables	Signification de la variable	Amplitude de variation
Caractéristiques de la structure	CLA	Classe de dégradation	1 : architecturale 2 : fonctionnelle 3 : structurelle
	NIV	Nombre d'étages en plus du rez-de-chaussée (grenier compris)	0 à 3
	SS	Nombre de sous-sol	0 : aucun 0,5 : semi-enterré 1 : complètement enterré
	FORME	Indicateur de la forme plus ou moins complexe et donc préjudiciable de l'ouvrage	1 : forme homogène non préjudiciable 2 : forme moyennement complexe et préjudiciable 3 : forme complexe et préjudiciable
	L	Longueur de la structure	8 à 33 m
Caractéristiques de l'affaissement	SOLP	Sol en pente initialement	0 : non, 1 : oui
	COURB	Courbure du terrain au niveau de l'ouvrage	0 à 2.10^{-3} correspond à un rayon < 500 m
	ADEF	Amplitude des déformations horizontales du terrain au niveau de l'ouvrage	0 : déformation nulle 1 : déformation maximale (traction ou compression)
	LIEU	Position de l'ouvrage le long d'un rayon de la cuvette relativement au point d'inflexion	0 : ouvrage au niveau du point d'inflexion 0 < lieu < 1 : ouvrage entre le point d'inflexion et le bord ou le centre de la cuvette lieu > ouvrage à l'extérieur de la cuvette
	ZONE	Zone de déformation horizontale dans laquelle se trouve la structure	1 : zone de traction (vers l'extérieur de la cuvette) – 1 : zone de compression (vers l'extérieur de la cuvette)
	PENTE	Pente du terrain au niveau de l'ouvrage	0 à 6 %
Interaction sol-structure	P/A	Orientation de la structure	0 à 45 degrés
	DIS	Angle de distorsion au niveau de l'ouvrage	0 à $3,5.10^{-3}$

été renseignées, en particulier les variables « NIV », « SS », « FORME » et « SOLP », « COURB » et « DIS » ;

– analyse de toutes les cuvettes avec un nombre restreint de variables, en l'occurrence celles qui semblent les plus pertinentes au vu de l'étude précédente et/ou celles qui sont renseignées pour les autres cuvettes.

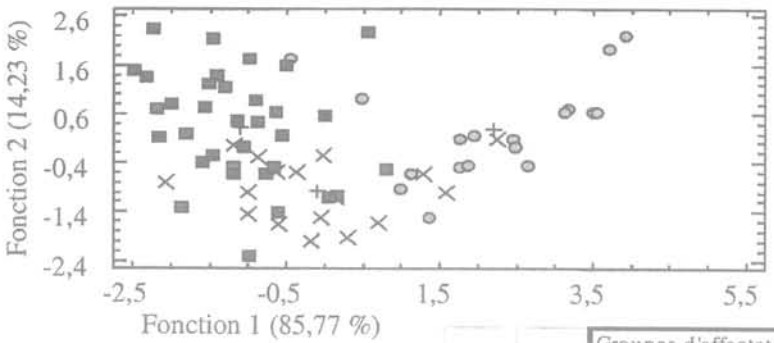
Les résultats des analyses sont présentés par l'intermédiaire de trois composantes :

– une figure représentant la projection des individus dans un plan défini par les deux axes discriminants ;

– un tableau décrivant chacun des deux axes discriminants par l'intermédiaire de coefficients de fonctions discriminantes. Le poids d'une variable est d'autant plus important que le coefficient attribué est élevé. Par ailleurs, le signe du coefficient renseigne sur le sens de la corrélation qui peut exister entre chaque variable et la discrimination des dégradations ;

– un tableau représentant les résultats de l'opération d'attribution d'une classe de dégradation à chaque individu à l'aide des fonctions discriminantes, en faisant évidemment abstraction de leur classe réelle. En comparant la classe réelle à la classe attribuée par la méthode, on peut ainsi tester son efficacité.

L'analyse du cas de Moutiers-Haut (Fig. 11) met en évidence la possibilité de discriminer les dégradations. On observe un bon résultat du reclassement (27,5 % d'erreur) compte tenu de l'imprécision qui entache la détermination de chaque variable. L'axe horizontal discrimine les groupes de manière satisfaisante puisque la dégradation décroît régulièrement le long de ce dernier. Par ailleurs, on observe avec satisfaction que les individus mal reclassés sont en grande majorité affectés à un groupe de dégradation directement adjacent à leur groupe d'origine. L'analyse met en évidence l'importance primordiale des mouvements de la surface. Les variables « PENTE », « ZONE », « ADEF » et « LIEU » sont celles qui ont le plus de poids dans la définition des fonctions discriminantes. L'importance du coefficient attribué à la variable « LIEU » est intéressante, car cette variable est très simple à estimer et donc à utiliser. On observe, en revanche, une participation très modeste des paramètres tels que l'angle de distorsion de la structure « DIS » ou la courbure « COURB » par rapport aux précédentes variables. En réalité, la courbure et l'angle de distorsion sont calculés à partir de la variation de la pente le long de l'ouvrage. Ce sont donc des dérivées secondes de l'affaissement vertical, ce qui nécessite une excellente connaissance



		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	13	3	2
	2	3	11	3
	3	0	8	26

72,5 % de bien reclassés

Fonctions discriminantes standardisées

	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,33	0,24
COURB	-0,05	-0,15
DIS	-0,14	-0,03
FORM	0,03	0,11
L	-0,21	0,40
LIEU	0,63	0,70
NIV	0,03	0,30
P/A	-0,04	-0,21
PENTE	-0,22	1,16
SOLP	-0,35	-0,16
SS	-0,02	-0,39
ZONE	-0,15	0,59

FIG. 11 **Résultats de l'analyse factorielle discriminante avec les individus de la cuvette de Moutiers-Haut.**
Discriminant analysis with observations in Moutiers-Haut.

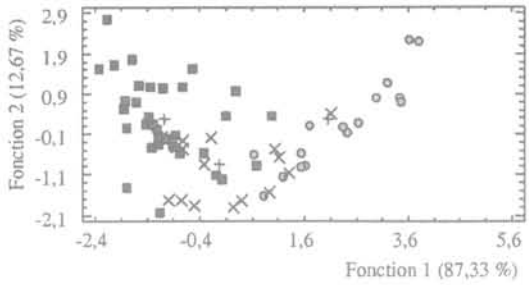
de l'affaissement pour qu'eux-mêmes soient significatifs. Ceci n'est pas le cas de la déformation horizontale qui est estimée à partir d'une variation théorique le long de la cuvette. Il est évident que cette méthode donne des résultats beaucoup moins sensibles aux imprécisions de la cuvette. Par ailleurs, on sait que la courbe de variation de la déformation horizontale et celle de la courbure sont quasi isomorphes (Fig. 1). Dans le cadre d'une étude statistique, et même si la courbure et la déformation sont deux phénomènes physiques différents, la courbure se trouve d'une certaine manière prise en compte par la variable déformation « ADEF ». Ces deux raisons peuvent expliquer le faible poids de la courbure dans la discrimination. On peut conclure de cette étude qu'il est satisfaisant de ne conserver que les quatre variables « ADEF », « LIEU », « ZONE » et « PENTE » pour caractériser les mouvements de la surface. Ce sont ces dernières qui apparaîtront dans l'analyse des individus des autres cuvettes.

Dans une seconde étape, nous avons souhaité comparer les résultats des analyses discriminantes effectuées sur les cinq cuvettes d'affaissement. La comparaison se fait essentiellement sur les variables communes aux cinq études. En effet, certaines variables ont montré qu'elles n'étaient pas pertinentes compte tenu des autres variables (c'est le cas des variables « COURB » et « DIS »), ou ont été mal renseignées (c'est le cas de « NIV », « SS » et « FORME »). Les résultats de ces analyses sont présentés sur la figure 12. Pour la cuvette du Stade, seulement deux classes sont à discriminer, ce qui explique qu'il n'y ait qu'une seule fonction discriminante. Une première observation montre que la discrimination est correcte pour toutes les cuvettes, sauf pour celle d'Auboué, rue de Metz. Par ailleurs, on constate que l'analyse de la cuvette de Moutiers-Haut, réalisée cette fois avec moins de variables que précédemment, aboutit à des résultats très similaires, ce qui justifie *a posteriori* le choix d'exclure certaines variables peu discriminantes.

Il reste alors à exploiter les résultats des analyses en vue de proposer une hiérarchisation des facteurs déterminants pour l'estimation des dégradations, qu'on comparera ensuite aux diverses méthodes présentées. Pour ce faire, on a décidé de faire une « moyenne » de l'influence de chaque variable. Afin de ne pas s'encombrer d'une précision inutile, on a noté pour chaque axe l'importance relative des variables les unes par rapport aux autres. Cette opération revient, en quelque sorte, à normer chaque fonction discriminante afin de pouvoir les comparer entre elles. Nous avons distingué quatre quarts pour l'axe le plus discriminant et deux moitiés pour l'axe le moins discriminant. En fonction du quart (respectivement de la moitié) d'appartenance de chaque variable, une valeur de 1 à 4 (respectivement de 1 ou 2) a été attribuée à la variable. La valeur minimale indique une part mineure de la variable dans la fonction discriminante alors que la valeur maximale indique une participation majoritaire. Cette distinction entre les deux axes s'explique par le pourcentage de l'inertie attribué à chacun d'eux qui est de l'ordre de 80 % pour le premier et 20 % pour le second. Pour chaque analyse, la note finale attribuée à une variable est la valeur maximale entre le numéro de quartile et celui de la moitié. Par ailleurs, un signe positif de la note signifie qu'une augmentation de la variable tend à augmenter la dégradation du bâti et inversement pour un signe négatif.

Le tableau IX récapitule les résultats obtenus. Les lignes correspondant aux variables « P/A » et « ZONE » apparaissent en blanc signifiant que l'influence de ces variables vis-à-vis des dégradations n'est pas la même pour tous les cas ; elle peut être successivement favorable puis défavorable. Il semble donc délicat d'en tenir compte. Toutes les autres variables (lignes grisées) agissent conformément à nos connaissances, mais surtout globalement dans le même sens pour toutes les analyses. La liste des critères pertinents dans l'ordre décroissant de leur pouvoir discriminant est donc la suivante : « LIEU », « L », « ADEF », « PENTE », « FORME », « SS ». La variable « ADEF », qui caractérise la déformation horizontale, ne sort pas en tête de ce classement. C'est en effet la variable « LIEU », caractérisant la position relative de la structure par rapport au point d'inflexion, qui est la plus discriminante. Or d'un point de vue pratique, la déformation horizontale est plus délicate à estimer que la variable « LIEU ». Qui plus est, cette dernière a une signification proche de celle de la déformation horizontale puisqu'elle prend

Cuvette de Moutiers Haut :



	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,36	0,23
L	-0,27	0,46
LIEU	0,67	0,74
P/A	-0,10	-0,33
PENTE	-0,22	1,00
ZONE	-0,11	0,61

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	13	3	2
	2	1	12	4
	3	1	7	26

73,9 % de bien reclassés

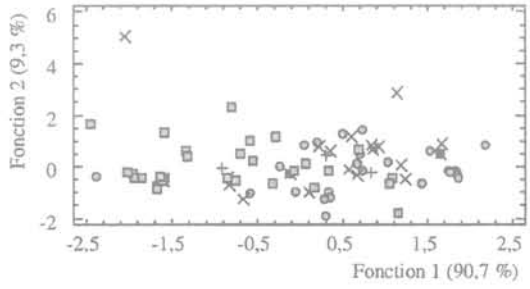
Cuvette du Stade à Moutiers :

	Fonction 1
ADEF	-0,03
FORME	-0,59
L	-0,38
LIEU	0,92
NIV	0,11
P/A	0,03
SS	-0,41

		Groupes d'affectation	
		1	2
Groupes d'origine	1	13	6
	2	6	15

70 % de bien reclassés

Cuvette de la rue de Metz :

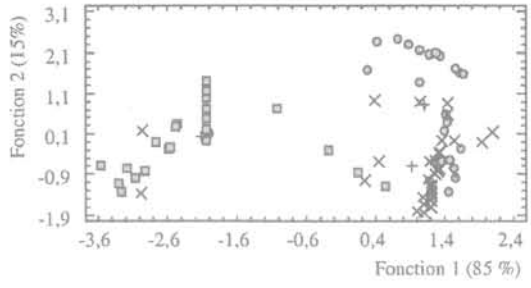


	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	0,04	-0,39
L	-0,37	-0,31
LIEU	0,01	-0,22
P/A	1,05	-0,02
PENTE	-0,26	0,76
ZONE	0,21	0,93

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	22	6	3
	2	7	8	5
	3	5	7	23

61,6 % de bien reclassés

Cuvette de la cité Coinville :

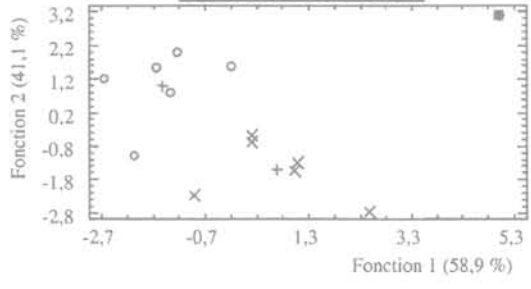


	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	-0,26	-0,64
L	-0,43	0,36
LIEU	-0,42	0,49
P/A	0,00	-0,02
PENTE	-0,54	0,09
ZONE	1,14	-0,11

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	15	7	1
	2	5	23	2
	3	0	3	22

76,9 % de bien reclassés

Cuvette de Roncourt



	Fonction 1	Fonction 2
ADEF	1,19	-0,30
L	-0,86	-1,14
LIEU	1,20	2,40
P/A	-0,35	-0,59
PENTE	1,22	-0,22
ZONE	0,51	1,42

		Groupes d'affectation		
		1	2	3
Groupes d'origine	1	6	0	0
	2	0	6	0
	3	0	0	1

100 % de bien reclassés

FIG. 12 **Résultats des analyses factorielles discriminantes avec les individus des cinq cuvettes.**
Discriminant analysis with observation of the five subsidences.

TABLEAU IX **Synthèse de l'importance de chaque variable pour la prévision des dégradations.**
Synthesis of criteria weight for mining damage prediction.

Variable	Moutiers-Haut	Stade (Moutiers)	Cité Coinville (Auboué)	Rue de Metz (Auboué)	Roncourt	Moyenne
NIV	0	0	–	–	–	0
SS	0	2	–	–	–	1
FORME	0	3	–	–	–	1,5
SOLP	3	–	–	–	–	–
P/A	0	1	0	– 4	0	–
L	2	3	1	2	1	2
ADEF	3	0	1	0	3	1,5
LIEU	– 4	– 4	0	0	– 2	2
ZONE	1	–	– 4	– 1	– 1	– 1
PENTE	1	–	2	2	3	1,5

Poids des variables : 0 → aucun, 1 → faible, 2 → moyen, 3 → important, 4 → prépondérant, – → indéterminé

des valeurs défavorables aux alentours du point d'inflexion, c'est-à-dire très proche des zones de déformation maximale et/ou d'inclinaison maximale. D'une certaine manière, cette variable inclut donc la déformation horizontale et la pente. Cependant, la connaissance précise de la déformation n'en reste pas moins intéressante. On rappelle en effet que l'allure de la variation des déformations le long de la cuvette est théoriquement identique à celle de la courbure et que c'est finalement ce paramètre qui est principalement pris en compte par la variable « ADEF » de l'étude statistique.

Par ailleurs, il semble acquis que l'augmentation de la longueur de la structure est préjudiciable. La forme d'ensemble et la présence d'un sous-sol également sans que ce soit rédhibitoire. Mais comme ces résultats ne sont basés que sur deux études, il convient d'être prudent dans les conclusions. C'est là le signe que, malgré le caractère néfaste de certains aspects architecturaux, il est possible de les inclure dans une construction à condition que la conception d'ensemble de l'ouvrage en tienne compte.

Cependant, on voit que les résultats obtenus par l'étude statistique sont perfectibles. On n'a d'ailleurs pas pris en compte les aspects structuraux des ouvrages (fondations et superstructure). Ce dernier point est aisément perfectible pour la prévision des dégradations des ouvrages d'un site présentant un risque d'affaissement puisque, dans ce cas, les structures seront visitables.

4 Analyse et synthèse des résultats

Afin de comparer l'ensemble des méthodes de prévision des dégradations des structures situées en zone minière, on a repris les distinctions entre critères, proposées dans différentes méthodes, à savoir : les critères caractérisant la vulnérabilité du bâti et ceux caractérisant l'aléa, c'est-à-dire les mouvements de la surface induits par des instabilités souterraines. Les critères de vulnérabilité sont classés en cinq familles et les critères d'aléa sont au nombre de quatre (tableau X). Chaque colonne synthétise une méthode pour laquelle on a estimé grossièrement le poids relatif, en pourcentage, de chaque famille ou critère dans la méthode. La dernière colonne correspond aux résultats de cette étude. Il apparaît, alors, dans quelle proportion chaque famille de critère doit être considérée lors de la prévision. Cette étude souffre néanmoins du manque d'informations concernant les caractéristiques structurelles du bâti. Mais grâce aux autres méthodes, on peut estimer entre 40 et 60 % le poids de cet aspect (fondations et superstructure). Cette étude, pondérée par les méthodes existantes, permet d'estimer le poids des autres critères, à savoir environ 10 % pour l'aspect extérieur, 30 % pour les dimensions de la structure et 10 % pour l'effet de site. Cependant, on peut penser que l'effet de site, en particulier les caractéristiques du terrain, est sous-estimé. Il suffit pour s'en persuader de se référer aux travaux de Peng et Cheng (1981) qui ont constaté l'efficacité du creusement de tranchées, remplies ensuite de matériaux très déformables, autour des structures. La modification du comportement du terrain qui en résulte permet de minimiser fortement les dégradations.

La caractérisation de l'affaissement devra se faire par l'intermédiaire de la variable « LIEU » qui caractérise la position relative de la structure dans la cuvette d'affaissement par rapport au point d'inflexion. On a vu que cette variable était simple d'utilisation et fortement corrélée aux dégradations. L'estimation de la pente est le second facteur. Notons à cet égard que l'inclinaison est en réalité plus responsable d'une perte de fonctionnalité de la structure que d'une dégradation structurelle. Enfin, la courbure et l'angle de distorsion peuvent apporter un complément de hiérarchisation, mais il faudra pour cela avoir une connaissance exceptionnelle de la cuvette d'affaissement. Par ailleurs, il ne semble

TABLEAU X **Synthèse des critères adoptés pour la hiérarchiation et poids respectif (%).**
Synthesis of criteria used for mining damage prediction.

	NCB (1975) Fig. 2	Boscardin et Cording (1989) Fig. 4	Wagner Shümann (1991) Fig. 5	Bhattacharya et Singh (1954) Tab. II	Yu *et al.* (1988) Tab. III	Dzegniuk et Hejmanowski (2000)	Kwiatek (1998) Tab. V Tab. IV	Affaissements lorrains Tab. IX
Critères visant à caractériser la vulnérabilité								
Aspect extérieur (forme)						10	10	25
Caractéristiques technologiques de l'ouvrage (système porteur, état technique, protections, matériaux...)				100	20	30	40	?
Dimensions de la structure (longueur, hauteur)	100	100	100		40	40	30	75
Effet de site (terrain, géométrie...)						10	10	?
Type de fondations, sous-sol					40	10	10	?
Critères visant à caractériser l'aléa								
Déformation horizontale	100	50	65	50	40	33	100	33
Ditorsion ou courbure		50		50	40	33		0
Pente			35		20	33		33
Lieu								33

pas sérieux de vouloir quantifier rigoureusement la courbure et la déformation horizontale du terrain. On a vu que la méthode proposée ici, par l'intermédiaire de la variable « ADEF », semble amplement suffisante pour les caractériser toutes les deux. Notons, toutefois, que si la cuvette d'affaissement n'est pas fixe, ce qui peut être le cas lorsque la zone d'exploitation effondrée se déplace, ce sont les valeurs maximales des variables en un point qui deviennent pertinentes.

Si l'on devait préconiser ou élaborer une méthode, le choix se porterait plutôt sur une démarche qui permet une classification simple des structures prenant en compte, par exemple, le type de fondation, le type de superstructure, la forme d'ensemble, les caractéristiques du terrain et la longueur de la structure. Cette première approche ne permet qu'une discrimination grossière de la vulnérabilité. Il est évident que chaque structure doit être expertisée et on ne peut que suggérer de s'inspirer des méthodes décrites ici, en particulier des méthodes polonaises qui sont les plus complètes, et qui mettent clairement en évidence les aspects singuliers d'un ouvrage, susceptibles d'en augmenter sa vulnérabilité.

Concernant la définition des seuils permettant de caractériser le risque de dégradation pour les mouvements du terrain escomptés, il est possible d'en déterminer des valeurs sur la base de connaissances scientifiques telles que celles présentées dans le tableau II. Cependant, on ne saurait exclure de cette étape la prise en compte de considérations sociales, économiques et politiques qui ne sont pas du seul ressort du scientifique. D'autres études sont en cours actuellement, dans le cadre du Groupement de recherche sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains (GISOS), pour la prise en compte de ces aspects.

5 Conclusion

L'objectif de l'étude était de comparer les méthodes de prévisions des dégradations affectant le bâti soumis à un affaissement minier afin d'élaborer une méthode de prévision propre au bassin ferrifère lorrain. Les principales conclusions formulées à partir de cette étude sont les suivantes :

– les principaux critères permettant de caractériser la vulnérabilité du bâti sont la longueur, la typologie du bâti, la forme architecturale plus ou moins complexe et le type de fondations. L'étude statistique réalisée avec les affaissements miniers lorrains, a confirmé l'importance de la longueur et de la forme du bâti ;

– les principaux critères permettant de caractériser l'aléa sont la déformation horizontale des terrains, la pente et la courbure. L'étude statistique réalisée avec les affaissements miniers lorrains a confirmé l'importance de la déformation horizontale et de la pente ;

– l'étude statistique a révélé la difficulté d'estimer et donc d'utiliser la courbure du terrain ou la distorsion de la structure pour quantifier l'aléa. En revanche, la variable LIEU, caractérisant simplement la position de la structure par rapport au point d'inflexion de la cuvette d'affaissement s'est révélée particulièrement pertinente et simple d'utilisation ;

– cette analyse permet d'approfondir les modèles de prévision des dégradations. Son application à un site à risque permettra d'améliorer son efficacité.

REMERCIEMENTS

Les travaux de recherches ont été réalisés grâce aux subventions du ministère de l'Aménagement du Territoire et de l'Environnement, du ministère de l'Économie, des Finances et de l'Industrie, de celui de la Recherche ainsi que des programmes INTERREG II et RESIDER de l'Union européenne dans le cadre du Groupement de recherche sur l'impact et la sécurité des ouvrages souterrains (GISOS). La région Lorraine est remerciée pour le financement octroyé dans le cadre du Contrat de Plan État-Région ainsi que pour le financement de thèses.

Bibliographie

Bell F.G. – « Ground movements due to subsidence and their influence on construction ». *Geomechanics and water engineering in environnemental management*, 1992, p. 325-347.

Bhattacharya S., Singh M.M. – « Proposed criteria for subsidence damage to buildings ». *Rock mechanics in productivity and protection*, 25th Symposium on rock mechanics, 1984, p. 747-755.

Boscardin M.D., Cording E.J. – « Building response to excavation-induced settlement ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n° 1, 1989.

Bruhn R.W., McCann W.S., Speck R.C., Gray R.E. – « Damage to structures above active underground coal mines in the northern appalachian coal field ». *First Int. Conf. on stability in underground mining*, chapitre 47, 1982, p. 1022-1046.

Dzegniuk B., Hejmanowski R. – « Evaluation of the damage hazard to building objects on the mining areas considering the deformation course in time ». *International congress of the international society for mine surveying*, septembre 2000, Cracovie, Pologne.

Geddes J.D. – *Structural design and ground movements. Ground movement and their effects on structures*. Surrey University Press, 1984.

Kwiatek J. – *Protection des constructions sur les terrains miniers* (traduction du polonais, titre original : « Ochrona obiektow budowlanych na terenach gorniczych »), publication du GIG, Katowice, 1998.

National Coal Board – *Subsidence engineer's handbook*, 1975.

Orchard R.J., Allen W.S. – « Ground curvature due to coal mining ». *Chartered surveyor*, vol. 97, 1965, p. 622-631.

Peng S.S., Cheng S.L. – « Predicting surface subsidence for damage prevention ». *Coal Mining Processing*, vol. 18, n° 5, mai 1981, p. 84-85.

Piguet J.-P., Wojtkowiak F. – « Affaissements et déformations au-dessus des exploitations minières : mécanismes et évolution dans le temps ». *Les techniques de l'industrie minérale*, n° 10, juin 2001, p. 5-16.

Proust A. – *Étude sur les affaissements miniers dans le bassin du Nord-Pas-de-Calais*, 1964.

Wagner H., Shümann E.H.R. – « Surface effects of total coal-seam extraction by underground mining methods ». *Journal of the South African institute of mining and metallurgy*, vol. 91, n° 7, juillet 1991, p. 221-231.

Yu Z., Karmis M., Jarosz A., Haycocks C. – Development of damage criteria for buildings affected by mining subsidence. 6th annual workshop generic mineral technology center, mine system design and ground control, juillet 1988, p. 83-92.

Risques d'effondrement de carrières souterraines en milieu urbain. De la prévention à la mise en sécurité : exemple de l'îlot Saint-Julien à Laon (02)

J.-M. WATELET
INERIS – Direction des risques du sol et du sous-sol
BP n° 2
60550 Verneuil-en-Halatte
jean-marc.watelet@ineris.fr

D. MONTAGNE
Service municipal des carrières de Laon
8, rue Sérurier
02000 Laon

M. WOJNAROWICZ
SEPIA
26, rue Ampère
91430 Igny
be.sepia@free.fr

Résumé

La ville de Laon (département de l'Aisne) dispose, depuis l'automne 2001, d'un Plan de prévention des risques naturels prévisibles (PPR) relatif aux mouvements de terrain. Le risque d'effondrement est lié à la présence de cavités souterraines abandonnées situées dans les calcaires lutétiens constituant l'entablement de la butte de Laon.
Dans le quartier dit « Saint-Julien » situé en plein centre-ville historique, le Service municipal des carrières a pu constater des désordres à caractère évolutif affectant les bâtiments de surface et les ouvrages souterrains correspondants. Une analyse géotechnique a établi que l'origine de ces désordres est directement imputable à la ruine de galeries creusées dans les niveaux de sables glauconieux constituant l'assise des bancs calcaires.
Il convient donc, pour assurer la sécurité des personnes et des biens en surface, de procéder au traitement du sous-sol en privilégiant le remblayage de ces cavités à l'origine des désordres. Ces travaux présentent cependant un caractère technique particulier lié à l'environnement urbain mais surtout à l'existence dans les galeries à traiter d'une couche épaisse de matière organique anthropique (ces galeries ayant servi jusqu'à récemment de fosses septiques) plus ou moins solidifiée et probablement très compressible.
Plusieurs solutions ont été étudiées pour mettre en œuvre une consolidation des galeries par injection de béton en plusieurs phases, en considérant que la couche d'excréments possède une capacité de consolidation comparable à une tourbe. Dans un deuxième temps, les galeries des niveaux supérieurs pourront, en fonction de leur état de dégradation, soit être remblayées à l'aide de mousse de résine expansive, soit confortées (maçonneries, cerclages...), de façon à être réutilisées.

Mots-clés : cavités souterraines, plan de prévention des risques, effondrement, galeries superposées, remblayage.

Risk of underground cavities collapse in urban areas – from prevention to securiting: the case study of the îlot St-Julien in Laon (France, 02)

Abstract

Since the autumn 2001 the city of Laon has of a Plan of Prevention of the Predictable Natural Risks concerning potential ground instabilities. The risk of collapse is connected to the presence of abandoned underground cavities located in lutetian limestones constituting the upper hard level of Laon's hillock. In the « St-Julien » district, the historical town centre, the Municipal Service of the Careers noticed disorders with evolutionary character affecting the buildings at ground level and the corresponding underground works. A geotechnical analysis established that the origin of these disorders is directly linked with the failure of galleries excavated in the levels of glauconian sands situated at the base of the calcareous benches. In order to garanty the security of people and structures in surface, one has to proceed to the treatment of the subsoil by privileging the backfilling of the cavities at the origin of the disorders. However these works take on a particular technical character because of the urban environment, especially the presence in galleries to be treated of a thick layer of anthropological organic matter (these galleries having been used until recently as septic tanks) more or less solidified and probably very compressible.
Several solutions were studied to operate a consolidation of galleries by concrete injection in several phases, by considering that the layer of excrements has a capacity of consolidation comparable to a peat. Then, the galleries of the upper levels can, according to their state of degradation, either be backfilled with expansive resin foam, or consolidated (masonries, hoopings...), so as to be reused.

Key words : underground cavities, collapse hazard evaluation, multi-level galeries, backfill.

1

Contexte général

La ville de Laon (département de l'Aisne) se caractérise par un centre historique de 77 hectares, bâti sur une butte témoin résultant du dégagement par l'érosion des formations tertiaires du Bassin parisien.

Pour des raisons géologiques et historiques, le sous-sol de la ville haute, cœur économique politique et religieux de la cité médiévale, a été longtemps exploité pour permettre l'édification de bâtiments sur le plateau et pour renforcer localement le réseau défensif du site.

L'existence de ces vides souterrains rend cette zone urbaine sensible aux mouvements de terrain, et plusieurs effondrements de carrières se sont d'ailleurs produits ces dernières années sur le plateau, mettant en péril les personnes et les biens situés dans leur emprise.

1.1

Environnement géologique

Le sommet de la butte, qui domine la plaine crayeuse au nord de 85 mètres, est constitué par un entablement calcaire du Lutétien inférieur et moyen, reposant sur les sables et argiles de l'Yprésien et du Thanétien.

Sous une couverture de remblais anthropiques, dont l'épaisseur varie localement de manière sensible, les formations géologiques du Lutétien sont représentées du sommet vers le bas par :

– des bancs calcaires relativement homogènes sur une dizaine de mètres d'épaisseur, plus sableux et glauconieux vers le bas et présentant à la base des niveaux décimétriques très indurés ;

– une couche d'environ deux mètres de sables glauconieux grossiers du Lutétien inférieur avec des passages gréseux.

Ces formations surmontent une couche argileuse

épaisse (5 à 7 m) et résistante, connue sous le nom « d'argile de Laon » (Yprésien supérieur).

Sur le plan hydrogéologique, l'argile de Laon forme un mur imperméable au-dessus duquel s'accumulent les eaux d'infiltration issues des précipitations naturelles et des rejets non contrôlés sur la butte. Les écoulements et le niveau piézométrique de cette nappe perchée restent cependant assez mal connus. Même si ces rejets existaient dès l'origine de l'activité humaine sur le plateau, l'augmentation du volume et l'agressivité des eaux déversées peuvent constituer aujourd'hui une réelle menace pour la stabilité des carrières et des versants de la butte. Ces rejets, ainsi que les fuites qui affectent les différents réseaux, peuvent engendrer d'importantes fluctuations dans le niveau piézométrique de cette nappe et amplifier l'érosion régressive affectant les cavités creusées dans les sables.

1.2

Configuration des cavités souterraines

Les cavités se développent sur plusieurs niveaux (Fig. 1) qui s'enchevêtrent avec les caves et d'anciens souterrains à usage militaire dans un environnement géotechnique de sub-surface particulièrement modifié par le développement historique de cette ville.

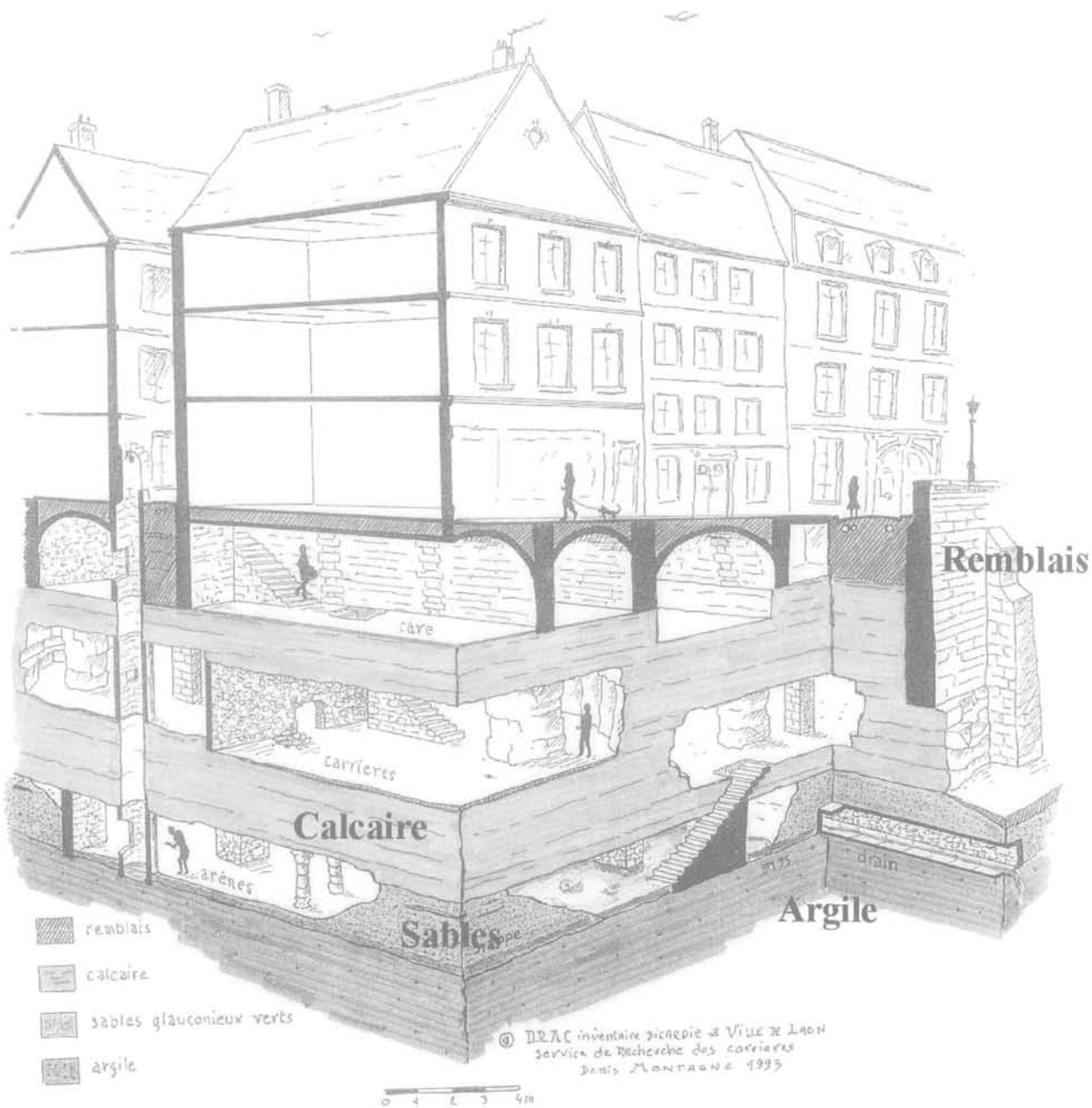


FIG. 1 **Configuration du sous-sol de Laon.**
Laon underground situation.

Les caves constituent l'assise des bâtiments et sont construites en briques ou en pierres selon différentes architectures et parfois sur plusieurs niveaux. Elles se situent au niveau des remblais et sont souvent fondées sur les bancs calcaires. Elles peuvent s'imbriquer avec les niveaux supérieurs des carrières souterraines et représentent souvent le seul accès possible vers ces cavités.

Les carrières dans les bancs calcaires ont pu servir en partie à l'extraction de matériau pour la construction d'habitations. L'exploitation y a été pratiquée selon la méthode des piliers tournés disposés de manière désordonnée et l'ouverture des galeries avoisine 2 m. L'apparition d'instabilités dans les galeries et l'étroite interaction avec les niveaux de caves et les fondations des maisons ont conduit à l'édification, au cours des âges, de nombreux confortements, en pierre sèche ou en brique. Ces renforcements ont modifié sensiblement l'aspect et la structure des ouvrages souterrains.

Les galeries dans les sables se sont développées de façon désordonnée dans les niveaux de sable glauconieux au-dessus de l'argile de Laon. La plupart sont accessibles à partir de puits verticaux ou d'escaliers venant des carrières et caves supérieures. Le niveau de l'eau dans ces galeries a fortement varié au cours du temps.

1.3

Gestion générale du risque

Depuis l'automne 2001, il existe à Laon un Plan de prévention des risques naturels prévisibles (PPRN) relatif aux mouvements de terrain qui a permis de définir, de hiérarchiser et de cartographier sur le plateau l'aléa lié aux phénomènes d'effondrement de cavités souterraines abandonnées.

Le zonage réglementaire distingue les secteurs urbanisés situés dans l'emprise directe de cavités connues (à l'aplomb et dans la marge de sécurité) et ceux potentiellement sous-minés par des cavités non encore répertoriées.

Dans les secteurs situés au-dessus de zones sous-minées répertoriées, le règlement correspondant établi par la préfecture prescrit pour les biens et activités existants un certain nombre de dispositions, dont un examen des cavités accessibles par le Service municipal des carrières.

De plus, pour valoriser la connaissance des risques acquise lors de ce PPRN et favoriser la mise en œuvre des mesures de protection adaptées, la municipalité de Laon encourage la constitution d'associations de propriétaires pour définir et réduire, à l'échelle de plusieurs habitations, les risques d'effondrement des carrières sous-minant la surface.

2

Cas de l'îlot Saint-Julien

Ainsi, dans le quartier dit Saint-Julien, le Service municipal des carrières a pu accéder à plusieurs niveaux de carrières, plus ou moins bien superposés, et a constaté des désordres à caractère évolutif affectant les ouvrages souterrains et les bâtiments de surface correspondants.

2.1

Caractéristiques locales du site

Les parcelles concernées de l'îlot Saint-Julien s'étendent sur environ 1 500 m² dans le centre historique entre une rue commerçante et le rempart sud. Les maisons sont accolées et les cours attenantes sont séparées par de hauts murs anciens. Une petite rue pavée, propriété de la ville, borde ces propriétés privées.

Le premier niveau de carrière s'étend sous la quasi-totalité des habitations de l'îlot (une dizaine de parcelles), mais l'alignement d'origine des galeries ne correspond pas tout à fait avec le parcellaire actuel de surface. Les limites de propriété sont d'ailleurs souvent matérialisées dans les cavités par des muraillements. L'épaisseur de la formation calcaire étant suffisante, on trouve localement un second niveau de carrière sous-jacent avec une plus faible ouverture.

En l'absence de deuxième niveau dans les carrières de calcaire, le banc intermédiaire est particulièrement épais (3 à 4 m) et d'apparence massive. La présence d'un second niveau de carrière juste au-dessus des sables ne laisse par contre subsister qu'une épaisseur de quelques décimètres pour la planche intermédiaire (banc séparatif). Au cours des âges, les cavités dans les sables ont été « remblayées » par des déchets anthropiques. L'ouverture d'origine (estimée entre 1,5 m et 2 m) y est réduite à moins de 0,80 m. Ce niveau a été noyé mais, actuellement, l'eau n'affleure plus au-dessus des remblais. Ceux-ci semblent toutefois saturés et sans cohésion.

Il est donc difficile de pénétrer dans ces vides et donc de cartographier avec précision les limites du réseau. Il apparaît cependant nettement que ces vides communiquent entre eux et s'étendent sous plusieurs parcelles. Il est possible également de trouver d'autres cavités isolées dans les sables sans communication avec les galeries situées sous les parcelles adjacentes. Les piliers maçonnés édifiés dans ces carrières reposent sur l'argile de Laon, invisible sous l'épaisse couche de déchets anthropiques, avec des assises qui sont probablement encore baignées par la nappe perchée du Lutétien.

2.2

Analyse géotechnique des désordres

Les risques liés à la présence de cavités souterraines d'origine anthropique situées à faible profondeur ont déjà fait l'objet de nombreuses analyses globales (Bonvallet et Chambon, 1980 ; Hoek & Brown, 1980). Les désordres en carrière résultent souvent de mécanismes classiques de rupture du toit et/ou des piliers (Jeremic, 1987), mais ils peuvent également être induits par des configurations localement complexes et défavorables (Panet et Ricard, 1976 ; Tritsch et Didier, 1995), comme la présence de plusieurs niveaux où les appuis sont mal superposés. La ruine puis l'écroulement d'une cavité sous-jacente engendrent la déconsolidation des ouvrages souterrains dans les niveaux supérieurs et des terrains de recouvrement. A terme, ces mécanismes peuvent provoquer un affaissement en surface, voire un phénomène d'effondrement brutal. L'importance des dommages varie alors selon l'extension du vide

FIG. 2 **Configuration de l'espace urbain dans la ville haute de Laon.**
Laon upper town urbanisation.

affecté, l'épaisseur des remblais et la présence d'une infrastructure sensible en surface du sol.

Sur le site de l'îlot Saint-Julien, la fissuration d'origine mécanique observée dans les caves et les carrières de calcaire affecte les confortements artificiels et le massif rocheux sur les piliers, le toit et même une partie des fronts de masse. Les fractures en traction sur les parements traduisent un déplacement général des structures vers le bas et on note des décollements centimétriques entre le toit et certains piliers naturels (Fig. 3).

Les appuis (piliers naturels et artificiels) des niveaux supérieurs ne remplissent plus leur rôle de soutien et la stabilité des terrains en surface est alors conditionnée par la tenue en flexion des bancs calcaires susjacents, lesquels sont déjà naturellement fracturés et hétérogènes.

L'examen géotechnique confirme que le déficit général de portance se situe au niveau de la partie la plus basse dans les galeries de sable. La plupart des piliers maçonnés visibles y sont fortement dégradés, voir ruinés. Le banc de toit immédiat dans ces galeries apparaît très fracturé et présente localement des chutes de toit de plusieurs décimètres d'épaisseur.

On note, en outre, au droit de la carrière de calcaire de deuxième niveau, une rupture du banc intercalaire due au poinçonnement (Fig. 4) d'un pilier artificiel situé dans la galerie de sable, phénomène qui amplifie les désordres à l'échelle du site.

L'origine des désordres peut donc être imputée à la ruine des carrières de sable et au développement consécutif des dégradations dans les niveaux de carrières de calcaire (Fig. 5). Les principaux indices d'affaissement en surface semblent d'ailleurs limités au droit et en bordure immédiate de la zone reconnue comme sous-minée par les galeries dans les sables soit environ 500 m^2.

Il faut enfin souligner que ces mécanismes de dégradation présentent un caractère évolutif marqué, notamment dans le deuxième niveau de carrière de calcaire. De plus, ils sont susceptibles d'être aggravés par des facteurs comme la présence non maîtrisée d'eau dans les terrains, de fortes vibrations en surface (trafic routier) ou des travaux d'aménagement en souterrain mal conçus.

FIG. 3 **Rupture en traction d'un pilier.**
Tensile failure of a pillar.

2.3
Évaluation des solutions de traitement

Il convient, pour assurer la sécurité des personnes et des biens (Synthèse de Nainville, 1995 ; Tritsch, 1995), de procéder rapidement au traitement des cavités en prenant en compte le problème à l'échelle de l'îlot. Il ne serait, en effet, pas judicieux de mettre en œuvre, ponctuellement dans une ou deux propriétés, des confortements dans les cavités ou sur les maisons sans avoir procédé préalablement au traitement par remblayage des galeries dans les sables qui s'étendent sous tout le site.

Ces travaux revêtent toutefois un caractère technique particulier (AFTES, 1988), lié notamment :

FIG. 4 **Poinçonnement d'un pilier artificiel de galerie de sable au travers de la planche intermédiaire.**
Intermediaire layer failure of a pillar in a gallery in sand.

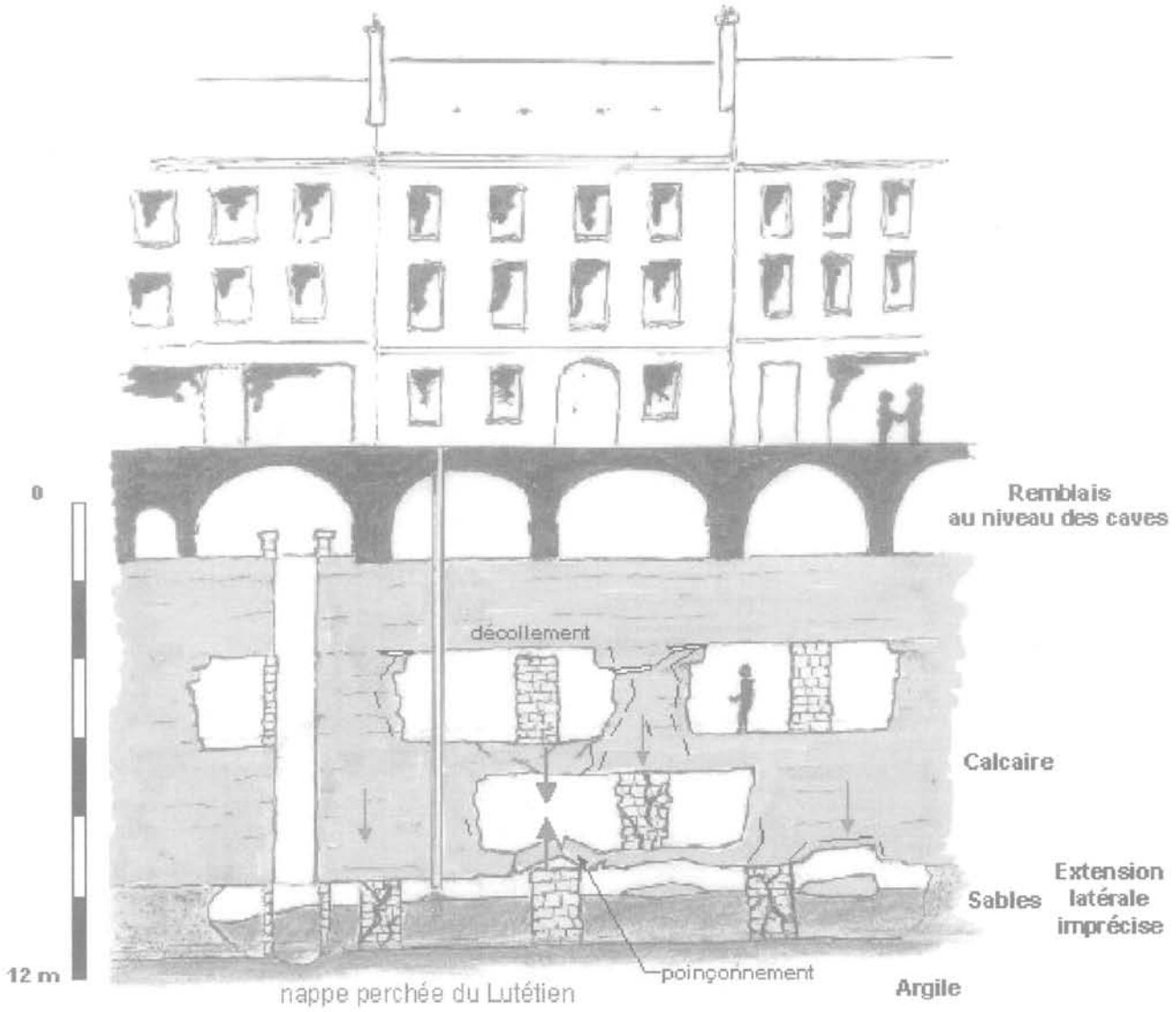


FIG. 5 **Mécanisme général de rupture sur le site de l'îlot St-Julien.**
Global failure mechanism in St-Julien caves.

– à l'existence, dans les galeries à traiter, d'une couche épaisse de matière organique plus ou moins solidifiée mais probablement très compressible ;

– à la connaissance actuellement imparfaite des contours et aux difficultés d'accessibilité à ces vides ;

– aux risques de dégagement de biogaz (CH_4, CO_2, H_2S...) en milieu confiné pendant la phase chantier ;

– à la présence, en surface, de maisons anciennes et des rues étroites rendant difficile l'amenée de machines.

Compte tenu de ces objectifs et des inconvénients inhérents au site, plusieurs solutions pratiques ont été étudiées pour procéder au remblayage du niveau inférieur de galeries. La stratégie se résume en fait entre une intervention par le fond et une consolidation des galeries par injection de béton depuis la surface.

La première solution suppose de mettre en œuvre des équipes très spécialisées de puisatiers qui devront pénétrer progressivement dans les galeries de sable, dégager par plots la couche de matière organique pour établir des consolidations reposant sur l'argile de Laon et susceptibles de servir de « semelle » aux terrains rocheux sus-jacents. Des opérations complémentaires d'injection pourraient intervenir par la suite (AFTES, 1988 ; Trisch, 1995).

Les travaux de remblayage sans intervention directe au fond nécessitent de procéder en plusieurs phases, en considérant que la couche organique possède une capacité de consolidation comparable à une tourbe. Le béton injecté peut être mis en place par passes successives, à l'aide d'une pompe et d'une aiguille. L'étude du contexte géotechnique et la prise en compte des conditions de sécurité d'exécution ont permis d'orienter les travaux sur la solution de comblement du niveau inférieur par la méthode d'injection du béton « autoplaçant ». Cette méthode consiste à « pousser » le béton à l'avancement depuis les orifices sans exposer le personnel aux risques d'effondrement.

La résistance du béton ne pourra être déterminée que lors des études d'exécution. L'espace entre le béton qui aura tassé après sa mise en place et le toit des galeries sera rempli gravitairement par des injections puis par clavage depuis la surface.

Ces travaux permettront de stabiliser la base des galeries dans les sables. Ensuite seulement, il est envi-

sageable de traiter les galeries des niveaux supérieurs qui pourront, en fonction de leur état de dégradation, soit être remblayées en utilisant des mousses expansives d'une résistance de l'ordre de 1 MPa, soit être confortées (maçonneries, cerclages...) de façon à être réutilisées.

Après la réalisation et contrôle des travaux de mise en sécurité, des mesures de surveillance devront être mises en œuvre et se poursuivre pour vérifier la stabilisation du site. Ces mesures peuvent comprendre des inspections visuelles dans les cavités non remblayées avec pose et lecture de témoins.

2.4

Difficultés de mise en œuvre

A ce stade du projet, il apparaît que certaines informations comme la précision des contours des galeries dans les sables ou l'accessibilité sur le site, que ce soit au fond ou depuis la surface, vont manquer pour orienter les options techniques et pour préciser les coûts correspondants.

Le choix des actions de mise en sécurité doit également tenir compte du coût global de l'opération, lequel sera supporté en grande partie par des particuliers, au prorata de la surface des parcelles concernées (sans compter les nuisances en phase travaux). Ainsi, on peut considérer que 50 à 60 % des travaux obligatoires dans les galeries de sable seront effectués sous les limites de deux propriétés et 20 % concerneront le domaine public.

Dans ces conditions, il a été établi en première approche que le remblayage par injection depuis le dessus représentait le coût le moins élevé avec un total d'environ 150 000 euros HT. Les solutions par le fond constituent des options plus complètes qui permettraient notamment de s'affranchir des incertitudes liées aux contours sur le site. Elles nécessitent cependant des infrastructures plus lourdes pour l'accès aux galeries (puits, tunnel depuis le rempart en contrebas...).

4

Conclusion et perspectives

L'opération en cours sur le site de l'îlot Saint-Julien à Laon représente, à divers titres, un exemple original d'opération de mise en sécurité d'un secteur urbain sous-miné par des anciennes carrières abandonnées présentant une configuration complexe.

Dans un premier temps, la présence des cavités sur le site et l'occurrence d'un risque d'effondrement ont pu être mises en évidence dans le cadre de la procédure d'un Plan de Prévention des risques naturels « mouvement de terrain ».

Par la suite, la municipalité de Laon a favorisé, par l'intermédiaire de l'action du Service des carrières, l'information et la concertation des riverains pour les inciter à se regrouper en association et pour considérer les solutions de traitement du risque à l'échelle d'un quartier.

Sur le plan technique, la configuration particulière des carrières, s'étendant sur plusieurs niveaux dans des matériaux de nature différente, suppose une analyse géotechnique globale dont les objectifs étaient de déterminer l'origine et l'évolution des mécanismes de rupture et de préciser les priorités pour les traitements. De plus, le niveau de vides le plus profond, à conforter en priorité, est quasiment rempli par des déchets organiques.

Compte tenu des conditions de site en surface (centre historique médiéval classé), de l'état évolutif des caves et des carrières et de la présence de ces déchets compressibles, les travaux de mise en sécurité ne pourront pas s'apparenter à un chantier de comblement classique. Des solutions originales, par le fond ou depuis la surface, ont du être recherchées en considérant les différentes contraintes.

Enfin, le coût global de ces solutions doit être parfaitement réparti entre les différents propriétaires concernés et rester en rapport avec l'évaluation des biens en surface.

A partir des prescriptions établies et de la première évaluation technico-économique, l'association de riverains est maintenant en mesure de rechercher les financements qui lui permettront de lancer la procédure de travaux de mise en sécurité du secteur sous-miné et contribuer ainsi à la valorisation future des terrains en surface.

En parallèle, le Service municipal des carrières continue de suivre l'évolution des dégradations et procède à un levé aussi exhaustif que possible des vides pour préciser les contours des vides dans les sables et leur projection en surface.

Bibliographie

AFTES – « Recommandations relatives aux travaux d'injection pour ouvrages souterrains ». *Tunnels et ouvrages souterrains*, n° spécial, mai 1988.

Bonvallet J., Chambon C. – « Détermination d'un coefficient de sécurité dans les exploitations par chambres et piliers abandonnés ». *Revue française de géotechnique*, n° 13, nov. 1980.

Hoek E., Brown E.T. – *Underground Excavation in Rock*. Institution of mining and Metallurgy, 1980.

Jeremic M.L. – *Ground Mechanics in hard Rock mining*. Rotterdam/Brookfield, AA Balkema, 1987.

Panet M., Ricard A. – « Comportement mécanique des massifs rocheux ». *La mécanique des roches appliquée aux ouvrages de génie civil*, chap. VI, 1976.

Synthèse des travaux du séminaire de Nainville-les-Roches – « Décembre 1993 : carrières souterraines abandonnées – risques et prévention ». *Bulletin de l'Association internationale de géologie de l'ingénieur*, n° 51, 1995.

Tritsch J.J., Didier C. – *Guide méthodologique pour l'identification et la prévision des mouvements de terrain*. Rapport de recherche INERIS pour le compte du ministère de l'Environnement, 1995.

Tritsch J.J. – *Évaluation des méthodes et du coût de la mise en sécurité des populations menacées par les risques d'effondrement de carrières*. Étude financée par la Direction de la prévention des pollutions et des risques du ministère de l'Aménagement du territoire et de l'Environnement, 1995.

Le pénétromètre et l'hétérogénéité des sols archéologiques urbains

D. BREYSSE
H. NIANDOU
CDGA
Université Bordeaux I
33405 Talence Cedex
denys.breysse@cdga.u-bordeaux.fr

X. RODIER
H. GALINIÉ
A. LAURENT
LAT, UMR 6575
CNRS, Université de Tours
37000 Tours
rodier@univ-tours.fr

Résumé

Le pénétromètre dynamique léger est un moyen de reconnaissance bien adapté aux sols urbains. La finesse de son échelle d'investigation nous a conduits à étudier sa contribution potentielle à l'archéologie urbaine. Une fouille urbaine fournit le cadre de l'étude pratique. Les visions géotechnique et archéologique de l'hétérogénéité sont comparées, puis on analyse dans quelle mesure le signal pénétrométrique peut être pertinent pour des questions archéologiques. Les questions d'échelle d'analyse et de répétabilité des mesures font l'objet d'une attention particulière. A l'échelle de 5 cm, une coupe de terrain est reconstruite sous la forme d'un code-barre. A l'inverse, l'analyse statistique de la résistance de pointe au sein de formations reconnues homogènes d'un point de vue archéologique permet de révéler un contraste interne au sein des couches concernées. Enfin, l'épaisseur des sédiments anthropiques est évaluée.

Mots-clés : archéologie, pénétromètre dynamique, stratigraphie, hétérogénéités.

Penetrometer and heterogeneity of urban archaeological soils

Abstract

Light dynamic penetrometer is a well fitted tool for soil mechanical investigation on urban sites. The fineness of the investigation scale makes it a suitable candidate for urban archaeological investigations. The study is conducted on a real urban site. The way geotechnicians and archaeologists identify heterogeneities is described, thus the relevancy of the cone strength signal for archaeological investigations is studied. Questions of scale of fluctuation and repeatability are adressed. At a 5 cm scale, logs are built, giving a contrasted picture of a vertical panel of soil. Reversely, the statistical analysis of strength within seemingly homogeneous layers from an archaeological point of view reveals a certain contrast at a lower scale. Finally, depth of anthropic layers is estimated.
Key words : archaeology, dynamic penetrometer, inhomogeneities, stratigraphy.

1

Introduction

Pour l'archéologue comme pour le géotechnicien en matière de reconnaissance, l'hétérogénéité est au centre de la démarche scientifique. L'un des objectifs majeurs de la reconnaissance est d'identifier des couches « homogènes ». En fait, la perfection n'existe pas et l'homogénéité n'est qu'une question de degré : dans un milieu aussi complexe que les couches superficielles de sol urbain, les couches sont des ensembles définis par une relative similitude des propriétés dans chaque ensemble et un relatif contraste entre ensembles (Heuvelink, Webster, 2001).

L'identification de « couches homogènes », entités de base, et de leurs frontières repose donc sur une analyse des contrastes de propriétés. On attachera à une « couche homogène » des propriétés spécifiques, relatives à sa nature physique ou à son comportement mécanique pour le géotechnicien, à son mode de constitution pour l'archéologue.

Le géotechnicien dispose d'outils pour opérer cette construction mais les procédures demeurent souvent informelles, même si des travaux récents permettent de construire de façon automatique ou semi-automatique une image discrète – et simplifiée – du sous-sol (Ferry, 1996 ; Kumar *et al.*, 2000 ; Moussouteguy, 2002).

L'archéologue dispose de la fouille pour procéder à des observations et des mesures très fines. Il parvient à y repérer des zones (unités stratigraphiques) d'épaisseur centimétrique, la reconstruction de l'image finale reposant en général sur une vision globale du site, et utilisant, sans les formaliser, ressemblances, correspondances et corrélations (Galinié, 1999).

La symétrie de ces questionnements et de ces approches nous incite à les mener de front sur un site commun, en employant un matériel commun : le pénétromètre léger.

Une première attente est une meilleure connaissance, en préalable à la fouille, de l'épaisseur de ce que les géotechniciens appellent le remblai et les archéologues le dépôt archéologique. Une connaissance préalable fine de l'épaisseur de ce dépôt et, mieux, de sa constitution est une aide précieuse à la définition de stratégies de fouille. Le recours à des forages mécaniques ponctuels a ainsi permis récemment, sur des sites ruraux, d'estimer la profondeur du substratum géologique et l'épaisseur du gisement archéologique (Martinaud *et al.*, 1999). On pourrait aussi effectuer quelques sondages géotechniques en dehors de l'emprise de la fouille pour fournir des informations complémentaires à celles recueillies par l'archéologue dans la zone excavée.

Le deuxième intérêt est plus spécifique au pénétromètre géotechnique : disposer d'un volume de terrain dans lequel on peut multiplier les sondages *a priori* et fouiller *a posteriori* permet de tester les capacités de la reconnaissance pénétrométrique et d'éprouver les limites des modèles de variabilité spatiale des sols employés en géotechnique statistique.

Nous adopterons tour à tour dans le texte de cet article le regard de l'archéologue et celui du géotechnicien, chacun utilisant sur le site un même dispositif de reconnaissance.

2

Une fouille urbaine comme objet d'études

2.1

La fouille de Saint-Julien à Tours

Le site de Saint-Julien, dans le centre de la ville de Tours, fait l'objet d'une campagne de fouilles archéologiques d'une durée de quatre ans (2000-2003). Des échanges noués au sein du GIS « Sol urbain » entre archéologues, géophysiciens et géotechniciens (Barles *et al.*, 1999) est née l'idée d'une coopération scientifique autour de cet objet d'études.

La zone fouillée couvre une surface utile d'environ 230 m² et l'espace accessible aux reconnaissances non destructives est environ deux fois plus étendu. La connaissance de ce secteur de la ville est faible. Plusieurs hypothèses doivent être retenues pour les douze premiers siècles de notre ère. La fouille peut se situer soit sur la terrasse alluviale qui borde le lit mineur de la Loire, soit sur la grève qui descend en pente douce vers ce lit mineur. Du I^er^ au III^e^-IV^e^ siècle, on peut donc y trouver soit des habitats ou des édifices publics, soit des aménagements de berge, sous la forme de terrasses ou de structures de rive. Du III^e^-IV^e^ au XII^e^ siècle, on attend une séquence d'occupation domestique avec des constructions en matériaux périssables, des phases d'abandon et de mise en culture. Ensuite, on sait le site occupé par l'infirmerie et les jardins de l'abbaye, ce que la fouille des années 2000-2001 a confirmé.

Au début de la campagne de reconnaissance, le site occupe une partie de jardin public, avec une couverture en graves compactées récentes, la construction de ce jardin étant postérieure aux bombardements de la Seconde Guerre mondiale.

Les recoupements avec des zones voisines laissent espérer une épaisseur de sédiments anthropiques de 5 à 6 mètres avant de rencontrer les terrains naturels. L'exploration de ces sédiments anthropiques, que le géotechnicien qualifie souvent de « remblais divers », constitue l'un des enjeux du travail.

Une campagne de mesures géophysiques, en particulier par prospection électrique, a été entreprise avant ouverture de la fouille. Les mesures révèlent un très fort contraste entre les terrains superficiels, à forte résistivité sur une épaisseur de 1 à 2 m et les terrains sous-jacents. Ce contraste nuit à la résolution de la technique à l'intérieur des sédiments historiques. Sur la zone explorée (14 m x 30 m) on distingue, à faible profondeur, une « bande » de quelques mètres de large de terrains moins résistants qui traversent le site selon un axe sud-est/nord-ouest. Plus en profondeur (6 m), les terrains semblent plus conducteurs à l'ouest qu'à l'est, mais les contrastes demeurent limités. La couche de surface de remblais récents constitue un écran qui nuit à la propagation du courant électrique et l'interprétation des mesures est délicate. La technique ne permet pas, dans cette situation, d'identifier l'épaisseur des sédiments anthropiques (Deshayes *et al.*, 2001).

Nous souhaitons sur ce site préciser comment les données accessibles *via* des investigations géotechniques peuvent contribuer à améliorer la connaissance des archéologues :

– avant la fouille, par exemple en précisant les épaisseurs de zones informatives ou en fournissant des informations sur leur extension latérale ou leur qualité ;

– pendant et après la fouille, l'archéologue disposant alors d'un outil complémentaire pour étayer certaines hypothèses ou en construire de nouvelles.

Le site, par l'occasion qu'il procure de disposer d'une grande quantité de données géotechniques, permet aussi au géotechnicien de valider ses méthodes de modélisation de l'hétérogénéité des sols. Il est rare en effet de disposer ainsi, sur une surface aussi restreinte, de plusieurs dizaines d'enregistrements pénétrométriques, c'est-à-dire de plusieurs dizaines de profils de la résistance locale du terrain.

2.2

La vision de l'archéologue

Pour l'archéologue, l'examen et l'enregistrement de la stratification doivent renseigner chacun des points qui fondent la description interprétative de chaque unité stratigraphique (US) considérée individuellement : sa base, ses constituants, sa texture, l'activité ou l'événement (au sens naturaliste du terme) qui l'a produite, sa fonction.

La description-interprétation d'une US s'effectue en deux volets :

– l'examen de l'US comme élément autonome (zone hétérogène), distinct de celles qui l'entourent, la précèdent et lui succèdent (base, constituants, texture) ;

– l'intégration de cette US dans les ensembles spatiaux (sépulture, mur, structure...) et temporels de plus en plus larges (séquence/agrégation, ensemble, état, phase, période) qu'elle contribue à former avec d'autres US (activité/événement, fonction).

2.2.1

Base, constituants, texture

Une US est constituée d'une base dans laquelle sont inclus des constituants de nature extrêmement variée : minéraux présents sur place à l'état naturel (substrat) ou importés (actions humaines ou érosion ou alluvions/colluvions) ; artefacts (éléments culturels) comme la céramique, le verre, les éléments de construction, les objets ; ecofacts qui peuvent être d'origine naturelle (pollens, parasites de plantes sauvages...) naturalo-anthropique (parasites liés à la présence ou à des activités humaines...) ou anthropique (ossements, graines...).

La base est perceptible à l'œil, de façon impressionniste. Elle constitue le fond de la couche, donc le constituant dominant, très rarement présent de façon exclusive. Les autres éléments présents (tuiles, briques, pierres, ardoises, mortier, tessons, ossements...) apparaissent en quantités moindres et semblent inclus dans la base (base de terre sableuse, de mortier pulvérulent, de déchets de taille de tuffeau, de graviers...).

Une base peut :

– *résulter d'une action* (volontaire) ou d'un événement (plus ou moins naturel) brefs : mélange sur place d'agrégats importés ou déplacés en une seule fois (remblaiement, épandage de déchets, épandage du produit nécessairement hétérogène du creusement d'un puits...), ou formés rapidement (déchets de taille de pierre) ;

– *s'être constituée peu à peu* par modification de surfaces d'origine par l'usage : à partir d'éléments préalablement présents et restructurés (surface de circulation constituée par le piétinement d'un remblai antérieur), ou à partir d'éléments produits par une activité particulière (cendres, charbons de bois d'un foyer). D'autres éléments peuvent s'agréger en quantités moindres à ces bases (tessons, ossements, graviers, boues...) ;

– *résulter de facteurs post-dépositionnels* : tri et homogénéisation par l'activité d'un fonds hétérogène à l'origine (épierrement d'un sol de culture, nettoyage d'un sol de terre battue, évacuation partielle des cendres d'un foyer mêlées au sol alentour), décomposition de matières organiques, ou bioturbations qui homogénéisent un ensemble d'US primitivement distinctes et rendent leur identification très difficile.

La texture de la base et de ses constituants peut être homogène ou hétérogène. Est homogène une base comportant un seul matériau ou plusieurs matériaux (tuiles, briques, mortier, graviers, pierres, tessons, ossements...) si la répartition de ces constituants est régulière. Elle est hétérogène si la répartition des constituants est irrégulière (ex. couche de cendres avec des concentrations de charbon de bois).

2.2.2

Activité, événement, fonction

Une US résulte soit d'une activité ou d'un usage particuliers, soit d'un événement naturel :

– une activité particulière, limitée dans le temps et l'espace, conduit à la constitution de couches souvent typées (déchets provenant de la taille de pierres, couche de mortier solide résultant du gâchage du mortier nécessaire à une construction ; mortier décomposé provenant de la récupération des pierres d'un mur ; tuiles résultant du tri de matériaux récupérés ; apports de matériaux de remblai ; mise en place d'un sol construit intérieur ou extérieur, dallage, empierrement...) ;

– l'occupation ou l'usage d'un espace intérieur ou extérieur conduit à la formation de niveaux de sol par accumulation, accrétion d'éléments de provenances diverses constituant un ensemble stratigraphique plus ou moins homogène. Les stratifications intérieures, protégées des intempéries sont le plus souvent plus fines que les stratifications extérieures et plus facilement identifiables. Les niveaux extérieurs sont parfois identifiables comme des sols de cour, des allées, des parterres, de la mise en culture, du jardinage... Dans le cas des fosses dépotoirs, l'usage se solde par l'apport de déchets et souvent par la couverture de ces apports par des couches de terre formant des couvercles successifs, jusqu'au remblaiement final, le cas échéant ;

– des phénomènes naturels produisent aussi des couches : apports spécifiques liés à un événement à une crue ou à un lessivage (alluvions, colluvions). Ces unités

sont localisées dans la stratification, intercalées avec des couches résultant d'activités anthropiques. Il peut aussi s'agir d'accrétions liées à l'abandon de bâtiments dont les matériaux se déstructurent, que la végétation envahit conduisant à la constitution de niveaux où l'activité biologique tient un rôle primordial. Ces niveaux peuvent atteindre plusieurs décimètres d'épaisseur et ne pas présenter de stratification identifiable.

2.2.3

Lecture et interprétation

Activité, usage ou phénomène sont fonctionnellement liés à un lieu et à un moment. Chaque US s'intègre dans un contexte fonctionnel qui la définit ou qu'elle contribue à définir : elle prend place dans un lieu, à un moment donné. Lieu et moment sont plus ou moins bien identifiés, circonscrits et datés selon les cas.

Une US peut être en relation avec un bâtiment (niveaux extérieurs contemporains) ou une forme particulière d'usage du sol pendant une longue période (cimetière, mise en culture). Elle peut faire partie d'une phase de construction, d'occupation intérieure ou extérieure, d'une démolition, d'un abandon, d'un remblaiement, d'un aménagement, d'une réfection, être l'énième sol d'une pièce. L'interprétation archéologique permet de lever incohérences et contradictions, résultant par exemple du réemploi de matériaux à des périodes ultérieures.

Chaque unité stratigraphique doit donc être observée, décrite et interprétée à différentes échelles :

– celle de sa composition intrinsèque ;

– celle de l'activité ou de l'événement qui l'a produite ou a conduit à sa constitution ;

– celle de la fonction qu'elle remplit dans le contexte spatio-temporel où elle s'inscrit.

La zone homogène de l'archéologue, l'unité stratigraphique, est une zone tridimensionnelle d'épaisseur variable (elle peut aller de moins d'un centimètre à plusieurs décimètres). Elle correspond à une unicité de nature, d'époque et de fonction : carrelage, sol de chaussée, sol de jardin, débris de construction... Elle peut se distinguer des US voisines par un contraste en termes de position spatiale, de couleur ou de texture, de nature minéralogique...

En résumé, en archéologie, l'unité stratigraphique ne présente aucune constante qui pourrait servir de base à l'élaboration d'un modèle : ni en épaisseur (dimension verticale) ni en étendue (dimension horizontale) ni en horizontalité ni en durée de formation.

2.3

La vision du géotechnicien

La couche homogène du géotechnicien est aussi une zone tridimensionnelle (mais la dimension verticale est souvent privilégiée, les couches étant supposées se prolonger dans la direction horizontale), qui se distingue des couches voisines par un contraste en termes de propriétés physiques et mécaniques (nature minéralogique et granulométrie, teneur en eau, densité, résistance...). L'objectif de l'identification de ces couches est de pouvoir alimenter les calculs géotechniques par une description simplifiée du sous-sol, sous forme de « coupe-type » : dans laquelle on attache à chaque couche, clairement distincte des couches voisines, un jeu de paramètres (épaisseur, densité, raideur, résistance, perméabilité...). Parfois, la variabilité spatiale est intégrée par l'ajout d'un intervalle plausible de valeurs ou d'un certain degré de variation des paramètres, mais les hypothèses conduisant à un découpage en zones homogènes sont rarement formalisées (Moussouteguy, 2002).

La reconnaissance géotechnique du site de Tours a largement fait appel au pénétromètre dynamique PANDA, avec une pointe fixe de 2 cm² (Sol Solution, 2000). Celui-ci permet à l'opérateur d'enregistrer la résistance de pointe à une profondeur de plusieurs mètres et à l'échantillonner très finement (le pas de mesure brut dépend de la résistance locale du sol et varie en pratique du millimètre à 2 ou 3 centimètres). Plusieurs études ont montré l'aptitude du pénétromètre, et en particulier du PANDA, à distinguer les variations spatiales de propriétés mécaniques des sols dans des remblais techniques (Deplagne et Bacconnet, 1993 ; Barthélémy, 1999), dans des sols naturels (Meshalkina *et al.*, 1995 ; Lepetit *et al.*, 2000) voire dans le manteau neigeux (Boissier et Gourvès, 2000). Le pénétromètre a montré son aptitude à contrôler et à distinguer des degrés de compactage (ou de compacité) des terrains, ce qui justifie d'en tester le potentiel en reconnaissance archéologique.

Ici, la question principale concerne l'interprétation des données géotechniques, qu'il s'agit de rendre « lisibles » pour l'archéologue. Pour prendre l'analogie d'un message secret dont il faudrait découvrir le sens caché, on peut dire que les difficultés ont plusieurs origines :

– l'alphabet dans lequel le message est écrit n'est pas connu : quelle trace géotechnique résulte potentiellement de l'histoire du sol, de sa sédimentation, de son évolution au fil des siècles ? Faut-il s'attacher à des valeurs particulièrement faibles ou fortes et quel sens faut-il leur attacher ? ;

– la longueur des mots et leurs règles d'assemblage sont lisibles par l'archéologue expérimenté sur le site mais le géotechnicien ne peut pas s'appuyer sur des règles syntaxiques et grammaticales correspondantes (décrivant la façon dont les propriétés géotechniques sont agencées) : à quelle échelle la lecture de l'enregistrement peut-elle le rendre plus signifiant ? ;

– le message initial a pu être effacé partiellement et réinscrit du fait de la complexité du site (recreusements, comblements, destructions...) : on ne lit pas simplement du bas vers le haut ;

– les erreurs de lecture peuvent altérer l'information disponible : la sonde géotechnique sollicite le sol et perturbe le signal qui y est inscrit ; de plus, des bruits de mesure sont irréductibles.

Nous allons tâcher de montrer comment, dans un premier temps, le géotechnicien peut aborder l'ensemble des données recueillies et quelle stratégie d'analyse il peut développer pour résoudre progressivement les difficultés rencontrées. Nous construirons alors une image géotechnique du site, à l'échelle qui paraîtra la plus pertinente. Dans un dernier temps, nous étudierons comment l'archéologue peut se saisir de cette lecture pour en proposer une interprétation éclairée.

TABLEAU I **Campagne de mesures pénétrométriques.**
Investigations with penetrometer.

Date	Cote moyenne de la surface topographique (NGF)	Nombre d'essais	Nombre d'essais exploitables
Phase A : juin 2000	51,3	32	18
Phase B : juillet 2000	49,9	12	10
Phase C : été 2001	48,9	37	34

3

La reconnaissance au pénétromètre dynamique léger et la modélisation de l'hétérogénéité

3.1

L'analyse des signaux obtenus sur un profil pénétrométrique

La campagne de mesures (Galinié *et al.*, 2001) s'est déroulée en trois phases (Tableau I). Lors de la première phase, le pénétromètre devait traverser environ un mètre de remblais récents fortement compactés. De nombreux essais ont dû être interrompus sans que cette couche ait été traversée. Ces essais sont qualifiés d'inexploitables dans le tableau I, car ils n'ont pas pénétré dans les horizons à intérêt archéologique. Dès le démarrage de la prospection archéologique, cette couche superficielle a été déblayée par un engin de terrassement et les deux phases suivantes ont été conduites sur les seuls sédiments archéologiques.

La figure 1 fournit le plan du site et repère les sondages. Les figures 2a-2c reproduisent des résultats obtenus au cours de ces trois phases. On y distingue

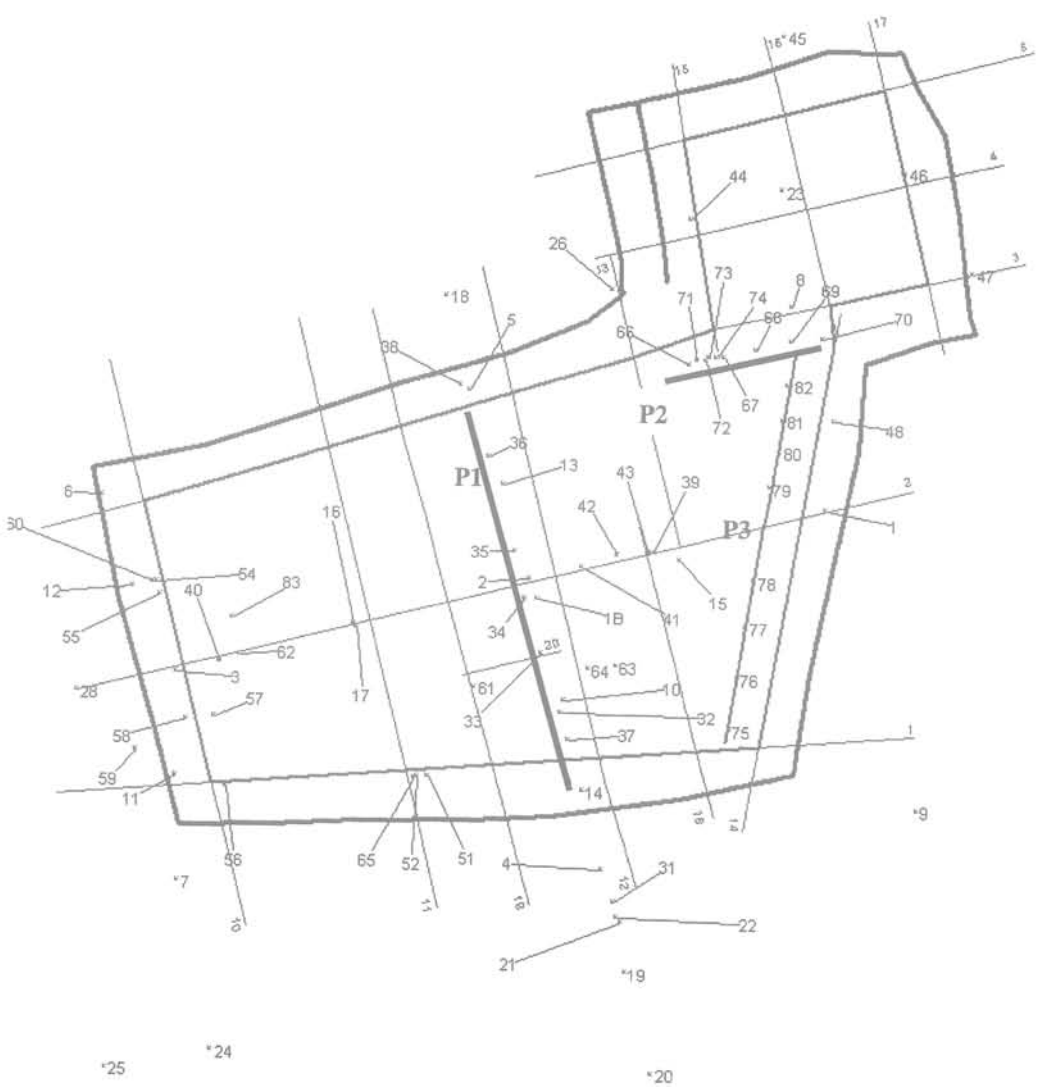


FIG. 1 **Plan de la fouille, positionnement des forages et des axes-repères.**
Site map and location of borings.

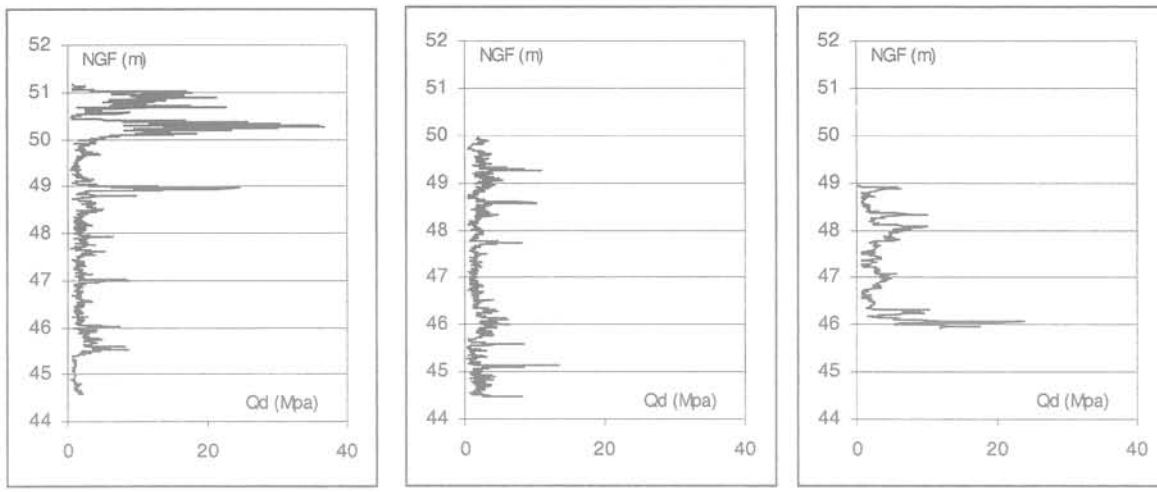


FIG. 2 **Trois courbes (signaux bruts) représentatives des types d'essais.**
Three curves (rough signals) representative of different kinds of tests.
2a : essai-test 14, phase A, z_{sup} = 51,26 NGF, z_{inf} = 44,56 NGF
2b : essai-test 32, phase B, z_{sup} = 49,97 NGF, z_{inf} = 44,42 NGF
2c : essai-test 72, phase C, z_{sup} = 48,95 NGF, z_{inf} = 45,95 NGF

clairement le remblai supérieur, dans lequel on distingue la présence de deux sous-couches d'épaisseur approximative égale à 50 cm. Lors de la troisième phase, la fouille archéologique a progressé à la cote 48,9 NGF et avait été abaissée d'environ 2,40 m. Le fond de la fouille demeure très largement au-dessus du niveau de la nappe, estimé à 44 NGF. Toutes les cotes font l'objet de relevés topographiques avec une précision verticale centimétrique.

La longueur des enregistrements est telle que 40 essais ont atteint une cote inférieure à 46 NGF (14 en phase A, 10 en phase B, 16 en phase C) et 14 une cote inférieure à 45 NGF.

Le pas de mesure pénétrométrique est irrégulier. Pour une énergie à peu près constante fournie à la tige, l'enfoncement e varie en fonction de la résistance du sol. Les variations d'énergie liées au caractère manuel de la frappe n'ont aucune influence, la tête du train de tiges du pénétromètre étant équipée d'un capteur de vitesse : on en déduit l'énergie cinétique fournie au dispositif et la résistance de pointe Q_d est calculée par la formule dite des Hollandais :

$$Q_d = \frac{1}{A} \quad \frac{MV^2/2}{e} \quad \frac{M}{M+P}$$

où M et P représentent respectivement les masses frappantes et frappées.

Les données ne peuvent donc pas être exploitées de façon brute, puisque l'échantillonnage est plus dense dans les zones de sol résistant que dans celles de sol mou. Un prétraitement consiste donc à régulariser le signal originel en construisant un signal échantillonné au pas constant de 1 cm :

– quand plusieurs valeurs sont relevées sur une épaisseur de moins de 1 cm, ces valeurs sont moyennées. Ce cas correspond en général au passage difficile d'un obstacle (gravier) et si, en théorie, construire la moyenne réduit la variance du signal, il importe d'abord d'obtenir une mesure significative ;

– quand, au contraire, aucune valeur n'est enregistrée sur une zone de 1 cm, une valeur est reconstruite par interpolation. Ce cas est rare (il correspond à des couches de très médiocres caractéristiques) et ne modifie pas significativement la variance du signal.

La figure 3 permet de comparer, sur une couche de 50 cm d'épaisseur, l'effet de ce prétraitement dont l'objectif est de compenser les biais d'échantillonnage induits par le pénétromètre. La structure de variabilité spatiale des propriétés n'est pas affectée mais les distributions statistiques le sont évidemment, les valeurs fortes étant moins nombreuses sur le signal reconstruit. On peut alors procéder à une analyse statistique des signaux.

La résistance de pointe locale (à l'échelle centimétrique) varie de moins de 1 MPa à plusieurs dizaines de MPa. Si l'on néglige le remblai superficiel, un signal représentatif peut être décrit comme étant la combinaison d'un signal de base avec des valeurs ne dépassant pas quelques MPa et de perturbations locales où, sur

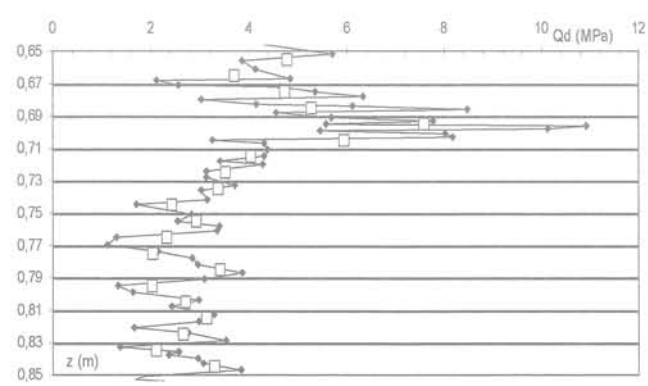


FIG. 3 **Extrait de signal $Q_d(z)$ brut (courbe) et de signal reconstruit (points).**
Abstract of a rough signal $Q_d(z)$ (curve) and rebuilt signal (points).

quelques centimètres à quelques dizaines de centimètres, la résistance de pointe peut atteindre, voire dépasser, la dizaine de MPa.

Ces perturbations locales peuvent être dues à des artefacts très ponctuels (quand la pointe bute sur un caillou), mais elles peuvent aussi être l'indice d'un vestige archéologique (lit de carrelage ou de mortier pour une faible épaisseur, unité stratigraphique particulièrement compacte). A l'inverse, on note aussi l'existence de zones de caractéristiques particulièrement médiocres (inférieures au MPa), sans que l'on puisse ici en proposer une interprétation.

En partie inférieure, on ne peut pas discerner (par un contraste significatif de la propriété Q_d) la présence des alluvions de Loire, irrégulièrement constitués d'argiles, de limons et de sables fins à grossiers, et donc en déduire immédiatement l'épaisseur des sédiments anthropiques.

3.2

La quantification de la variabilité spatiale : principes de l'analyse variographique

L'identification de zones homogènes dans un milieu désordonné est avant tout une question d'échelle. Comme l'a montré par exemple Ferry (1996), la notion d'homogénéité est intrinsèquement liée à l'échelle à laquelle on étudie les données : à quelle épaisseur de sol doit-on affecter les propriétés mesurées ? Selon la réponse (1 cm, 10 cm, 1 m par exemple), on obtiendra une image plus ou moins affinée du milieu, sans que l'une soit nécessairement plus exacte que l'autre. C'est souvent en fonction de considérations sur l'utilisation de ce résultat qu'une échelle d'analyse sera privilégiée.

Le choix de l'échelle adéquate repose sur une analyse préalable de la structure de variabilité spatiale (Denis *et al.*, 1997). La géostatistique fournit un cadre théorique adapté à ce type d'étude. On considère le signal, ici le log pénétrométrique $Q_d(z)$, comme la réalisation d'un processus aléatoire dont on analyse la structure. D'une manière générale, on peut construire le variogramme (il s'agit en théorie du semi-variogramme, le terme de variogramme résultant d'un abus de langage) expérimental d'ordre 0 en utilisant la formule :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2N(h)} \sum_{i=1}^{N(h)} [Q(z_i + h) - Q(z_i)]^2$$

où z_i et $z_i + h$ sont les positions des mesures et Q(.) est la valeur prise par la réalisation aléatoire de la fonction au point considéré. La variable h représente la distance entre deux mesures. La sommation est étendue à tous les couples de points (z_i , $z_i + h$) distants de h, N(h) représentant l'effectif de tels couples de points.

La fonction $\gamma(h)$ quantifie la perte progressive de corrélation spatiale d'un signal aléatoire structuré. En termes pratiques, disons qu'elle décrit la façon dont décroît (en général) la corrélation moyenne entre deux points pris au hasard quand la distance h entre ces deux points augmente. Le variogramme est en général une fonction croissante de h. Pour les grandes valeurs de h, il peut se stabiliser autour d'une valeur finie, correspondant à la variance du signal ou, au contraire, montrer une augmentation régulière, signe d'un signal avec dérive. Son analyse permet d'identifier une caractéristique essentielle, appelée portée, distance à laquelle on peut considérer que la corrélation spatiale des propriétés devient nulle. Cette valeur est une indication précieuse pour le choix des dimensions d'analyse (Magnan, 1982). Son identification repose sur le choix d'un modèle de variogramme, dont la forme correspond à celle obtenue expérimentalement. Le modèle sphérique sera employé ici :

$$\gamma(h) = \begin{cases} C\left[\frac{3}{2}\left(\frac{h}{a}\right) - \frac{1}{2}\left(\frac{h}{a}\right)^3\right] & h < a \\ C & h \geq a \end{cases}$$

Ce modèle, d'expression simple, a une forme qui correspond bien à ce qui est souvent observé : une croissance presque linéaire jusqu'à une certaine distance, puis une stabilisation. La tangente à l'origine rencontre la droite du palier à un point d'abscisse 2a/3.

En pratique, la valeur que prend le variogramme quand h tend vers zéro n'est pas nulle, du fait en particulier des bruits de mesure (variance de mesure). Ce phénomène est qualifié d'effet de pépite.

3.3

La quantification de la variabilité spatiale : difficultés pratiques

3.3.1

Qualité et fiabilité des données

La mesure fournie par le pénétromètre est double : profondeur de la pointe (par cumul des enfoncements successifs de la tige) et résistance du sol sous la pointe. Des incertitudes résultent, au-delà des problèmes de précision des capteurs, de l'enfoncement de la tige au début de l'essai (un ou deux centimètres d'imprécision) et de la non-verticalité de la tige. En fait, sous l'effet d'efforts non symétriques, la tige métallique flexible peut sensiblement dévier de la trajectoire rectiligne et les défauts d'aplomb peuvent être de l'ordre de plusieurs dizaines de centimètres à 5 m de profondeur. L'incertitude qui en résulte en profondeur est de l'ordre du centimètre.

D'autres erreurs peuvent provenir d'une rupture des tiges, que l'on ne détectera qu'à la fin de l'essai, lorsqu'elles seront extraites du sol. Dans ce cas, l'essai ne pourra être exploité qu'avant la rupture.

Plus gênante est la dépendance de l'analyse variographique à la présence de valeurs « accidentelles » (on qualifie ainsi des valeurs qui, localement, perturbent sensiblement les signaux de fond). Sur la plus grande partie des profils, on note la présence de valeurs très élevées de Q_d, souvent limitées à quelques points de mesure successifs. Sans présumer de l'origine de ces perturbations (stimulus archéologique ou artefact géotechnique – bloc résistant que la pointe finit par traverser), on peut construire les variogrammes en plafonnant arbitrairement ces valeurs (par ex. à 5 MPa), ou encore, procéder à l'analyse variographique des zones contenant peu de perturbations.

Une dernière question concerne le caractère local de la mesure. On sait que la résistance de pointe, affectée à la profondeur de la pointe, résulte en fait des propriétés du terrain dans un certain volume au-dessous et autour de la base de la tige. Ce phénomène est analogue à celui de la portance des pieux de fondations, pour lesquels l'analyse des mécanismes de rupture du sol sous la pointe permet de quantifier le volume de sol affecté par la rupture. En pratique, il semble raisonnable d'affecter la valeur « locale » de $Q_d(z)$ à une zone d'environ 5 cm d'épaisseur (en toute rigueur, cette épaisseur doit dépendre des propriétés locales elles-mêmes) (Denis *et al.*, 1997).

3.3.2

Effets de la dérive sur le signal

Les propriétés des sols (densité, résistance mécanique) présentent usuellement une tendance régulière à l'augmentation avec la profondeur, du fait de la consolidation sous l'effet des terrains sus-jacents. Dans ce cas, on construit le variogramme sur le signal corrigé après élimination de cette dérive (supposée habituellement linéaire ou quadratique). Si l'on considère la partie de sol en dessous des cotes NGF 49,9 (sous le remblai dense de surface), les signaux pénétrométriques ne présentent pas sur le site de dérive manifeste ou systématique. La figure 4 reproduit le variogramme établi sur l'essai 32 (Fig. 2b).

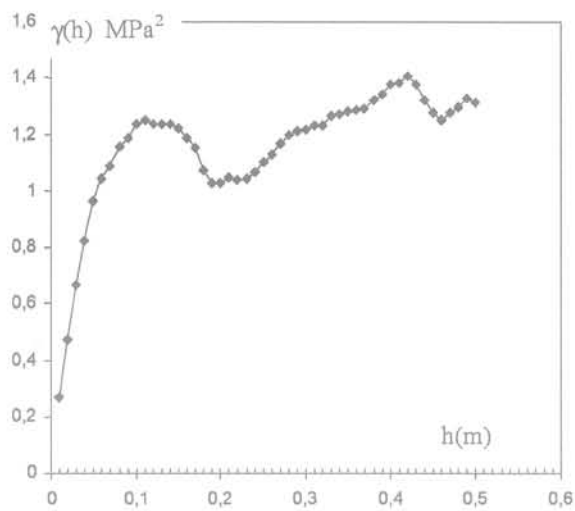


FIG. 4 **Variogramme de la résistance de pointe établi sur l'essai 32.**
Variogram of cone strength on test 32.

Le variogramme révèle une portée de l'ordre de 10 cm : au-delà de cette distance, les propriétés mesurées en deux points du sol peuvent être considérées comme indépendantes. Au-delà de la portée, l'ordonnée du plateau correspond à la variance mesurée $Var(Q_d)$ égale à 1,33 MPa^2.

3.4

L'apport de l'analyse variographique sur l'analyse locale des propriétés

Étant donnée l'influence perturbatrice des fortes irrégularités sur certains signaux, nous avons choisi, dans un premier temps, d'identifier la variabilité à moyenne échelle (décimétrique) en tâchant de distinguer les zones peu perturbées. L'ensemble des données (pour les essais des phases A et B) a été soumis à un découpage en tranches horizontales d'épaisseur égale à 50 cm. Pour chaque tranche, nous avons calculé les valeurs de la moyenne $moy(Q_d)$, de l'écart-type $S(Q_d)$ et du coefficient de variation $c.v.(Q_d) = S(Q_d)/moy(Qd)$, avant et après plafonnement des valeurs des pics à 5 MPa. Les zones à forte densité de pics se manifestent par des valeurs plus élevées des moyennes et écarts-types, et par de plus grandes différences entre valeurs brutes et valeurs plafonnées. La figure 5 synthétise quelques-unes des informations ainsi traitées.

Cela nous a conduits à identifier la tranche de sol située à une profondeur comprise entre 3,00 m et 3,50 m, soit aux cotes 48,3 et 47,8 NGF comme celle dans laquelle les perturbations locales sont les moins fréquentes. Cette tranche est repérée sur la figure 5.

A cette échelle, un signal qui était stable sur plusieurs mètres de profondeur peut présenter une dérive significative. La présence d'une dérive locale se traduit par un variogramme qui croît régulièrement avec la distance h. Il est préférable d'éliminer cette dérive avant analyse variographique (Jaksa, 1995). La figure 6 reproduit un signal typique et le variogramme correspondant, avant et après correction de la dérive, supposée quadratique sur la tranche concernée. La correction permet de mieux distinguer la structure locale de corrélation, si elle existe.

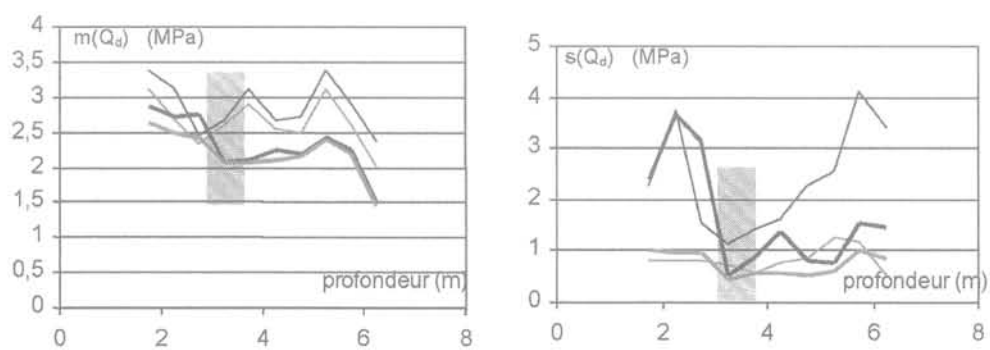


FIG. 5 **Moyenne $m(Q_d)$ et écart-type $s(Q_d)$ sur des tranches de 50 cm, avant (trait fin) et après (trait gras) élimination des pics, pour deux ensembles de forages situés sur les axes médians de la fouille.**
Mean value $m(Q_d)$ and standard deviation $s(Q_d)$ for 50 cm depth layers, before and after (bold line) removing of peaks, for two groups of borings located on the two main axes of the site.

La figure 7 regroupe les résultats obtenus à partir de 8 forages, pour cette tranche de sol. Les forages sont regroupés en deux ensembles :

– l'ensemble [1], constitué des forages 13, 14, 28 et 34, situés au centre et dans la moitié ouest de la fouille ;

– l'ensemble [2], constitué des forages 77, 78, 80 et 81, alignés sur un même panneau et situés dans la moitié droite de la fouille.

Les courbes proviennent, pour ces deux ensembles, de deux modes de traitement des signaux :

– calcul de chaque variogramme individuel et tracé d'un variogramme moyen (trait épais) ;

– calcul d'un signal moyen et tracé du variogramme de ce signal moyen (trait fin).

Le deuxième mode de traitement revient à supposer que chaque forage constitue une réalisation aléatoire de la même variable, il présuppose donc une homogénéité horizontale à l'échelle de l'ensemble et conduit à réduire la variance (réduction des « bruits » de mesure). Les courbes confirment ces propriétés. Il est cependant plus intéressant de remarquer que les portées observables sont, dans tous les cas, de l'ordre de 5 centimètres.

Ces variogrammes confirment l'existence d'une corrélation spatiale des mesures à faible distance verticale, pour laquelle deux explications peuvent être avancées :

a) la corrélation est *intrinsèque aux propriétés du sol*, dont elle traduit le caractère régionalisé à l'échelle centimétrique ;

b) la corrélation est *induite par le procédé de mesure* lui-même, comme nous l'avons évoqué en parlant du caractère non strictement local de la mesure. A ce niveau, rien ne permet de trancher entre les deux hypothèses.

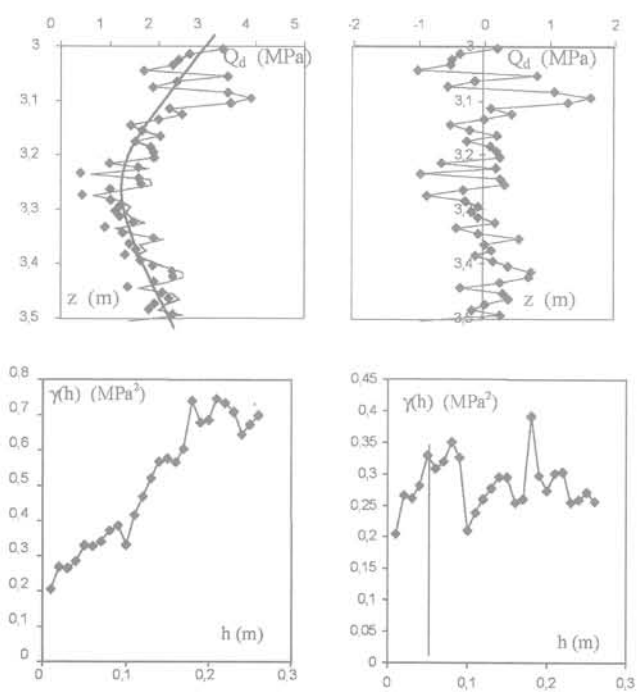


FIG. 6 **Le signal $Q_d(z)$ (essai 32) sur 50 cm, le signal corrigé de la dérive locale et les variogrammes correspondants.**
$Q_d(z)$ signal (test 32) on 50 cm, detrended signal and related variograms.

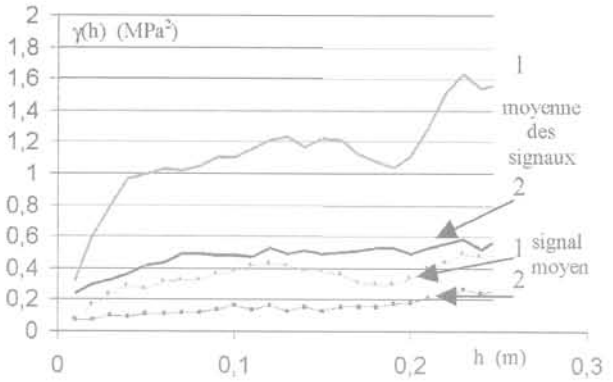


FIG. 7 **Variogrammes moyens dans la tranche [47,8-48,3 NGF].**
Mean variograms in the slice [47,8-48,3 NGF].

Le même travail a été mené, pour les mêmes forages, dans la tranche de sol [45-45,5 NGF], soit à environ 6 mètres au-dessous de la surface topographique initiale. Les résultats en sont présentés sur la figure 8. A cette profondeur, il n'est pas impossible que soient atteints les sédiments naturels. Les variogrammes des deux ensembles présentent des différences manifestes :

– la variance atteinte est très supérieure pour l'ensemble [2], les forages rencontrant à ce niveau des terrains de résistance très supérieure à celle mesurée pour les forages de l'ensemble [1] : les valeurs de $Q_d(z)$ dépassant 10 MPa traduisent la présence de formations différentes, sans que l'on puisse présumer de leur nature à la lumière de ces seules informations ;

– la portée estimée pour l'ensemble [1], malgré la dérive visible, reste de l'ordre de 5 cm, quand elle est voisine de 10 cm pour l'ensemble [2].

A la cote de [45-45,5 NGF], les terrains rencontrés par les forages [2] ont des propriétés manifestement différentes des terrains traversés par les forages [1]. Guidés par cette observation, nous avons réexaminé les forages de l'ensemble [2] et ceux situés à proximité. Les enregistrements pénétrométriques révèlent que l'on atteint une formation résistante à une cote qui varie de 45,6 à 46,1 NGF selon les forages de l'ensemble [2] et de 46 à 46,5 NGF pour les trois forages voisins (n^{os} 39, 42 et 43) qui, un peu plus à l'ouest, ont atteint le même horizon. Seul le forage 81 fait exception, la formation résistante n'étant atteinte qu'à la cote 45,3 NGF. Les autres forages du site n'atteignent pas une telle formation. Seule la progression de la fouille à cette profondeur nous révélera la cause géotechnique de cette différence, la présence d'un substratum naturel étant une hypothèse plausible.

3.5 Effets de la reproductibilité imparfaite des signaux et résolution du pénétromètre

Il n'est pas possible, pour un essai pénétrométrique (localement destructif) de répéter l'essai sans changer la position des tiges. De ce fait, la variance de répétabilité ne peut être qu'estimée :

– soit en extrapolant le variogramme aux valeurs h voi-

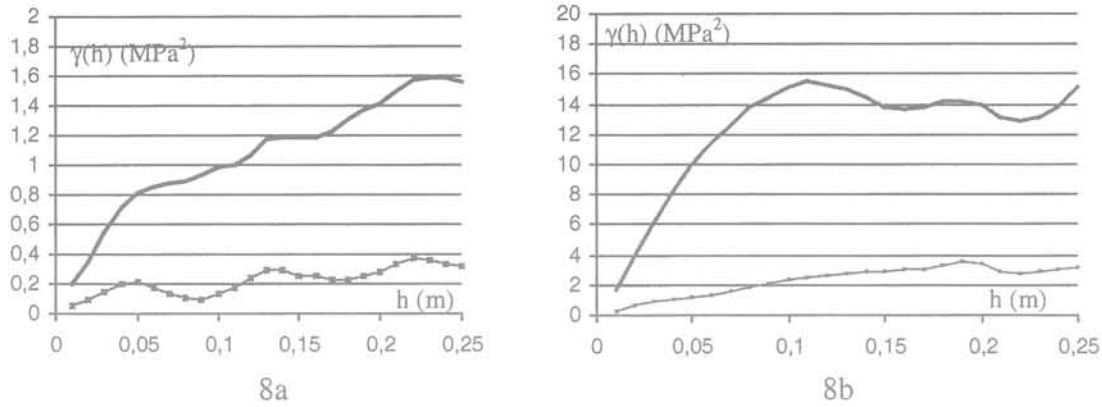


FIG. 8 **Variogrammes moyens dans la tranche [45-45,5 NGF] : ensemble [1] (8a), ensemble [2] (8b).**
Mean variograms in the slice [45-45.5 NGF]: set [1] (8a), set [2] (8b).

sines de 0. Dans ce cas, l'estimation de la variance de répétabilité est de 0,15 et 2,45 MPa² selon les variogrammes considérés ;

– soit en répétant l'essai en un point immédiatement voisin du premier essai, mais suffisamment éloigné pour que l'on puisse négliger la perturbation occasionnée par le premier essai. Dans ce cas, la variabilité spatiale des propriétés du sol à faible distance dans la direction horizontale (de l'ordre de 20 cm) est une source potentielle de variabilité supplémentaire.

Lors de la phase C, neuf essais ont été conduits sur un panneau de 4 m de largeur et de 3 m de profondeur. Six de ces essais sont régulièrement espacés avec un pas de 20 cm, sur un panneau de 1 mètre de large (série [1] = essais [66-71-72-73-74-67], série [2] = essais [68-69-70]). Après un prétraitement pour affecter des valeurs à des profondeurs régulières (cf. § 3.1.), les données ont été traitées à trois échelles différentes : 1 cm, 5 cm et 10 cm.

Les commentaires seront concentrés sur les essais de la série [1], pour lesquels le maillage de reconnaissance est le plus serré. A l'exception de l'essai 66, ces essais atteignent de fortes valeurs de $Q_d(z)$ pour des profondeurs de l'ordre de 2,60 m à 2,70 m, soit des cotes inférieures à 46,3 NGF. On retrouve la particularité notée plus haut.

Les essais peuvent être comparés entre eux et à un essai « moyen » représentatif de la série. L'essai « moyen » présente l'avantage de réduire les effets des bruits de mesure, et de donner l'image d'un milieu, certes fictif, mais sans doute plus proche de la réalité.

La figure 9 présente, pour des données moyennées sur des tranches de 10 cm, les résultats de deux essais (66 et 71) distants de 20 cm et la moyenne de la série [1]. La figure 10 présente les résultats de l'essai 71 au pas d'échantillonnage de 1 cm (les parties absentes des courbes correspondent aux zones de faible résistance, dans lesquelles le pénétromètre s'enfonce de plus de 1 cm sous un coup de marteau) et la variation de la résistance moyenne au même pas d'échantillonnage.

La variation de la moyenne avec la profondeur (Fig. 10) révèle la structure de variabilité du milieu, une fois réduit le bruit de mesure. Cette information est plus fine à l'échelle de 1 cm (Fig. 10) qu'à celle de 10 cm (Fig. 9b). On y distingue clairement les zones de faible résistance (par ex. aux profondeurs 20-30 cm) et des pics, que l'on ne peut alors relier à des artefacts de type caillou, puisqu'ils résultent ici de la moyenne sur 6 essais.

Les coefficients de corrélation r entre deux essais, même proches de 20 cm, demeurent faibles ($r < 50$ % en général, et même $r < 20$ % une fois sur deux). Seules les comparaisons entre un essai et la moyenne considérée comme une référence permettent d'obtenir des corrélations significatives ($r > 50$ % pour 5 des 6 essais). Comme nous l'avons dit plus haut, les « défauts de corrélation » ont des causes multiples : incertitude de positionnement vertical, variation latérale du milieu, et bruit de mesure. Si l'on utilise les corrélations entre les essais et la moyenne, on peut estimer la variance irréductible à environ 0,5 MPa².

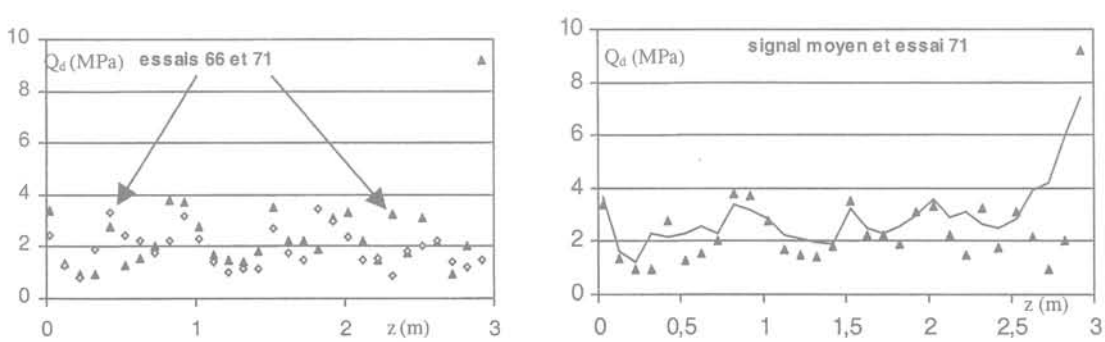


FIG. 9 **Corrélations à l'échelle de 10 cm : essais 66 et 71, distants de 20 cm (9a) ; essai 71 et signal moyen (9b).**
Correlations at 10 cm scale: tests 66 and 71, at 20 cm distance (9a), test 71 and averaged test (9b).

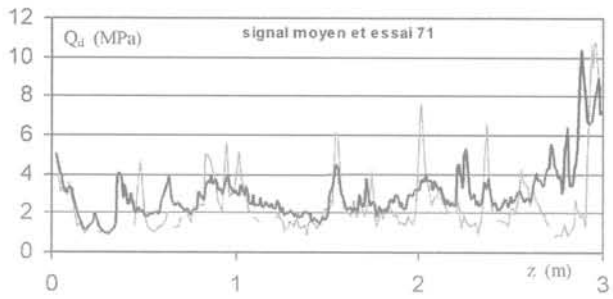


FIG. 10 **Corrélations à l'échelle de 1 cm entre l'essai 71 et la moyenne.**
Correlations between test 71 and average at scale 1 cm.

Cette valeur est conforme à la valeur estimée *via* l'analyse variographique. Les conséquences pratiques sont les suivantes :

– il est rare de pouvoir multiplier les essais dans un voisinage restreint, condition cependant indispensable pour réduire le bruit de mesure et mettre en lumière la variation réellement attachée aux propriétés des sols ;

– le fort bruit de mesure oblige à relativiser les résultats d'un essai unique. Une variance de 0,5 MPa² correspond à une incertitude d'environ ± 1,15 MPa pour l'intervalle de confiance au risque de 10 % (soit ± 1,64 fois l'écart-type) : un pic ou une valeur faible n'est significatif (au niveau de confiance considéré) que s'il s'écarte significativement de la valeur régulière ;

– des variations plus marquées (donc de l'ordre du MPa) du signal sur une épaisseur de l'ordre du décimètre (soit pour plusieurs mesures consécutives) semblent donc pouvoir être considérées comme des traces significatives d'une variation effective des propriétés, qu'il s'agisse d'une zone significativement plus faible que la moyenne ou significativement plus forte que la moyenne.

L'ensemble de ces considérations justifie le traitement que nous allons proposer pour construire une vue organisée du milieu exploré par le pénétromètre.

4

Une stratégie pour construire des coupes géotechniques à l'échelle de l'archéologue

4.1

Étude des propriétés moyennées sur des zones de 5 cm

Les variations apparaissent comme significatives dès lors qu'elles respectent deux critères : (a) elles concernent une couche de plusieurs centimètres d'épaisseur, (b) elles sont marquées par une différence, par excès ou par défaut, de quelques mégapascals par rapport aux valeurs voisines.

Nous proposons un traitement des données qui vise à construire une image représentative des contrastes de propriétés que l'on jugera significatifs. L'analyse de la distribution statistique des valeurs locales de $Q_d(z)$ permet de définir quelques classes simples. Les limites de classes sont choisies de façon à avoir des effectifs suffisants et équilibrés dans les classes. Ainsi, les classes [0, 1] MPa, [1 , 2] MPa, [2, 4] MPa, [4, ∞] MPa, contiennent respectivement de l'ordre de 10 % (faible résistance), 20 % (résistance moyenne), 40 % (bonne résistance) et 30 % (excellente résistance). Le choix des limites est relativement arbitraire. Il dépend de la forme des lois de répartition de la résistance et du type de contraste que l'on veut souligner (veut-on discriminer plutôt les couches de qualité médiocre ou de forte résistance ?).

L'application des seuils sur le signal (Fig. 11) permet de définir des strates de sol de caractéristiques mécaniques homogènes que l'on traduira en nuance de gris sur l'image élaborée.

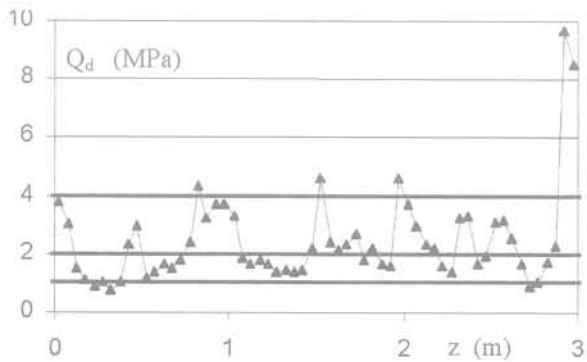


FIG. 11 **Application des seuils de 1-2 et 4 MPa sur le signal de l'essai 71 (pas de 5 cm).**
Use of 1-2 et 4 MP thresholds on the signal of test 71 (5 cm scale).

En répétant l'opération pour un ensemble de forages voisins, on peut ainsi construire l'image d'un panneau vertical de sol, sous la forme d'un « code-barre ». Cette image permet de visualiser immédiatement la stratigraphie du terrain, telle que la lit le pénétromètre. La figure 12 rassemble les résultats des essais du panneau [P2] (cf. Fig. 2). La colonne la plus à gauche de la figure correspond au signal moyen des 6 premiers essais. Sa lecture confirme que la moyenne est un signal moins agité que les signaux individuels. L'avantage est une moindre sensibilité aux artefacts, l'inconvénient est le risque de perdre de l'information.

Une telle image permet une lecture naturaliste, relativement proche de celle que l'archéologue peut faire sur un panneau de sol en cours de fouille. Sans procéder à une interprétation quelconque, la lecture révèle :

– la présence d'une couche médiocre entre 20 et 40 cm de profondeur, absente sur les essais 68 et 69 ;

– la présence d'une couche résistante à la base, atteinte entre 2,60 m et 2,90 m de profondeur sur les essais 71 à 67, cette couche semble « plonger » vers l'extérieur du panneau : elle n'est atteinte ni pour l'essai 66, ni pour les essais 68 et 69 ;

– des similitudes intéressantes, telles que la présence de niveaux résistants à environ 1,50 m de profondeur.

L'interprétation de l'image ne peut être plus poussée en l'état actuel, car nous ne disposons pas encore du « lexique » pertinent pour lire le code-barre. Les informations relevées lors de la prochaine campagne de fouille, quand ce terrain sera excavé, seront pré-

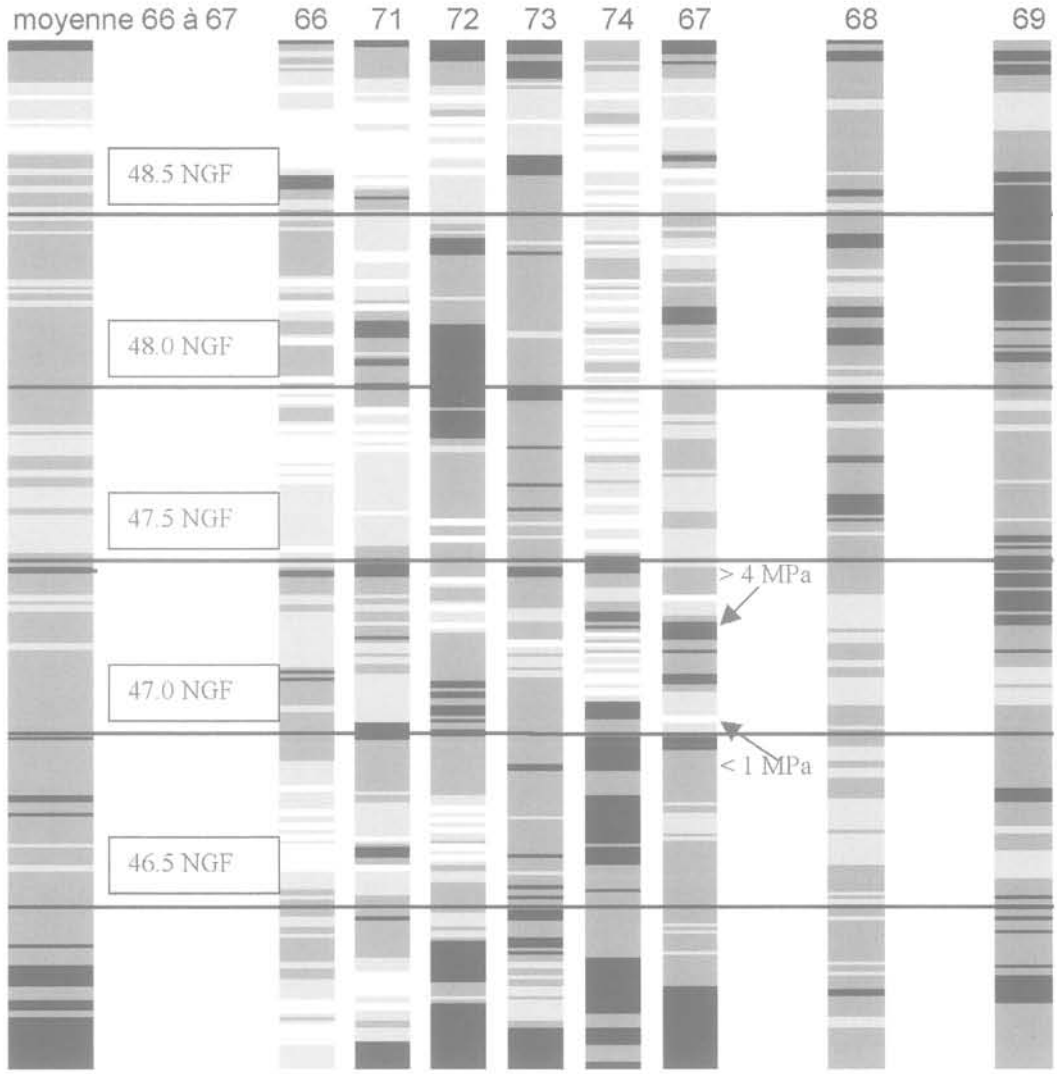


FIG. 12 **Image « code-barre » du panneau (bornes à 1, 2 et 4 MPa).**
Bar-code of the panel (limits at 1, 2 and 4 MPa).

cieuses. Nous pouvons aussi adopter une posture symétrique en interprétant les mesures géotechniques en partant des observations archéologiques. C'est ce point que nous allons aborder pour terminer.

4.2 Le référentiel archéologique et sa relation aux données géotechniques

4.2.1 Contraste visuel et contraste mécanique

Pour établir un référentiel liant données archéologiques et géotechniques, il est nécessaire de pouvoir décrire ce que traverse le PANDA. C'est pourquoi la plupart des forages de la phase C ont été implantés en bord de coupes pouvant être observées – panneau [P1] constitué des forages 32 à 36, panneau [P2] constitué des sondages 66 à 74 et panneau [P3] constitué des sondages 75 à 82. La procédure de l'observation visuelle sur le terrain (après sondage et excavation) est :

– un relevé stratigraphique pour chaque section traversée par le pénétromètre, sur une bande de 30 cm de large encadrant le forage. Il comprend un dessin associé à une description lithologique (texture, porosité et couleur) de chaque US ou ensemble d'US constituant une unité lithologique ;

– une photo numérique (en mode macro) de ces sections pour garder trace de la structure des unités lithologiques et stratigraphiques.

Ces observations de terrain ont été confrontées dans un premier temps au signal brut des forages. En prenant l'exemple de l'essai 33, il est difficile, à cette échelle, de rattacher les irrégularités du signal à la présence de certaines unités lithologiques (Fig. 13).

4.2.2 Référentiel archéologico-mécanique

Une autre démarche a été envisagée en partant des observations de terrain. L'ensemble des descriptions lithologiques a été regroupé dans un tableau selon 24 faciès lithologiques se distribuant sur l'ensemble de la stratification mise au jour (cf. Tableau I de l'annexe).

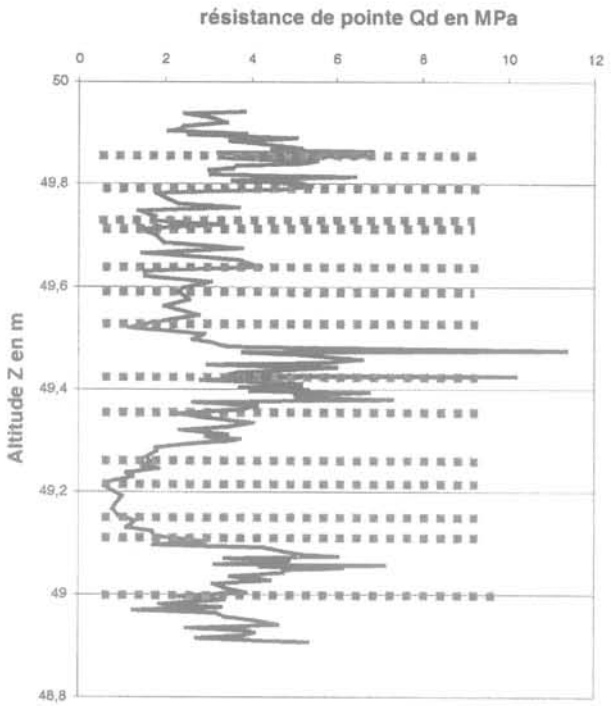


FIG. 13 **Confrontation du signal pénétrométrique aux frontières des unités directement observables.**
Comparison between penetrometer signal and boundaries defined after visual observation.

Cette classification provisoire est destinée à être confrontée aux relevés et forages en cours d'étude. Les grandeurs et termes utilisés dans la définition des faciès sont ceux usuellement employés par les archéologues. Ainsi la valeur de la porosité n'est pas celle que mesurerait sur le même sol un géotechnicien employant les normes géotechniques en vigueur. On pose les questions suivantes :

– des points appartenant à un même faciès lithologique constituent-ils des populations mécaniquement homogènes ? ;

– symétriquement, chaque faciès lithologique possède-t-il des propriétés mécaniques spécifiques ? Quels sont les faciès que l'on peut éventuellement regrouper ? ;

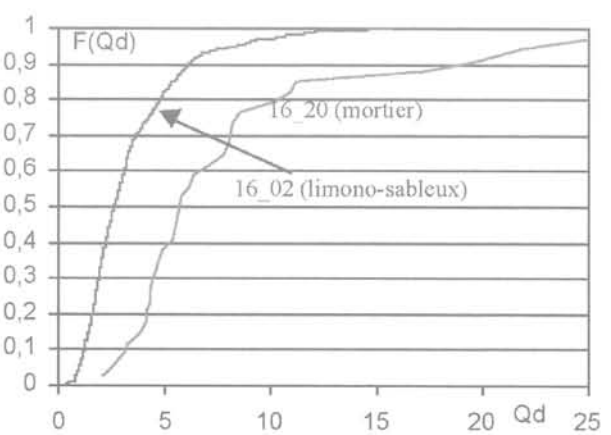


FIG. 14 **Loi de répartition de Q_d pour les faciès « mortier compact » et « limono-sableux ».**
Cumulative distribution of Q_d for « compact mortar » and « sandy-limon » patterns.

– la résistance d'un faciès lithologique varie-t-elle avec la profondeur et l'endroit ?

Tous les relevés et forages étant positionnés avec une précision altimétrique centimétrique, on peut affecter chaque point du signal pénétrométrique à l'unité lithologique correspondante. On calcule, pour chaque US, la cote altimétrique moyenne (z), l'épaisseur (Δz), la résistance de pointe (Q_d) moyenne, son écart-type S (Q_d) et son coefficient de variation c.v.(Q_d). Pour chaque faciès lithologique, on regroupe toutes les unités présentant ce faciès et on calcule les moyennes des variables (z, Δz, moy(Q_d), S (Q_d), c.v.(Q_d)).

On montre ainsi (Fig. 14) que les propriétés des faciès limono-sableux (réf. 16-02 du tableau I de l'annexe) ont des résistances très inférieures à celles des faciès « mortier compact » (réf. 16-20 de l'annexe 1). A l'inverse, des faciès que l'archéologue a l'habitude de distinguer (par ex. 16-01 et 16-02) peuvent avoir des propriétés très voisines. La résistance pénétrométrique est donc bien apte, sous certaines réserves, à révéler la nature des couches archéologiques traversées.

En limitant l'analyse aux seuls faciès limono-sableux bruns (réf. 16-02 du tableau I de l'annexe), les plus fréquents sur les coupes étudiées, on peut aussi évaluer l'homogénéité des propriétés de ces formations, et construire éventuellement des sous-classes, que la seule observation visuelle ne permettrait pas de distinguer. Le tableau II de l'annexe regroupe l'ensemble des résultats obtenus sur les couches décrites comme rattachées à ce faciès 16-02 (soit 28 unités lithologiques pour près de 1 000 points de mesure et près de 10 mètres de sol traversé). On peut distinguer trois grandes familles :

– un ensemble [C] de 15 unités de forte épaisseur (plus de 30 cm), que l'on ne rencontre qu'en dessous de la cote 48,8 NGF et sur les panneaux [P2] et [P3] ;

– un ensemble [B] de 8 unités de faible épaisseur (moins de 25 cm), au-dessus de la côte 48,8 NGF et regroupées dans le panneau [P1] ;

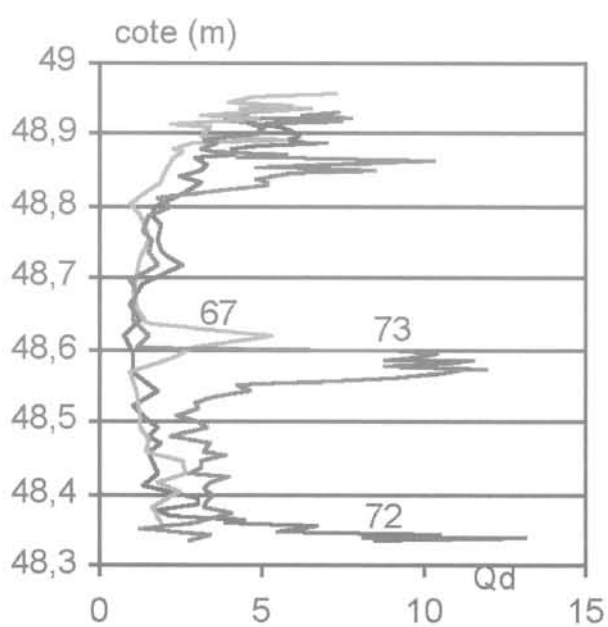


FIG. 15 **Enregistrements pénétrométriques sur trois forages voisins.**
Penetrometer records on three neighbouring borings.

– un ensemble [A] de 4 unités de faible épaisseur (moins de 25 cm), au-dessous de la cote 48,8 NGF et sur le panneau [P1].

Seule une unité n'appartient à aucune de ces familles. Ce regroupement n'est fait que sur des critères géométriques. Il est donc accessible à l'archéologue. Il est intéressant de constater que les résistances moyennes dans les trois familles sont fort différentes, puisqu'elles sont respectivement égales à 1,4 ; 3,9 et 2,9 MPa dans les familles [A], [B] et [C].

La mesure pénétrométrique révèle des différences sensibles entre des unités lithologiques de même faciès mais dont l'organisation spatiale confirme qu'elles n'appartiennent pas aux mêmes faits archéologiques. Cette dernière remarque doit être complétée par l'observation de la figure 15 : si l'on compare les profils pénétrométriques dans l'unité 16-02 de trois sondages voisins dans le panneau [P2], on note un fort contraste de propriétés au sein de l'unité, avec la présence de bancs plus résistants, que la simple observation visuelle ne révèle pas. Cette vision se confirme bien sur l'image de la figure 12 et montre comment le pénétromètre semble apte à révéler des contrastes au sein de couches apparemment homogènes. Une variation de la moyenne de Q_d peut être simplement due à la présence de pics au sein d'un fond plus homogène.

5 Conclusion et perspectives

De quelle manière une vision mécanique peut-elle être utile à l'archéologue ? Des enseignements peuvent être tirés des premiers essais réalisés et de l'exploitation des résultats obtenus sur cette fouille urbaine.

L'un des intérêts est que la conduite progressive de la fouille permet de développer une stratégie réellement prédictive (à ce jour l'ensemble du site n'a pas encore été découvert) et de tester la robustesse de la démarche d'analyse. On pourrait croire que la découverte progressive des couches révèle LA solution, mais ce serait oublier que, même découvert, le terrain fait encore l'objet d'une lecture archéologique qui ne saurait prétendre être une référence absolue. C'est par la comparaison et la complémentarité des regards géotechniques et archéologiques que des conclusions pourront être tirées.

Le pénétromètre confirme son aptitude à révéler des contrastes locaux de propriétés, au-delà d'artefacts causés par des accidents non significatifs (présence de cailloux). Le traitement variographique conduit à estimer la portée du signal à 5 cm. Aucune régularité n'est décelable aux autres échelles d'analyse. En choisissant de traiter les données au pas de 5 centimètres, on a pu montrer, sur plusieurs exemples, le potentiel archéologique du pénétromètre. Celui-ci semble par exemple apte à révéler le contraste entre le terrain naturel et les remblais anthropiques, ou le contraste à l'intérieur d'unités lithologiques jugées homogènes d'un point de vue visuel. Il permet donc *a priori* de détecter des objets décimétriques. Certes, le bruit de mesure ne peut être négligé mais la facilité à répéter des essais dans un proche voisinage permet d'en réduire les effets néfastes.

Pour aller plus loin dans l'utilisation du pénétromètre en archéologie urbain, il faudra que l'archéologue puisse élaborer des référentiels pertinents localement (échelles du site, de la ville, de la région) et qui tiendront compte des ressources locales en matériaux et des changements dans les pratiques sociales comme les manières de construire ou d'habiter. Ils permettront à l'archéologue :

– d'établir des classes de résistance référencées par rapport à ses propres classifications du sol urbain, donc selon des types d'activités et d'usage du sol ;

– de distinguer les variations stratigraphiques des accidents. Les premières sont significatives et les seconds doivent être éliminés.

On pourra travailler à deux échelles. Selon un pas centimétrique, l'objectif sera d'établir des classes de résistance qui permettent de distinguer les variations fines de la stratification et d'éliminer chacun des accidents que constituent les obstacles rencontrés de façon aléatoire. Cet objectif nécessitera une connaissance très détaillée des constituants locaux des sols urbains et des signaux émis par leurs différents assemblages, qui sont très nombreux. L'utilisation couplée du PANDA et d'un endoscope (une image de la paroi du forage est obtenue en introduisant une fibre optique dans le forage) constitue au moins une phase préliminaire dans l'établissement de ces classes de strates. Il ne peut être exclu que l'usage de l'endoscope soit toujours indispensable, à cette échelle centimétrique d'observation.

A un pas décimétrique, on visera, par l'étude de la variabilité (du contraste) :

– *à distinguer le remblai (dépôt anthropique) du sol naturel*, en supposant que l'on passe d'une situation contrastée à une situation plus stable lorsque l'on quitte le sol urbain et que l'on pénètre dans le sol naturel. On pourra de la sorte prédire l'épaisseur de la stratification à examiner avant le début d'une fouille mais aussi restituer le modelé du sol naturel d'un site, voire, à terme, d'une ville, par interpolation et analyse géologique ;

– *à évaluer le taux d'activité* : sous l'hypothèse qu'une activité intense produit un signal plus contrasté qu'une activité faible ou répétitive, dont le signal est plus régulier, l'analyse de la variabilité du signal doit permettre de distinguer les périodes de forte activité et les périodes de moindre activité. Une analyse de ce type sera menée dans les prochains mois sur les données relevées dans les « terres noires », zones situées entre 48 et 49 m NGF, d'époque médiévale, et dont la lecture archéologique est très difficile du fait d'une grande homogénéité apparente.

Bibliographie

Barles S., Breysse D., Guillerme A., Leyval C. – *Le sol urbain*. Éd. Anthropos, coll. « Villes », 1999, 278 p.

Barthélémy S. – *Évaluation par une reconnaissance optimisée des désordres engendrés sur les ouvrages*. Rapp. DEA École centrale de Paris, 1999, 88 p.

Boissier D., Gourvès R. – « Caractérisation de la variabilité mécanique du manteau neigeux ». *La neige : recherche et réglementation*. AFGC-Cemagref, Presses ENPC, 2000, p. 41-63.

Denis A., Crémoux F., Breysse D. – « Apport d'une approche géostatistique dans l'interprétation des mesures de diagraphies différées ». *Revue IFP*, vol. 52, n° 4, 1997, p. 389-406.

Deplagne F., Bacconnet C. – « Analyse structurale d'une digue en argile ». *Cahiers de Géostatistique*, Fasc. 3, 1993, p. 181-188.

Deshayes R., Frappa M., Martinaud M. – *Rapport sur les investigations électriques sur le site de Tours Saint-Julien*. Univ. Bordeaux I, CDGA, 2001, 9 p.

Ferry S. – *Traitement automatique des diagraphies instantanées de forage en génie civil*. Doctorat Univ. Bordeaux I, 1996, 99 p.

Galinié H. – « L'appréhension archéologique du sol urbain ». *Le sol urbain*, Barles *et al.*, éd. Anthropos, coll. « Villes », 1999, p. 8-21.

Galinié H., Lorans E., Fondrillon M. *et al.* – *Fouille programmée sur le site Prosper Mérimée/Saint-Julien à Tours*. Rapport 2001, Université de Tours, 2001, 26 p. + annexes.

Heuvelink G.B.M., Webster R. – « Modelling soil variation: past, present and future ». *Geoderma* 100, 2001, p. 269-301.

Jaksa M.B. – *The influence of spatial variability on the geotechnical design properties of a stiff, overconsolidated clay*. Ph.D. Thesis, Univ. Adélaïde, Aus., 1995.

Kumar J.K., Konno M., Yasuda N. – « Subsurface soil-geology interpolation using fuzzy neural network ». *J. Geot. Geoenv. Eng.*, ASCE, vol. 126, n° 7, 2000, p. 632-639.

Lepetit L., Bacconnet C., Boissier D., Gourvès R. – « Geostatistical study of the Chinese loess ». *ICASP7*, Sydney, ed. Balkema, 2000, p. 491-498.

Magnan J.P. – *Les méthodes statistiques et probabilistes en mécanique des sols*. Presses ENPC, 1982.

Martinaud M., Baret C., Gambier D., Madani F., Morala A., Mouillac L., Royère J., Sireix C. – « Sur l'intégration de résultats géophysiques avec des résultats de sondages mécaniques ponctuels ». *Rev. Archéométrie*, 23, 1999, p. 33-45.

Meshalkina J.L., Stein A., Dmitriev Y.A. – « Spatial variability of penetration data on Russian plots in different land use ». *Soil Technology*, 8, 1995, p. 43-59.

Moussouteguy N. – « Combinaison des essais pressiométriques et des enregistrements de paramètres de forage pour déterminer la portance d'un sol ». Concours René-Houpert, colloque AUGC, Toulouse, 30-31/5/2002.

Sol Solution – *Le PANDA, pénétromètre dynamique léger à énergie variable*. Plaquette de présentation, 2000.

Annexe 1

TABLEAU I **Tableau des faciès lithologiques.**
Table of lithological patterns.

Facès lithologique	Description
16-01	limono-sableux brun très sableux (porosité > 5 %) + graviers + cailloux
16-02	limono-sableux brun sableux (2 % < porosité < 5%) + graviers + cailloux
16-03	limono-sableux brun + graviers + cailloux
16-04	limoneux + graviers et cailloux T
16-05	limon + pierres
16-06	limon + graviers + cailloux + pierres
16-07	limono-sableux brun clair très sableux + tuffeau – calcaire – ardoise
16-08	limono-sableux brun clair sableux + tuffeau et/ou calcaire
16-09	limono-sableux brun clair
16-10	limono-sableux marron-bordeaux + charbon de bois
16-11	limon + charbons de bois
16-12	limon (2 % < porosité < 4 %)
16-13	limon + tuffeau
16-14	tuffeau jaune compact
16-15	tuffeau jaune pulvérulent
16-16	tuffeau jaune + mortier
16-17	tuffeau blanc pulvérulent tassé
16-18	tuffeau + charbons de bois
16-19	tuffeau (blocs)
16-20	mortier compact (souvent lié à construction)
16-21	mortier pulvérulent
16-22	sable
16-23	carreaux de terre cuite
16-24	ardoises compactées

TABLEAU II **Répartition en sous-classes des unités lithologiques du faciès 16-02. L'unité lithologique est repérée par deux nombres, le premier rappelle le sondage dans lequel elle est identifiée, le second est son numéro dans l'ordre de succession des unités depuis le sommet de la coupe.**

Distribution in families (A-B-C-D) of lithological units of patterns 16-02. Two numbers are given for each unit : the first one reminds the boring, the second one refers its order with origin at free surface.

Unité lithologique	Z moyen (m)	Q_d moyen (Mpa)	Épaisseur (m)	
35-10	48,69	0,92	0,05	A
34-18	48,60	2,01	0,09	A
37-1	48,72	0,93	0,09	A
32-15	48,75	1,66	0,25	A
34-14	48,89	2,68	0,17	B
35-6	48,90	1,89	0,09	B
33-16	49,04	4,25	0,10	B
34-8	49,31	5,08	0,06	B
33-8	49,45	5,09	0,09	B
34-6	49,54	5,23	0,25	B
34-4	49,72	4,66	0,07	B
32-1	49,83	1,78	0,24	B
68-2	48,57	3,07	0,30	C
77-2	48,62	1,97	0,30	C
80-1	48,67	4,31	0,42	C
66-1	48,63	2,87	0,59	C
72-1	48,65	3,53	0,59	C
73-1	48,65	4,81	0,60	C
78-2	48,67	2,24	0,46	C
71-1	48,68	2,25	0,58	C
76-1	48,69	4,43	0,52	C
74-1	48,69	1,89	0,58	C
81-1	48,71	2,56	0,44	C
75-1	48,72	2,33	0,51	C
67-1	48,73	2,73	0,60	C
79-1	48,74	1,58	0,47	C
82-1	48,76	3,10	0,48	C
35-1	49,58	3,93	0,64	D

Renforcement des sols alluvionnaires par injection de coulis de ciment ultrafin

C. DANO
P.-Y. HICHER
Laboratoire de génie civil de Nantes Saint-Nazaire
École centrale de Nantes
BP 92101
44321 Nantes
Christophe.Dano@ec-nantes.fr
Pierre-Yves.Hicher@ec-nantes.fr

M. VARJABEDIAN
Régie autonome des transports parisiens
Bâtiment Le Périastre
LAC P61, VdF2
40 bis, rue Roger Salengro
94724 Fontenay-sous-Bois
Michele.Varjabedian@ratp.fr

Résumé

L'injection d'un coulis de ciment ultrafin dans un terrain alluvionnaire constitue un traitement de terrain efficace qui permet de construire un ouvrage souterrain sans porter préjudice à l'intégrité structurelle du bâti existant. Afin de prendre en compte, d'une manière rationnelle, l'amélioration des propriétés mécaniques des sols apportée par l'injection, on a conduit une campagne d'essais triaxiaux sur des échantillons vierges de tout traitement puis sur des échantillons injectés en laboratoire. On montre comment l'injection de coulis influe sur le comportement mécanique des sols. On propose enfin des facteurs d'amélioration des paramètres du modèle élastique plastique parfait et la façon dont ils peuvent être intégrés dans les calculs d'ouvrages.

Mots-clés : injection, coulis, alluvions, renforcement, essai triaxial.

Improvement of alluvial soils by microfine cement grout injection

Abstract

The injection of a microfine cement grout into alluvial deposits is an effective soil treatment in order to construct a tunnel without damage for the surrounding structures. Triaxial tests on uncemented soils and on grouted soils injected in the laboratory are carried out in order to rationally take into account the improvement of mechanical properties of soils induced by the injection. We also show the differences in the mechanical behaviour of soils due to the injection. Finally, we propose improvement ratios of the parameters of the elastic plastic model and the way to integrate them into structural design.

Key words : injection, grout, alluvial deposits, reinforcement, triaxial tests.

1

Introduction

En région parisienne ou dans d'autres grandes agglomérations à travers le monde, la Régie autonome des transports parisiens (RATP) est impliquée dans des programmes de construction d'infrastructures de transport. Un grand nombre de ces infrastructures (stations, tunnels) et de leurs ouvrages annexes (couloirs de correspondance, puits de ventilation, poste de redressement, ouvrages d'épuisement des eaux...) est implanté en souterrain, à des profondeurs comprises entre 0 et 30 mètres. Les contraintes de conception des ouvrages sont alors multiples :

– contraintes géométriques pour intégrer les nouveaux ouvrages dans le tissu dense des réseaux urbains (assainissement, eau potable, chauffage urbain, câbles enterrés et canalisations diverses) et des obstacles (fondations des constructions existantes) présents dans le sous-sol urbain ;

– contraintes environnementales pour éviter en particulier de polluer les nappes phréatiques ;

– contraintes géologiques pour limiter les déformations induites par l'excavation et pour protéger le bâti existant ;

– contraintes inhérentes au système de transport (pente maximale, rayon de courbure minimal, critères de confort...).

Dans la plupart des cas, quand l'excavation doit être réalisée par des méthodes traditionnelles, un renforcement des sols est nécessaire. Le concepteur dispose d'une palette assez large de techniques de traitement de terrain, parmi lesquelles l'injection de coulis. La nette amélioration des caractéristiques mécaniques du sol générée par l'injection de produits pérennes, qui se traduit par l'apparition d'une cohésion et une forte augmentation de la rigidité (Biarez *et al.*, 1998 ; Tailliez, 1998) n'est toutefois que trop rarement prise en compte dans les calculs de conception des ouvrages : les ouvrages de soutènement provisoire ou définitif sont alors surdimensionnés, les délais de mise en œuvre du soutènement sont donc allongés du fait d'une plus grande pénibilité (cintres plus lourds, pourcentage d'armatures plus important), ce qui augmente le risque de décompression des terrains non injectés et le coût global des travaux. Avec le développement d'outils permettant de mieux contrôler le processus d'injection en temps réel, les injecteurs sont aujourd'hui en mesure de garantir la qualité du traitement. Sur cette constatation, la RATP a engagé un vaste programme expérimental visant à définir des facteurs d'amélioration (rapport de la valeur d'une grandeur mécanique après injection sur sa valeur avant injection) en fonction du coulis utilisé. Dans cet article sont présentés les résultats d'essais de caractérisation des alluvions de la vallée fluviale de la Seine, d'abord vierges de tout traitement, puis injectées par un coulis de ciment ultrafin. La raison principale de ce choix est son implication immédiate pour la construction du prolongement de la ligne Météor (14e ligne du métro parisien) entre la station Madeleine et la gare Saint-Lazare (Dano, 2001).

2

Description du site

L'insertion du tunnel Météor a été délicate en raison de la présence des lignes 3, 9, 12 et 13 du métro et des lignes A (RATP) et E (SNCF) du RER dans le sous-sol du quartier concerné, le 8e arrondissement de Paris (Fig. 1) (Selosse, 1992). Le tunnel est majoritairement

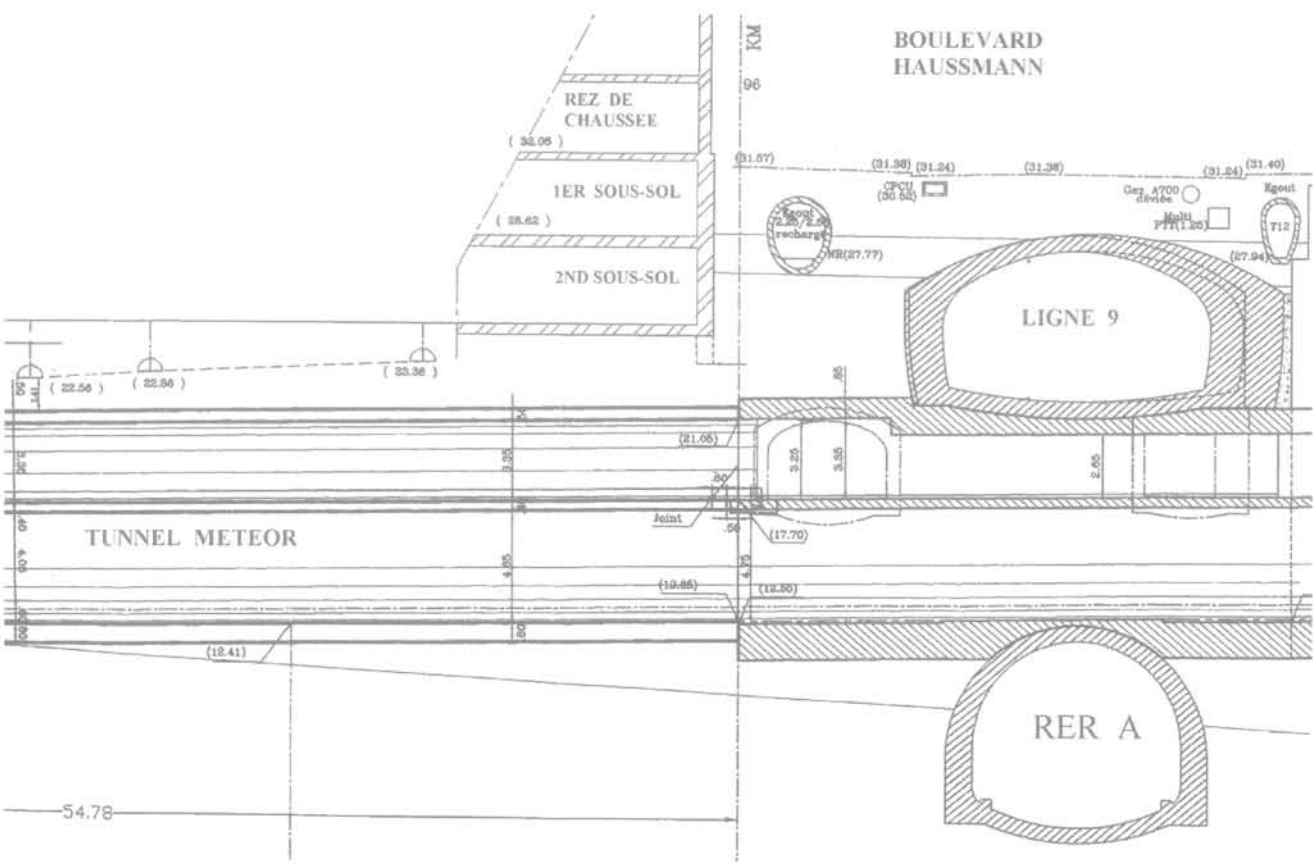


FIG. 1 **Implantation du tunnel Météor.**
Lining of the Météor Tunnel.

implanté dans une couche de calcaire grossier et une couche de marnes et caillasses. Toutefois, sa voûte affleure dans un horizon d'alluvions anciennes dont les propriétés mécaniques se sont avéré être insuffisantes pour excaver le tunnel sans causer de désordre préjudiciable aux bâtiments sus-jacents. La voûte du tunnel effleure également les fondations d'un établissement bancaire doté de dispositifs de sécurité extrêmement sensibles. Pour ce bâtiment, les prescriptions relatives aux soulèvements induits par le traitement du terrain et aux affaissements engendrés par l'excavation sont particulièrement sévères (inférieures à 1 centimètre).

En raison de la nature du terrain et des conditions de site, l'injection de coulis a été retenue comme technique de consolidation de la couche d'alluvions anciennes. L'injection s'effectue en deux phases. Dans un premier temps, les vides les plus importants, en particulier à l'interface entre les alluvions anciennes et les marnes et caillasses, sont comblés par injection de coulis de bentonite-ciment. Les vides résiduels sont ensuite remplis par injection de coulis de ciment ultrafin. Ce traitement est associé à un rabattement de la nappe du Lutétien dont la surface libre se situe à dix mètres de profondeur environ.

Le coulis de ciment ultrafin est préféré aux gels organiques qui avaient été jusqu'alors utilisés sur les chantiers RATP mais dont l'action ne s'est pas révélée pérenne : les gels de silice se décomposent en effet par synérèse, libérant des matières polluantes pour les nappes phréatiques.

L'excavation est finalement programmée un mois après l'injection. Le comportement des sols injectés un mois après la prise du coulis est qualifié de comportement à court terme dans la suite de cet article.

3 Caractérisation géotechnique des alluvions avant injection

3.1 Analyse granulométrique

Des prélèvements d'alluvions anciennes ont été effectués sur l'emprise Anjou, au pied de la gare Saint-Lazare. Ces alluvions anciennes sont des matériaux sablo-graveleux, silico-calcaires, composés de grains sub-arrondis à sub-anguleux, dont la perméabilité en place est comprise entre 10^{-3} et 10^{-5} m/s et dont l'état de compacité est moyennement dense. Après séchage, elles ont été soumises à une analyse granulométrique qui a permis de distinguer deux classes d'alluvions : les alluvions anciennes désignées par Type I et les alluvions anciennes plus grossières désignées par Type II. Mais, pour respecter un rapport minimal de 10 entre le diamètre des échantillons d'alluvions reconstitués en laboratoire et le diamètre maximal des grains du sol, leur granulométrie est écrêtée à 10 millimètres (Fig. 2). On a vérifié, *a posteriori*, et uniquement pour les alluvions de type I, que l'opération d'écrêtement n'a qu'une influence négligeable sur leur comportement mécanique.

Les alluvions anciennes de Type I sont alors caractérisées par un coefficient d'uniformité C_u égal à 2,1 et

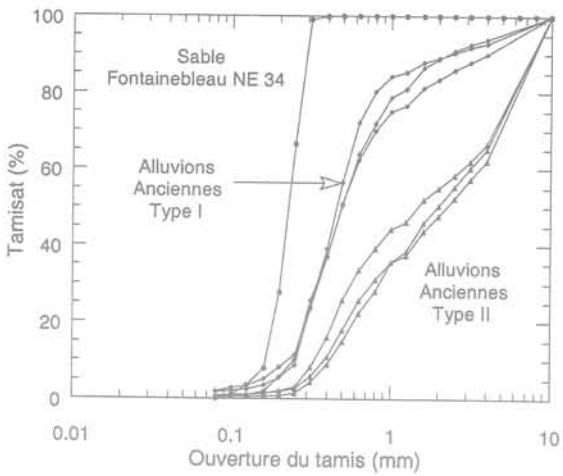


FIG. 2 **Granulométrie des sols après écrêtement.** Grading curves of soils after reduction of the maximal grain diameter.

un diamètre moyen des grains D_{50} égal à 410 µm, tandis que, pour les alluvions anciennes de Type II, le coefficient d'uniformité et le diamètre moyen des grains valent respectivement 5,9 et 1 300 µm. Leurs poids volumiques minimal γ_{min} et maximal γ_{max}, déterminés grâce à un dispositif conforme à la normalisation française (NF P 94-059) (Kim, 1995), valent respectivement 14,9 kN/m³ et 17,9 kN/m³ pour les alluvions de Type I, 16,4 kN/m³ et 19,4 kN/m³ pour les alluvions de Type II (Tableau I). Les données γ_{min} et γ_{max} permettent de calculer l'indice de densité relative I_d d'un sol :

$$I_d(\%) = \frac{\gamma_{max}}{\gamma} \times \frac{\gamma - \gamma_{min}}{\gamma_{max} - \gamma_{min}} \times 100$$

TABLEAU I **Caractéristiques des sols étudiés après écrêtement.** Characteristics of soils.

SOL Unités	C_u	D_{50} (µm)	γ_{min} (kN/m³)	γ_{max} (kN/m³)
Sable de Fontainebleau NE34	1,4	220	14,0	16,5
Alluvions anciennes de Type I	2,1	410	14,9	17,9
Alluvions anciennes de Type II	5,9	1 300	16,4	19,4

Un sable de référence, en l'occurrence le sable de Fontainebleau NE34, fin et siliceux, a également été retenu. Disponible en grande quantité, contrairement aux alluvions, le sable de Fontainebleau a été utilisé pour réaliser des campagnes d'essais plus approfondies sur les sols injectés pour mettre en évidence les facteurs prépondérants sur leur comportement mécanique et pour établir des corrélations empiriques liant la résistance en compression simple à ces facteurs clés.

3.2 Essais de caractérisation

Les sols pulvérulents ont ensuite été soumis à des essais triaxiaux consolidés drainés (Normes françaises P 94-070, P 94-074) dans une cellule triaxiale. Les échantillons, de 100 mm de diamètre et de 200 mm de hau-

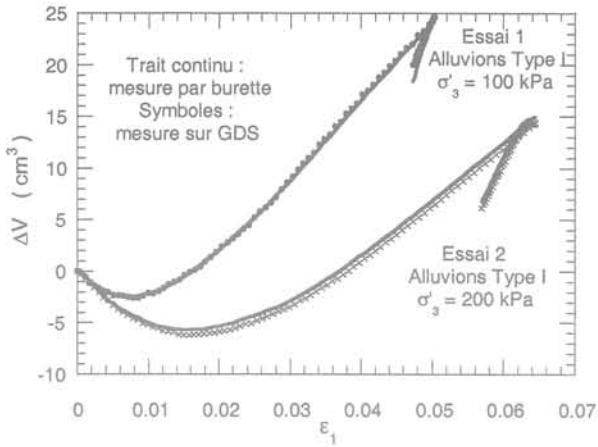


FIG. 3 **Équivalence de la mesure des variations de volume par lecture sur une burette graduée ou sur le contrôleur pression-volume.**
Equivalence of the measure of volumetric variations by reading on a graduated burette or on the volume-pressure controller.

teur, sont reconstitués soit par pluviation dans le cas du sable de Fontainebleau, soit manuellement dans le cas des alluvions, la dimension des grains ne permettant une mise en place par pluviation. Le matériau alluvionnaire est ainsi déposé en cinq couches. Chacune de ces couches est compactée par 30 coups de dame. La reproductibilité de ces deux méthodes (pluviation, remplissage manuel) est satisfaisante. Les indices des vides en fin de consolidation sont compris entre 0,46 et 0,49 pour les alluvions de Type I (soit un indice de densité relative I_d proche de 85 %), entre 0,37 et 0,40 pour les alluvions de Type II (soit un indice de densité relative I_d proche de 80 %) et entre 0,60 et 0,62 pour le sable de Fontainebleau (soit un indice de densité relative I_d de 85 %).

Les contraintes latérales σ'_3, appliquées grâce à un contrôleur pression-volume GDS Standard, varient entre 100 et 400 kPa. Les déformations volumiques sont mesurées soit à partir des variations de volume dans une burette graduée reliée à l'échantillon lorsque les échantillons sont saturés, soit à partir des variations de volume enregistrées sur le contrôleur pression-volume, pourvu qu'elles soient corrigées de l'enfoncement du piston de chargement. On montre expérimentalement, sur des échantillons de sable saturés, que ces deux mesures sont équivalentes (Fig. 3). Les variations de hauteur de l'échantillon sont lues sur un comparateur extérieur à la cellule. Le capteur de force, d'une capacité de 5 kN, est immergé dans la cellule. Les échantillons sont cisaillés à une vitesse de déformation de $1{,}28 \times 10^{-5}$ s^{-1}, pour des contraintes latérales successives de 100, 200 et 400 kPa.

Les résultats des essais sont présentés sur la figure 4 pour les alluvions de Type I, sur la figure 5 pour les alluvions de Type II et sur la figure 6 pour le sable de Fontainebleau.

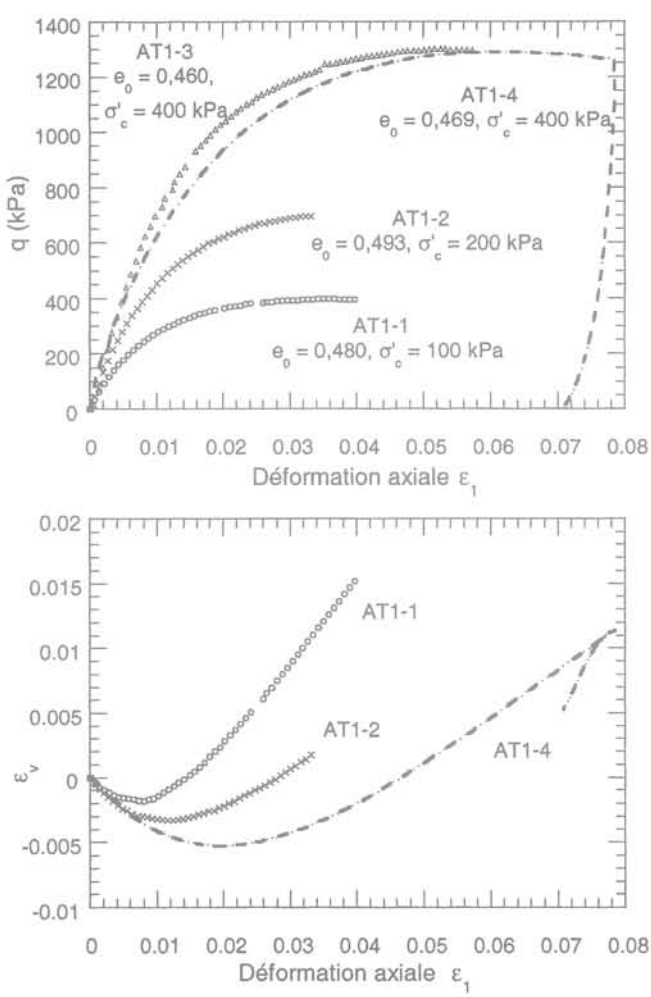


FIG. 4 **Essais triaxiaux sur les alluvions de Type I.**
Triaxial tests on Type I alluvial deposits.

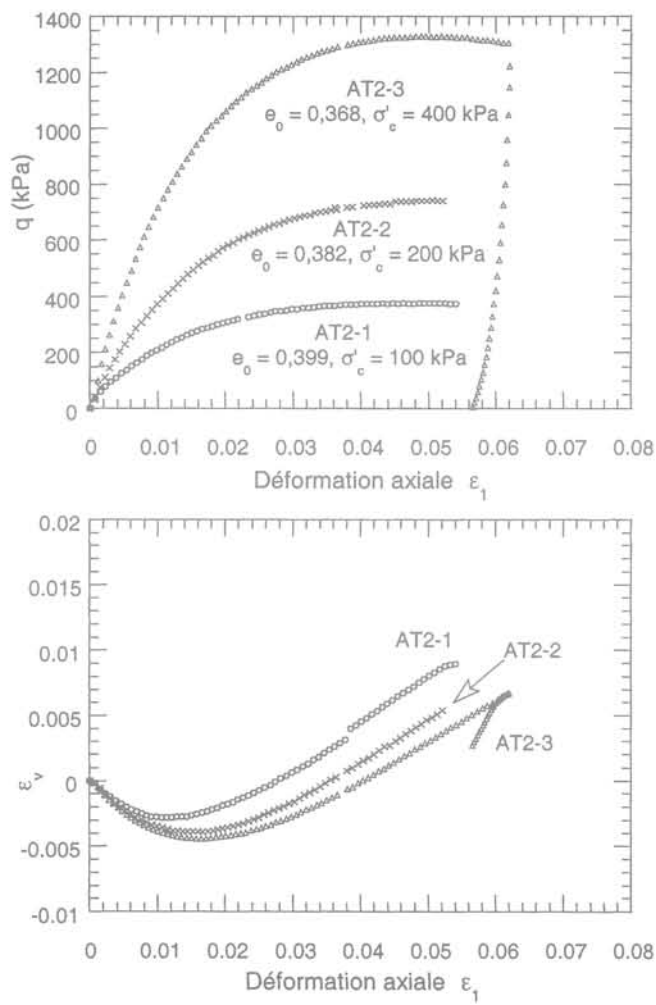


FIG. 5 **Essais triaxiaux sur les alluvions de Type II.**
Triaxial tests on Type II alluvial deposits.

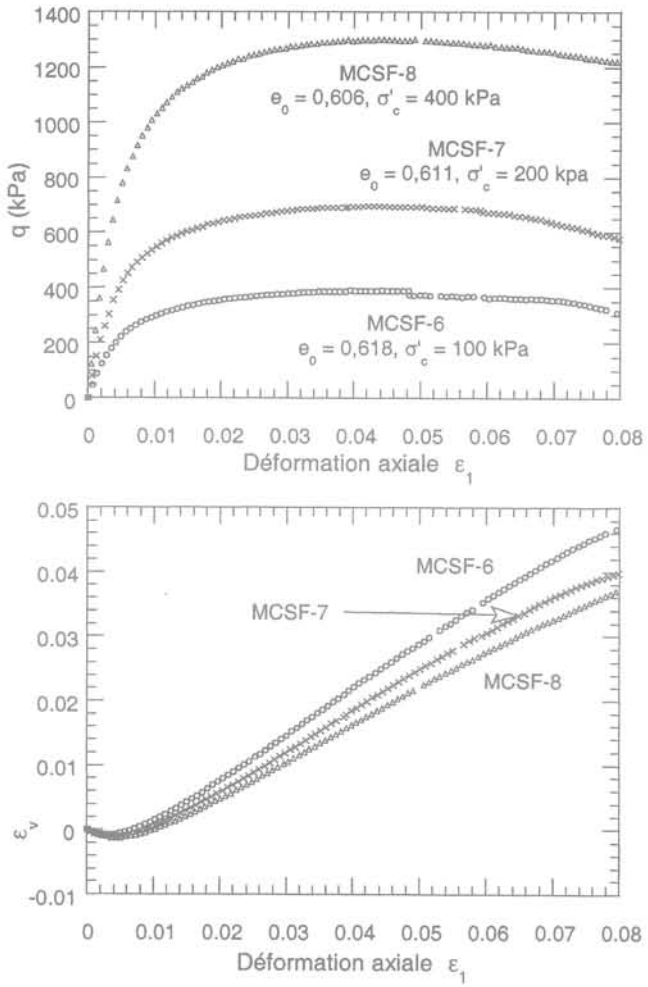


FIG. 6 **Essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau NE34.**
Triaxial tests on Fontainebleau Sand NE34.

$$\sin\Psi = \frac{\Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_1}{2 + \Delta\varepsilon_v / \Delta\varepsilon_1} \qquad \Delta\varepsilon_1 \geq 0, \Delta\varepsilon_v \geq 0 \qquad (3)$$

– la cohésion c' ;
– l'angle de frottement interne φ'.

Ces deux derniers paramètres sont déterminés soit dans le plan de Mohr-Coulomb, soit dans le plan (p', q) à partir des relations (4a) et (4b) dans lesquelles interviennent les paramètres M_p et C_m dont la signification est donnée sur la figure 7 :

$$\varphi'_p = \text{Arc sin}\left(\frac{3M_p}{6 + M_p}\right) \qquad (4a)$$

$$c' = \frac{(3 - \sin\varphi'_p)}{6\cos\varphi'_p} C_m \qquad (4b)$$

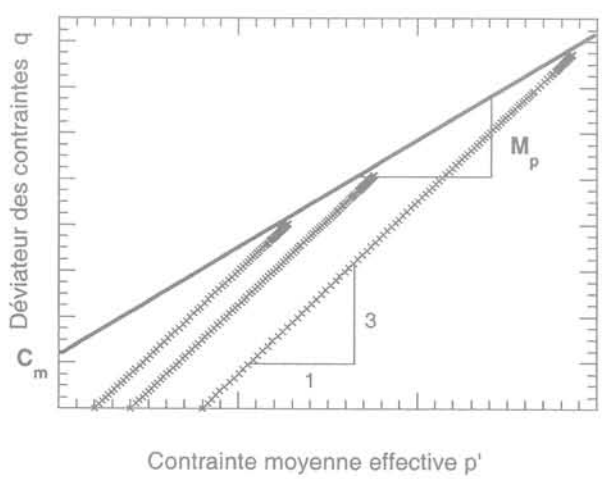


FIG. 7 **Identification des paramètres de résistance maximale.**
Identification of the maximal shear strength parameters.

3.3

Interprétation des essais

Le comportement des trois sols étudiés est caractéristique du comportement des sols pulvérulents. On choisit donc d'interpréter ces essais de manière conventionnelle, en identifiant les cinq paramètres du modèle élastique plastique parfait, en faisant l'hypothèse d'un critère de Mohr-Coulomb non associé. Ces cinq paramètres sont successivement :

– le module sécant à l'origine de la courbe déviateur des contraintes/déformation axiale pour une déformation de 10^{-3} :

$$E_{sec}(\varepsilon \approx 10^{-3}) = \frac{\Delta q}{\Delta\varepsilon_1} \qquad (1)$$

– le coefficient de Poisson ν déterminé à l'origine de la courbe déformation volumique/déformation axiale, dans sa partie contractante :

$$\nu = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{\Delta\varepsilon_v}{\Delta\varepsilon_1}\right) \qquad \Delta\varepsilon_1 \geq 0, \Delta\varepsilon_v \leq 0 \qquad (2)$$

– l'angle de dilatance ψ calculé dans le domaine dilatant au point d'inflexion de la courbe des déformations volumiques :

3.4

Valeurs des paramètres du modèle élastique plastique parfait

Les différences entre les deux types d'alluvions anciennes sont relativement peu marquées (Tableau II). Ainsi, les valeurs du module sécant varient, en fonction de la contrainte latérale σ'_3, entre 46 MPa et 126 MPa pour les alluvions de Type I, et entre 47 MPa et 110 MPa pour les alluvions de Type II. Les valeurs obtenues pour le sable de Fontainebleau sont plus élevées et comprises entre 64 et 222 MPa. L'augmentation du module sécant en fonction de la contrainte σ'_3 est presque linéaire, ceci en raison du niveau de déformation considéré pour la mesure de ce paramètre ($\varepsilon = 10^{-3}$). Par ailleurs, les valeurs du coefficient de Poisson sont classiquement proches de 0,2.

L'angle de dilatance semble être le paramètre le plus affecté par la nature et la granulométrie du sol étudié : plus le coefficient d'uniformité C_u des sols est important, plus les valeurs de l'angle de dilatance sont faibles. Cette constatation expérimentale traduit la

TABLEAU II **Paramètres des sols avant injection.**
Parameters of the elastic perfectly plastic model before injection.

E_{sec} (MPa)	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa	ν	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa
SF NE34	64	131	222	SF NE34	0,24	0,25	0,20
AA Type I	46	71	126	AA Type I	0,16	0,12	0,22
AA Type II	47	68	110	AA Type II	0,23	0,20	0,22
ψ (°)	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa		M_p	φ' (°)	c' (kPa)
SF NE34	15,6	14,1	13,1	SF NE34	1,60	39,1	0
AA Type I	14,6	9,8	8,9	AA Type I	1,49	36,6	0
AA Type II	8,9	8,3	7,8	AA Type II	1,54	37,8	0

capacité de désenchevêtrement moins importante pour un squelette granulaire contenant des particules de plus grand diamètre.

Les valeurs des angles de frottement interne pour les alluvions de Type I et de Type II sont respectivement de 36,6 degrés ($M_p = 1,49$) et de 37,8 degrés ($M_p = 1,54$). Pour le sable de Fontainebleau, l'angle de frottement interne est de 39,1 degrés (Tableau II). La cohésion est nulle dans les trois cas.

4

Caractérisation géotechnique des alluvions après injection

On aurait pu étudier le comportement mécanique des sols injectés prélevés *in situ*. Cependant, la présence de granulats de taille relativement importante par rapport aux dimensions des éprouvettes pose un problème évident de représentativité de ces échantillons. Les éprouvettes de sol injecté ont donc été préparées en laboratoire, à partir des matériaux dont la granulométrie a été écrêtée. Ceci permet d'avoir un contrôle sur les différentes étapes du processus d'injection, depuis la mise en place du sol jusqu'à la réalisation des essais triaxiaux.

4.1

Reconstitution en laboratoire des éprouvettes de sol injecté

Le dispositif d'injection se compose d'un tube en plexiglas, rigide et transparent, de 100 mm de diamètre et de 900 mm de hauteur (Fig. 8) (Tailliez, 1998 ; Dano, 2001). Le sol est introduit par couches successives de dix centimètres d'épaisseur environ, compactées par trente coups de marteaux portés sur l'enveloppe en Plexiglas. L'indice de densité relative finalement obtenu est compris entre 90 et 100 %. En modifiant le nombre et l'intensité des coups de marteaux portés sur la colonne, on a pu obtenir des colonnes de sol de densité plus faible. Si l'homogénéité est globalement respectée, la reproductibilité, par contre, dépend alors de l'habileté de l'expérimentateur.

Le coulis, mélange de ciment ultrafin (le diamètre maximal des grains de ciment est inférieur à 12 µm), d'eau, d'une charge inerte et d'un adjuvant qui assurent la stabilité et la fluidité du coulis pendant l'injection, est préparé selon une procédure qui lui est propre. On mesure, à des fins de contrôle, sa densité et sa viscosité. Celles-ci dépendent du rapport massique ciment/eau de gâchage noté C/E.

Maintenu constamment en agitation pour conserver son homogénéité, le coulis est injecté à débit constant (6 cm^3/s) dans la colonne. Pendant l'injection, on enregistre l'évolution de la masse de coulis, de la pression d'injection et de la position du front d'injection : ces trois quantités, lorsqu'elles évoluent de manière linéaire dans le temps, attestent de l'homogénéité de la colonne de sol (Dano, 2001). L'injection est arrêtée lorsque suffisamment de coulis est recueilli à la sortie de la colonne.

Les colonnes sont alors stockées verticalement, pendant au moins 28 jours (durée correspondant aux planning d'exécution des travaux *in situ*), en chambre humide à température et hygrométrie contrôlées. Les profils de densité obtenus par gammadensimétrie (Fig. 9) confirment l'homogénéité des colonnes : la

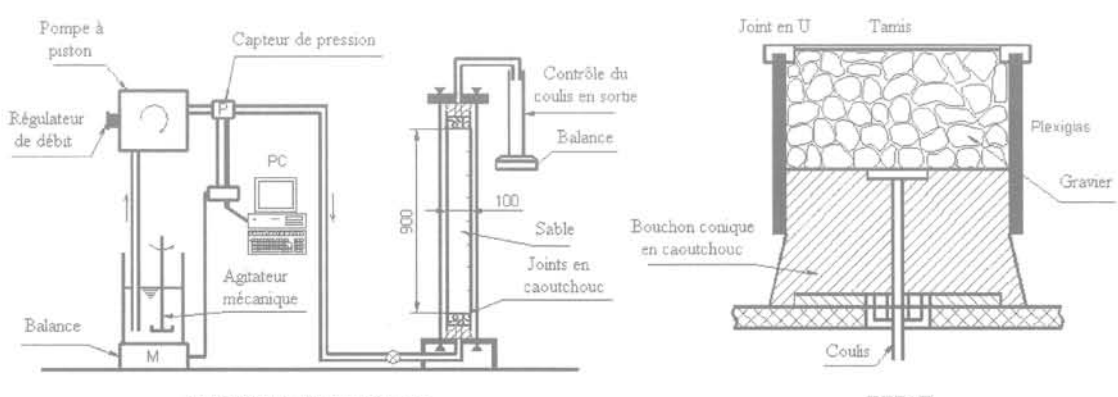


FIG. 8 **Dispositif d'injection en laboratoire.**
The injection device in the laboratory.

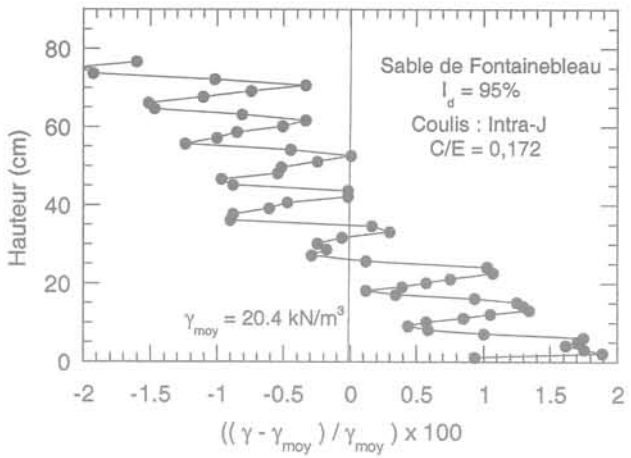


FIG. 9 **Profil de densité sur une colonne de sable de Fontainebleau obtenu par gamma-densimétrie.**
Density profile on a sample of grouted Fontainebleau sand by gammadensimetry.

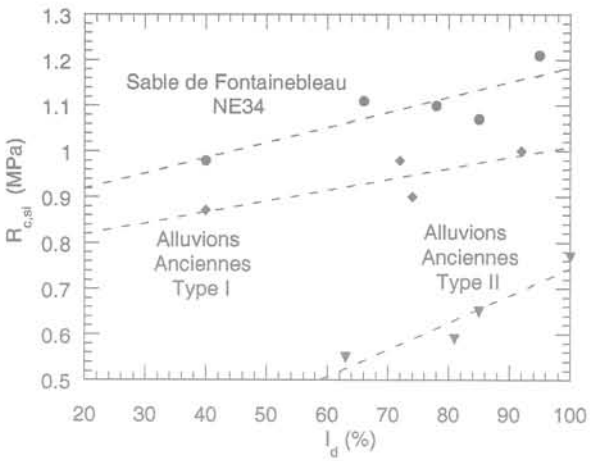


FIG. 10 **Évolution de la résistance en compression simple en fonction de l'indice de densité relative pour les 3 sols étudiés.**
Evolution of the unconfined compressive strength as a function of the relative density index for the 3 tested soils.

variation du poids volumique rapporté au poids volumique moyen n'excède pas 4 % sur toute la hauteur de la colonne. Les irrégularités dans le profil sont liées au mode de dépôt du sol par couches de 10 cm.

Finalement, on découpe, par sciage, dans chaque colonne, trois éprouvettes dont les faces sont ensuite rectifiées.

4.2

Essais de caractérisation

Ces éprouvettes sont ensuite soumises à des essais de caractérisation menés sous la forme de deux campagnes d'essais distinctes :

– une première campagne d'essais de résistance en compression simple. Ce type d'essai est couramment utilisé pour évaluer l'efficacité du traitement d'injection. Le but principal est de proposer une corrélation empirique d'évolution de la résistance en compression simple R_c en fonction du sol et du coulis ;

– une seconde campagne d'essais triaxiaux pour contrôler l'effet des facteurs clés sur une gamme plus importante de contraintes et pour identifier les valeurs des paramètres du modèle élastique plastique parfait.

4.3

Première campagne d'essais : essais de compression simple

Sur la base de publications relatives au comportement des mélanges sable/liant, on constate que la résistance en compression simple de ces mélanges dépend de facteurs clés tels que :

– la nature du liant et sa teneur en ciment (Dupas et Pecker, 1979 ; Tailliez, 1998) ;

– la granulométrie, la densité du sol et la morphologie des particules (Clough *et al.*, 1981 ; Zebovitz *et al.*, 1989 ; Airey, 1993 ; Bennabi et Levacher, 1995 ; Baig *et al.*, 1997 ; Huang et Airey, 1998) ;

– la minéralogie des grains du sol (Ismail *et al.*, 2000) ;

– l'état de saturation initial du sol : les sols injectés à sec présentent une résistance plus élevée que les sols injectés préalablement saturés en eau (Bennabi et Levacher, 1995 ; Perret *et al.*, 2000) ;

– le coefficient de remplissage des pores par le coulis (Schwarz et Krizek, 1994a, b).

Parmi tous ces facteurs, certains ont un effet plus important que d'autres sur la résistance en compression simple. Il en est ainsi de la teneur en liant et de la

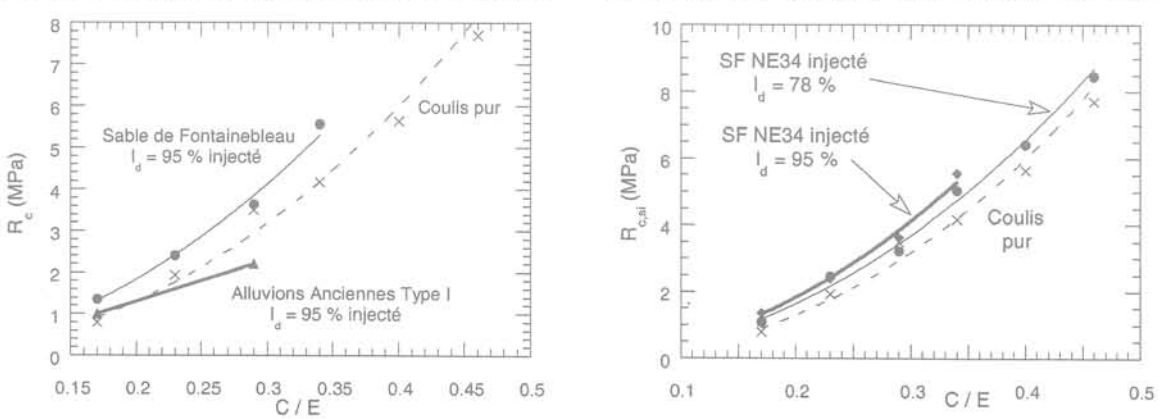


FIG. 11 **Évolution de la résistance en compression simple en fonction du rapport C/E et de l'indice I_d.**
Evolution of the unconfined compressive strength as a function of the ratio C/E and the index I_d.

densité du squelette granulaire. Ceci s'explique par le fait qu'une compacité forte favorise la multiplication des contacts intergranulaires et une diminution de la porosité. Or les grains de ciment du coulis se déposent préférentiellement aux points de contact entre les grains et sont piégés d'autant plus facilement que la dimension des pores est faible. La cimentation s'initie en ces points de contact et aboutit à un enrobage des grains du sol d'autant meilleur que la quantité de liant introduite est également plus importante (Arenzana *et al.*, 1989). La qualité de l'encastrement des particules dans la matrice de liant conditionne la résistance finale (Bennabi et Levacher, 1995).

Un certain nombre d'essais de résistance en compression simple a alors permis de préciser l'effet du rapport C/E du coulis, de l'état de compacité du sol (par le biais de l'indice de densité relative I_d), de la nature et de la granulométrie du sol. Le coefficient de remplissage des pores, estimé à partir du suivi de l'injection (Dano, 2001), est, dans tous les cas, proche de 100 %.

On représente, sur la figure 10, l'évolution de la résistance en compression simple en fonction de l'indice de densité relative I_d pour les trois sols injectés par le même coulis de rapport C/E = 0,172. Pour cette valeur, la résistance en compression simple du coulis pur vaut 0,8 MPa. La résistance en compression simple des éprouvettes de sol injecté croît, en première approximation, de manière linéaire en fonction de l'indice de densité relative du sol. Toutefois, les pentes d'évolution dépendent de la nature et de la granulométrie du sol. Kaga et Yonekura (1991) trouvent des résultats similaires pour différents sables injectés au gel de silice et précisent que la pente de la droite $R_c = f(I_d)$ est fonction du coulis et de la surface spécifique du sol.

Les résistances les plus grandes, comme le laisse entrevoir la littérature (Saxena et Lastrico, 1978 ; Zebovitz *et al.*, 1989), sont obtenues pour le sable de Fontainebleau dont le diamètre moyen des particules est le plus faible. La résistance en compression simple croît également lorsqu'on augmente le rapport C/E (Fig. 11). Mais son évolution n'est plus linéaire dans l'intervalle des valeurs étudiées, c'est-à-dire entre 0,17 et 0,44 (Fig. 11). Sur cette figure, on reporte les résultats d'essais de compression simple réalisés sur des éprouvettes de coulis pur, sur des éprouvettes de sable de Fontainebleau d'indice de densité relative égal à 78 % et sur des éprouvettes de sable de Fontainebleau d'indice de densité relative égal à 95 %. Les données expérimentales concernant le coulis ont été approchées par une loi en puissance telle que :

$$R_{C,C}(\text{MPa}) = \lambda_c \left(\frac{C}{E}\right)^{N_c} \quad (5)$$

où $R_{c,c}$ est la résistance en compression du coulis pur exprimée en MPa, λ_c et N_c deux constantes d'ajustement. Pour le coulis étudié :

$$\lambda_c = 45{,}3 \text{ MPa} \quad \text{et} \quad N_c = 2{,}21$$

On admet que la résistance en compression $R_{c,si}$ des éprouvettes de sol injecté suit également une loi en puissance telle que :

$$R_{c,si} = \lambda_s(I_d, \text{sol}, \text{coulis}) \times \left(\frac{C}{E}\right)^{N_s(I_d,\ \text{sol},\ \text{coulis})} \quad (6)$$

où λ_s dépend de la densité et des caractéristiques morphologiques des grains du sol. On propose la relation :

$$\lambda_s = \lambda_c + \lambda_g\ (I_d,\ \text{sol}) \quad (7)$$

On suppose aussi que l'exposant N_s qui caractérise la loi d'évolution de la résistance du sol injecté est relié à l'indice de densité relative I_d par la relation (Kaga et Yonekura, 1991) :

$$N_s = N_{s0} - N_{s1} \times I_d \quad (8)$$

Par identification avec le coulis pur ($I_d = 0$), on établit que :

$$N_{s0} = N_c$$

D'où, finalement, la corrélation suivante :

$$R_{c,si} = \left(\lambda_c + \lambda_g(\text{sol}, I_d)\right) \times \left[\frac{C}{E}\right]^{N_c - N_{s1} I_d} \quad (9)$$

Les essais de compression simple réalisés sur le sable de Fontainebleau d'indice de densité relative 78 % puis 95 % conduisent ainsi aux corrélations suivantes :

$$- I_d = 78\ \% : \quad R_{c,si}(I_d = 78\ \%) = 45{,}8 \times \left[\frac{C}{E}\right]^{2{,}00}$$

$$- I_d = 95\ \% : \quad R_{c,si}(I_d = 95\ \%) = 41{,}2 \times \left[\frac{C}{E}\right]^{2{,}00}$$

Toutefois, les essais de résistance en compression simple ne sont en général pas suffisants pour avoir une idée précise sur l'influence des facteurs clés. Les essais triaxiaux présentés ci-dessous permettent de répondre à l'influence de la contrainte moyenne sur le comportement des sols injectés.

4.4 Seconde campagne d'essais : essais triaxiaux

Ces essais triaxiaux, consolidés et drainés, sans saturation préalable des échantillons, ont été effectués avec une vitesse de déformation de $8{,}4 \times 10^{-6}\ s^{-1}$ sur des éprouvettes :

– de sable de Fontainebleau NE 34 (I_d = 95 %) injecté par le coulis de rapport C/E = 0,172 puis 0,235 (Fig. 12a, b) ;

– d'alluvions anciennes de Type I (I_d > 95 %) injectées par le coulis de rapport C/E = 0,172 (Fig. 13) ;

– d'alluvions anciennes de Type II (I_d > 95 %) injectées par le coulis de rapport C/E = 0,172 (Fig. 14).

On compare sur la figure 15 le comportement des alluvions anciennes de Type I avant et après injection. Ces essais illustrent d'une manière générale l'effet de l'injection sur le comportement des sols. On note ainsi la nette amélioration apportée par le coulis tant sur la rigidité initiale que sur la résistance maximale.

L'effet de la contrainte moyenne sur la rigidité initiale semble par ailleurs plus faible dans le cas des sols injectés que dans le cas des sols vierges de tout traitement. Par contre, l'évolution du déviateur maximal avec la contrainte appliquée signifie que le caractère frottant du comportement, lié au squelette granulaire, n'est pas effacé par l'injection.

Ces figures montrent également que le comportement des sols injectés est de type contractant-dilatant. Une différence fondamentale apparaît cependant : le taux de dilatance est nettement plus élevé dans le cas des sols injectés. L'angle de dilatance mesuré lors d'un essai sur une éprouvette de sol injecté, comme on le verra plus loin, est toujours supérieur ou égal à l'angle de dilatance identifié à partir d'un essai sur le sol vierge

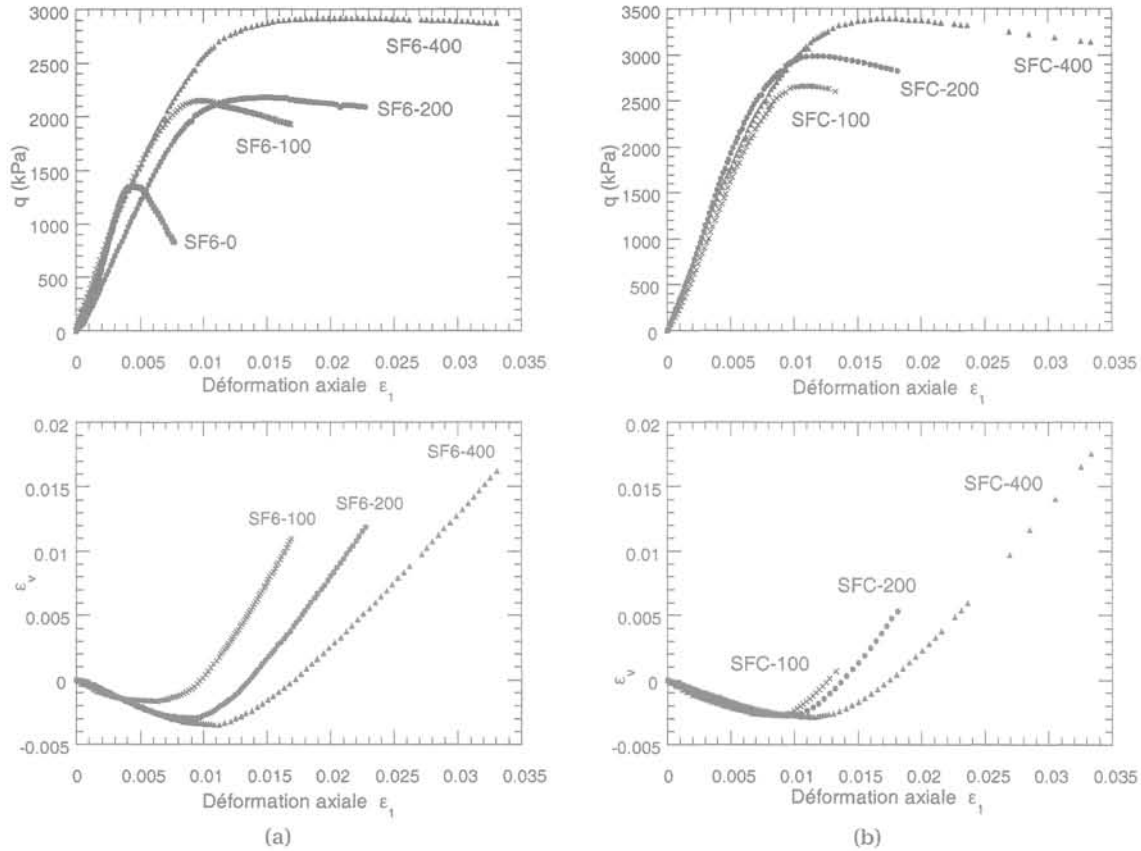


FIG. 12 **(a) Essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau injecté par le coulis de rapport C/E = 0,172.**
(b) Essais triaxiaux sur le sable de Fontainebleau injecté par le coulis de rapport C/E = 0,235.
(a) Triaxial tests on the Fontainebleau Sand injected by the grout with a ratio C/E = 0.172.
(b) Triaxial tests on the Fontainebleau Sand injected by the grout with a ratio C/E = 0.235.

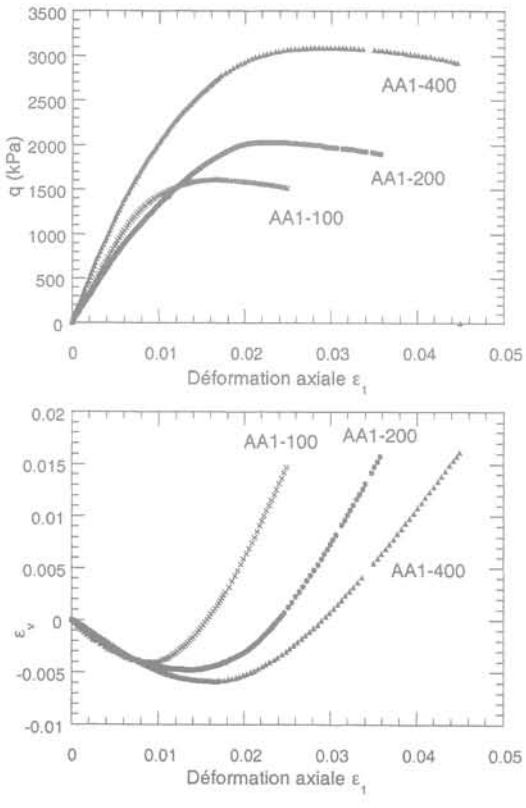


FIG. 13 **Essais triaxiaux sur les alluvions anciennes de Type I injectées.**
Triaxial tests on grouted Type I alluvial deposits.

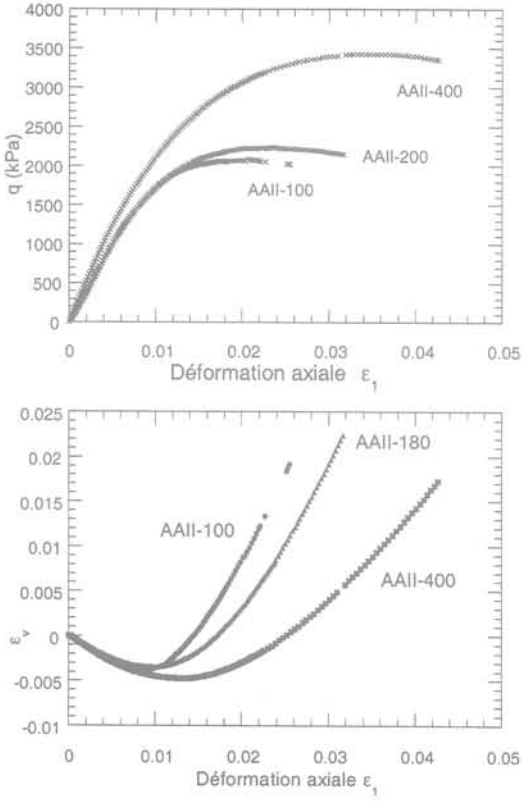


FIG. 14 **Essais triaxiaux sur les alluvions anciennes de Type II injectées.**
Triaxial tests on grouted Type II alluvial deposits.

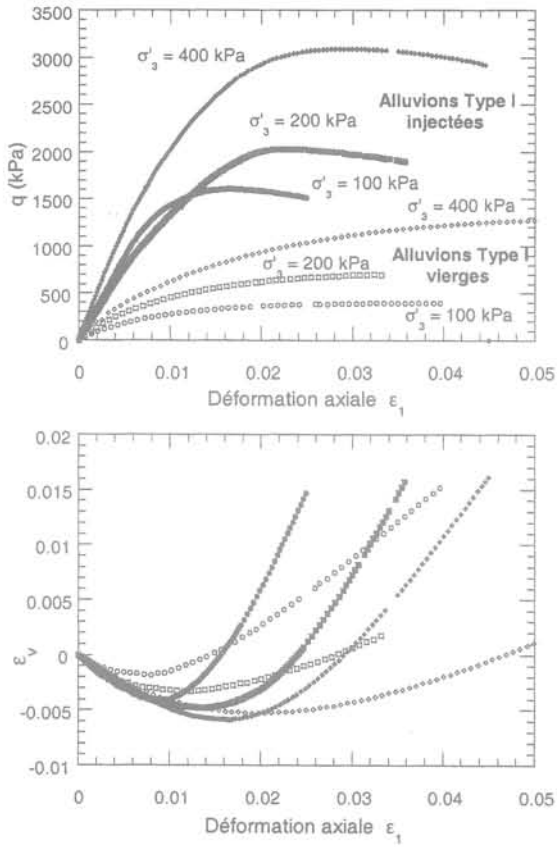


FIG. 15 **Comparaison du comportement sur les alluvions anciennes de Type I avant et après injection.**
Comparison of the behaviour of Type I alluvial deposits before and after grout injection.

de tout traitement. Cet angle diminue également avec la contrainte appliquée. De plus, alors que le taux de dilatance maximal coïncide avec le déviateur maximal pour un sol vierge, on s'aperçoit que, pour le sol injecté, le comportement volumique est principalement contractant jusqu'au déviateur maximal, la dilatance n'apparaissant qu'une fois ce déviateur maximal atteint. L'origine de ce comportement dilatant est probablement due à un mécanisme de dégradation progressive de la cimentation (comme semble le prouver le mode de rupture par des fissures verticales) plutôt qu'à des déplacements des grains les uns par rapport aux autres, par glissements et rotations.

4.5 Interprétation conventionnelle

En reportant, dans le plan (p', q), les chemins de contraintes suivis au cours des différents essais, on constate que les points figuratifs de la résistance maximale s'alignent suivant une droite de pente M_p supérieure ou égale à la pente obtenue sur le sol vierge. Les valeurs des pentes M_p sont données dans le Tableau III. Des augmentations de l'angle de frottement interne de l'ordre de 1 à 2 degrés sont ainsi enregistrées pour les éprouvettes de sable de Fontainebleau (Tableau III). Ceci corrobore les observations expérimentales publiées dans la littérature qui indiquent que l'angle de frottement interne n'est que peu modifié par l'imprégnation du squelette granulaire par un coulis (Cambefort, 1967 ; Biarez *et al.*, 1998 ; Tailliez, 1998). Dans le cas des alluvions anciennes, l'augmentation de l'angle de frottement interne atteint des valeurs de l'ordre de 7 à 9 degrés, qui s'expliquent en grande partie par la densité plus importante des alluvions mises en place dans la colonne.

Les enveloppes de résistance maximale étant approximativement parallèles pour des échantillons de sol vierge et de sol injecté, mis en place à un même indice de densité relative, l'injection de coulis se traduit principalement par l'apparition d'une cohésion. La valeur de la cohésion dépend de (Tableau III) :

– la nature du sol : les essais réalisés ne permettent toutefois pas de proposer une loi d'évolution générale ;

– de son état de saturation initial : une saturation du sol, préalablement à l'injection, engendre une diminution de la cohésion, toutes choses égales par ailleurs, de l'ordre de 20 %. La saturation du sol engendre une dilution du coulis qui favorise son écoulement dans les pores et réduit la concentration de ciment dans un volume du massif de sol ;

– de la teneur en ciment du coulis : une augmentation substantielle du rapport C/E, de 0,172 à 0,235, si elle génère des pressions d'injection plus élevées qui peuvent être préjudiciables aux ouvrages existants, engendre également un accroissement de la cohésion de 44 %.

Les valeurs du coefficient de Poisson sont comprises en général entre 0,2 et 0,3. Les valeurs du module sécant à l'origine de la courbe effort/déforma-

TABLEAU III **Paramètres des sols après injection.**
Parameters of the elastic perfectly plastic model after injection.

E_{sec} (MPa)	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa	ν	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa
SF + C/E = 0,172	533	259	344	SF + C/E = 0,172	0,19	0,24	0,29
SF + C/E = 0,235	346	418	373	SF + C/E = 0,235	0,21	0,29	0,33
SF + eau + C/E = 0,172	294	274	352	SF = eau = C/E = 0,172	0,14	0,26	0,25
AATI + C/E = 0,172	208	151	256	AATI + C/E = 0,172	0,10	0,20	0,23
AATII + C/E = 0,172	206	213	279	AATII + C/E = 0,172	0,21	0,23	0,19
ψ (°)	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa		M_p	φ' (°)	c' (kPa)
SF + C/E = 0,172	28,5	23,8	20,8	SF + C/E = 0,172	1,67	40,7	341
SF + C/E = 0,235	–	24,0	22,3	SF + C/E = 0,235	1,70	41,5	501
SF + eau + C/E = 0,172	20,5	20,5	19,7	SF + eau + C/E = 0,172	1,68	41,0	276
AATI + C/E = 0,172	28,9	24,9	20,8	AATI + C/E = 0,172	1,88	45,6	218
AATII + C/E = 0,172	30,4	29,1	21,4	AATII + C/E = 0,172	1,84	44,7	313

tion, déterminées pour une déformation de l'ordre de 10^{-3}, sont considérablement accrues mais ne semblent pas être affectées par la contrainte latérale. Ceci laisse penser que le comportement des sols injectés, dans le domaine des faibles contraintes de cisaillement, est contrôlé par le coulis. Au contraire, la dépendance du déviateur maximal avec la contrainte appliquée montre que, dans le domaine des grandes déformations, le rôle du squelette granulaire, par le mécanisme de frottement, ne peut être négligé.

5 Facteurs d'amélioration

A partir des essais triaxiaux présentés précédemment, il devient possible de définir les facteurs d'amélioration des paramètres du modèle élastique plastique parfait. Les facteurs d'amélioration sont définis comme le rapport R* :

$$R^* = \frac{R(\text{injecté})}{R(\text{vierge})} \qquad (10)$$

de la valeur du paramètre R pour le sol injecté sur la valeur du même paramètre pour le sol vierge de tout traitement (Tableau IV).

On observe expérimentalement que le coefficient de Poisson des sols injectés ne diffère pas des valeurs couramment considérées en mécanique des sols. Des valeurs entre 0,2 et 0,3 sont tout à fait pertinentes à la fois pour le matériau vierge de tout traitement et pour le matériau injecté.

Par ailleurs, les lois d'évolution du module sécant $E_{sec}(\varepsilon = 10^{-3})$ (Tableau IV) en fonction de la contrainte appliquée étant différentes pour un sol vierge (loi approximativement linéaire) et pour un sol injecté (quasi-indépendance du module en fonction de la contrainte), le facteur d'amélioration sur le module sécant E_{sec}* diminue avec la contrainte appliquée. Des valeurs comprises entre 2 (aux fortes contraintes) et 8 (aux faibles contraintes) sont déduites des essais réalisés. Ceci signifie également que l'effet de l'injection se fait de moins en moins sentir pour des profondeurs de plus en plus grandes. Le facteur d'amélioration dépend également de la nature du traitement d'injection et de la teneur en liant du coulis. Les facteurs d'amélioration donnés ci-dessus sont valables pour un traitement de consolidation des sols pour lequel du coulis à teneur en liant conséquente est injecté. Au contraire, les traitements visant à réduire la perméabilité d'un massif se font souvent en injectant un coulis fortement dosé en bentonite et plus faiblement dosé en ciment. On retiendra donc, pour un traitement de consolidation, qu'un facteur d'amélioration minimal de 1,5 peut être considéré.

Cependant, en raison de la non-linéarité du comportement des sols vierges ou injectés et des erreurs liées à la méthode de mesure de la déformation axiale (erreur de planéité, de verticalité, déformabilité propre de la cellule), le module sécant $E_{sec}(\varepsilon = 10^{-3})$ sous-estime le véritable module élastique, le module d'Young. Des mesures, par propagation d'ondes de compression longitudinales, effectuées à la pression atmosphérique, donnent des valeurs du module d'Young de l'ordre de quelques gigapascals. Le facteur d'amélioration correspondant à de telles valeurs du module d'Young, dans le domaine des très petites déformations, serait donc au moins de 10. Des développements expérimentaux, par suivi du module de cisaillement au cours d'un essai triaxial au moyen de *bender elements* par exemple, sont nécessaires pour confirmer d'une part le mécanisme de déformation conduisant à la rupture et d'autre part pour avoir une idée plus précise sur le facteur d'amélioration du module en fonction du niveau de déformation considéré.

TABLEAU IV **Facteurs d'amélioration.**
Improvement ratios.

Déviateur q_{max}*	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa
SF + C/E = 0,172	5,5	3,1	2,2
SF + C/E = 0,235	6,8	4,3	2,6
AA Type I + C/E = 0,172	4,1	2,9	2,4
AA Type II + C/E = 0,172	5,5	-	2,6
Module sécant E_{sec}*	$\sigma'_3 = 100$ kPa	$\sigma'_3 = 200$ kPa	$\sigma'_3 = 400$ kPa
SF + C/E = 0,172	8,3	2,0	1,5
SF + C/E = 0,235	5,4	3,2	1,7
AA Type I + C/E = 0,172	4,5	2,1	2,0
AA Type II + C/E = 0,172	4,4	3,1	2,5
	M_p*	$\Delta\varphi'$	$\Delta c'$
SF + C/E = 0,172	1,04	+ 1,6°	+ 341 kPa
SF + C/E = 0,235	1,06	+ 2,4°	+ 501 kPa
AA Type I + C/E = 0,172	1,26	+ 9,0°	+ 218 kPa
AA Type II + C/E = 0,172	1,19	+ 6,9°	+ 313 kPa

On peut admettre qu'un traitement par imprégnation de coulis ne modifie que peu l'angle de frottement interne d'un sol. L'injection se traduit principalement par l'apparition d'une cohésion qui peut se déduire soit des essais triaxiaux, soit des relations (9) et (11).

$$c' \frac{1-\sin\varphi'}{2\cos\varphi'} \times R_{c,si} \qquad (11)$$

Dans le premier cas, les essais effectués montrent une dépendance de la cohésion vis-à-vis de la nature du sol, de son état de saturation, et surtout de la teneur en ciment du coulis. Dans le second cas, si l'on admet que l'angle de frottement interne est maintenu constant au cours de l'injection, la valeur de la cohésion peut se déduire des essais de résistance en compression simple sur le sol injecté et des essais triaxiaux sur le sol vierge de tout traitement. Une marge de sécurité est toutefois considérée : la cohésion introduite dans les calculs d'ouvrages est réduite d'un facteur de sécurité 3 de telle sorte que, pour un sol ayant une cohésion initiale c'_{ini} et pour lequel les essais donneraient une cohésion moyenne c'_{fin} après traitement, la cohésion de calcul c'_{cal} vaut $[c'_{ini} + (c'_{fin} - c'_{ini}/3)]$ à court terme. Un facteur réducteur de 6 peut être considéré à long terme.

Enfin, on s'abstiendra de définir un facteur d'amélioration sur l'angle de dilatance puisque les mécanismes de déformation responsables de la dilatance sont différents.

6

Conclusion

Cette étude démontre le bien-fondé d'une prise en compte systématique, dans les calculs d'ouvrages, de l'amélioration des propriétés mécaniques des sols par une injection de coulis à base de ciment ultrafin. D'une part, cette prise en compte de l'augmentation de la rigidité et de la résistance des sols injectés, moyennant la considération de facteurs de sécurité, peut se traduire par des économies substantielles sur les ouvrages de soutènement à court terme (entre un à six mois, durée moyenne des travaux d'excavation par plot d'injection), mais également à long terme, puisque la plupart des coulis de nouvelle génération ont un effet pérenne. D'autre part, les injections de coulis permettent de diminuer les risques sur le bâti existant par une réduction de l'amplitude des déformations induites dans le sol lors de la construction des ouvrages.

Nous proposons des valeurs des facteurs d'amélioration des paramètres du modèle élastique plastique parfait. Ces valeurs ne s'appliquent, dans un premier temps, qu'au comportement à court terme, notre connaissance plus restreinte du comportement à long terme nous obligeant à une certaine prudence. Dans ces conditions, on peut considérer les facteurs d'amélioration suivants pour un sable injecté à l'aide d'un coulis à base de ciment ultrafin parfaitement mis en œuvre :

– pas de prise en compte d'amélioration pour l'angle de frottement interne ;

– amélioration de la cohésion c' fonction de la teneur en liant du coulis et du sol. La cohésion est réduite d'un facteur de sécurité 3 à court terme et de 6 à long terme ;

– module d'Young E : facteur d'amélioration de 1,5 pour le court terme et 1 pour le long terme.

Ces propositions ne résultent bien évidemment que de l'analyse conservatrice des conclusions de cette étude au travers de l'expérience acquise par la RATP sur les chantiers d'injection. Celle-ci doit être confortée et étendue à d'autres sites et à d'autres matériaux. En particulier, le facteur d'amélioration sur le module tangent à l'origine des courbes effort-déformation sous-estime probablement la véritable amélioration du module d'Young et du module de cisaillement dans le domaine des très petites déformations. Les perspectives de cette étude visent donc essentiellement à proposer des facteurs d'amélioration des propriétés élastiques des sols dans le domaine des petites et très petites déformations.

Textes normatifs

Norme française NF P 94-059 - *Détermination des masses volumiques minimale et maximale des sols non cohérents*, 1992.

Norme française NF P 94-070 - *Essais à l'appareil triaxial de révolution - Généralités, définitions*, 1994.

Norme française NF P 94-074 - *Essais à l'appareil triaxial - Appareillage - Préparation des éprouvettes - Essais UU - CU + u - CD*, 1994.

Bibliographie

Airey D.W. – « Triaxial testing of naturally cemented carbonate soil ». *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, vol. 119, n° 9, 1993, p. 1379-1399.

Arenzana L., Krizek R.J., Pepper S.F. – « Injection of dilute microfine cement suspensions into fine sands ». *Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 2, 1989, p. 1331-1334.

Baig S., Picornell M., Nazarian S. – « Low strain shear moduli of cemented sands ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 123, n° 6, 1997, p. 540-545.

Bennabi A., Levacher D. – « Application d'un produit polymère à la consolidation des sables carbonatés ». *Revue française de géotechnique*, n° 72, 1995, p. 55-66.

Biarez J., David H., Gouvenot D., Hicher P.Y., Tailliez S., Varjabédian M. – « Comportement mécanique des sols granulaires traités par injection ». *Revue française de génie civil*, vol. 2, n° 2, 1998, p. 255-295.

Cambefort H. – *Injection des sols*. Tome 1 : Principes et méthodes. Paris, Eyrolles, 1967.

Clough G.W., Sitar N., Bachus R.C., Shafii Rad N. – « Cemented sands under static loading ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 107, n° GT6, 1981, p. 799-817.

Dano C. – Comportement mécanique des sols injectés. Thèse de Doctorat, École Centrale de Nantes & Université de Nantes, 2001.

Dupas J.M., Pecker A. – « Static and dynamic properties of sand-cement ». *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 105, n° GT3, 1979, p. 419-436.

Huang J.T., Airey D.W. – « Properties of artificially cemented carbonate sand ». *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, vol. 124, n° 6, 1998, p. 492-499.

Ismail M.A., Joer H.A., Randolph M.F. – « Sample preparation technique for artificially cemented soils ». *Geotechnical Testing Journal*, vol. 23, n° 2, 2000, p. 171-177.

Kaga M., Yonekura R. – « Estimation of strength of silicate-grouted sand ». *Soils and Foundations*, vol. 31, n° 3, 1991, p. 43-59.

Kim M.S. – *Étude expérimentale du comportement mécanique des matériaux granulaires sous fortes contraintes*. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, 1995.

Perret S., Khayat K.H., Ballivy G. – « The effect of degree of saturation of sand on groutability – experimental simulation ». *Ground Improvement*, vol. 4, n° 4, 2000, p. 13-22.

Saxena S.K., Lastrico R.M. – « Static properties of lightly cemented sand ». *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, vol. 104, n° GT12, 1978, p. 1449-1464.

Schwarz L.G., Krizek R.J. – « Effect of preparation technique on permeability and strength of cement-grouted sand ». *Geotechnical Testing Journal*, vol. 17, n° 4, 1994a, p. 434-443.

Schwarz L.G., Krizek R.J. – « Properties of cement-grouted sand with distance from injection ». *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, vol. 1, 1944b, p. 287-290.

Selosse C. – « Météor : une nouvelle ligne de métro entièrement automatique ». *Tunnels et Ouvrages souterrains*, n° 113, 1992, p. 261-270.

Tailliez S. – *Étude expérimentale du comportement mécanique des sols granulaires injectés*. Thèse de doctorat, École centrale de Paris, 1998.

Zebovitz S., Krizek R.J., Atmatzidis D.K. – « Injection of fine sands with very fine cement grout ». *Journal of Geotechnical Engineering*, vol. 115, n° 12, 1989, p. 1717-1733.

Prise en compte des vides de dissolution de gypse dans les projets de construction

P. VEZOLE
Dir. Scient. EIFFAGE Construction
3, avenue Morane-Saulnier
78140 Vélizy-Villacoublay
pvezole@eiffage construction.com

Résumé

Des dissolutions de gypse sont à l'origine de cavités, que l'on comble souvent par injection ; mais la solubilité du gypse est suffisante pour que l'environnement géotechnique présente un caractère évolutif, que le constructeur doit prendre en compte, et les injections, en modifiant les conditions des écoulements souterrains, peuvent avoir des conséquences désagréables. Dans certaines conditions, il peut être judicieux de ne pas procéder au comblement des cavités, et de recourir à la méthode observationnelle pour garantir la sécurité de l'ouvrage.

Mots-clés : gypse, cavité, dissolution, méthode observationnelle.

Taking account of gypsum's dissolution gaps in building projects

Abstract

Gypsum's dissolutions make holes, often filled by grouting ; but gypsum is soluble enough in order that geotechnical environment is evolutionary ; builders must take this in consideration, and groutings, as they modify underground water conditions, can induce unpleasant results. In certain conditions, it may be judicious not to fill holes, and to use observatioal method in order to assure security.

Key-words: gypsum, hole, dissolution, observational method.

1

Introduction

Une assise comportant des cavités constitue toujours un contexte problématique pour le constructeur. En région parisienne, on se heurte souvent à de telles situations, par exemple du fait d'exploitations passées de carrières souterraines de craies, ou de calcaire, ou parce que des phénomènes de dissolution génèrent des conditions karstiques (les galeries de métro et les réseaux d'égouts sont un autre type de cavité qui ne pose pas les mêmes problèmes).

Les cavités posent deux problèmes :

– repérage et identification ;

– prise en compte dans les projets.

Dans le cas du gypse, un autre problème est le caractère évolutif associé à la solubilité.

Les activités des constructeurs sont pour l'essentiel largement codifiées (normes, règlements, recommandations, guides techniques), mais face au problème de la prise en compte des cavités souterraines, l'ingénieur ne dispose pas de texte (même si des informations précieuses pour guider sa réflexion peuvent être obtenues dans divers documents, tels que l'ouvrage « La pratique des sols et fondations » (Filliat *et al.*, 1981).

A Paris, l'Inspection générale des carrières, en imposant des directives relatives aux comblements et au mode de fondation oriente les choix de l'ingénieur.

On constate que, confrontés à des conditions karstiques comparables et des projets similaires, les ingénieurs adoptent des choix extrêmement variés ; ainsi lorsque des vides de dissolution de gypse ont été repérés au-dessous du niveau de fondation envisagé pour un ouvrage, à partir des mêmes indices (profondeur et proportion de vides repérés sur des forages destructifs avec enregistrement de paramètres), un géotechnicien considère qu'il est indispensable de procéder à une injection, et un autre avance que les indices ne sont pas alarmants et qu'il est inutile d'injecter.

Notre propos est ici limité aux vides de dissolution de gypse situés à une profondeur notable sous des fondations, nos réflexions nous amenant à proposer une autre voie que l'alternative injection ou pas.

2

Dissolutions

On citera quelques chiffres de solubilité dans l'eau douce pour des roches :

– dolomie	0,006 g/l
– calcaire	0,06 g/l
– gypse	2,38 g/l
– sel gemme	280 g/l

Le gypse est 118 fois moins soluble que le sel, mais 40 fois plus que le calcaire.

La vitesse de dissolution du calcaire n'est rapide que dans une échelle de temps géologique, tandis que celle du sel est suffisante pour qu'il soit possible d'exploiter des gisements en organisant une circulation d'eau. Le gypse est assez soluble pour que les conditions puissent être évolutives à l'échelle de la durée de service d'un ouvrage, au moins dans certaines conditions d'écoulements souterrains.

Un débit d'eau pure de 1 m^3/s est capable de dissoudre 7 m^3 de gypse en un an. Mais cela ne signifie nullement que si ce débit transite à l'aplomb d'une construction, il créera annuellement sous cette construction des vides d'un tel volume, et si l'eau est déjà saturée en gypse avant de traverser la zone considérée, elle ne dissoudra rien du tout.

La littérature signale des cas où l'on a pu constater la formation de vides de dissolution de volume important à une échéance de l'ordre de l'année ; apparemment, on était toujours au voisinage d'un point où l'on pompait de forts débits d'eaux souterraines, une fraction importante de ces débits provenant d'un aquifère sus-jacent (eaux non chargées en gypse), et on conçoit aisément que de telles conditions favorisent considérablement la dissolution au voisinage immédiat des puits.

Hormis ce type de situation extrême, le caractère évolutif d'un contexte géotechnique n'est certainement pas à l'échelle de l'année, mais il doit être pris en compte en regard de la durée de service d'un ouvrage courant (typiquement 70 ans).

3

Géométrie et évolution des cavités souterraines

Les cavités souterraines créées par la dissolution d'une roche soluble peuvent présenter des géométries très variées :

– boyau grossièrement cylindrique et puits ;

– salle de grande hauteur et de grande largeur ;

– banc dissous dont il ne subsiste que des piliers et des murs ;

– couloir étroit de grande hauteur (dissolution et érosion par un écoulement à surface libre) ;

Dans certaines roches et sous des contraintes notables, une évolution peut résulter du fluage des matériaux sollicités autour de la cavité.

L'évolution par instabilité mécanique est susceptible de suivre de nombreux scénarios ; des volumes se détachent du plafond et s'effondrent sur le sol ; les éléments de petite taille peuvent alors être entraînés par l'eau si le courant est suffisant, mais si les entraînements sont modestes, ils restent sur place dans un état foisonné ; des instabilités successives de voûtes ou de coupoles réduisent progressivement le vide effectif au fur et à mesure que le volume de matériaux déprimés augmente ; si la cavité est relativement profonde par rapport à son diamètre, la remontée de fontis cesse, et on ne perçoit en surface les effets de l'instabilité qu'à très long terme, du fait d'une évolution asymptotique par fluage vers un équilibre final ; si la cavité est peu profonde, le fontis débouche en surface, on voit un trou dont les parois sont en surplomb, et l'évolution ultérieure en l'absence d'intervention humaine passe par des effondrements des parois, vers la formation d'une cuvette que l'on appelle doline, dont le diamètre peut être voisin de la somme du diamètre de la cavité initiale et de sa profondeur (à moins que le volume de la cavité ne soit suffisant et les matériaux assez résistants pour que se constitue un gouffre, comme à Padirac).

Une remontée de fontis peut aussi se traduire par

un débourrage : lorsque le sommet de la coupole atteint les sols de couverture, il suffit d'une cohésion modeste pour que la stabilité existe ; mais un écoulement interstitiel depuis les sols de couverture vers la cavité est susceptible de déstabiliser le bouchon puis d'entraîner les matériaux meubles, ce mécanisme peut être rapide (il n'existe pas que pour les cavités naturelles : certaines carrières anciennes dont l'accès était organisé depuis un puits vertical, condamnées par simple obturation au moyen de fagots et d'un bouchon d'argile, sont sujettes à des débourrages dangereux).

Dans le cas d'une dissolution de banc ayant dégagé un volume de vide large et de faible hauteur relative, les piliers et murs résiduels sont soumis à de fortes contraintes, et peuvent périr par écrasement ; dans le cas d'une carrière souterraine, on constate alors souvent une réaction en chaîne, la défaillance d'un pilier conduisant à une augmentation de la sollicitation de ses voisins… ; cette réaction en chaîne brutale est *a priori* beaucoup moins probable pour une cavité naturelle, car il n'y a guère de raison que tous les points porteurs résiduels soient sollicités initialement avec une même marge modeste par rapport à la rupture.

4

Conséquences d'une injection de comblement

En présence d'une cavité peu profonde (par rapport à son diamètre), un confortement s'impose le plus souvent (même des fondations profondes ancrées au-dessous de la base de la cavité peuvent être sollicitées anormalement par une instabilité de la cavité : frottement négatif, sollicitations transversales) ; plusieurs modes de confortement peuvent être envisagés selon le cas de figure : chemisage de piliers d'une carrière pour les fretter, revêtement en béton projeté, comblement meuble, comblement comportant un liant, murs ou piliers en béton ou en maçonnerie, etc. ; d'une manière générale, il convient de se préoccuper des conséquences du confortement sur le régime des eaux souterraines.

Dans le cas de cavités profondes et/ou difficilement accessibles, les moyens de confortement usuels recourent à l'injection, les matériaux injectés étant choisis en fonction des objectifs poursuivis : matériau très fluide avec ou sans liant (caractère autoplaçant) dont on attend un remplissage aussi complet que possible des cavités rencontrées, le plus souvent avec confinement latéral préalable et clavage final, ou bien matériau dont la rhéologie limite la progression (mortier avec rigidifiant ou fibres synthétiques par exemple) en vue de constituer des piliers, etc.

A l'échelle de la durée de service d'un bâtiment, une injection de comblement renforce « définitivement » le massif rocheux dans le cas du calcaire ; on doit se préoccuper des effets de l'injection sur le régime des eaux souterraines, mais le renforcement mécanique est acquis (même si on ne sait pas toujours quantifier le renforcement nécessaire ni celui obtenu). Mais il ne viendrait à l'idée de personne de considérer que le confortement est « définitif » en présence de sel gemme, et on peut se demander quel résultat est acquis avec du gypse.

Avant injection, il existe un régime hydraulique (variable au gré des événements météo et éventuellement des interventions humaines) ; en injectant des cavités de dissolution de gypse, on modifie les conditions d'écoulement :

– les débits sont *a priori* amplifiés chez les voisins, et on peut donc craindre d'y augmenter la vitesse de dissolution ; une instabilité qui en résulterait pourrait se répercuter sur l'ouvrage de la zone injectée, la doline étant plus large que la cavité instable ; il n'y a pas encore à notre connaissance de jurisprudence mettant en cause des injections voisines ayant accéléré des dissolutions…

– à l'aplomb même de la zone traitée, les écoulements sont initialement localisés dans les vides de dissolution, et les fissures au sein des volumes entre les vides ne sont le siège que de dissolutions très lentes ; en remplissant les vides, on provoque une augmentation des débits dans ces fissures, et on y accélère donc la dissolution ; on en saurait donc exclure, si la dissolution existante n'est que partielle, qu'après quelques dizaines d'années la situation soit aussi défavorable qu'au départ, tandis que si on n'avait pas injecté, la situation aurait pu ne pas évoluer significativement.

Injecter des vides de dissolution de gypse détectés à une vingtaine de mètres sous les fondations d'un bâtiment est une disposition qui rassure les constructeurs. Ce n'est pourtant pas une panacée : nous venons de voir que cette injection peut être à l'origine de déboires chez les voisins, et que l'amélioration des conditions de stabilité n'est pas forcément pérenne. Il n'est pas exclu que cinquante ans plus tard la situation soit plus précaire que si l'on n'avait rien fait !

En présence de gypse, il faut évidemment exclure toute disposition susceptible d'accélérer notablement la dissolution localement ; certaines installations de pompe à chaleur peuvent ainsi avoir des conséquences pernicieuses (à moins d'organiser un fonctionnement en circuit fermé en prenant la précaution de saturer l'eau en gypse avant injection – mais alors il faut aussi maîtriser les dépôts dans les canalisations…).

5

Autre solution ?

Si les vides repérés sont relativement profonds, par rapport au niveau des fondations et aussi par rapport au toit du massif rocheux (ou semi-rocheux), on ne craint pas le phénomène de débourrage, et une éventuelle remontée de fontis est un phénomène globalement progressif (chaque instabilité élémentaire restant évidemment brutale).

On peut alors recourir à la « méthode observationnelle » prévue par l'ENV 1997 (Eurocode 7), et se placer ainsi dans le contexte d'une solution « réglementaire » :

– on met en place des tassomètres destinés à détecter une éventuelle remontée de fontis bien avant que les fondations soient affectées ;

– on définit un programme de suivi des tassomètres ;

– on n'intervient pour bloquer la remontée de fontis que si c'est nécessaire.

Les tassomètres peuvent être des barres ou des tubes en acier galvanisé (ou en matière synthétique), scellés à la base d'un forage, lequel est tubé en PVC sur toute sa hauteur sauf les cinquante centimètres inférieurs. Ils dépassent en tête du dallage ou du radier

près d'un élément de structure sur lequel est fixé un repère ; si la zone de scellement est atteinte par une remontée de fontis, la tête du tassomètre descend par rapport au repère.

On peut raffiner l'observation en installant des paires de tassomètres : le premier est scellé au tiers inférieur de la couverture de la zone des vides de dissolution, et le second à mi-hauteur ; un enfoncement du premier constitue un critère d'alerte et un enfoncement du deuxième un critère d'arrêt.

Le suivi des tassomètres est fréquent au début, de manière à identifier l'amplitude des « souffles » naturels (effets par exemple des variations de la température et de la teneur en eau, stabilisation des tassements) ; il peut ensuite être par exemple annuel.

Le constat d'atteinte du critère d'alerte déclenche *a priori* des investigations (sondages, pose d'extensomètres, etc.), et la préparation d'une intervention de confortement ; le critère d'arrêt impose une intervention de confortement (dans le cas de tassomètres disposés par paires, le critère d'alerte peut être par exemple une descente du tassomètre le plus profond excédant d'au moins 2 cm les variations saisonnières, et le critère d'arrêt le constat d'une descente de plus de 10 cm du tassomètre le plus profond ou de plus de 2 cm du tassomètre le moins profond). Un mode de confortement doit être défini dès le stade de la conception ; on ne doit toutefois pas perdre de vue que, s'il faut un jour intervenir, on disposera peut-être de technologies que l'on n'imagine pas aujourd'hui (aussi bien en matière de diagnostic que de traitement), et que les principes d'intervention que l'on doit définir au départ pour appliquer rigoureusement la méthode observationnelle sont susceptibles d'être aménagés ultérieurement.

Il reste évidemment à choisir l'implantation des tassomètres de telle sorte qu'ils soient aisément accessibles et qu'ils ne gênent pas l'exploitation du bâtiment, en les distribuant selon une trame pertinente pour l'observation (cette trame peut être choisie en référence à la profondeur des vides de dissolution).

Du point de vue économique, on peut considérer que des vides de dissolution non porteurs d'un danger immédiat, et pouvant donc relever de l'approche présentée ici, ne sont susceptibles de nécessiter une intervention qu'à une échéance lointaine, et ceci si l'on n'a pas de chance.

Dans le cas le plus probable, on ne procédera à aucun traitement pendant tout le service de l'ouvrage, et l'investissement consenti pour la pose et le suivi des tassomètres est sans commune mesure avec le coût des injections ; s'il faut procéder un jour à un traitement, un simple calcul d'intérêts composés montre que l'économie initiale en couvre très largement le coût.

Et n'oublions pas que, comme nous l'avons vu ci-dessus, les injections préventives n'apportent pas des garanties absolues sur la durée de service de l'ouvrage, et devraient donc en toute rigueur être complétées par l'installation du même type de dispositif d'observation. On peut ajouter qu'un danger est d'autant plus grave qu'on ne l'a pas identifié, et qu'en considérant que des comblements préventifs sont une « bonne garantie », donc en oubliant le comportement évolutif, on prend beaucoup plus de risques qu'en organisant l'observation sans combler.

6 Conclusion

En présence de gypse, pour un projet courant dont la durée de service caractéristique peut être estimée à 70 ans, il convient de considérer que l'environnement géotechnique est susceptible de présenter un caractère évolutif. Un comblement par injections de cavités que l'on a repérées n'est pas nécessairement une solution efficace à moyen et long terme, du fait des perturbations qui en résultent pour les écoulements souterrains.

Si les dispositions adoptées ne mettent pas efficacement l'ouvrage à l'abri de toute conséquence dommageable des dissolutions se produisant pendant le service de l'ouvrage, un dispositif de détection doit être prévu.

L'application de la méthode observationnelle exploitant un dispositif de détection de remontée de fontis peut être une réponse adaptée au problème que posent des vides repérés sous une épaisseur suffisante de matériau de consistance rocheuse ou semi-rocheuse ; cette solution peut être beaucoup plus fiable ; elle est réglementaire ; elle est peu coûteuse ; elle pose néanmoins un problème d'ordre contractuel, du fait de la sujétion de suivi qui en résulte, accompagnée de l'éventualité de devoir un jour procéder à un confortement.

Bibliographie

Afnor XP P94-250-1 ; ENV 1997-1 – *Eurocode 7. Calcul géotechnique*. Partie 1 : règles générales.

Filliat G. *et al.* – *La pratique des sols et fondations*. Éditions du Moniteur, 1981.

Géologie du Liban vue par un géotechnicien. Impact sur les modes de soutènement à Beyrouth

Y. KAZAN
Université libanaise
Faculté de Génie
BP 90
1780 Jdeidet el Maten, Liban
ykazan@ul.edu.lb

Résumé

Afin de rapprocher les géologues et les ingénieurs civils dans le domaine de la géothechnique au Liban, l'auteur, un géotechnicien, s'efforce de considérer les formations géologiques libanaises sous une vision mécanique. Ainsi, les traits communs dans les caractéristiques géotechniques des différentes formations sont soulignés. Un compromis est fait entre la classification chronologique et minérologique des géologues et les approches des mécaniciens des sols et des roches.
Les « travaux géotechniques » traités dans cet article sont les structures de soutènement provisoire conçues et exécutées lors des travaux de terrassement en zone urbaines. Une classifiction locale des modes de soutènement est proposée. Des réflexions sur les procédures géotechniques adoptées dans les villes libanaises sont données. Des critiques sur la méthodologie courante des travaux géotechniques sont formulées.

Mots-clés : géologie, formations sédimentaires, soutènement, géotechnique, grès, Crétacé, terrassement, paramètres mécaniques.

Geological formations of Lebanon as viewed by a geotechnical engineer

Abstract

In order to put together Lebanese geologists and civil engineers on geotechnical issues, the author, a geotechnical engineer, examines the Lebanese geological formations in a mechanical perspective. In this way, similarities in the mechanical characteristics of each formation are outlined. A compromise is made between the chronological and mineral classification of the geologists and the mechanical procedures of the geotechnical engineers.
The geotechnical works considered in this paper are the retaining systems provisionally used in excavation in urban areas. This article proposes a local classification of retaining procedures depending on the geological context. The article also includes some remarks on geotechnical procedures utilized in Lebanese cities as well as a discussion on current methodology of geotechnical works.

Key-words: geological formations, sedimentary rock, retaining systems, geotechnics, excavations.

1

Introduction

Bien que de grands projets de travaux publics (barrages, tunnels...) ne soient pas encore exécutés au Liban, les travaux géotechniques sont bien développés dans les soutènements provisoires, dans le cadre de terrassement des excavations. En effet, après une période de quinze ans de guerre, plusieurs projets géotechniques ont été entrepris, durant la dernière décennie, dans les villes libanaises, notamment dans Beyrouth. Les règlements d'urbanisme, récemment mis en vigueur, ont imposé aux entrepreneurs de prévoir des excavations dépassant les quinze mètres de profondeur pour contenir un nombre de six sous-sols en moyenne. Ces bâtiments sont parfois construits à proximité d'édifices en maçonnerie ou d'anciennes habitations superficielles, construites selon les normes des années passées.

Les nombreux projets réalisés ont été conçus et exécutés simultanément avec les techniques variées des différents pays développés (France, Allemagne, Canada...). Nous avons pu voir, à titre d'exemple, les procédures de parois moulées, fréquentes dans les formations molles et lâches, côtoyer les pieux espacés, plutôt exécutés dans les formations imperméables, et les panneaux horizontaux en béton armé dont l'utilisation est justifiée dans les formations cohésives. Durant les années 90, une dizaine de modes de soutènement a été utilisée. Plusieurs critiques ont été formulées sur la façon dont une centaine de projets ont été conduits. Certains soutènements sont surdimensionnés, alors que des incidents ont été enregistrés dans d'autres projets. Une révision objective s'avère donc indispensable. Un examen sommaire à ce stade semble donc nécessaire.

L'analyse exhaustive de ces problèmes doit porter sur plusieurs facteurs : géologiques et mécaniques, techniques et économiques, juridiques et moraux et, peut-être, politiques et culturels. Ne pouvant pas traiter tous ces problèmes dans un même contexte, nous abordons le sujet dans cet article de la façon suivante :

– traiter l'aspect géologique en décrivant la géologie libanaise, assez variée pour une petite superficie, qui trouve ses extensions à Beyrouth et dans les régions alentour ;

– souligner et analyser les caractéristiques mécaniques et géotechniques de ces formations ;

– décrire et critiquer les approches adoptées en mécanique des sols et des roches pour caractériser les massifs et présenter sommairement les différents types des structures géotechniques.

En sélectionnant certains facteurs, nous ne minimisons pas l'influence d'autres paramètres : les circonstances du projet, les moyens existants (techniques, scientifiques et financiers), les coutumes et les habitudes traditionnelles. Nous espérons que ces aspects seront développés ouvertement par d'autres rédacteurs en vue d'améliorer les pratiques géotechniques et de progresser à l'échelle technique et scientifique. Nous considérons que ces facteurs seront communs à d'autres villes en cours de changement.

2

Géologie libanaise

2.1

Historique des travaux géologiques

Les formations géologiques libanaises ont commencé à être étudiées scientifiquement à partir de la deuxième moitié du XIX[e] siècle. Outre les corps d'expéditions français, des scientifiques allemands s'y sont intéressés et ont laissé des traces dans ce domaine (Farras, 1878 ; Kober, 1915). Toutefois, les documents utiles et fiables ont pu être réalisés par les chercheurs français dans la première moitié du XX[e] siècle. Les cartes et les renseignements géologiques sur le Liban sont d'ailleurs associés au nom de Louis Dubertret, chef de la Section géologique de la Délégation générale de France au Levant. Suite au même élan, certaines cartes ont pu être publiées au milieu du siècle dernier par le ministère des Travaux publics de la République libanaise indépendante. Les besoins hydrauliques de la population libanaise ont engendré quelques travaux modestes dans l'hydrogéologie (Abd-el-Al, 1949). Enfin, l'initiative individuelle de quelques géologues académiques contemporains a contribué à l'apparition de quelques publications récentes (Khawlie & Ghannam, 1987).

FIG. 1 Schéma orographique du Liban.

2.2

Orographie géologique du Liban

Les traits majeurs du relief du Liban sont deux longs massifs séparés par un sillon médian (plaine de la Bekaa) de 1 000 mètres d'altitude environ. Ce complexe orographique, de 170 km de longueur, est orienté SSW-NNE. Les sommets de ces montagnes culminent à 3 000 mètres de hauteur. La population se concentre actuellement dans les régions relativement basses (moins de 1 000 mètres). La zone la plus peuplée reste la côte, où plusieurs villes s'étendent sur l'Est de la Méditerranée.

Une douzaine de rivières côtières se dirigent vers l'ouest pour atteindre leurs estuaires méditerranéens. Trois autres rivières enviées, classées intérieures, tracent leurs lits dans la plaine de la Bekaa (Fig. 1). Les cours de ces rivières, ainsi que la plage méditerranéenne, ont permis aux formations quaternaires de trouver une place entre les formations du Jurassique et du Crétacé de l'ère secondaire, et celles du Nummulitique et du Néogène de l'ère tertiaire.

2.3

Formations géologiques

La quasi-totalité des formations géologiques de la superficie libanaise est sédimentaire. Ces formations remontent à l'âge jurassique de l'ère secondaire. Les roches calcaires et les grès sont les deux formations les plus abondantes. Le volcanisme basaltique est erratiquement présent dans certains endroits du pays, le nord en particulier, à proximité de la région syrienne de Homs. Il est toutefois tardif et n'apparaît qu'à partir du Miocène. Ses voies d'ascension étaient des failles, vieilles et nouvelles.

Les tableaux I et II regroupent les différentes formations existantes au Liban. Cette classification est basée sur le langage et les expressions utilisées par les géologues depuis des années. Le calcaire est présent à plusieurs stades de formations, dure (Jurassique) et tendre (Turonien). Le grès de base du Crétacé est l'une des formations spécifique du Liban.

La figure 2 montre les formations géologiques à Beyrouth et dans les régions à côté. Notons bien que cette carte géologique montre les formations quaternaires occupant une bonne partie de la capitale en sur-

TABLEAU I **Formations sédimentaires de l'ère secondaire au Liban décrites par les géologues.**

CRÉTACÉ	Sup.	Sénonien	c_6	Marnes blanches crayeuses. Contenant parfois des nodules phosphatés (brèches ou graviers) noyés dans un fond de glauconie.
	Moyen	Turonien	c_5	Marno-calcaires, se fond parfois lithologiquement avec c_4. Marnes claires finement et régulièrement litées, chargées de lits serrés de rognons de silex disposés en stratifications. Brèches grossières qui passent à du calcaire compact en masses informes, puis à des marnes calcaires à lits de rognons de silex très serrés.
		Cénomanien	c_4	Alternances de bandes marno-calcaires et de bancs calcaires finement lités. Silex et géodes quartziques en chou-fleur sont associés aux marno-calcaires.
		Albien	c_3	Grès à oolithes ferrugineux (parfois basaltiques). Alternance de bancs calcaires et de marne verte. Très fossilifères.
	Inf.	Aptien	c_2	Alternance du grès, du grès argileux, de la marne et des bancs calcaires fins (oolithiques ou détritiques).
		Grès de base	c1	Grès quartziques stratifiés.
JURASSIQUE	Sup.	Portlandien	j_7	Calcaire et dolomitique à silex, alternance de calcaire oolithique ocre et de marnes.
		Kimméridgien	j_6	Calcaire massif, brun, marneux, parfois oolithique.
		Lusitanien	j_5	Marne argileuse grise, avec concrétions d'hématite. Calcaire jaunâtre avec intercalations marneuses. Calcaire blanc, en bancs.
		Oxfordien	j_4	Marnes claires ou bleutées à petits céphalopodes pyriteux ou limoniteux. Marne calcaire grise avec bancs de rognons calcaires dans la partie supérieure.
		Callovien	j_4	Calcaire gris avec intercalations de feuillets marno-calcaires.
	Moyen	Bathonien	j_4	Dolomies noires. Calcaire dolomitique.
		Bajocien	j_2 et j_3	Calcaire brun, à nodules de schizophytes et quelques intercalations de minces lits marneux à faune bathonienne. Calcaire fin, gris clair, à débris de coraux et brachiopodes.
	Inf.	Lias	j_1	Grès à lignite associé à du calcaire à petites gastéropodes lacustres. Dolomie compacte ou friable. Calcaire gris, partiellement dolomitisé. Dolomie et intercalations marneuse

TABLEAU II **Description des formations géologiques de l'ère tertiaire.**
Texte anglais.

NÉOGÈNE	Pliocène	Plaisancien	p	Marno-calcaires gréseux et marne crayeuse. Calcaire gréseux passant à un calcaire oolithique poreux. Argile bleue et banc de calcaires détritiques. Conglomérat et grès jaune avec lentilles de tuf calcaire.
	Miocène	Vindobonien	m_3	Poudingue à galets crétacés et jurassiques. Marne sableuse jaunâtre. Argiles bleues plaisanciennes.
		Moy.	m_2	Conglomérats à galets jurassiques et crétacés. Calcaire marneux et sableux.
		Burdigalien	m_1	Marno-calcaires en fins bancs.
NUMMULITIQUE	Oligocène		e_4	
	Éocène	Priabonian	e_3	Gros bancs de calcaire marmoréen bréchique.
		Lutétien	e_2	Marne calcaire et rognons de silex. Alternance de craie et de bancs de calcaires tendres. Calcaire franc, récifal, blancs et brèche à gros éléments.
		Ypresien	e_1	Brèches à gros blocs calcaires noyés dans une marne contenant localement beaucoup de glauconie. Alternance de marno-calcaires et de fins bancs de calcaires. Marno-calcaires à fins lits de silex blond.

face. Ces formations sont suivies en profondeur par les autres formations (Miocène et Crétacé, en particulier) qui font l'objet de cet article.

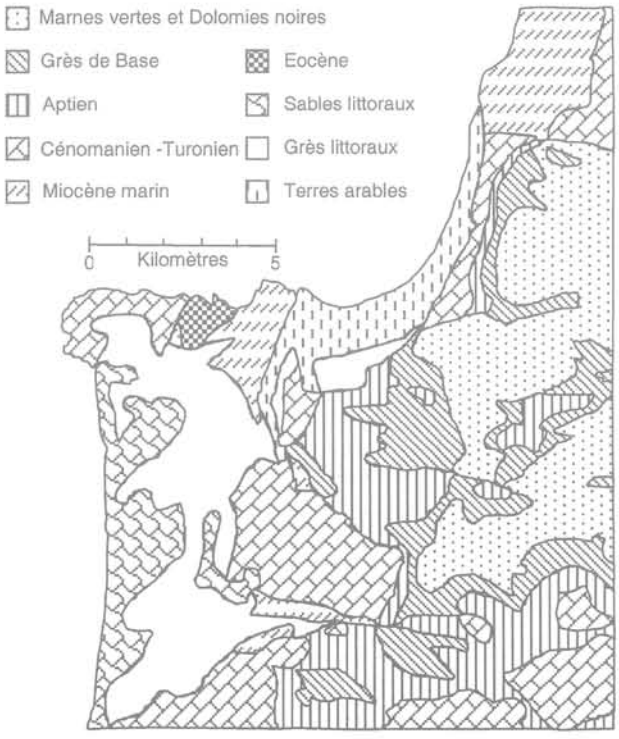


FIG. 2 **Diversification des formations géologiques à Beyrouth.**

3 Caractéristiques géotechniques des formations géologiques

Nous décrirons dans cette partie les spécificités géotechniques des différentes formations selon une nouvelle classification proposée. Cependant, des caractéristiques communes aux formations géologiques diversifiées méritent d'être soulignées.

3.1 Caractéristiques d'ordre général

3.1.1 Paramètres mécaniques

Mis à part quelques sols mous et organiques qui se trouvent au bord des rivières et les sols gonflants dans certains bassins sédimentaires, la nature raide ou très dense est une caractéristique générale du sol au Liban. Ces sols alternent avec les roches dures et compactes. De ce fait, les valeurs des paramètres de résistance sont souvent sous-estimées. D'autre part les paramètres de déformations (élastiques et anélastiques) sont de peu d'importance, et pour cela très mal connus. Il est rare de trouver publiées des valeurs fiables issues d'une campagne de caractérisation précise.

3.1.2 Conditions hydrauliques

Les milieux aquifères sont rencontrés dans des étendues de plusieurs formes. Outre la nappe phréatique de la côte méditerranéenne ; des milieux aquifères locaux peuvent être rencontrés à des altitudes supérieures. C'est le cas de la partie nord de Beyrouth (altitude supérieure à 100 m) où des nappes sont confi-

nées dans des formations marneuses étanches. Ces formations sont sujettes à différentes pressions piézométriques. En revanche, les coefficients de perméabilité sont trop petits. De ce fait, le problème de rabattement de la nappe peut être résolu par une simple procédure de pompage. Éventuellement dans ce cas, sans se préoccuper du dimensionnement, les ingénieurs placent leurs installations hydrauliques (pompes, conduites...) suivant les conditions géométriques et pratiques du projet.

3.1.3 Hétérogénéité

C'est la caractéristique omniprésente dans presque toute excavation dans les formations tertiaires et même quaternaires. Les blocs pierreux et les cailloux se trouvant dans une matrice sableuse ou argileuse sont un exemple typique. Même dans les sols quaternaires, la décalcification des sables cimentés crée une hétérogénéité. Cette décalcification est due à la fluctuation saisonnière de la nappe phréatique.

L'hétérogénéité met les ingénieurs devant la difficulté de la représentativité des échantillons caractérisés au laboratoire, mais aussi devant un dilemme : choisir entre l'approche de la mécanique des sols classique ou la mécanique des roches.

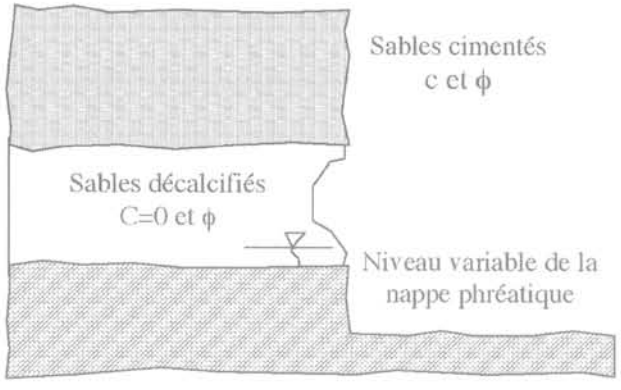


FIG. 3 **Hétérogénéité dans les formations quaternaires due à la décalcification des sables cimentés.**

3.1.4 Problèmes d'interfaces

L'alternance des différentes formations conduit à des discontinuités horizontales ou obliques. Les failles également rencontrées à une échelle moyenne et les fractures verticales erratiques abondantes dans les formations rocheuses sont aussi à l'origine de mécanismes de rupture non classiques.

3.2 Les formations jurassiques

Il s'agit de formations rocheuses calcaires ou marneuses très résistantes. La résistance à la compression simple des échantillons intacts dépasse les 50 MPa. Toutefois, des fractures verticales remplies d'argile sont à l'origine de quelques altérations météoriques des couches relativement profondes. Le module d'élasticité de ces géomatériaux étant souvent supérieur à 40 GPa, leur déformabilité n'entre pas en considération dans le dimensionnement des ouvrages. Son comportement anélastique est négligé et mal connu.

Le caractère sédimentaire de la genèse de ces formations, ainsi que les fines intercalations marneuses, ne réduisent pas leur indice de qualité ; leur RQD étant souvent supérieur à 75 %. La présence de quelques nodules siliceux réduit la longueur des échantillons prélevés lors des campagnes de reconnaissance de sols et laisse aux ingénieurs des impressions erronées sur la grandeur des bancs du massif. Ces inclusions étrangères et les altérations ne réduisent pas la tenue mécanique des massifs. Par contre, elles créent des plans de faiblesses qui facilitent énormément les travaux d'excavations. L'orientation des joints étant parfois défavorable dans les excavations, cela provoque des problèmes de glissement (Kazan, 2002). En cas de nécessité, le soutènement de ces massifs peut se faire ponctuellement.

Le coefficient de perméabilité de ces formations rocheuses étant inférieur à 10^{-12} m/s, une éventuelle infiltration dans les massifs correspondants sera due aux fractures existantes et aux joints.

Ces formations sont souvent surincombées par des formations quaternaires. Les travaux de soutènement provisoire des formations superficielles s'arrêtent au niveau jurassique. La figure 4 schématise les procédures proposées pour le soutènement. Les parties supérieures sont traitées par des procédures de soutènements « lourdes ». Un écran vertical constitué de pieux espacés de sections circulaires est le mode le plus utilisé. La stabilité de cet écran est assurée par des tirants actifs forés suivant une légère inclinaison. Quant aux couches jurassiques inférieures, un traitement ponctuel par des clous passifs est éventuellement effectué, dans le cas où des fractures verticales sont présentes.

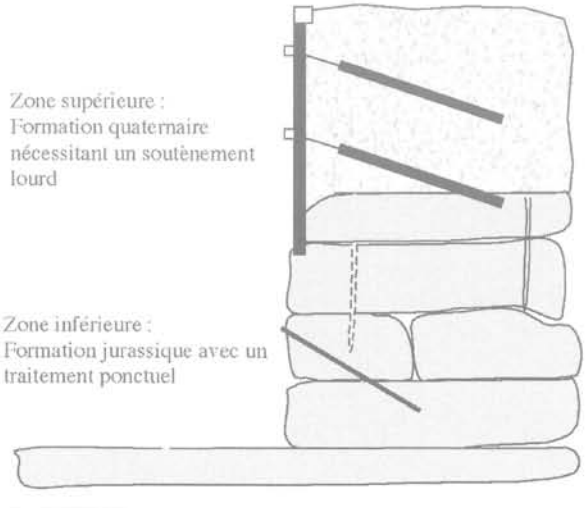


FIG. 4 **Schématisation des soutènements dans les formations jurassiques.**

3.3

Base du Crétacé

Ces formations peuvent être classées, selon leurs compositions chimiques et minéralogiques, en deux parties : grès et marne. Toutefois, elles ont des caractéristiques communes qui conduisent à préconiser le même mode de soutènement.

Bien que les valeurs de leurs paramètres mécaniques soient plus petites que celles des formations jurassiques, ces valeurs restent bonnes pour les ouvrages de terrassement. Cependant, des avantages spécifiques sont accordés à ses formations :

– pas d'hétérogénéité considérable dans ces massifs. L'isotropie permet de préconiser des procédures d'exécutions simplifiées et répétitives, ce qui a un intérêt économique ;

– absence de fractures et de fissures, ce qui écarte tous les problèmes de discontinuités ;

– le matériau est suffisamment cohésif pour tenir sans soutènement à très court terme. Il est en même temps suffisamment détritique et friable pour les travaux de forages.

Le coefficient de perméabilité de cette formation est inférieur à 10^{-9} m/s pour le grès et 10^{-11} m/s pour les marnes. Des milieux aquifères locaux sont omniprésents dans les milieux marneux. Le rabattement des nappes se fait par de simples procédures de pompage.

3.4

Crétacé (moyen et supérieur) et Éocène

Suivant la chronologie géologique, c'est à partir de ces formations que les travaux de soutènement deviennent indispensables dans les excavations profondes. Il s'agit globalement d'une formation de calcaire tendre et de marne raide. La résistance à la compression simple des échantillons marneux prélevés est de l'ordre de quelques MPa. Le recouvrement solide prélevé lors des carottages est souvent inférieur à 60 %, alors que le RQD est souvent de l'ordre de 30 %. Ces formations contiennent fréquemment des bancs de calcaire résistant semblables aux formations géologiques.

Ce sont ces formations qui rendent les ingénieurs perplexes. Les éléments calcaireux créent des difficultés aux niveaux des procédures d'exécution.

3.5

Néogène et Quaternaire alluvionnaire

Les formations de l'époque Néogène sont les plus déconcertantes. Faut-il les traiter comme un massif rocheux ou plutôt comme un sol ? Les poudingues et les brèches forment une grande partie de cette formation. Outre le problème d'hétérogénéité évoqué au début de cette partie, nous citons les difficultés suivantes :

– les joints entre les blocs sont aléatoirement affaiblis par des conditions extérieures ou intérieures (altération, matériau de remplissage, infiltration d'eau...) ;

– la présence des failles, verticales ou obliques, est fréquente dans ce type de formations. Ces failles les séparent des massifs quaternaires plus homogènes (grès, sable ou autres) ;

– dans le cas où une matrice argileuse englobe les blocs rocheux, le gonflement de l'argile provoque sur l'écran de soutènement une pression difficile à estimer. Cette pression dépend du pourcentage des blocs, lequel varie avec la profondeur. Il est d'ailleurs difficile d'estimer ce pourcentage lors des campagnes de reconnaissance du sol.

3.6

Quaternaire

Ce sont les formations les plus classiques. Elles seront traitées selon l'approche classique de la mécanique des sols. Elles ne font pas l'objet de remarques particulières.

4

Réflexions sur l'état actuel des pratiques géotechniques locales

Les différents projets réalisés par plusieurs compagnies ont été exécutés par des techniques variées provenant de différents pays et dont certaines sont universellement adoptées. Il est ainsi intéressant de voir dans une surface relativement restreinte (quelques kilomètres carrés), plusieurs techniques vérifiées et validées par différentes approches de calcul, exécutées l'une à côté de l'autre et justifiées par des raisons géologiques ou économiques. Parmi les rares publications de cette expérience, nous citons (Esta, 1999). Toutefois, un certain recul est nécessaire pour faire ressortir les difficultés et souligner les imprécisions dans les pratiques locales.

4.1

Reconnaissance et caractérisation des sols et essais *in situ*

Les moyens et les méthodes de reconnaissance des sols employés dans le monde sont variés et très nombreux. Ils dépendent *a priori* de la nature géologique des sols, mais ils sont pratiquement liés à l'histoire du développement du métier dans chaque pays. Au Liban, la plupart de ces moyens de reconnaissance sont employés. C'est ainsi que nous voyons, à titre d'exemple, les essais pressiométriques de la France se dérouler conjointement avec les essais standards de pénétration des États-Unis (Standard Penetration Test, SPT).

Les géotechniciens s'efforcent d'employer la méthode adéquate à leurs terrains, mais non sans difficulté. Illustrons ces propos par les deux cas suivants :

– les très grandes valeurs enregistrées lors des essais *in situ* de pénétration, dues à l'hétérogénéité des massifs gréseux par exemple, rendent les résultats des essais pratiquement inexploitables. Les ingénieurs essayent « d'atténuer » les valeurs enregistrées pour rester dans le domaine raisonnable et pour ne pas se montrer trop optimistes. Dans ce cas, l'essai lui-même sert seulement pour la forme. Nous sommes donc ame-

nés maintenant à mener des études empiriques pour établir une corrélation locale avec les vrais paramètres mécaniques des sols ;

– une large gamme de massifs peut être classée à la fois comme roche tendre ou sols raides et denses. C'est le cas du grès cimenté et de la craie dans les formations tertiaires. Cette complexité laisse l'ingénieur dans l'embarras devant l'approche mécanique à prendre en compte pour dimensionner la structure.

4.2

Méthodes de validations des structures géotechniques

Au Liban, la validation d'une étude d'un sol-structure se vérifie souvent, voir exclusivement, par la vérification *a posteriori* de sa stabilité vis-à-vis de la rupture. Cette façon de valider est vicieuse, parce que la stabilité d'une structure n'est due ni à un bon calcul de structure, ni au dimensionnement de ses éléments, ni à la bonne exécution de ses différentes parties. Le fait que les travaux de terrassement s'achèvent sans un problème de rupture ne valide pas la bonne conception et le dimensionnement optimal du projet.

La validation de l'étude exige le suivi de l'interaction sol-structures et la vérification de ce comportement conformément aux études faites à ce stade. Cela nécessite des mesures de déplacement, extensométriques ou topographiques, des mesures inclinométriques et, éventuellement, des mesures de contraintes de relaxation.

5

Nouvelle classification géotechnique et modes de soutènement correspondants

En tenant compte de l'analyse globale de tous les problèmes énumérés auparavant et des caractéristiques des formations géologiques, nous proposons pour les modes de soutènement la classification du tableau III.

Cette nouvelle classification regroupe les périodes géologiques suivant le mode de soutènements à préconiser lors des travaux géotechniques de soutènement. Les modes de soutènements dans cette classification varient entre le « sans soutènement » et le « soutènement lourd ». Les géotechniciens décideront, selon le contexte, le type précis à préconiser suivant le mode suggéré ici. Cette nouvelle classification pourrait servir comme guide pour les campagnes de reconnaissance de sols en accentuant les paramètres et les facteurs particuliers à étudier pour chaque formation géologique correspondante.

L'auteur ne prétend pas que cette classification est exhaustive. Il reconnaît que les limites entre les différentes catégories de cette classification peuvent ne pas être bien définies, et son sujettes à des modifications, voire rectification. Toutefois, elle permettra aux ingénieurs géotechniciens de s'approcher du contexte géologique de leurs projets par une vision géologique plus large.

TABLEAU III **Nouvelle classification géotechnique des formations géologiques libanaises.**
Texte anglais.

Formation	Mode de soutènement	Principaux facteurs à étudier
Jurassique	Souvent sans soutènement ou soutènement ponctuel, (boulonnage par exemple) La présence de l'eau est peu nuisible.	Orientation et conditions des joints. Prolongement des fractures verticales. Stabilité des dièdres rocheux. Maîtrise des mécanismes de rupture particuliers.
Base de Crétacé	Stabilité globale souvent vérifiée. Stabilité locale assurée par un soutènement ponctuel. Rabattement de la nappe par pompage simple.	Limite des stratifications. Traitement de la partie superficielle éventuellement décomposée ou friables.
Crétacé (moyen, supérieur) Éocène	Soutènement léger dans certaines périodes saisonnières. Protection contre l'eau (béton projeté ou autre).	Problème d'interfaces. Discontinuités.
Néogène et Quaternaire alluvionnaire	Soutènement léger, lourd uniquement pour les excavations très profondes (> 10 m de profondeur). Soutènement par éléments horizontaux avec des tirants d'ancrage ou des clous passifs.	Caractérisation des massifs par essais *in situ*. Non-représentativité des échantillons. Évaluation des paramètres mécaniques par calcul inverse.
Quaternaire	Soutènement lourd. Soutènement par éléments verticaux (paroi moulée ou pieux sécants ou tangents). Parois étanches dans le cas de la présence d'eau.	Vérification de la stabilité globale et locale. Bonne identification des paramètres de résistance. Paramètres de déformations nécessaires.

6

Conclusion et perspectives

Cet article a présenté les principaux traits des différentes formations géologiques au Liban. Les caractéristiques mécaniques communes de ces formations ont été mises en évidence et exposées.

Les réflexions sur les approches adoptées en travaux géotechniques à Beyrouth ont montré les difficultés qui accompagnent les procédures de caractérisation des sols. Les critiques des erreurs courantes dans l'interprétation des résultats ont souligné la nécessité de trouver des corrélations locales entre ces résultats et les vrais paramètres.

Une nouvelle classification géotechnique a pu être proposée pour les différentes formations géologiques au Liban. Elle accentue indirectement l'utilité des anciens travaux des géologues. Bien que sommaire, cette classification peut servir actuellement comme référence pour les avant-projets géotechniques et pour les conceptions préliminaires des campagnes de reconnaissance des sols. Elle doit être affinée par d'autres analyses ultérieures, basées sur des cas documentés et publiés. Nous espérons que le travail fourni dans cet article, concernant les formations géologiques au Liban, permettra d'ouvrir le débat entre ingénieurs qui interviennent dans cette partie du monde.

Bibliographie

Abd-el-Al I. – « L'originalité de l'écoulement dans les massifs calcaires libano syriens » 2. Congrès technique international, Le Caire, 1949.

Dubertret L. – « Carte géologique au 1/50 000 du Liban » diffusée par le ministère des Ressources hydrauliques, 1951.

Esta J.-B. - « Paroi clouée et tirantée à Beyrouth ». *Revue française de géotechnique* n° 89, 4e trimestre 1999.

Farras O. – « Aus dem Orient. Geologische Beobachtungen am Libanon ». *Wurttemb. Naturw. Yahreshefte*, Stuttgart, 1878, p. 257-392, pl. III-VIII.

Kazan Y. – « Mécanisme de rupture dû à un problème d'interface, cas réel interprétation et recommandations ». *Journées nationales de géotechnique et de géologie de l'ingénieur*, JNGG-2002, Nancy, France, 2002.

Khawlie M.R., Ghannam J. – « Land suitability and geotechnical studies for the development of greater Beirut Area – Lebanon ». *Geological Society of Hong Kong Bulletin* n° 3, October 1987.

Kober L. – « Geologische Forschungen in Vorderasien. Zur Tektonik des Libanon » *Denkschr. math. Naturw.* Kl. K. Ak. Wiss., Wien, 1915, p. 419-424.

Interaction sol-fondation superficielle au voisinage de la crête d'un talus : analyse de la capacité portante

S. MALOUM
IUT Robert-Schuman
de Strasbourg
72, route du Rhin
67400 Illkirch-Graffenstaden
MaloumSihem@
netscape.net

J.-G. SIEFFERT
Institut de mécanique des
fluides et des solides
UMR 7507
École nationale des arts
et industries de Strasbourg
24, bd de la Victoire
67084 Strasbourg Cedex
jean-georges@
ensais.u-strasbg.fr

Résumé

Parmi les problèmes géotechniques traités depuis des décennies, figure celui de l'interaction sol-fondation superficielle, toutes configurations confondues.
Le présent article traite du cas particulier du système sol-fondation superficielle filante établi au voisinage de la crête d'un talus, et sollicité par des chargements quasi statiques externes verticaux et inclinés centrés. La capacité portante est représentée par l'enveloppe des combinaisons de charges à la ruine, déterminées par simulations numériques aux éléments finis grâce au code CESAR-LCPC. Une comparaison effectuée avec les formulations issues du règlement et de la littérature sera présentée.

Mots-clés : fondation superficielle, talus, interaction, capacité portante, facteur réducteur, simulation numérique, éléments finis.

Soil-shallow foundation interaction near the crest of a slope : bearing capacity analysis

Abstract

The soil-shallow foundation interaction problem is widely considered in the literature. This paper deals with the case of the soil-strip footing system interaction established near the crest of a slope and submitted to quasi-static centred vertical and inclined loads. The bearing capacity is represented by the ultimate load combinations envelop, determined by a numerical approach using the finite element method, thanks to the code CESAR-LCPC. Comparisons with design formulations and those issued from the literature will be presented.

Key words : shallow foundation, slope, interaction, bearing capacity, reduction factor, numerical simulation, finite elements.

1

Introduction

Du point de vue du génie civil, une structure n'est jamais isolée. Elle est le plus souvent en *interactions multiples* avec le sol d'assise, ainsi qu'avec les constructions avoisinantes.

Le degré d'importance des répercussions réciproques des comportements d'ouvrages appartenant à des domaines connexes est étroitement lié à leurs caractéristiques mécaniques et géométriques. Les réflexions sur les aléas, provenant du milieu extérieur, susceptibles d'affecter l'aptitude d'une structure à remplir ses fonctions par rapport à l'exploitation, à la sécurité et à l'environnement, ont amené les concepteurs à intégrer attentivement cette notion d'interaction lors de la phase de dimensionnement.

Dans cet article, on aborde le problème particulier de l'interaction sol frottant-fondation superficielle filante non encastrée de largeur B, établie à une distance d de la crête d'un talus. Ce dernier est caractérisé par son angle β inférieur à l'angle de frottement interne du sol (Tableau I), ainsi que sa hauteur H (Fig. 1). Il est évident qu'une telle géométrie n'est pas sans conséquence directe sur la stabilité du système sol-fondation, quel que soit le chargement extérieur appliqué.

A noter que dans le cadre de cet article, on se limitera aux seuls cas de chargements statiques verticaux et inclinés centrés.

La présente étude a été réalisée dans l'optique de fournir une expression analytique de la capacité portante, représentée géométriquement dans un plan de sollicitations admissibles sous forme d'une enveloppe de combinaisons des charges à la ruine, autrement dit, d'enveloppe de rupture ou de surface de charge ultime (au sens de la théorie de la plasticité).

En raison de l'investissement financier important associé à l'investigation expérimentale, qu'il s'agisse d'essais de laboratoire ou d'essais en vraie grandeur, l'analyse du problème a été conduite par la méthode aux éléments finis. Le grand essor des approches numériques dans le domaine de la mécanique des structures et des géomatériaux permet en effet d'effectuer des calculs tenant compte de manière satisfaisante, des différentes non-linéarités géométriques et matérielles, ainsi que d'effectuer des études paramétriques explorant diverses situations susceptibles d'être rencontrées dans la pratique.

TABLEAU I **Paramètres retenus pour la stimulation.**
Constant parameters of the computations.

Paramètre	Fondation	Interface	Sol
E (kPa)	71.10^6	65.10^3	65.10^3
υ	0,34	0,33	0,33
γ (kN/m^3)		16	16
φ (angle de frottement interne)		37,5°	37,5°
c (cohésion, kPa)		0,5	0,5
β (inclinaison du talus)			26,6°
ψ (angle de dilatance du sol)		10°	10°
R_t (résistance à la traction, kPa)		0,5	

2

État de l'art

A l'issue d'une synthèse bibliographique effectuée par Bakir (1993), et mise à jour par Maloum (2001), nous avons relevé l'intérêt majeur qu'a suscité, auprès de la communauté géotechnicienne, le thème de l'interaction sol-fondation superficielle de façon générale. Néanmoins, peu d'attention a été accordée à la configuration particulière du talus, en comparaison avec celle de la fondation sur plan horizontal.

A ce sujet, nous distinguons, parmi les travaux les plus significatifs, les études théoriques de de Buhan et Garnier (1994) et plus récemment de Soriano *et al.* (2001), fondées sur l'approche du calcul à la rupture, ainsi que les simulations physiques réalisées à la centrifugeuse du Laboratoire central des ponts et chaussées (LCPC) de Nantes par Bakir (1993) et Maréchal (1999). Ces derniers ont exprimé mathématiquement les coefficients réducteurs de la portance, en fonction du type de chargement appliqué au sol par l'intermédiaire de la fondation.

Pour ce qui est du cas de la fondation filante sollicitée par un chargement vertical centré, Bakir (1993) a proposé d'écrire le facteur i_β sous la forme :

$$i_\beta = 1 - 0{,}9 \tan\beta (2 - \tan\beta) \left\{ 1 - \frac{d}{6B} \right\}^2 \qquad (1)$$

où l'on voit apparaître l'angle β du talus ainsi que le paramètre adimensionnel $\frac{d}{B}$, exprimant la distance relative fondation-talus.

Cette formulation a été adoptée par le Règlement français fascicule 62-titre V (1993), après une modification effectuée au niveau du dernier terme, dans lequel le rapport $\frac{d}{6B}$ a été substitué par $\frac{d}{8B}$, induisant une majoration de la capacité portante de la fondation superficielle au voisinage d'un talus.

En ce qui concerne les chargements inclinés centrés, la « non-symétrie » de la surface libre du sol impose de traiter distinctement les cas des inclinaisons positives et négatives. Les figures 2a et 2b schématisent la convention de signes que nous avons. Celle-ci indique que la charge est inclinée positivement ($\delta > 0$) par rapport à l'axe vertical de la fondation, lorsqu'elle est dirigée vers le talus.

Dans ce dernier cas, le fascicule 62 propose d'exprimer le facteur $i_{\delta\beta}$ suivant l'équation (2). Ce facteur traduit la réduction de la capacité portante du système sol-fondation, générée par les effets couplés de l'inclinaison δ du chargement et de l'angle β du talus.

$$i_{\delta\beta} = \left(1 - \frac{\delta + \beta}{45} \right)^2 \qquad (2)$$

β' correspond à une inclinaison donnée de talus que l'on détermine en supposant l'égalité entre les facteurs réducteurs i_δ pour une inclinaison $\delta = \beta'$, et i_β (1).

Il convient ici de préciser que i_δ rend compte de la réduction de la capacité portante d'une fondation

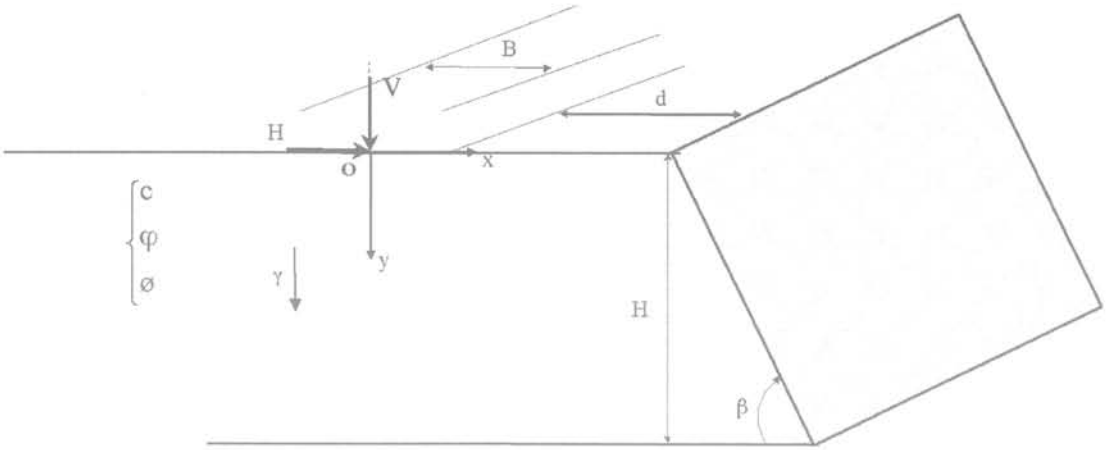


FIG. 1 **Géométrie du problème.**
Problem geometry.

superficielle établie sur un plan horizontal, et soumise à un chargement incliné centré. A ce titre, le fascicule 62 recommande, pour une fondation simplement posée sur un sol pulvérulent, l'utilisation de l'expression (3) :

$$i_\delta = \left(1 - \frac{|\delta|}{45}\right)^2 \qquad (3)$$

Il suit alors immédiatement :

$$\beta' = 45\left(1 - \sqrt{i_\beta}\right) \qquad (4)$$

Ce principe d'égalité est fondé sur une hypothèse de similarité entre deux configurations de géométrie et de chargement complètement différentes : d'une part, une fondation établie sur un plan horizontal, et sollicitée par un chargement centré incliné de β' par rapport à son axe vertical et, d'autre part, une fondation située au voisinage d'un talus d'angle β', et sollicitée par un chargement vertical centré.

Au sens des auteurs, ce raisonnement ne repose sur aucun fondement physique clair. A ce propos, une méthode plus significative de détermination de l'angle β' sera proposée ultérieurement.

Il convient en outre de noter que Maréchal (1999) a montré, en s'appuyant sur l'analyse de ses résultats issus d'essais centrifugés, que pour les chargements inclinés positivement, l'expression (2) tend à sous-estimer les résultats expérimentaux. Il préconise de la substituer par l'équation (5), jugée plus conservative.

$$i_{\delta\beta} = |i_\delta| . i_\beta \qquad (5)$$

Pour ce qui est du cas de la charge extérieure orientée vers le plan horizontal, le fascicule 62 recommande d'adopter le facteur réducteur $i_{\delta\beta}$ ci-dessous :

$$i_{\delta\beta} = \inf\left\{ i_\delta \left(1 - \frac{|\delta| - \beta'}{45}\right)^2 \right. \qquad (6)$$

L'égalité (6) permet une détermination par parties de $i_{\delta\beta}$ dans le cas de chargements inclinés négatifs, en fonction de l'importance de l'inclinaison de la charge par rapport à l'axe vertical de la fondation.

3 Simulation numérique par éléments finis

Le logiciel aux éléments finis CESAR-LCPC a été choisi pour constituer une banque de données sur les charges de ruine et les déplacements induits du système sol-fondation filante au voisinage d'un talus, sollicité par des chargements verticaux et inclinés centrés.

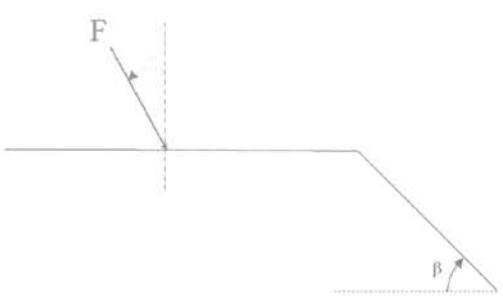


FIG. 2a **Inclinaison positive de la charge.**
Positive load inclination.

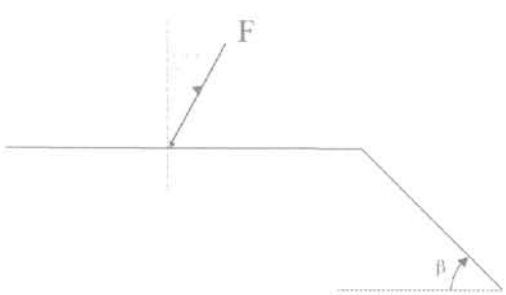


FIG. 2b **Inclinaison négative de la charge.**
Negative load inclination.

Tous les calculs ont été effectués en considérant un état de déformation plane, étant donné le type de fondation retenu.

3.1

Discrétisation spatiale du système sol-fondation

Le massif de sol ne présentant aucune symétrie géométrique, il a donc été discrétisé dans son intégralité, par des éléments finis de type quadratique isoparamétrique à 8 nœuds. Le même type d'éléments a été adopté pour le maillage de la fondation, afin d'assurer un assemblage correct.

Un raffinement local du maillage a été effectué dans les zones suspectées à forts gradients de contraintes : au voisinage de la fondation, sous sa base, ainsi qu'au niveau du talus.

De manière générale, les dimensions du maillage ont été définies de façon à éviter toute source de perturbation à la formation des mécanismes de ruine dans le sol.

Les conditions aux limites sur toutes les frontières du massif, ainsi qu'un exemple de maillage sont illustrés par la figure suivante (Fig. 3).

3.2

Caractéristiques de l'analyse numérique

Le comportement du sol est régi par une loi élastique parfaitement plastique et le critère de frottement adopté correspond à celui de Mohr-Coulomb. Les valeurs des paramètres du calcul (E, ν, γ et φ) mentionnées sur le tableau I ont été déterminées expérimentalement par Maréchal (1999). Elles correspondent au sable de Fontainebleau utilisé lors de ses essais au LCPC de Nantes.

Pour ce qui est de la faible cohésion affectée au sol frottant, bien qu'il soit supposé parfaitement sec, son rôle est de réduire certaines instabilités numériques notées lors des simulations numériques Maloum (2001). L'angle de dilatance ψ est choisi inférieur à l'angle de frottement interne φ, pour tenir compte du caractère non associatif de l'écoulement plastique.

Le matériau de la fondation filante est supposé, quant à lui, suivre un comportement de type élastique linéaire isotrope. Sa rigidité importante par rapport à celle du sol permet d'assimiler la cinématique de la fondation à celle d'un corps rigide.

En ce qui concerne les éventuels mécanismes de type décollement/glissement localisés à l'interface sol-fondation, ils ont été pris en compte par l'introduction d'éléments de contact spécifiques sans épaisseur à 6 nœuds, vérifiant les critères de frottement et d'adhérence. Les caractéristiques élastiques ainsi que le frottement d'interface sont supposés être identiques à ceux du sol d'assise. Le critère d'adhérence, quant à lui, a été caractérisé par une faible résistance à la traction (R_t), le but étant, de la même manière que pour la cohésion, de remédier à certaines instabilités numériques.

Une étude paramétrique a ciblé deux paramètres : un premier de nature géométrique correspondant à la distance relative au talus $\frac{d}{B}$, et un second lié au chargement caractérisé par le signe et la valeur de l'inclinaison δ.

3.3

Normalisation adoptée

Dans l'objectif d'affranchir la discussion du facteur de capacité portante N_γ dont la détermination a suscité tant de controverses Sieffert et Bay-Gress (1999), Paolucci et Pecker (1997) ont proposé de normaliser les composantes horizontales et verticales du chargement extérieur (H, V) par la charge ultime notée V_{max}, relative à la configuration de référence. Celle-ci correspond au cas de la fondation superficielle filante établie sur un massif à surface libre horizontale, et soumise à un char-

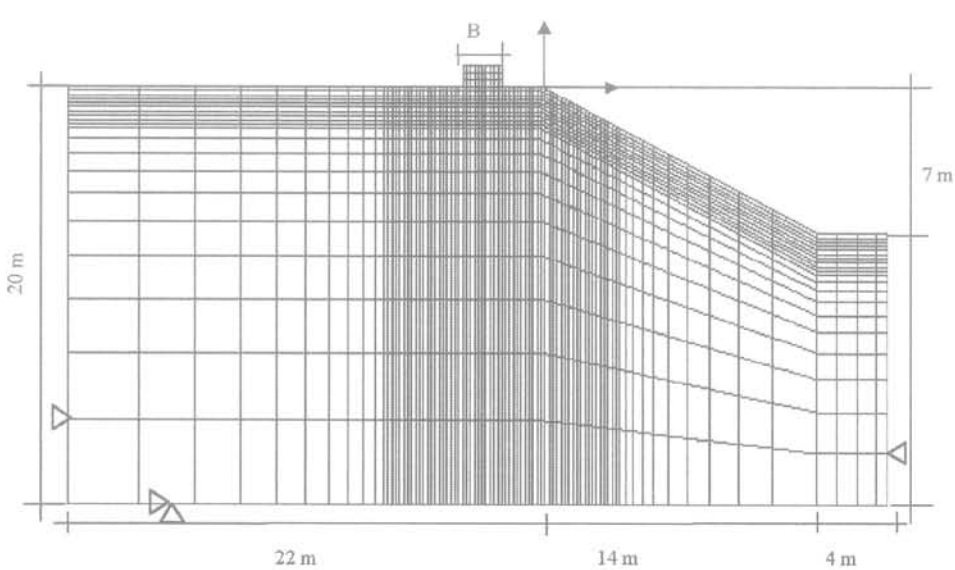


FIG. 3 **Maillage du modèle bidimensionnel et conditions aux limites.**
Finite element mesh of the model and boundary conditions.

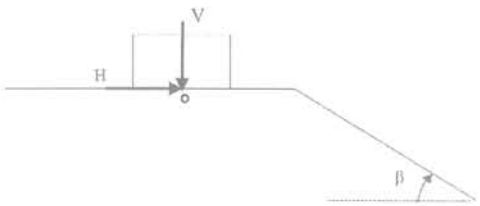


FIG. 4a **Torseur des efforts extérieurs.**
External forces.

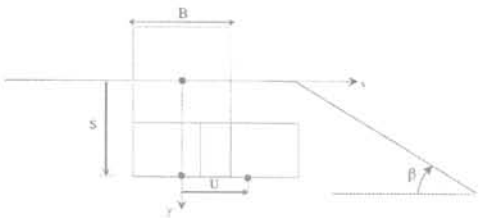


FIG. 4b **Cinématique de la fondation.**
Foundation kinematics.

gement vertical centré. Les composantes de chargement normées obtenues sont représentées sur la figure 4a et données par :

$$\begin{Bmatrix} v \\ h \end{Bmatrix} = \frac{1}{V_{\max}} \begin{Bmatrix} V \\ H \end{Bmatrix} \quad (7)$$

Quant aux composantes cinématiques, autrement dit le tassement S et le déplacement horizontal U, elles ont été rendues adimensionnelles en les divisant simplement par la largeur B de la fondation.

$$\begin{Bmatrix} s \\ u \end{Bmatrix} = \frac{1}{B} \begin{Bmatrix} S \\ U \end{Bmatrix} \quad (8)$$

A noter que le point de réduction des composantes statiques et cinématiques est ramené au centre de la base de la fondation, matérialisé par le point O, en contact avec le sol.

4 Analyse des résultats

Avant de procéder à l'analyse des résultats obtenus, il nous semble intéressant d'évoquer deux problématiques rencontrées lors des calculs numériques :

(i) Il s'agit, dans un premier temps, du mode d'application du chargement à la fondation. Quel que soit le chemin de chargement extérieur, son application au nœud central de la base de la fondation s'est effectuée selon un mode incrémental irrégulier. En effet, on recommande généralement à l'initiation du chargement ainsi qu'aux alentours de la ruine, l'introduction de faibles incréments de charge, contribuant ainsi à une convergence plus aisée du processus itératif.

(ii) Quant au second point, il est relatif à la question de la détermination de la charge limite, qui demeure encore aujourd'hui très ambiguë aussi bien pour le numéricien que pour l'expérimentateur. Dans le cas de nos simulations numériques, il a été supposé que celle-ci correspond à l'initiation des grands déplacements de la fondation, matérialisée physiquement par un changement brutal de la direction de la réponse charge-déplacement.

La figure 5 illustre les charges ultimes correspondant aux chemins de chargement testées, dans le plan normé (h, v) des composantes des sollicitations admissibles. L'influence du paramètre adimensionnel $\frac{d}{B}$ est de toute évidence de premier ordre quant à l'étude de la stabilité du système interactif sol-fondation superficielle au voisinage d'un talus. On observe au fur et à mesure que la fondation s'approche de la crête du talus, une forte réduction de sa capacité portante, notamment lorsque l'inclinaison δ est positive ou nulle.

En revanche, pour ce qui est des chargements négatifs, le talus ne semble pas influencer les fortes inclinaisons (considérées en valeurs absolues). Ce constat n'est cependant plus valable lorsqu'il devient question des charges négatives faibles. Dans cette situation, on note des écarts importants entre les valeurs des charges de ruine, en fonction de la position de la fondation par rapport au talus.

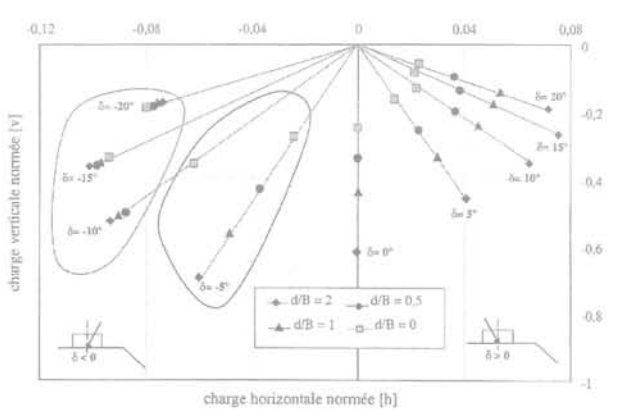


FIG. 5 **Influence de la distance relative fondation-talus sur la capacité portante.**
Influence of the relative distance footing-slope on the bearing capacity.

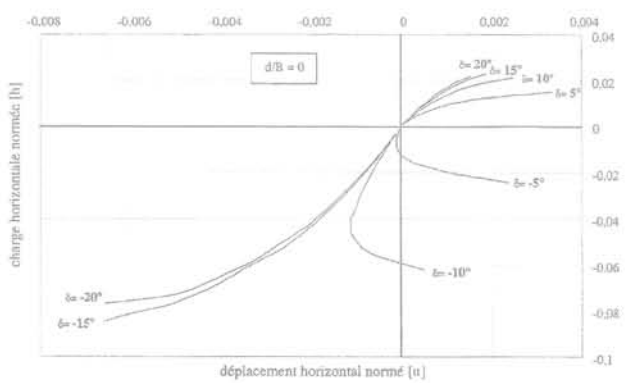


FIG. 6 **Comportement dans la direction horizontale sous chargements centrés inclinés (d/B = 0).**
Horizontal behaviour under centred inclined load paths (d/B = 0).

TABLEAU II **Paramètres variables de la simulation.**
Variable parameters of the computations.

Paramètres	
Symbole	Valeurs
$\frac{d}{B}$ distance relative fondation-talus)	0 ; 0,5 ; 1 ; 2 ; + ∞
δ (inclinaison de la charge)	± 5° ; ± 10° ; ± 15° ; ± 20

Pour tenter de comprendre les raisons de cette variation, on propose d'observer et d'analyser les réponses dans la direction horizontale (h-u) illustrées par la figure 6, pour la configuration géométrique la plus défavorable $\frac{d}{B} = 0$.

Les réponses relatives à δ = – 5° et – 10°, attestent d'un comportement particulièrement intéressant : au début du chargement, la courbe semble suivre normalement la direction du chargement négatif, jusqu'à atteindre un certain niveau de sollicitation, à partir duquel les déplacements horizontaux affichent un changement de signe rapide et définitif.

Cette évolution, quelque peu surprenante, a conduit à s'interroger sur les raisons associées aux déviations soudaines des directions de ces deux trajectoires de déplacement. Il s'avère que le changement de signe des déplacements horizontaux correspond à l'initiation d'un mécanisme de ruine qui intercepte plutôt le talus et non pas le plan horizontal, comme s'il s'agissait d'un chargement incliné positivement (vers le talus). Ce phénomène est primordial quant au suivi d'un ouvrage. Il convient d'en tenir compte dans les phases de la construction.

Pour analyser plus finement le problème, on propose d'examiner les trajectoires de déplacement relatives à l'inclinaison de charge la plus faible δ = – 5° en fonction de $\frac{d}{B}$ (Fig. 7). Celles-ci mettent en évidence un comportement qu'on peut décrire d'évolutif, fortement lié à la position de la semelle par rapport à la crête du talus. Le mécanisme de ruine change de forme pour une valeur de $\frac{d}{B}$ comprise entre 1 et 2 (en l'occurrence ici pour le cas δ = – 5°) que nous qualifions de « distance relative de transition ».

En ce qui concerne les cas $\frac{d}{B} = 0$; 0,5 et 1, la ruine se produit par formation d'un mécanisme qui intercepte le talus, alors que pour $\frac{d}{B} = 2$, la ruine se développe normalement dans la direction du plan horizontal.

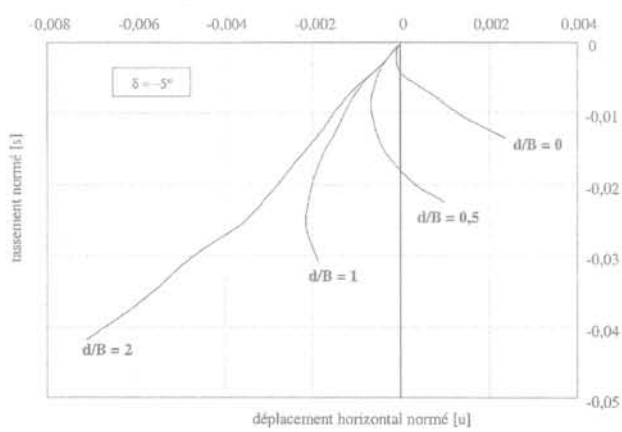


FIG. 7 **Évolution de la direction de la trajectoire de déplacement en fonction de d/B (δ = – 5°).**
Evolution of the displacement trajectory direction according to d/B (δ = – 5°).

5 Expression analytique de l'enveloppe de rupture

A l'issue de cette analyse, il nous a été possible de conclure de l'existence d'un angle qu'on note δ_s (l'indice s fait référence à simulation numérique), qui correspond à l'inclinaison de la charge extérieure marquant la transition entre les deux mécanismes de rupture, évoqués précédemment.

Les résultats des charges ultimes, obtenues par approche numérique, sont représentés sur le plan normé (h, v), qui peut être scindé en une zone influencée par le talus et une autre non influencée. L'écriture de la surface de charge ultime s'effectue donc par parties : à gauche de la droite formant l'angle δ_s avec l'axe des composantes de sollicitations verticales (Fig. 8), on retient la formulation proposée par Le Pape (2000), dans le cas d'une fondation superficielle filante sur plan horizontal.

$$f_{ult(h,v)} = h + c_2.v.\ln\left(\frac{1}{v}\right) = 0 \qquad (9)$$

Pour tenir compte des effets générés par le talus, on adopte pour la partie de droite une expression similaire, dans laquelle a été introduit le facteur réducteur de la portance sous charge verticale centrée.

$$f_{ult}(h,v) = h - c_{-1}.v.\ln\left(\frac{i_\beta}{v}\right) = 0 \qquad (10)$$

Les coefficients c_1 et c_2 décrivent la forme de l'enveloppe de rupture totale.

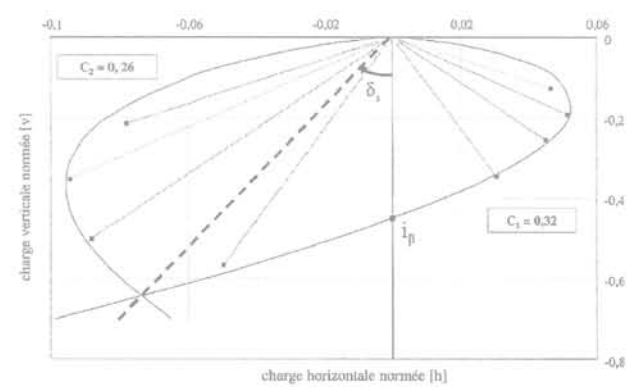


FIG. 8 **Enveloppe de rupture totale** $\left(\frac{d}{B} = 1\right)$.
Complete failure envelope $\left(\frac{d}{B} = 1\right)$.

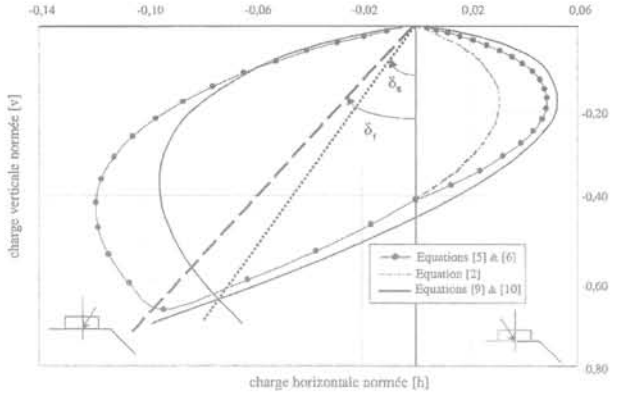


FIG. 9 **Enveloppes de rupture selon diverses approches.**
Rupture envelopes following different approaches.

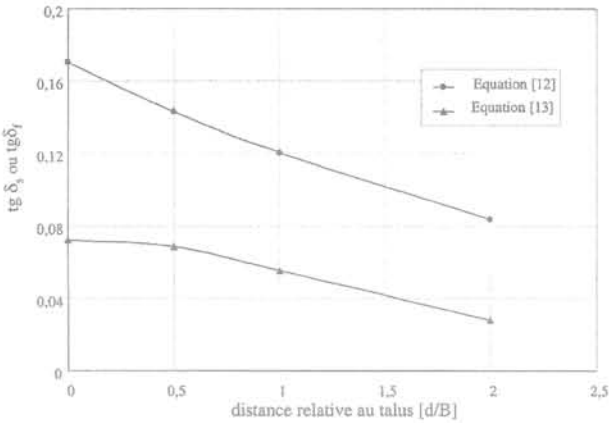


FIG. 10 **Évolution de l'inclinaison de transition en fonction de $\frac{d}{B}$.**
Evolution of the transition inclination according to $\frac{d}{B}$.

6 Étude comparative

Les enveloppes de rupture issues des formulations du fascicule 62-titre V (2) et (6) des travaux de Maréchal (1999) (5) et, enfin, de nos simulations numériques (9) et (10) sont illustrées par la figure 9. Deux remarques sont à noter :

1) A droite de la ligne, en traits interrompus, formant un angle δ_f (de la même manière que précédemment, l'indice f ici fait référence au fascicule 62-titre V) avec l'axe des sollicitations verticales, on constate que nos résultats numériques sont assez proches de ceux obtenus par application du règlement, et ce quel que soit le signe de l'inclinaison du chargement imposé. Cependant, la divergence est notable en ce qui concerne la région située à gauche de cette ligne, où le mécanisme de ruine n'est pas influencé par le talus. Les charges limites correspondant à la formulation du fascicule 62-titre V (6) sont nettement supérieures à celles obtenues numériquement ;

2) Les valeurs des inclinaisons de transition δ_s et δ_f marquant le changement du mécanisme de ruine respectivement dans les cas de nos simulations numériques et du fascicule 62, sont nettement différentes.

Avant de conclure ce travail, on propose d'évaluer quantitativement l'angle β' (4), comme il a été précisé précédemment, en l'exprimant en fonction de l'inclinaison de transition δ_f. Étant donné que l'équation (6) stipule que le facteur réducteur $i_{\delta\beta}$, relatif aux chargements inclinés négativement, s'exprime en deux parties. Par conséquent, on peut écrire lorsque l'inclinaison du chargement extérieur δ est égale à δ_f :

$$i_{\delta,\beta} = \left(1 - \frac{\left(|\delta_f| - B'\right)}{45}\right)^2 = \left(1 - \frac{|\delta_f|}{45}\right)^2 \qquad (11)$$

Il en découle alors :

$$|\delta_f| = \frac{B'}{2} = 22{,}5\left(1 - \sqrt{i_\beta}\right) \qquad (12)$$

A présent, afin de mieux visualiser les écarts, évoqués dans la remarque (2), entre les inclinaisons marquant la transition entre les mécanismes de rupture prédéfinis, obtenues selon les formulations du fascicule 62-titre V (12) et nos résultats numériques (13) la figure 10 représente graphiquement les évolutions de $\tan\delta_s$ et de $\tan\delta_f$, en fonction de la distance relative fondation-talus.

A noter que l'expression (13) ci-dessous est déduite de l'égalisation des équations (9) et (10) relatives aux enveloppes de rupture numériques.

$$\tan\delta_s = \frac{c_1 c_2}{c_1 + c_2} \ln(i_\beta) \qquad (13)$$

7 Conclusion

Le travail présenté a porté sur la capacité portante du système sol frottant sec-fondation superficielle filante au voisinage d'un talus, en considérant l'effet des interactions multiples générées par le couplage de plusieurs facteurs liés à la géométrie de la fondation (B, d), à celle du sol d'assise (β, H), ainsi qu'à l'inclinaison δ du chargement appliqué au centre de la base de la semelle.

L'apport principal de l'étude se situe dans l'expression mathématique de l'enveloppe des combinaisons des charges à la ruine, relatives au système interactif sol-fondation, en fonction du chargement qui lui est appliqué.

L'incidence de la distance relative fondation-talus $\frac{d}{B}$ sur la réduction de la portance a été clairement mise en évidence.

Enfin, la variation du mécanisme de ruine en fonction du chargement extérieur appliqué est un paramètre déterminant quant au suivi d'un ouvrage établi au voisinage de la crête d'un talus.

Étude du gonflement des sols pour des projets de tunnels

T. WINDAL
I. SHAHROUR
Laboratoire de mécanique de Lille
Université de Lille 1
EUDIL
Département génie civil
Cité scientifique
avenue Paul-Langevin
59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex
timothee.windal@eudil.fr
isam.shahrour@eudil.fr

J.-P. MAGNAN
Laboratoire central des ponts et chaussées
58, bd Lefebvre
75732 Paris Cedex 15
magnan@lcpc.fr

J.-F SERRATRICE
CETE Méditerranée, Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence
BP 3700
13791 Aix-en-Provence Cedex 3
jean-francois.serratrice @equipement.gouv.fr

Résumé

Cette communication porte sur l'étude du gonflement d'une marne « intacte » réalisée à l'aide d'un œdomètre flexible. Le dispositif utilisé autorise une certaine déformation latérale de l'éprouvette lors du gonflement et permet la mesure de la pression de gonflement exercée dans cette direction. La variation de la rigidité de l'œdomètre flexible permet d'étudier l'influence de la déformation du sol sur le gonflement et de reproduire les conditions rencontrées lors de la construction de tunnels flexibles dans des sols gonflants. Les essais réalisés montrent que la rigidité de l'anneau œdométrique ainsi que la stratification de l'éprouvette affectent sensiblement le gonflement.

Mots-clés : œdomètre flexible, gonflement, tridimensionnel, marne, pression latérale, tunnel, anisotropie, stratification.

Study of soils swelling for tunnel projects

Abstract

This paper concerns a study of the swelling behavior of « intact » marl using a flexible odometer. This device allows for lateral deformation of the specimen during swelling process and permits the measurement of the lateral swelling pressure. The variation of stiffness of the odometer ring allows to study the influence of the soil deformation on swelling and to reproduce swelling condition encountered during the construction of flexible tunnels in swelling soils. Tests results show that the ring stiffness as well as the stratification of the specimen largely affect soil swelling.

Key words : flexible odometer, three-dimensional, swelling, marl, lateral pressure, tunnel, anisotropy, stratification.

1

Introduction

Le gonflement de sols constitue un problème majeur pour les tunnels construits dans des terrains présentant un fort potentiel de gonflement (Einstein et Bischoff 1976, Steiner 1993, Kovari *et al.*, 1995 ; Robert, 1991). Le suivi de nombreux tunnels montre que le gonflement induit un soulèvement du radier suivi par une dislocation et une rupture du revêtement. Steiner (1993) a recensé des pressions de gonflement variant de 0,15 à 0,7 MPa pour des tunnels construits dans des schistes et des pressions plus importantes (de 2 à 2,5 MPa) pour les tunnels construits dans des matériaux contenant de l'anhydrite. Le phénomène de gonflement peut durer longtemps : à titre d'exemple, on peut citer le cas du tunnel du Upper-Hauenstein pour lequel on a mesuré une vitesse de soulèvement du radier de l'ordre de 10 mm/an 120 ans après sa construction (Robert, 1991).

Le calcul et la vérification de tunnels concernés par les sols gonflants nécessitent la détermination de la pression de gonflement induite dans les différentes directions. La caractérisation du gonflement est généralement effectuée à l'aide de l'œdomètre classique, qui impose une condition de déformation latérale nulle au cours du gonflement. Or, dans le cas des tunnels, et plus particulièrement ceux présentant une faible rigidité, on peut assister à une déformation latérale du sol au cours du processus de gonflement. Cette déformation peut influencer d'une manière sensible la pression de gonflement. Ce phénomène a été étudié dans la direction axiale par de nombreux auteurs en utilisant l'œdomètre classique (Holtz et Gibbs, 1956 ; Seed *et al.*, 1962 ; Kabbaj, 1989). Leurs travaux ont montré que l'autorisation d'une faible déformation axiale réduit fortement la pression de gonflement dans cette direction.

On présente dans cet article les résultats d'une étude réalisée à l'aide d'un œdomètre flexible, du gonflement des marnes de l'agglomération marseillaise. Cet appareillage autorise une déformation latérale de l'éprouvette au cours du gonflement et permet la mesure de la pression de gonflement induite dans cette direction. Une description détaillée de l'appareillage est présentée par Windal (2001). La déformation latérale de l'éprouvette est contrôlée par la rigidité relative sol/cellule œdométrique. La variation de cette rigidité permet de réaliser des essais de gonflement allant de l'essai de gonflement libre (cellule très flexible) à l'essai œdométrique classique (cellule très rigide). Ces essais permettent d'étudier l'influence de la rigidité de l'anneau sur le gonflement et de disposer ainsi d'une base de données intéressantes pour la vérification de modèles de gonflement tridimensionnels (Wittke et Pierau, 1979 ; Froehlich, 1989 ; Kiehl, 1990 ; Bultel, 2001) ou le développement de nouveaux modèles pour le calcul de tunnels construits en terrains gonflants.

2

Matériau étudié

L'étude a été réalisée sur une marne argileuse prélevée par le Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence, dans le cadre de la reconnaissance géotechnique d'un projet autoroutier situé dans l'agglomération marseillaise et destiné à relier les autoroutes A7 et A55. Des analyses minéralogiques semi-quantitatives ont été effectuées au LRPC d'Aix-en-Provence par diffraction X sur des échantillons proches de ceux étudiés. Les tableaux Ia et Ib donnent la distribution des minéraux dans ce sol et le pourcentage des différentes argiles. On note un faible pourcentage de calcite et de quartz et une forte proportion d'argile. Les smectites prédominent largement, ce qui laisse présager un comportement gonflant pour ce matériau. Les échantillons ont été prélevés à une profondeur variant entre 35,85 et 36,20 m. Ils ont une teneur en eau comprise entre 9,0 et 13,5 %. La détermination du poids volumique sec des matériaux proches permet d'encadrer le poids volumique sec des éprouvettes étudiées entre 18 et 20 kN/m^3.

Les éprouvettes testées sont assez hétérogènes, on peut trouver au sein d'une même éprouvette des matériaux de couleurs assez variées (du gris clair au marron rouge en passant par le jaune). Certaines éprouvettes présentent une stratification plus ou moins marquée.

3

Mode opératoire et programme expérimental

Les essais de gonflement ont été réalisés selon la procédure d'Huder-Amberg à l'aide des cellules flexibles ayant des rigidités K_{an} = 370, 580, 850 et 3 045 MPa. L'essai est réalisé en trois phases. La première phase consiste dans l'application d'un cycle de chargement-déchargement-rechargement jusqu'à une contrainte axiale σ_{a0} voisine de 780 kPa. Elle vise à soumettre l'éprouvette à la contrainte verticale correspondant à la contrainte *in situ* et à réduire le remaniement dû à l'extraction de l'éprouvette. La deuxième phase concerne l'imbibition de l'éprouvette jusqu'à la saturation sous la contrainte axiale σ_{a0}. Après stabilisation du gonflement, on effectue la troisième phase qui permet d'évaluer le potentiel de gonflement. Cette phase comporte un déchargement de l'éprouvette par palier pendant lequel on suit l'évolution de la déformation axiale et de la pression latérale jusqu'à leur stabilisation.

Deux essais ont été réalisés sur des éprouvettes non stratifiées avec les anneaux ayant des rigidités K_{an} = 850 et 3 045 MPa. Sur les éprouvettes stratifiées, nous avons réalisé trois essais avec les anneaux ayant les rigidités K_{an} = 370, 580 et 3 045 MPa.

TABLEAU Ia **Distribution des minéraux dans la marne étudiée (Serratrice, 1998).**
Distribution of minerals in studied marl (Serratrice, 1998).

Calcite	Quartz	Autres phases (argiles, feldspath, dolomite)
21 %	10 %	69 %

TABLEAU Ib **Pourcentage des argiles présentes dans la marne (Serratrice, 1998).**
Percentage of clays present in marl (Serratrice, 1998).

Smectite	Illite	Kaolinite	Chlorites
65 %	28 %	5 %	2 %

4

Résultats et discussions

On présente d'abord les résultats de la phase d'imbibition sous la contrainte axiale σ_{a0}= 780 kPa ; ensuite on donne les résultats obtenus lors de la phase de déchargement.

4.1

Gonflement au cours de la phase d'imbibition

On donne dans la figure 1 les résultats des essais réalisés avec l'anneau de rigidité élevée (K_{an} = 3 045 MPa) sur une éprouvette stratifiée et une éprouvette non stratifiée. On remarque que l'éprouvette stratifiée présente une déformation axiale de gonflement de l'ordre de 1,3 %, qui est supérieure de 50 % au gonflement axial de l'éprouvette non stratifiée. En ce qui concerne la pression de gonflement latérale, on note que les deux éprouvettes développent des pressions latérales très proches (de l'ordre de 1 050 kPa). Ces résultats indiquent clairement que la stratification des éprouvettes amplifie le gonflement axial, mais n'affecte que très légèrement le gonflement dans la direction latérale. Ce résultat est en bon accord avec les résultats des essais réalisés par Froehlich (1989) sur une roche stratifiée. On peut noter que la contrainte latérale induite par le gonflement ($\Delta\sigma^g_l$) est supérieure à la contrainte axiale d'imbibition : ceci indique que le gonflement conduit l'éprouvette à un état d'extension ($q = \sigma_a - \sigma_l < 0$).

Les figures 2 et 3 illustrent respectivement les résultats des essais réalisés sur les éprouvettes stratifiées et non stratifiées avec les différents anneaux. Ces résultats montrent que l'augmentation de la rigidité de l'anneau induit une augmentation de la déformation axiale et de la pression de gonflement latérale. Pour les éprouvettes non stratifiées, l'augmentation de la rigidité d'anneau de 850 MPa à 3 045 MPa induit un accroissement de l'ordre de 90 % de la déformation axiale de gonflement et une augmentation de l'ordre de 210 % de la pression latérale de gonflement (tableau II). Pour les éprouvettes stratifiées, on note que l'augmentation de la rigidité de l'anneau œdométrique de 370 MPa à 3 045 MPa induit un accroissement de 70 % de la déformation axiale et une augmentation de 120 % de la pression de gonflement latérale. Ces résultats montrent que le fait d'empêcher le gonflement dans la direction latérale a pour effet d'augmenter à la fois la pression de gonflement latérale et la déformation axiale de gonflement. Les valeurs du déviateur à la fin de la phase de gonflement libre sont reportées dans le tableau II. On peut remarquer que l'augmentation de la rigidité de la cellule réduit la valeur du déviateur à la fin de la phase d'imbibition et conduit l'éprouvette à un état d'extension pour les rigidités élevées.

4.2

Phase de décharge : évaluation du potentiel de gonflement

Les figures 4a-d donnent les résultats de l'essai réalisé sur l'éprouvette stratifiée avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa. Pour chaque palier de déchargement, on observe une déformation instantanée suivie d'une augmentation de cette déformation avant sa stabilisation (Fig. 4a). Le déchargement induit également une réduction de la contrainte latérale suivie par une légère augmentation pour le premier palier (Fig. 4a). Les valeurs du rapport entre les variations de la contrainte latérale et de la contrainte axiale sont reportées dans le tableau III. On note que ce rapport est inférieur à 1 pour les deux premiers paliers. Ensuite il croît et devient supérieur à 1. Cette variation indique que les premiers paliers accentuent l'état d'extension de l'éprouvette (Fig. 4b).

La figure 4c donne les résultats obtenus à la stabilisation dans le plan ($\log\sigma_{a'}$ – ε_a). Les parties (A-B-C-D),

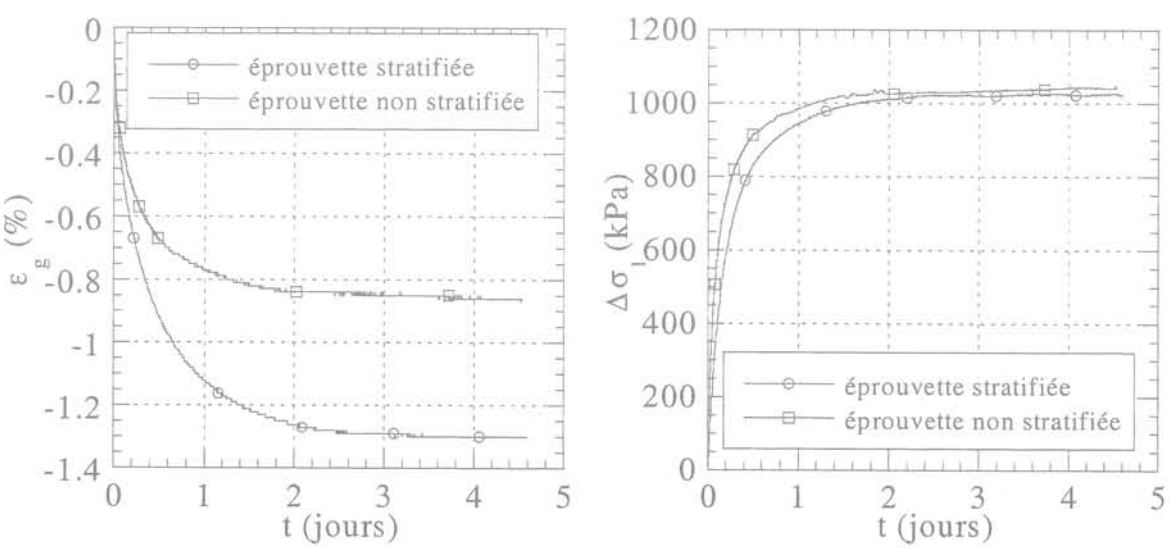


FIG. 1 **Influence de la stratification sur le gonflement pendant la phase d'imbibition – essai réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa.**
(a) Déformation de gonflement axiale ; (b) pression de gonflement latérale.
Influence of the stratification on swelling during the imbibition phase – test carried out with the ring stiffness K_{an} = 3,045 MPa.
(a) Axial swelling strain ; (b) lateral swelling pressure.

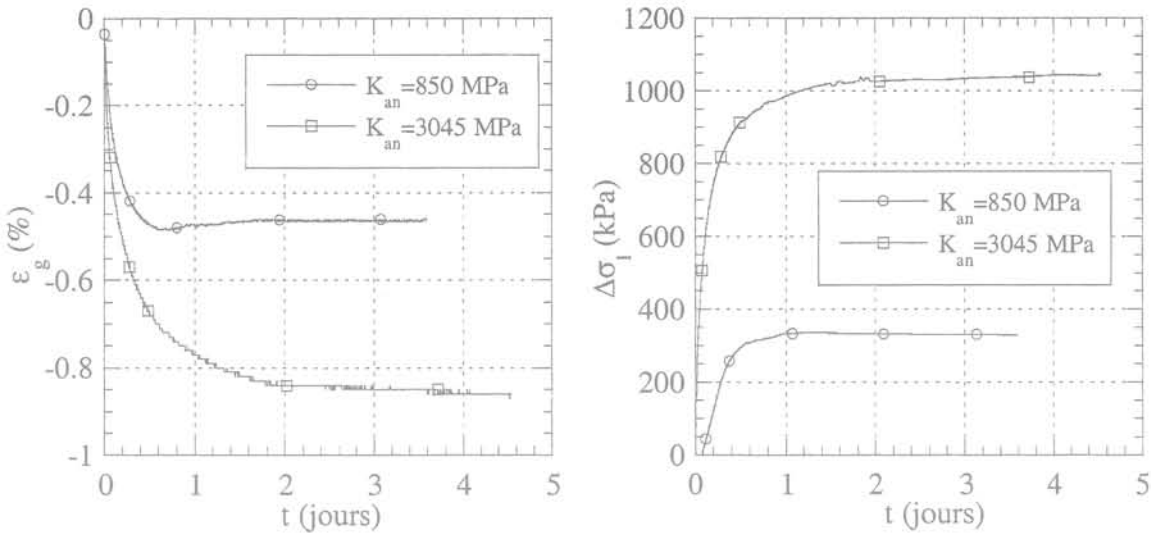


FIG. 2 **Influence de la rigidité d'anneau sur le gonflement des éprouvettes non stratifiées. Phase d'imbibition sous σ_a = 780 kPa.**
(a) Déformation de gonflement axiale ; (b) pression de gonflement latérale.
Influence of the ring stiffness on the swelling of non-stratified specimens. Imbibition phase under σ_a = 780 kPa.
(a) Axial swelling strain ; (b) lateral swelling pressure.

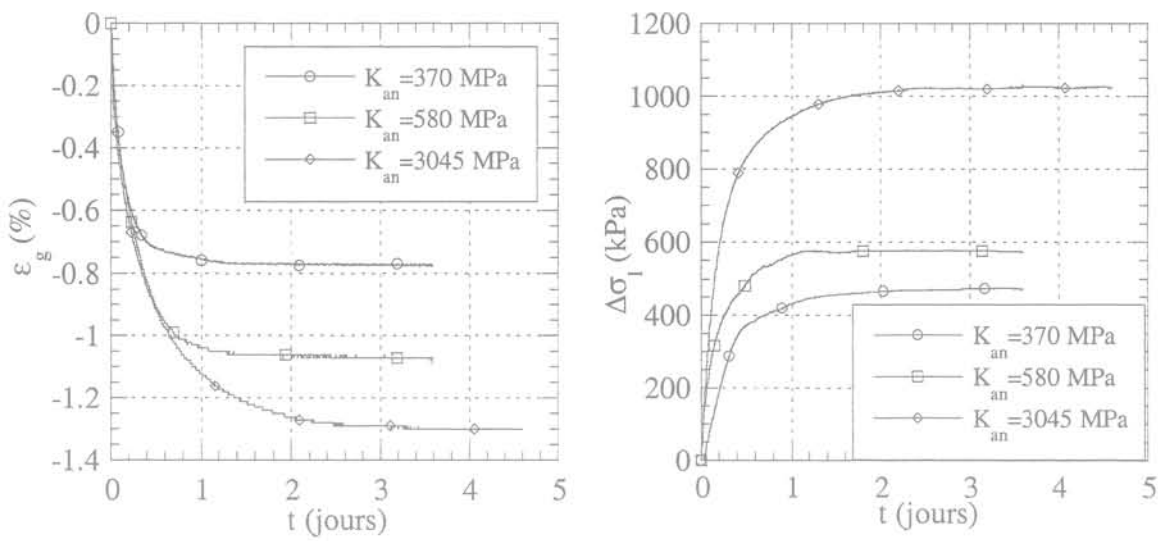


FIG. 3 **Influence de la rigidité d'anneau sur le gonflement des éprouvettes stratifiées. Phase d'imbibition sous σ_a = 780 kPa.**
(a) Déformation de gonflement axiale ; (b) pression de gonflement latérale.
Influence of the ring stiffness on the swelling of stratified specimens. Imbibition phase under σ_a = 780 kPa.
(a) Axial swelling strain ; (b) lateral swelling pressure.

(D-E), (E-F) correspondent respectivement au cycle de chargement, déchargement, rechargement, à la phase d'imbibition et à la décharge par palier. En admettant que l'on puisse comparer les courbes (CD) et (EF), c'est-à-dire en supposant qu'il n'y ait pas d'évolution de la structure du matériau pendant le gonflement, on détermine la déformation axiale de gonflement hydrique sous une contrainte axiale σ_a en retranchant de la déformation totale la déformation élastique due à la décharge mécanique, qui est calculée à partir du cycle de charge sur le matériau non imbibé. On trace alors dans le plan ($\log\sigma_a$, ε_g) la déformation axiale de gonflement hydrique en fonction de la contrainte axiale (Fig. 4d). On constate que les résultats peuvent être décrits par la relation logarithmique :

$$\varepsilon_g = K_i \log\left(\frac{\sigma_a}{\sigma_g}\right) \qquad (1)$$

où K_i et σ_g désignent respectivement l'indice de gonflement et la pression de gonflement. Pour l'essai réalisé, on trouve K_i = 0,0271 et σ_g = 1 830 kPa.

TABLEAU II **Déformation axiale et pression latérale induites pendant la phase d'imbibition sous une contrainte axiale σ_{a0} = 780 kPa.**
Axial deformation and lateral pressure induced by swelling during the imbibition phase under an axial stress σ_{a0} = 780 kPa.

	Éprouvettes stratifiées			Éprouvettes non stratifiées	
K_{an} (MPa)	370	580	3 045	850	3 045
ε_g (%)	– 0,77	– 1,09	– 1,30	– 0,46	– 0,86
$\Delta\sigma'_l$ (kPa)	473	573	1 024	329	1 043
$q = \sigma_a - \sigma_l$ (kPa)	230	154	– 258	426	– 277

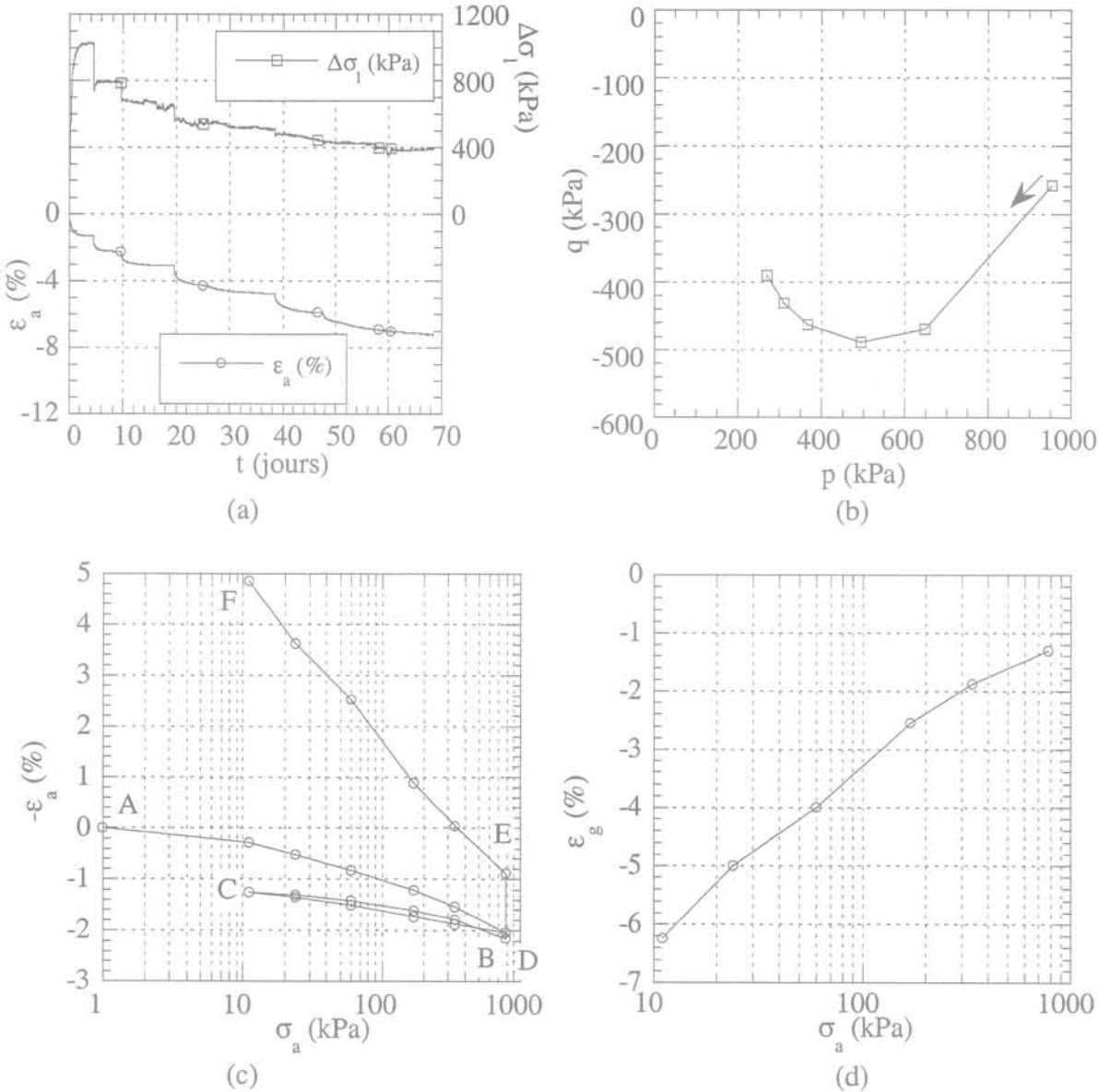


FIG. 4 **Essai de gonflement réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa sur éprouvette stratifiée.**
(a) Évolution de la déformation axiale et de la pression latérale pendant la phase de déchargement.
(b) Chemin de contrainte pendant la phase de déchargement.
(c) Évolution de la déformation axiale pendant les différentes phases de chargement.
(d) Évolution de la déformation axiale de gonflement pendant la phase de déchargement.
Swelling tests performed with the ring stiffness K_{an} = 3,045 MPa on stratified specimen.
(a) Evolution of the axial strain and the lateral pressure during the unloading phase.
(b) Stress path during the unloading phase.
(c) Evolution of the axial strain during the various loading phase.
(d) Evolution of the axial swelling strain during the unloading phase.

La figure 5 donne l'influence de la rigidité de l'anneau et de la stratification sur le gonflement axial. On constate que l'augmentation de la rigidité de l'anneau a pour effet d'augmenter le gonflement axial. Le tableau IV donne les valeurs de l'indice de gonflement (K_i) et de la pression de gonflement (σ_g) pour les différents essais. On peut constater que les pressions de gonflement obtenues avec les éprouvettes stratifiées sont supérieures à celles des éprouvettes non stratifiées. En effet, la pression de gonflement axiale de la marne stratifiée varie entre 1 830 et 1 990 kPa tandis qu'elle varie entre 1 015 et 1 125 kPa pour la marne non stratifiée. L'indice de gonflement K_i augmente avec l'augmentation de la rigidité de la cellule. Il varie de 0,0157 à 0,0271 lorsque la rigidité de l'anneau croît de 370 à 3 045 MPa pour les éprouvettes stratifiées et de 0,0217 à 0,0283 lorsque la rigidité de l'anneau augmente de 850 à 3 045 MPa pour les éprouvettes non stratifiées.

Le potentiel de gonflement est généralement caractérisé par le couple (σ_g, K_i). Afin de comparer ces deux paramètres simultanément, Bultel (2001) a défini le paramètre k_g qui représente l'amplitude de la déformation axiale de gonflement lorsque la contrainte axiale diminue de σ_g à 1 kPa :

$$k_g = K_i \log(\sigma_g) \quad (2)$$

TABLEAU III **Évolution de la contrainte latérale et du déviateur pendant la phase de déchargement – essai réalisé sur l'éprouvette stratifiée avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa, contrainte axiale initiale σ_{a0} = 780 kPa.**
Evolution of lateral pressure and deviator stress during the imbibition phase – test carried out on the stratified specimen with the ring stiffness K_{an} = 3,045 MPa, initial axial stress σ_{a0} = 780 kPa.

Palier	$\Delta\sigma_a$ (kPa)	$\Delta\sigma_l$ (kPa)	$\Delta\sigma_l/\Delta\sigma_a$	$q = \sigma_a - \sigma_l$ (kPa)
1	– 448	– 237	0,52	– 469
2	– 165	– 146	0,89	– 488
3	– 110	– 136	1,24	– 462
4	– 36	– 67	1,88	– 432
5	– 13	– 54	4,01	– 390

Les valeurs de k_g sont également reportées dans le tableau IV. On note que l'augmentation de la rigidité de la cellule a tendance à faire augmenter ce facteur. Si l'on considère ce paramètre comme un indicateur du potentiel de gonflement du sol dans la direction axiale, ces résultats montrent que le fait d'empêcher le gonflement dans la direction latérale amplifie le potentiel de gonflement dans la direction axiale.

La figure 6 illustre l'évolution de la contrainte latérale au cours de la phase de déchargement. On note que l'évolution de cette contrainte dépend de la rigidité de l'anneau. Le tableau V donne le rapport entre les variations de la pression latérale et de la contrainte axiale pour les différents paliers de déchargement (???).

$$\left(R_{la} = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_a}\right)$$

On note que ce rapport dépend de la rigidité de la cellule et de la contrainte axiale. En effet, il augmente avec la diminution de contrainte axiale et avec l'augmentation de la rigidité de la cellule. Pour les éprouvettes non stratifiées, ce rapport varie de 0,22 à 0,96 pour l'essai réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 850 MPa et entre 0,73 et 1,73 pour l'essai réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa. Les faibles valeurs de ce rapport au cours des premiers paliers de déchargement donnent une réduction du déviateur de contrainte ($q = \sigma_a - \sigma_l$), ce qui a pour conséquence de conduire les éprouvettes qui étaient à la

TABLEAU IV **Paramètres de gonflement dans la direction axiale déterminés à partir de la phase de déchargement.**
Axial swelling parameter obtained from the unloading phase.

R_{la}	Éprouvettes stratifiées			Éprouvettes non stratifiées	
K_{an} (MPa)	370	580	3 045	850	3 045
K_l	0,0157	0,0256	0,0271	0,0217	0,0283
σ_g (kPa)	1 990	1 860	1 830	1 015	1 125
k_g (%)	– 5,18	– 8,37	– 8,84	– 6,52	– 8,63

TABLEAU V **Influence de la rigidité d'anneau sur la variation de la contrainte latérale induite au cours de la phase de déchargement.**
Influence of the ring stiffness on the variation of the lateral stress induced during the unloading phase.

R_{la}	Éprouvettes stratifiées			Éprouvettes non stratifiées	
K_{an} (MPa)	370	580	3 045	850	3 045
Palier 1	0,25	0,45	0,52	0,22	0,73
Palier 2	0,34	0,71	0,89	0,35	0,93
Palier 3	0,53	1,12	1,24	0,41	1,17
Palier 4	1,32	1,47	1,88	0,67	1,73
Palier 5	2,35	2,56	4,01	0,96	1,01

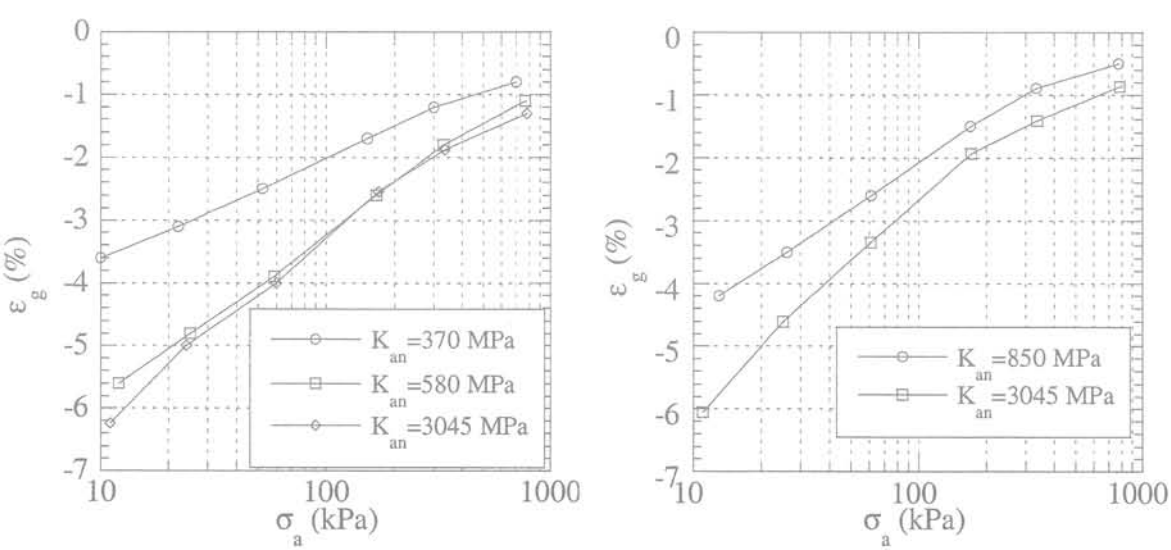


FIG. 5 **Influence de la rigidité d'anneau sur la déformation axiale de gonflement pendant la phase de déchargement.**
(a) Éprouvettes stratifiées ; (b) éprouvettes non stratifiées.
Influence of the ring stiffness on the axial swelling strain during the unloading phase.
(a) Stratified specimens ; (b) non-stratified specimens

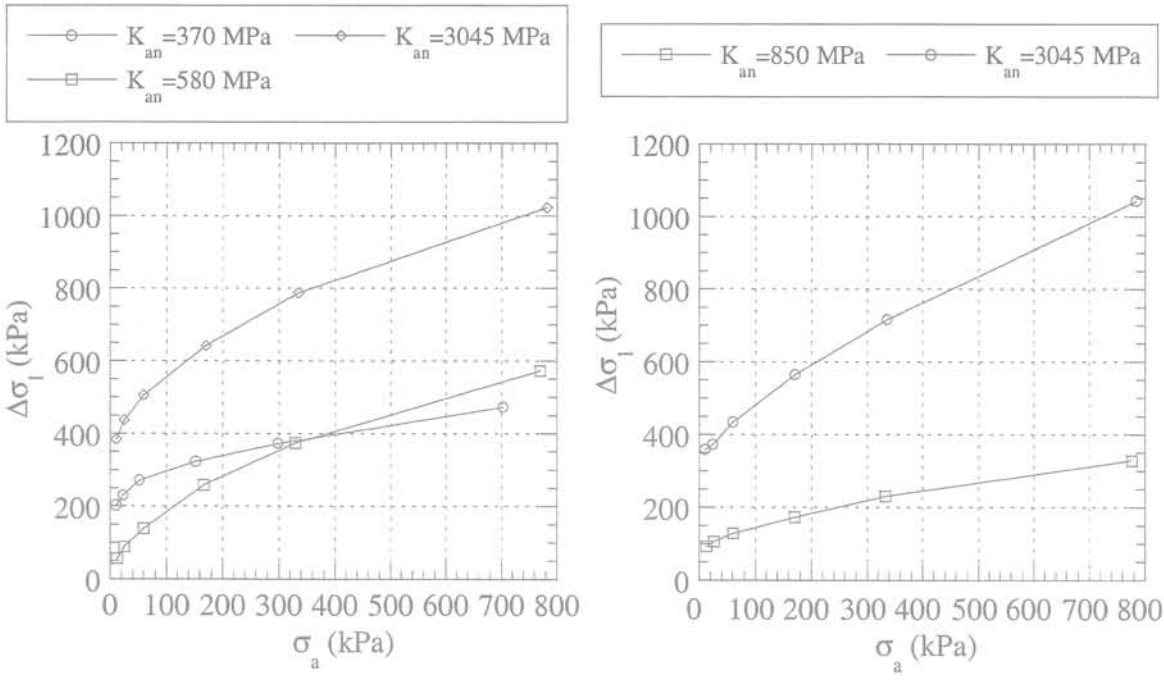


FIG. 6 **Influence de la rigidité d'anneau sur la pression latérale pendant la phase de déchargement. (a) Éprouvettes stratifiées ; (b) éprouvettes non stratifiées.**
Influence of the ring stiffness on the lateral pressure during the unloading phase.
(a) Stratified specimens; (b) non-stratified specimens.

fin de la phase d'imbibition dans un état de compression à un état d'extension et à accentuer l'état d'extension des éprouvettes qui l'étaient déjà (Fig. 7). Au cours des derniers paliers, on note généralement des valeurs de R_{la} supérieures à 1, ce qui signifie que la contrainte latérale décroît moins que la contrainte axiale. Ceci correspond à une augmentation du déviateur, et par conséquent, à une réduction de l'état d'extension. Les derniers paliers de déchargement correspondent à une réduction importante de la contrainte moyenne, ce qui conduit une bonne partie des éprouvettes à la plasticité (Fig. 7).

4.3

Anisotropie de gonflement

On propose dans cette section d'étudier l'influence de la stratification sur l'anisotropie de la pression de

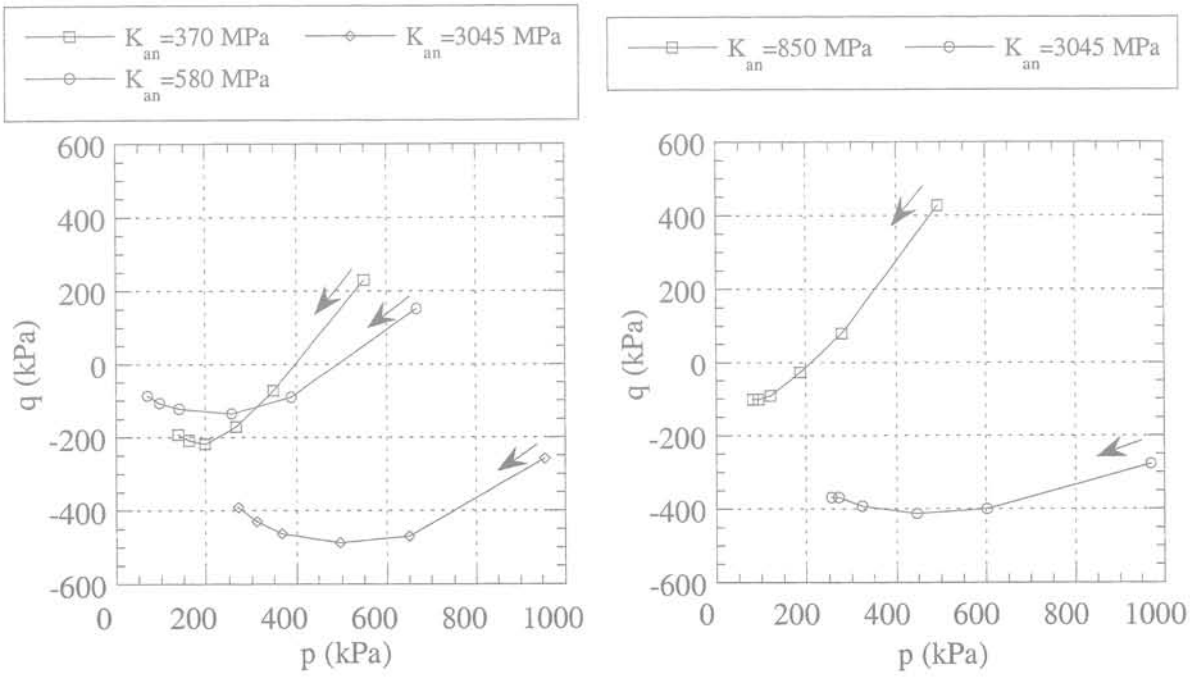


FIG. 7 **Influence de la rigidité d'anneau sur le chemin de contrainte dans le plan (p, q) induit par le gonflement pendant la phase de déchargement.**
(a) Éprouvettes stratifiées ; (b) éprouvettes non stratifiées.
Influence of the ring stiffness on the stress path in (p, q) plan induced by swelling during the unloading phase.
(a) Stratified specimens; (b) non-stratified specimens.

gonflement. Dans un premier temps, on détermine les pressions de gonflement latérale et axiale pour les éprouvettes non stratifiées, ensuite on les étudie pour les éprouvettes stratifiées.

Du fait que la pression de gonflement dépend du niveau de contrainte et des conditions de déformations, on utilise l'essai réalisé avec l'anneau de rigidité élevée (K_{an} = 3 045 MPa) pour déterminer la pression de gonflement des éprouvettes non stratifiées. En effet, lors de la phase d'imbibition de cet essai, la déformation axiale est fortement empêchée par la contrainte axiale relativement élevée (σ_{a0}= 780 kPa), et lors de la phase de décharge, la rigidité élevée de l'anneau empêche le développement de la déformation radiale. On obtient pour cet essai une pression de gonflement latérale de 1 043 kPa et une pression de gonflement axiale de 1 125 kPa. Ces deux pressions étant relativement proches, on peut considérer que l'éprouvette développe une pression de gonflement isotrope. Le caractère isotrope de la pression de gonflement a été confirmé par un essai à déformation axiale bloquée, qui a été réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa monté dans un bâti de très grande rigidité. Pour cet essai, les conditions aux limites imposées à l'éprouvette dans la direction axiale et radiale sont très proches, car les rigidités du bâti et de la cellule empêchent l'éprouvette de gonfler. On présente sur la figure 8 l'évolution des contraintes axiale et radiale au cours de cet essai. On constate que ces pressions évoluent d'une manière identique et conduisent à une pression de gonflement égale à 860 kPa. On peut noter que cette pression est inférieure de 20 % à celle déterminée à l'aide de l'essai d'Huder-Amberg. Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus par Khaddaj (1992), qui ont montré que la méthode directe donne une pression de gonflement inférieure à celles données par la méthode de gonflement en parallèle et la méthode d'Huder-Amberg.

La démarche suivie ci-dessus est appliquée à l'éprouvette stratifiée. L'essai réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa donne une pression de gonflement axiale de 1 830 MPa (tableau IV) qui est supérieure de 80 % à la pression de gonflement latérale. L'anisotropie de gonflement des éprouvettes stratifiées est confirmée par un essai de gonflement libre sur une éprouvette stratifiée, avec mesure des déformations radiale et axiale (Fig. 9). Le rapport entre la déformation axiale et la déformation latérale atteint 4,3 en fin d'imbibition.

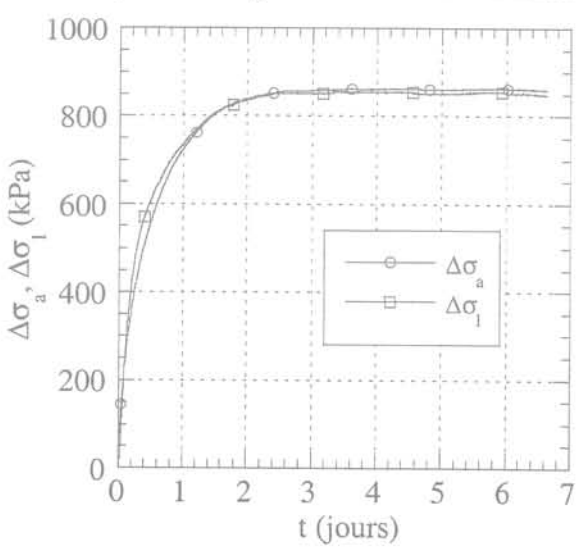


FIG. 8 **Essai de gonflement à déformation axiale bloquée réalisé avec l'anneau de rigidité K_{an} = 3 045 MPa sur une éprouvette non stratifiée.**
Swelling test with blocked axial strain carried out with a ring stiffness K_{an} = 3,045 MPa on a non-stratified specimen.

5 Conclusion

L'œdomètre flexible permet de réaliser des essais de gonflement particulièrement intéressants pour les projets de tunnels. En effet, en faisant varier la rigidité de l'anneau, on peut réaliser des essais de gonflement sur des chemins de chargement allant de l'essai de gonflement libre à l'essai de gonflement à l'œdomètre classique. On peut ainsi étudier l'influence d'une possibilité de déformation des sols autour des tunnels sur leur gonflement. Cet appareillage offre également la possibilité de mesurer la contrainte latérale, ce qui permet de disposer de données intéressantes pour la validation et le développement des modèles tridimensionnels de gonflement.

Les résultats des essais réalisés avec cet appareillage sur des marnes « intacts » ont mis en évidence une forte interaction entre la condition de chargement dans la direction latérale et les propriétés de gonflement. L'autorisation d'une déformation latérale induit une diminution de la pression de gonflement latérale et de la déformation axiale de gonflement. Ceci indique que les essais réalisés avec l'œdomètre classique tendent à surestimer la pression de gonflement dans la direction axiale dans le cas où le sol *in situ* peut développer une déformation au cours du processus de gonflement.

Les essais réalisés sur des éprouvettes stratifiées ont montré que le gonflement se développe principalement dans la direction perpendiculaire à la stratification donnant ainsi une forte anisotropie de gonflement. Par contre, pour des éprouvettes non stratifiées, on observe un gonflement isotrope.

Cette étude apporte des données intéressantes sur le comportement tridimensionnel des sols gonflants qui pourront être utilisées par la suite pour la validation ou l'adaptation de modèles existants, ou encore pour le développement de nouveaux modèles pour le calcul de tunnels concernés par les terrains gonflants.

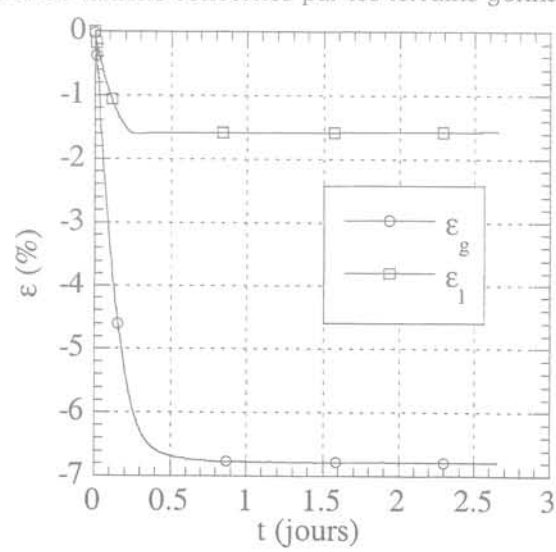


FIG. 9 **Essai de gonflement libre réalisé sur une éprouvette stratifiée (σ_{a0} = 10 kPa).**
Free swelling test carried out on a stratified specimen (σ_{a0} = 10 kPa).

Bibliographie

Bultel F. – *Prise en compte du gonflement des terrains pour le dimensionnement des revêtements des tunnels*. Thèse de doctorat, École nationale des ponts et chaussées, Paris, 2001.

Einstein H.H., Bischoff N. – « Dimensionnement des tunnels en roche gonflante ». *Tunnels et Ouvrages souterrains*, n° 15, 1976, p. 109-119.

Froehlich B.O. – « Géologie et constructions des tunnels : gonflement de roches argileuses ». *Rock at great depth*, Maury & Fourmaintaux (eds), 1989, p. 537-544.

Holtz W.G., Gibbs H.J. – « Engineering properties of expansive clays ». *Transaction of ASCE*, vol. 121, 1956, p. 641-663.

Kabbaj M. – « Sols gonflants : mesure des propriétés en laboratoire ». *Revue marocaine du génie civil*, n° 26, 1989, p. 17-27.

Khaddaj S. – *Étude en laboratoire du gonflement de l'argile des Flandres*. Thèse de l'Université des sciences et technologies de Lille, 1992.

Kiehl J.R. – « Ein dreidimensionales Quellgesetz und seine Anwendung auf den Felshohlraumbau ». *9th National Rock Mechanics Symposium*, Aachen Germany, 1990, p. 185-207.

Kovari K., Amstad C., Anagnostou G. – « Long term field observations of swelling phenomena in tunnel and their back analysis ». *Colloquium Mundanum*, 1995.

Robert A. – *Construire sur les sols gonflants et rétractables*. École nationale des ponts et chaussées, Formation continue, 1991.

Seed H.B., Mitchell J.K., Chan C.K. – « Studies of swell and swell pressure characteristics of compacted clays ». *Higway Research Board*, vol. 313, 1962, p. 12-39.

Serratrice J.F. – *Barreau B55 – Liaison A55/A7 – Essais de laboratoire*. Rapport du Laboratoire régional des ponts et chaussées d'Aix-en-Provence, jfs Barreau B55, 1998.

Steiner W. – « Swelling rock in tunnels : rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures ». *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics* Abstracts, vol. 30, n° 4, 1993, p. 361-380.

Windal T. – *Étude en laboratoire du gonflement des sols : mise au point d'un œdomètre flexible et étude du gonflement tridimensionnel*. Thèse de l'Université des sciences et technologies de Lille, 2001.

Wittke W., Pierau B. – « Fundamentals for the design and construction of tunnels in swelling rock ». *4th ICRM*, Montreux, vol. 2, 1979, p. 719-729.

Définition de l'aléa et des risques dans les projets d'infrastructures en zone karstique

J. MANIA
Laboratoire de mécanique de Lille (CNRS, UMR 8107)
Cité scientifique
59655 Villeneuve-d'Ascq Cedex
<jacky.mania@eudil.fr>

Résumé

La présence des anomalies de sub-surface liées à la dissolution des formations calcaires par l'activité corrosive des eaux superficielles entraîne des risques d'instabilité mécanique et de faisabilité à un coût optimal des ouvrages et des fondations. Lors de la réalisation de grandes infrastructures en vue de la construction des voies de circulation routière ou ferrée il est souvent délicat d'implanter des sondages de reconnaissance sans une évaluation des risques d'apparition de désordres souterrains. Une méthodologie probabiliste est développée afin de conduire à une meilleure estimation des aléas en intégrant les observations de terrain. Un exemple d'analyse statistique portant sur 173,5 km de linéaire en zone karstique de l'Est de la France permet de conforter l'extrapolation de la cartographie synthétique et l'investigation complémentaire géotechnique. Nous utilisons la loi des événements rares de la loi de Poisson pour calculer par le test du CHI^2 la normalité de la distribution des phénomènes karstiques. Enfin nous présentons des applications de la méthodologie avec une amélioration du calcul du coefficient de risque R et de l'index de karstification Ik.

Mots-clés : infrastructures routières, infrastructures ferrées, karst, instabilité, effondrement.

Hazards assessment for infrastructure project in karstic are

Abstract

The dissolution of limestone formations by the corrosive activity of superficial waters leads to important risk of mechanical instability, which has to be considered in infrastructure project. Geotechnical investigation for infrastructure project requires assessment of the risks related to subsurface disorders. A probabilistic methodology is proposed in order to improve hazards assessment by using *in situ* observations. An example of a statistical analysis concerning 173.5 km of shelf space in karstic zone of eastern part of France allows consolidating the extrapolation of the synthetic cartography and the additional geotechnical investigation. The law of the rare events of Poisson is used to calculate by the test of the CHI^2 the normality of the distribution of the karstic features. Finally we present applications of the methodology with an improvement of the calculation of the risk coefficient R and of the karstification index Ik.

Key words : railroad infrastructures, railway infrastructures, karstic areas, instability, collapse.

1

Introduction

Les terrains carbonatés constituent en raison des vides créés par le phénomène de karstification des secteurs préjudiciables aux tracés d'infrastructures linéaires tels que les nouvelles voies ferrées ou les autoroutes. Outre l'effondrement des voûtes minces ou broyées, les zones karstiques peuvent subir une évolution géomorphologique actuelle, éventuellement réactivée par une modification de l'écoulement des eaux apportée par le tracé lui-même (reprise d'érosion). Dans notre cas compte tenu de la spécificité géomorphologique et géotechnique du milieu, une méthodologie adaptée à ce milieu particulier a été définie. Son objectif final est d'établir une cartographie des facteurs de risque fondée sur un recensement d'indices de terrain hiérarchisés pour l'élaboration d'une grille de critères dont la pertinence a été testée (Mania *et al.*, 1998).

La cartographie géotechnique (Sanejouand, 1972) introduit l'analyse de différents facteurs géotechniques. L'analyse des risques naturels liés aux mouvements de terrain est très courante et aboutit à la réalisation d'une carte des degrés du risque d'instabilité basée sur plusieurs paramètres parmi lesquels la nature lithologique et géotechnique des formations géologiques (Fares *et al.*, 1994). Dans le domaine qualitatif, l'examen de la vulnérabilité du milieu karstique a fait l'objet de nombreux travaux en particulier au niveau de la protection des eaux souterraines (Vrba et Zaporozec, 1994 ; Doerfliger *et al.*, 1997 ; Tripet *et al.*, 1997) dans un but cartographique et thématique intéressant les aménageurs.

Dans notre cas, la démarche est similaire, car nous désirons répondre aux répercussions des risques géotechniques sur les futurs linéaires du réseau ferré (par exemple celui du TGV Mulhouse-Dijon). Il est important d'étudier le réseau karstique et les circulations d'eau souterraine en dressant un inventaire détaillé et une cartographie de tous les éléments témoignant de l'existence d'une activité karstique (Tableau I). Dans une première phase a été élaborée une carte des facteurs de risque sur les vallées de l'Ognon, sur l'interfluve Ognon, vallée du Doubs et vallée de la Saône (Mania *et al.*, 1998).

2

Méthodologie

La première étape de terrain du recensement des phénomènes karstiques (sources, dolines, grottes, pertes, gouffres) a été suivie d'une analyse multicritère appliquée aux indices de terrain permettant de définir des facteurs de karstification puis d'établir une grille plausible des aléas potentiels vis-à-vis de l'infrastructure projetée. Dans cet article, l'apport de l'outil des probabilités complète l'approche des risques, afin d'affiner la méthode précédemment développée (Mania *et al.*, 1998).

Le développement méthodologie de la prise en compte des phénomènes aléatoires karstiques met l'accent sur l'utilisation de l'outil des probabilités qui sera ici la loi de Poisson. Cette dernière est une loi de probabilité discrète qui correspond à une loi des « événements rares ». La variable aléatoire discrète *r* (pré-

TABLEAU I **Répartition des phénomènes (ou événements) observés sur le terrain et liés à la dissolution des carbonates.**
Distribution of the observed karstic features (or events) in the field and linked to the limestone dissolution.

Planche n°	Distances en km	Superficie en km²	Sources	Dolines actives	Dolines colmatées	Grottes	Pertes de ruisseaux	Gouffres
PEO III	7	23	1	1	0	0	2	0
PEO IV	7	24	2	0	2	0	1	0
PEE I	2	3	0	0	0	0	0	0
PEE III	6	20	13	1	1	1	4	0
PEE II	7	14	3	5	3	1	1	0
PEE IV	2,5	10	4	1	8	0	1	0
GY III	3	6,2	5	0	2	0	2	3
GY II + IV	12,5	32,5	27	7	3	1	0	2
BEO I	7	22	3	11	6	0	0	0
BEO II	7	21	4	4	2	0	4	0
BEE I + II	8	23	3	10	1	1	4	0
VEE I + II	4,5	14	1	0	0	0	0	0
BAO I	6	18,1	6	1	9	0	1	0
BAO III	1	7,7	2	2	3	0	1	0
BAO II	8	24,8	6	34	11	0	0	0
BAE I	7	20	8	2	7	1	0	0
BAE II	3,5	3,5	2	0	0	0	0	0
LUO III	7	22,5	12	6	0	0	1	0
LUO IV	7	22,5	6	3	0	1	2	0
LUE III	7	21	0	0	9	0	3	0
LUE IV	7	23	2	15	14	0	4	3
BFO III	1,5	4,75	0	1	0	0	0	0
FLD I	2,12	6,02	5	4	1	1	0	0
FLD II	5,8	18,18	3	14	3	8	2	0
FLD III	5,12	13,78	2	13	0	15	0	0
FLD IV	7,25	29,23	0	29	3	6	1	0
MAR III	12,77	28,91	8	17	0	0	0	0
MAR IV + DIJ	5,3	15,5	10	21	0	0	0	1
AUX I	6,62	16,96	0	0	0	0	0	0
Total	173,48	509,13	138	202	88	36	34	9

sence d'une doline, d'un gouffre, d'une perte, etc.) qui correspond à des phénomènes observés par unité de distance ou d'espace (superficie du secteur d'investigation ou fuseau géographique du tableau I) peut suivre une loi de Poisson de paramètre *a* notée *Pr* si la fonction de probabilité est d'expression :

$$\text{Prob. } (R = r) = \Pr = \frac{e^{-a}\, a^{x}}{r!} \qquad (1)$$

Si un grand nombre d'observations n sont faites alors $a = nPr$, *Pr* étant petit alors a est fini. Si sur les planches géographiques affectées par le tracé d'un linéaire la surface du fuseau est connue *Stf* et que *Sj* correspond à la surface d'une zone indicée *j* les densités $\lambda = n/Stf$ et $\beta = nj/Sj$, avec *n* le nombre total d'événements de dissolution et *nj* le nombre d'événements spécifiques à une classe d'indice (Tableau II). La probabilité qu'un site géographique contienne une forme de dissolution sera définie par $Pr = \lambda\ Sj/nj$. Si la largeur d'un fuseau géographique est petite par rapport à la longueur on peut substituer la surface *Stf* par la distance *Dtf* et *Sj* par *Dj*. On obtient ainsi successivement les estimations de $\lambda = n/Dtf$, $\beta = nj/Dj$ et $Pr = \lambda\ Dj/nj$ évalué dans le tableau II.

La comparaison des événements espérés statistiquement et réellement observés sur le terrain (Tableau III) est ensuite effectuée par l'intermédiaire du test classique du CHI^2 (Tableau IV) suivant la relation classique :

$$CHI^2 = \sum_{j=1}^{r} \frac{(Oj - Pj)^2}{Pj} \qquad (2)$$

où *Oj* est le nombre d'observations à l'intérieur de la j^e classe d'indice et *Pj* le nombre d'observations espérées calculées par la relation (1) dans cette classe.

On peut constater qu'en partant de quatre catégories statistiques (r = 4) avec ici deux degrés de liberté (un premier degré de liberté est affecté au fait que les fréquences espérées sont contraintes à une somme finie d'événements et un second degré de liberté est nécessaire à l'estimation de λ) on aboutit à un test où la valeur critique du CHI^2 pour un risque de 5 % de non-réalisation est de 5,99. L'événement « sources » dépasse largement cette valeur et donc le test de Poisson n'est pas valable pour lui, car la répartition géographique n'est pas aléatoire (elle dépend en effet des contacts géologiques entre niveaux imperméables et niveaux perméables). Cet événement est ainsi abandonné dans le calcul des risques.

TABLEAU II **Probabilités théoriques de répartition des événements observés sur le terrain. Remarques : le paramètre de Poisson est évalué par rapport à la distance de 173,48 km. La variable discrète r limitée à 6 unités sera ensuite réduite à 5.**
Theoretical probabilities of the observed events distribution in the field.
Remarks : the Poisson law parameter is evaluated on a distance of 173.48 km.
The discrete variable r is limited to 6 units and then reduced to 5 units.

Événement	Sources	Dolines actives	Dolines colmatées	Grottes	Pertes de ruisseaux	Gouffres
Nombre nj	138	202	88	36	34	9
a moyen	0,795	1,164	0,507	0,207	0,196	0,052
r = 0	0,451	0,312	0,602	0,813	0,822	0,949
r = 1	0,359	0,363	0,305	0,168	0,161	0,049
r = 2	0,143	0,211	0,077	0,017	0,016	0,0013
r = 3	0,038	0,082	0,013	0,0012	0,0009	2,20E-05
r = 4	0,0075	0,024	0,0017	6,20E-05	4,00E-05	2,90E-07
r = 5	0,0012	0,0056	0,00017	2,60E-06	2,00E-06	3,00E-09
r = 6	0,00016	0,001	0,000014	8,90E-08	6,50E-08	2,60E-11
Cumul Pr	0,9998	0,9986	0,9988	0,9992	0,9999	0,9993

TABLEAU III **Répartitions espérées des événements.**
Expected distributed events.

Événement	Sources	Dolines actives	Dolines colmatées	Grottes	Pertes de ruisseaux	Gouffres
a moyen	a1 = 0,795	a5 = 1,164	a3 = 0,507	a2 = 7,452	a6 = 6,664	a4 = 0,052
r = 0	62	63	53	29	28	9
r = 1	50	73	27	6	5	0
r = 2	20	43	7	1	1	0
r = 3	5	17	1	0	0	0
r = 4	1	5	0	0	0	0
r = 5	0	1	0	0	0	0
r = 6	0	0	0	0	0	0
Nombre nj	138	202	88	36	34	9

TABLEAU IV **Répartitions espérées (Esp.) et observées (Obs.) des événements avec calcul du test du CHI². Remarque : La variable discrète *r* a été limitée à 5 unités et la valeur du CHI² est ici soulignée.**
Expected distribution (Esp.) and observed distribution (Obs.) of events with test estimation of CHI². Remark : The discrete variable *r* is limited to 5 units and the CHI² value is underlined.

	Sources Esp.	Sources Obs.	Calcul Écart² Esp.	Dolines actives	Dolines Obs.	Calcul Écart²	Dolines colmatées	Dolines Obs.	Calcul Écart²
r = 0	62	55	0,7903	63	67	0,2539	53	49	0,3018
r = 1	50	41	1,9756	73	69	0,2318	27	30	0,3
r = 2	20	35	6,4285	43	48	0,5208	7	8	0,125
r = 3	5	5	0	17	12	2,0833	1	1	0
r = 4	1	2	0,5	5	4	0,25	0	0	
r = 5	0	0		1	2		0	0	
CHI²			9,6945			3,3400			0,7268
	Grottes Esp.	Grottes Obs.	Calcul Écart²	Pertes de ruisseaux	Pertes Obs.	Calcul Écart²	Gouffres Esp.	Gouffres Obs.	Calcul Écart²
r = 0	29	30	0,0344	28	29	0,0357	9	8	0,1111
r = 1	6	4	1	5	4	0,25	0	1	1
r = 2	1	2	0,5	1	1	0	0	0	
r = 3	0	0		0	0		0	0	
r = 4	0	0		0	0		0	0	
r = 5	0	0		0	0		0	0	
CHI²			1,5344			0,2857			1,1111

3

Les critères physiques utiles

3.1

Objets recensés

Sur le terrain puis sur les photographies aériennes toutes les formes exo-karstiques sont cartographiées : sources, pertes, dolines, grottes, failles. Deux catégories de dolines sont distinguées : les formes colmatées recouvertes par des dépôts résiduels argileux et ne montrant aucune trace d'activité actuelle et les formes actives. Sont considérées comme actives les dolines dans lesquelles les arbres sont inclinés ou courbés, ce qui traduit une mobilité récente du sol, ainsi que celles dans lesquelles la suffosion évacue des formations meubles de surface. De telles dolines montrent des effondrements actuels permettant le drainage des eaux vers la profondeur.

3.2

Représentation cartographique

La *carte d'indices géomorphologiques* distingue les zones suivantes:

– les alluvions anciennes et récentes. Ce paramétrage s'appuie sur une stabilité géotechnique apparente qui peut évoluer en cas d'inondation. L'existence d'alluvions actuellement stables ne préjuge pas de leur soutirage potentiel à l'avenir si une reprise des flux dans le karst sous-jacent réactive la suffosion. Les alluvions cartographiées, si elles sont anciennes, montrent une longue absence d'érosion. Si elles sont récentes, elles risquent de constituer le niveau de base local des écoulements d'eau donc ont peu de chance de surmonter des écoulements actifs dans le karst et donc de se transformer à terme en un milieu à risque ;

– les zones calcaires très fracturées ;

– les calcaires recouverts par des argiles à chailles ou par un recouvrement argileux ;

– la karstification située généralement sous une formation marneuse masquant des cavités profondes ;

– des dolines colmatées sur calcaires ;

– des dolines fonctionnelles (avec un processus d'érosion visible) et des réseaux hydrologiques actifs sur calcaires.

La description des zones susceptibles de guider l'évaluation du risque de dégradation de la stabilité géotechnique au cours du temps passe par la définition d'un *indice géomorphologique* (Fig. 1) répondant à l'échelle suivante :

– indice 1 : zone alluvionnaire récente ou ancienne ;

– indice 2 : cavités reconnues sous un recouvrement marneux pouvant être continu ;

– indice 3 : dolines colmatées stables ;

– indice 4 : calcaire nu très fracturé ;

– indice 5 : doline active ou perte à écoulement temporaire ;

– indice 6 : contact linéaire par faille entre calcaires et marnes induisant des écoulements d'eau.

Des jeux de carte sont élaborés à l'échelle du 1/25 000 avec les relevés suivants :

– de zonation géomorphologique (Fig. 2a) ;

– de zonation indiquant la taille (diamètre) des cavités reconnues (Fig. 2b) ;

– de zonation indiquant la profondeur (ou hauteur) des cavités reconnues (Fig. 2c) ;

– de superposition des indices géomorphologiques, de taille et de profondeur aboutissant à une carte synthétique (Fig. 2d).

FIGURE 1 : DEFINITION DES INDICES GEOMORPHOLOGIQUES

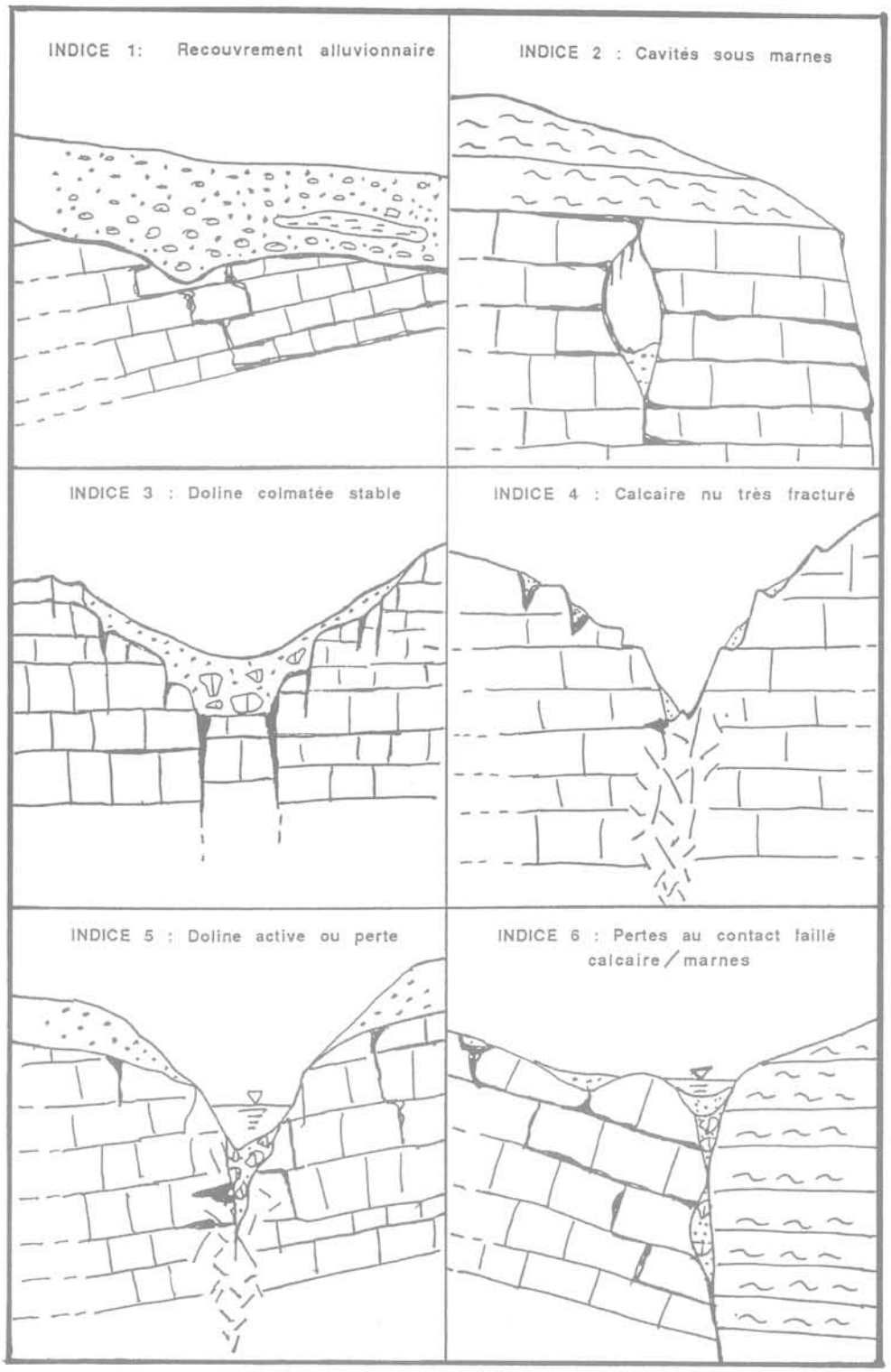


FIG. 1 **Indices géomorphologiques utilisés dans la cartographie des aléas karstiques des formations calcaires.**
Geomorphological index used in the cartography of karstic risk of limestones formations (East part of France).

Ces trois cartographies successives précisent la variation du diamètre, de la profondeur et du risque karstique.

La *carte d'indice de taille* (Fig. 2b) permet de définir la présence ou l'absence de cavités visibles en sub-surface et, dans le cas d'une présence, différentes tailles possibles (0 si pas de cavité, 1 pour un diamètre compris entre 0 et 5 m, 2 pour un diamètre moyen de 5 à 25 m, 3 pour un diamètre supérieur à 25 m).

La *carte d'indice de profondeur* (Fig. 2c) définit la profondeur supposée de la cavité sous la surface du sol (1 à très grande profondeur, 2 pour 10 à 30 m, 3 de 0 à 10 m en général visible).

La *carte synthétique de vulnérabilité karstique*

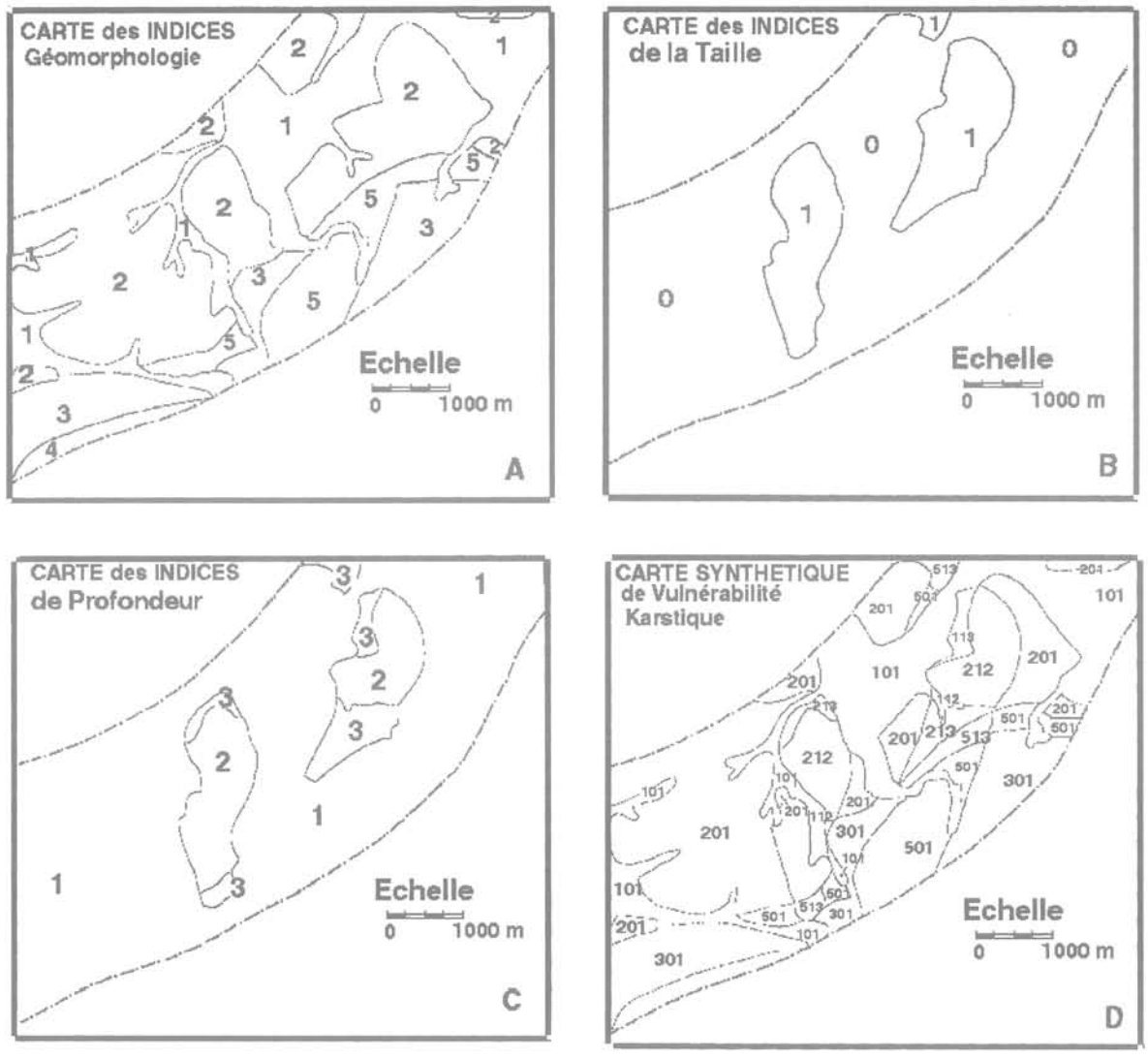


FIG. 2 **Exemple de carte de synthèse basée sur une zonéographie à 3 chiffres dans les formations calcaires (région Est de la France).**
Example of synthetic map with zoneographical boundaries classified with 3 numbers across the limestones formations of Besançon country.
Carte A : indices géomorphologiques.
Map A : geomorphological index.
Carte B : taille des dolines.
(Légende : 0 : si pas de cavité ; 1 : diamètre entre 0 et 5 m ; 2 : diamètre moyen de 5 à 25 m ; 3 : diamètre supérieur à 25 m.)
Map B : size of dolines.
(Legend : 0 : no cavity ; 1 : diameter between 0 and 5 m ; 2 : diameter between 5 and 25 m ; 3 : diameter upper than 25 m.)
Carte C : profondeur des dolines.
(Légende : 1 : faible probabilité de profondeur ; 2 : pour 10 à 30 m ; 3 : de 0 à 10 m en général visible.)
Map C : deepth of dolines.
(Legend : 1 : probable low possibility ; 2 : between 10 and 30 m ; 3 : visible between 0 and 10 m.)
Carte D : synthèse générale de la carte des risques.
(Légende : chiffre 100 à 631 avec de gauche à droite ; 1 : géomorphologie ; 2 : taille ; 3 : profondeur.)
Map D : general synthesis of the risk map.
(Legend : number 100 to 631 with from left to right ; 1 : geomorphology ; 2 : size ; 3 : deepth.)

(Fig. 2d) regroupe les informations des 3 cartes indicées précédentes (géomorphologie, taille et profondeur). Cette carte permet de repérer rapidement les zones sensibles en juxtaposant les trois indices respectifs à la géomorphologie, à la taille et à la profondeur. En effet plus l'indice est élevé plus la zone est délicate et présente des aléas potentiels d'instabilité. Les zones les moins problématiques sont notées *101* alors que les plus dangereuses *633*. Cette carte synthétique reste très descriptive d'où la nécessité de lui affecter un paramètre « aléa karstique » qui apporte un poids aléatoire au travers de l'application de la loi de Poisson.

3.3 Définition de l'aléa karstique

L'aléa karstique correspond à la fois à la nature de la discontinuité, à sa localisation et à sa fréquence d'appa-

rition qui sont définies par un indice karstique I_k unique qui nécessite l'évaluation successive :

– de la valeur de la superficie totale du fuseau (S_{tf}) évaluée pour chaque planche cartographique ;

– du coefficient de risque zonal R de la planche obtenu par l'addition de termes élémentaires, ainsi

$$R = S_j.a_j + ... + S_m.a_m \quad (3)$$

avec S_j la superficie de la zone indicée j (1 à 6 pour l'indice géomorphologique), a_j le paramètre de la loi de Poisson (1) qui tiendra lieu de terme pondérateur allant d'un minimum de 0,052 pour a4 à un maximum de 7,452 pour a2 (Tableau III) de la zone indicée j calculé précédemment et m le nombre maximal de zones. A titre d'exemple, pour la feuille de Pesmes ouest (PEO III) : $R = S_1a_1 + S_2a_2 + S_5a_5 = 116,84$;

– la répartition de la surface du fuseau en fonction des six indices géomorphologiques conduisant à la définition d'un coefficient maximum de risque $R_{max} = S_{tf}(a_j + ... + a_m)$. A titre d'exemple pour la feuille de Pesmes ouest (PEO III) : $R_{max} = S_{tf}*16,634 = 382,58$;

– du rapport R/R_{max} nous donnant ainsi l'indice de karstification I_k représentant l'aléa karstique potentiel. A titre d'exemple pour la feuille de Pesmes ouest (PEO III) : $I_k = R/R_{max} = 30,54$ %.

On peut ainsi constater (Tableau V) que le risque zonal R de la nouvelle méthode oscille entre les valeurs de 2,63 à 210,27 (ancienne méthode de 4,7 à 115,25 selon Mania *et al.*, 1998), et que l'indice de karstification I_k fluctue de 2,2 à 44,1 %.

Cette nouvelle méthode d'estimation de l'aléa karstique qui prend en compte les paramètres de probabilité dilate la gamme de précision de l'échelle générale. Ainsi ce type d'information sera précieux pour les géotechniciens qui peuvent envisager des investigations géologiques et géophysiques renforcées sur les secteurs à fort aléa karstique.

On peut définir ensuite une règle simple pour une zonation cartographique en plaçant les secteurs dans des zones à très faible risque (si 0 < R1 < 50) pour 13 planches, à risque moyen (50 < R2 < 100) pour 9 planches, à grand risque (100 < R3 < 150) pour 6 planches et à haut risque (R4 > 1 50) pour une seule planche. Le choix du nombre des zones est ici adapté aux types d'intervention sur le génie civil (drainage, création de bassins de rétention, comblement de dolines, injection de cavités) et dans notre cas quatre zones semblent raisonnables.

4 Incidences en termes de génie civil

Les zones à très faible risque R1 laissent supposer qu'aucune précaution géotechnique n'est utile pour le passage du tracé ferroviaire. Il ne faut pas cependant exclure certaines surprises comme dans le cas de la

TABLEAU V **Estimation des coefficients de risque R et des indices de karstification I_k.**
Risk coefficients *(R)* and index of karstification *(I_k)*.

Planche n°	Distances en km	Superficie en km²	Superficie zonale par indice géomorphologique						Coeff. R	Indice I_k en %
			Indice 1	Indice 2	Indice 3	Indice 4	Indice 5	Indice 6		
PEO III	7	23	8,1	14,8	0	0	0,1	0	116,85	30,6
PEO IV	7	24	2,5	18,9	2,4	0	0,2	0	144,28	36,2
PEE I	2	3	1,4	1,5	0,1	0	0	0	12,35	24,8
PEE III	6	20	1,1	11,4	3,2	0	3,9	0,4	94,66	28,5
PEE II	7	14	7,3	4,9	1,3	0	0,5	0	43,56	18,8
PEE IV	2,5	10	0,5	0,45	8,3	0	0,75	0	8,84	5,4
GY III	3	6,2	1	1,6	1,2	0	2,2	0,2	17,23	16,8
GY II + IV	12,5	32,5	3	6	21,6	0	1,2	0,7	64,11	11,9
BEO I	7	22	4,2	12,1	2,7	0	3	0	98,37	26,9
BEO II	7	21	4,8	14,2	0	0	2	0	111,97	32,1
BEE I + II	8	23	5,5	11,7	2,7	0,6	2,7	0	96,11	25,2
VEE I + II	4,5	14	3,75	10,25	0	0	0	0	79,37	34,1
BAO I	6	18,1	3,1	6	8	0	1	0	52,4	17,5
BAO III	1	7,7	1,2	6,5	0	0	0	0	49,4	38,6
BAO II	8	24,8	1,4	4,1	16,6	0	2,7	0	43,23	10,5
BAE I	7	20	5	11	3,5	0	0,5	0	88,31	26,6
BAE II	3,5	3,5	0	1,5	1	0	1	0	12,85	22,1
LUO III	7	22,5	3,5	16	1	0	2	0	124,85	33,4
LUO IV	7	22,5	6	10	0	0	6,5	0	86,86	23,3
LUE III	7	21	1,5	5	13,5	0	1	0	46,47	13,4
LUE IV	7	23	2,5	4,5	11	0	4,5	0,5	49,67	13
BFO III	1,5	4,75	0,75	0	4	0	0	0	2,63	3,4
FLD I	2,12	6,02	0	5,2	0,01	0	0	0,81	44,16	44,1
FLD II	5,8	18,18	0	13,61	0,03	0	0,05	4,49	131,42	43,5
FLD III	5,12	13,78	0	12,37	0,06	0	0,08	1,27	100,77	44
FLD IV	7,25	29,23	0,84	27,19	0,13	0	0,04	1,03	210,27	43,3
MAR III	12,77	28,91	0,39	8.3	0,08	19,95	0,19	0	63,47	13,2
MAR IV + DIJ	5,3	15,5	6,24	0	0,12	9,14	0	0	5,5	2,2
AUX I	6,62	16,96	16,96	0	0	0	0	0	13,49	4,8
Total	173,48	509,13	92,53	239,07	102,53	29,69	36,11	9,4		

planche MAR IV + DIJ (Tableau V) où la valeur faible de R (= 5,5) montre cependant l'existence de nombreuses sources dont le devenir doit être pris en considération pour éviter des inondations locales.

Les zones à risque moyen R2 pourraient entraîner un simple comblement de la doline.

Les zones à grand risque R3 pourraient amener à une réflexion sur une injection ou un comblement.

Les zones à haut risque R4 nécessiteraient systématiquement :

– un drainage amont des eaux superficielles évitant ainsi l'entraînement des particules ;

– un traitement par comblement par des matériaux naturels et l'éventualité d'une injection par des matériaux de substitution des cavités souterraines.

Cette méthodologie doit être confortée par des reconnaissances géomécaniques et géophysiques qui devront confirmer ou infirmer nos premières estimations réalisées à partir d'observations externes qui dans certains cas pourraient ne pas faire apparaître les réels désordres karstiques existant en profondeur.

5 Impact sur les circulations d'eau

Les observations effectuées sur le terrain conduisent à penser que des modifications probables des écoulements d'eau superficielle et d'eau souterraine dans les zones à haut risque pourront apparaître lors de la création d'infrastructures routières ou ferroviaires. On peut évoquer successivement :

– une diminution possible du débit d'étiage et une augmentation des débits de crue des sources si la géométrie des fractures est trop modifiée (par dé-colmatage des argiles) ;

– un accroissement des débits de ruissellement (par effet de barrage des remblais et par comblement des cavités sous le linéaire).

On évitera de trop modifier l'état naturel des écoulements d'eau en veillant à :

– ne pas colmater les réseaux karstiques lors des terrassements ;

– mettre en place des bassins de décantation le long des secteurs vulnérables ;

– ménager les écoulements souterrains en compatibilité avec les données environnementales.

6 Conclusion

Une nouvelle méthode d'évaluation des risques liés à la dissolution de calcaires karstifiés est proposée à partir de la loi de Poisson. Nous avons développé les différentes étapes du calcul et le test de validité associé. Cette nouvelle méthode d'estimation du risque zonal R prend en compte les paramètres de probabilité. Elle permet de dilater la gamme de précision de l'échelle générale donc la sensibilité de l'outil.

La combinaison entre l'outil statistique et l'observation des événements liés à la dissolution des calcaires permet d'améliorer la cartographie des risques en apportant un moyen efficace pour l'orientation des investigations géotechniques et d'environnement. Nous avons présenté une application sur 19 planches affectées à un tracé linéaire sur une distance de 173,5 km et 509 km^2. Ainsi une zonation en degré de risque croissant (faible, moyen, grand et à haut risque) est proposée. Les secteurs où figurent le maximum de contraintes d'ordre géologique, induiront automatiquement des études complémentaires détaillées de type géophysique, sondages géotechniques et investigations géomécaniques.

REMERCIEMENTS

Je remercie le responsable de la mission Rhin-Rhône de la SNCF et la Direction de l'équipement et de l'aménagement de la SNCF à Paris. Que les relecteurs scientifiques soient remerciés pour les critiques constructives.

Bibliographie

Doerfliger N., Zwalhen F., Meylan B., Tripet J.P., Wilberger A. – *Vulnérabilité des captages en milieu karstique*. Zurich, GWA, 5/97, 1997, p. 295-302.

Fares A., Rollet M., Broquet P. – « Méthodologie de la cartographie des risques naturels liés aux mouvements de terrain (région de Taounate-Rif, Nord du Maroc) ». *Revue française de géotechnique*, 69, 4, 1994, p. 63-72.

Mania J., Wacogne R., Delhomel A. – « Délimitations des zones à aléas karstiques entre les vallées de la Saône et la vallée de la Savoureuse (TGV Rhin-Rhône) ». *Colloque Tectonique, karst et séismes* de Han-sur-Lesse, Belgique, 1998, 4 p.

Sanejouand R. – *La cartographie géotechnique en France*. Laboratoire central des ponts et chaussées et Armines, 1972, 96 p.

Tripet J.P., Doerfliger N., Zwalhen F. – « Vulnerability mapping in karst areas and its uses in Switzerland ». *Hydrogéologie*, Orléans, BRGM, 3, 1997, p. 51-57.

Vrba J., Zaporozec A. – *Guidebook on mapping groundwater vulnerability*. Hannover, International Association of Hydrology, 16, 1994, 131 p.

Démarche méthodologique pluridisciplinaire pour l'étude des instabilités de versants : application aux glissements du Rif central (Maroc)

J. EL KHATTABI
C. BOULEMIA
E. HENRY
E. CARLIER

Laboratoire artois mécanique et habitat (LAMH)
Équipe hydrologie, sol et environnement (HSE)
Université d'Artois, Faculté des sciences appliquées de Béthune
Technoparc Futura
62400 Béthune

Résumé

Les instabilités de terrain font l'objet de nombreuses études regroupées en deux grandes méthodes : les méthodes naturalistes et les méthodes mécaniciennes. Ces méthodes, qui adoptent une approche qualifiée de linéaire, aboutissent souvent à des résultats partiels, d'où l'intérêt de la mise en place d'une approche transversale. Dans cet article, nous avons formulé une démarche méthodologique pluridisciplinaire qui s'appuie sur une approche transversale. Elle associe à la fois géomorphologie, géologie, hydrogéologie et géotechnique. Le fondement de la méthodologie repose sur une analyse de l'instabilité, suivie d'une modélisation et d'une cartographie.
Pour mettre en pratique la méthodologie, une première expérimentation a été effectuée dans les versants nord du Rif central (Maroc). Les résultats obtenus ont permis d'identifier les facteurs macrodéstabilisateurs et les mécanismes microdéstabilisateurs à l'origine des instabilités en révélant le rôle du charriage tectonique. L'intégration de ces résultats dans un modèle de rupture nous a conduits à la réalisation de simulations en 2D. Cette méthodologie peut s'avérer particulièrement appropriée pour analyser et modéliser les phénomènes et cartographier les risques en zones rurales ou urbaines implantées dans des sites potentiellement instables.

Mots-clés : démarche méthodologique pluridisciplinaire, instabilités, facteurs macrodéstabilisateurs, mécanismes microdéstabilisateurs, Rif central.

Multidisciplinary methodological process for the study of slope instabilities : application to landslides in the Central Rif (Morocco)

Abstract

Ground instabilities have been the subject of numerous studies using two main methods : the naturalist and the mechanic methods. Those methods use an approach described as linear often lead to partial results, which makes it necessary to set up a transversal approach.
In this paper we have elaborated a multidisciplinary methodological process, based on a transversal approach associating geomorphology, geology, hydrogeology and geotechnics.
The base of the methodology lies on instability analysis followed by modeling and mapping.

To test this methodology, our first experiment was carried out on the northern hillsides of the Central Rif (Morocco). The obtained results have made it possible to identify macrodestabilizing factors and microdestabilizing mechanisms responsible for the instabilities by bringing to light the role of the tectonic overthrust. The integration of those results into a rupture model allowed us to carry out simulations in 2D. This method can prove particulary efficient when we need to analyse and modelize phenomena or map the risks for rural or urban areas set on potentially unstable sites.

Key words : multidisciplinary methodological process, instabilities, macrodestabilizing factors, microdestabilizing mechanisms, Central Rif.

1

Introduction

Les mouvements de terrain, phénomènes naturels ou liés aux actions anthropiques, sont souvent à l'origine de nombreux dégâts tant matériels qu'humains. La prévention de ces dégâts se concrétise par la réalisation de cartes de risques qui constituent le support de base pour la réalisation des cartes réglementaires, comme par exemple les Plans d'exposition aux risques (PER) en France (Flageollet, 1989). Ces dernières délimitent les zones non constructibles, pouvant le devenir grâce à des aménagements spécifiques.

Les instabilités font l'objet de nombreuses études que l'on peut classer en deux grandes catégories selon qu'elles utilisent des méthodes naturalistes illustrées par les travaux de Milliès-Lacroix (1968) et Van Asch (1980) ou des méthodes mécaniciennes à l'image de l'étude effectuée par Rascon (1984) concernant les glissements sur des plans de stratification. Ces méthodes, qui adoptent une approche qualifiée de « linéaire », aboutissent souvent à des résultats partiels. Par contre, les nouvelles méthodes dites interdisciplinaires ou mixtes, développées par plusieurs auteurs (Bogaard *et al.*, 2000 ; Maquaire *et al.*, 2001), offrent une approche plus globale et sont très prometteuses. Cependant, elles ne doivent pas se limiter à une juxtaposition de méthodes, il faut en effet mener une approche transversale dans le cadre d'une démarche méthodologique pluridisciplinaire associant géomorphologie, géologie, hydrogéologie et géotechnique.

La démarche présentée ici repose sur une analyse de l'instabilité des versants, suivie d'une modélisation et d'une cartographie. L'analyse de l'instabilité permet d'identifier les facteurs macrodéstabilisateurs et les mécanismes microdéstabilisateurs associés, nécessaires à la compréhension de la genèse des mouvements de terrain.

La démarche méthodologique a été expérimentée sur la région du Rif central au nord du Maroc (El Khattabi, 2001). Cette région, aux caractéristiques géographiques et géologiques très contrastées, est caractérisée par de fréquents mouvements de terrain endommageant régulièrement l'habitat, ainsi que le réseau routier et ses infrastructures.

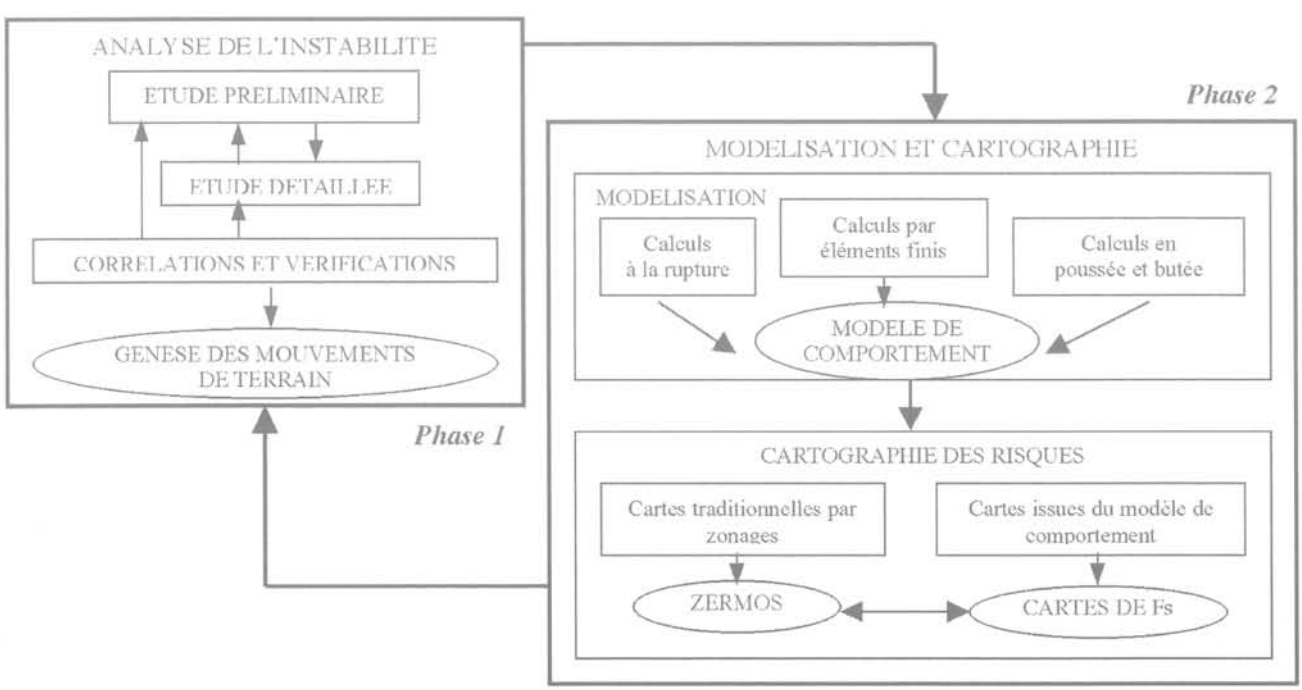


FIG. 1 **Schéma global de l'étude des instabilités de versants.**
Global chart for the study of slope instabilities.

2

Principe de la démarche

La démarche méthodologique s'est inspirée de la méthode SADT *(Structured Analysis Design Technic)* dans laquelle l'analyse est menée de manière descendante, hiérarchique et structurée (Lissandre, 1986 ; Boissier *et al.*, 1999).

L'étude de l'instabilité comporte deux phases (Fig. 1) :

– l'analyse de l'instabilité ;

– la modélisation et la cartographie des risques.

L'analyse de l'instabilité est composée de trois étapes : deux études (étude préliminaire et étude détaillée) et d'un ensemble de corrélations et de vérifications. L'étude préliminaire permet de localiser les différents types de mouvements, alors que l'étude détaillée consiste à les analyser en déterminant les facteurs macrodéstabilisateurs et les mécanismes microdéstabilisateurs. Une interaction à double sens entre les deux études est possible.

Parmi les facteurs déterminés, ceux qui participent à l'instabilité sont identifiés par corrélations et vérifiés par la suite, permettant ainsi la compréhension de la genèse des mouvements de terrain.

La phase 2 est composée des deux étapes modélisation et cartographie; son objectif est d'établir dans un premier temps un modèle de comportement qui doit être le mieux adapté aux problèmes d'instabilités soulevés lors de la phase analytique. Par la suite, la cartographie permettra d'illustrer les risques en constituant un support d'aide à la décision (Antoine et Pachoud, 1976).

3

Secteur d'application : le Rif central

Pour mettre en pratique la méthodologie adoptée, nous avons choisi pour secteur d'application, la région du Rif central située dans le Nord marocain (El Khattabi, 2001). Cette région, aux caractéristiques géographiques et géologiques très contrastées, est caractérisée par de fréquents mouvements de terrain endommageant régulièrement l'habitat, ainsi que le réseau routier et ses infrastructures.

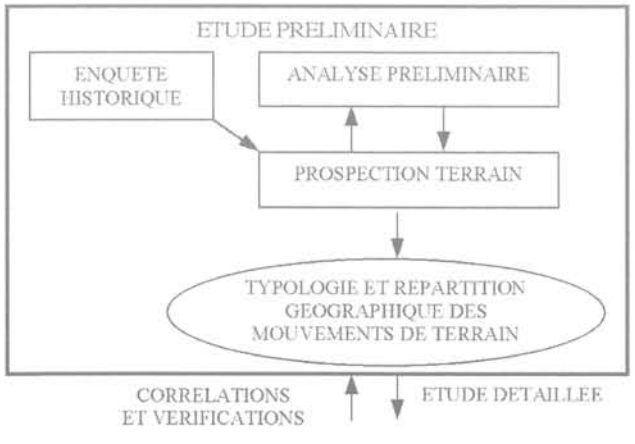


FIG. 2 **Composition de « l'étude préliminaire ».**
Preliminary study.

La géologie de cette région se distingue par la présence de deux domaines : domaine interne et domaine des flyschs (Andrieux, 1971). Notre étude a porté essentiellement sur les glissements affectant le domaine des flyschs marqué par l'empilement des nappes de charriage (Tisirène et Chouamat ; Besson, 1984). Ces nappes sont constituées de niveaux à alternance gréso-schisteuse et de niveaux carbonatés.

Nous allons détailler par la suite comment s'est effectuée l'étude de l'instabilité de la région nord du Rif central et les résultats obtenus en suivant la démarche méthodologique présentée à la figure 1.

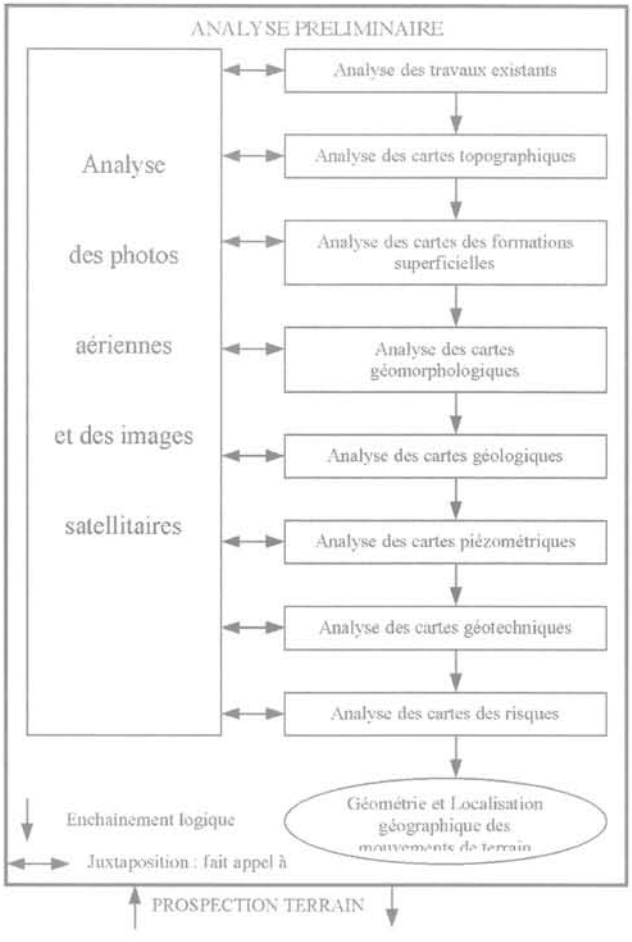


FIG. 3 **Détail de « l'analyse préliminaire ».**
Detailed preliminary analysis.

4

Analyse de l'instabilité de la région nord du Rif central

4.1

L'étude préliminaire

L'étude préliminaire consiste à collecter des informations à partir d'études bibliographiques, de supports cartographiques, photographiques et sur le terrain. Au terme de cette étude, les mouvements sont identifiés suivant leur typologie et sont ensuite cartographiés. Pour ce faire, deux tâches sont nécessaires : l'analyse

préliminaire et la prospection terrain (Fig. 2). Cette dernière est renforcée par l'enquête historique sur les mouvements de terrain.

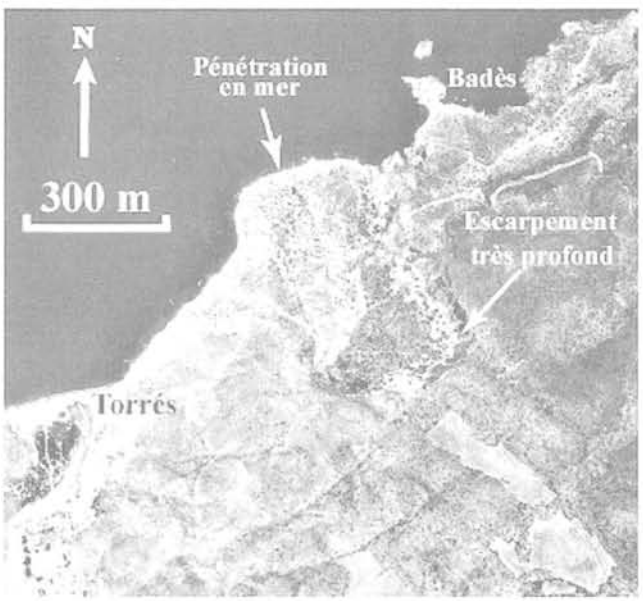


FIG. 4 **Glissement de Badès (photographie aérienne 3350, 1966).**
The Badès landslide (air photo 3350, 1966).

4.1.1 Analyse préliminaire

L'analyse préliminaire vise à localiser les sites potentiellement instables et de vérifier la géométrie des mouvements. Elle consiste à dépouiller l'ensemble des documents cartographiques et photographiques disponibles pour déceler les indices pouvant être liés à un mouvement de masse. Cette analyse est indispensable dans le cas des études à l'échelle régionale.

L'analyse préliminaire comporte plusieurs tâches caractérisées par une progression en étapes (Fig. 3). Cette progression peut être linéaire ou itérative (Boulemia, 1992). L'absence d'une tâche implique le passage à la suivante.

Sur le site d'application, plusieurs documents ont été utilisés. Il s'agit de fonds topographiques (à l'échelle 1/5 000, 1/50 000 et 1/100 000), de la carte géomorphologique (Maurer, 1965), de la carte géologique (Andrieux et Mégard, 1973) et de photos aériennes (couvertures à 1/18 000, 1966, et à 1/20 000, 1986).

L'analyse des fonds topographiques a décelé des indices liés à une dynamique de versants. Parmi ces indices figurent :

– les irrégularités de la ligne de rivage et la présence des plages (relevées au niveau des cartes à 1/5 000 et à 1/50 000) ;

– les replats et les corniches (relevés au niveau des cartes à 1/5 000 et à 1/50 000) ;

– les conditions hydrologiques (relevées au niveau des cartes à 1/5 000, 1/50 000 et à 1/100 000).

Sur la carte géomorphologique, Maurer (1965) a décrit une activité morphologique très intense. Par la forte densité d'indices liée à la dynamique superficielle, cette carte ne constitue pas un axe majeur d'orientation du choix des sites. Enfin, La photo aérienne a permis de faire les mêmes analyses qu'à partir des cartes topographiques. Elle a révélé plusieurs sites (Fig. 4), comme elle en a confirmé d'autres.

Malgré ces apports sur le plan de l'identification des mouvements, cette analyse ne permet pas à elle seule d'élaborer une typologie des mouvements, d'où la nécessité de la prospection de terrain.

4.1.2 Prospection terrain

La prospection terrain aboutit à la typologie des mouvements (Fig. 5) et peut identifier les matériaux concernés par l'instabilité. Elle repose sur un certain nombre d'observations qui distinguent dans un premier temps la dynamique superficielle de la dynamique profonde. La dynamique superficielle se base sur les

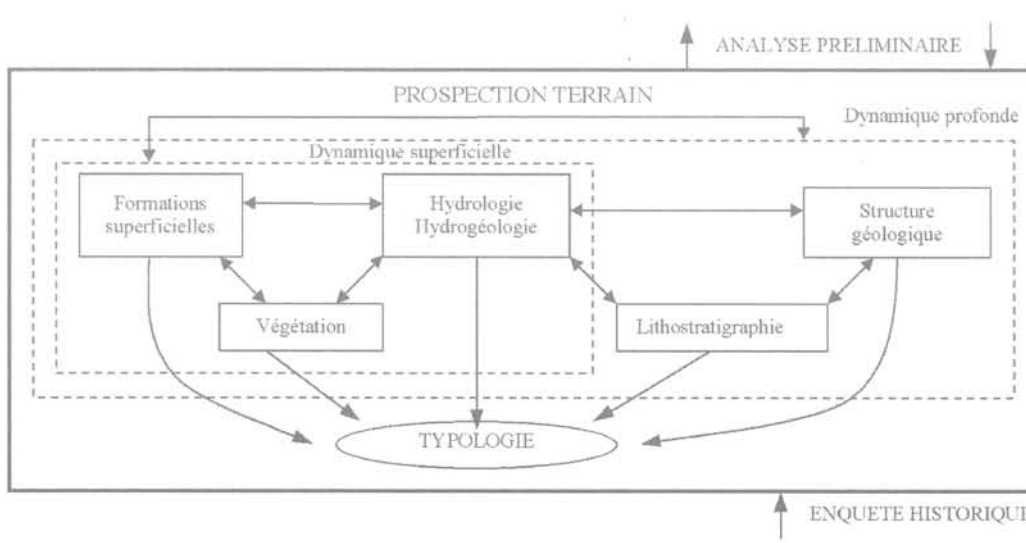


FIG. 5 **Schéma de principe de la tâche « prospection terrain ».**
The principle of land prospection.

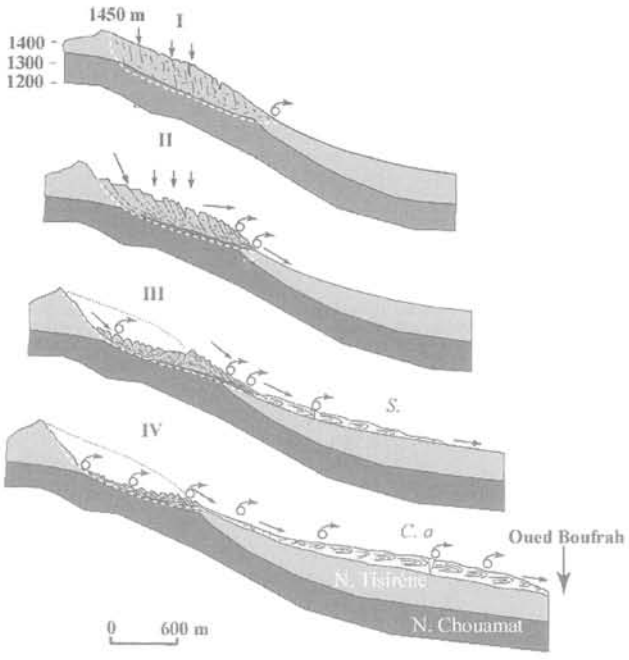


FIG. 6 **Illustration d'un glissement situé à l'arrière-pays (inspirée du glissement d'Agni). *S* : saturation, *C. a* : coulée active.**
Section of a landslide situated in the back country (based on the Agni landslide). *S* : saturation, *C. a* : active flow.

observations des formations superficielles, de la végétation, de l'hydrologie et de l'hydrogéologie. La dynamique profonde repose sur les mêmes observations que la dynamique superficielle, auxquelles s'ajoutent la lithostragraphie et la structure géologique.

La distinction des dynamiques des versants et la reconnaissance des types des mouvements sont essentielles pour la suite de l'analyse et pour la modélisation.

Ainsi, dans la région étudiée, il a été démontré (El Khattabi, 2001) que la surface de rupture des glissements se matérialise le long de la zone du charriage tectonique.

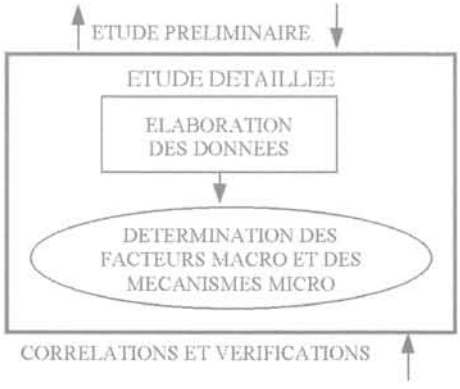


FIG. 8 **Schéma de principe de « l'étude détaillée ».**
The principle of detailed study.

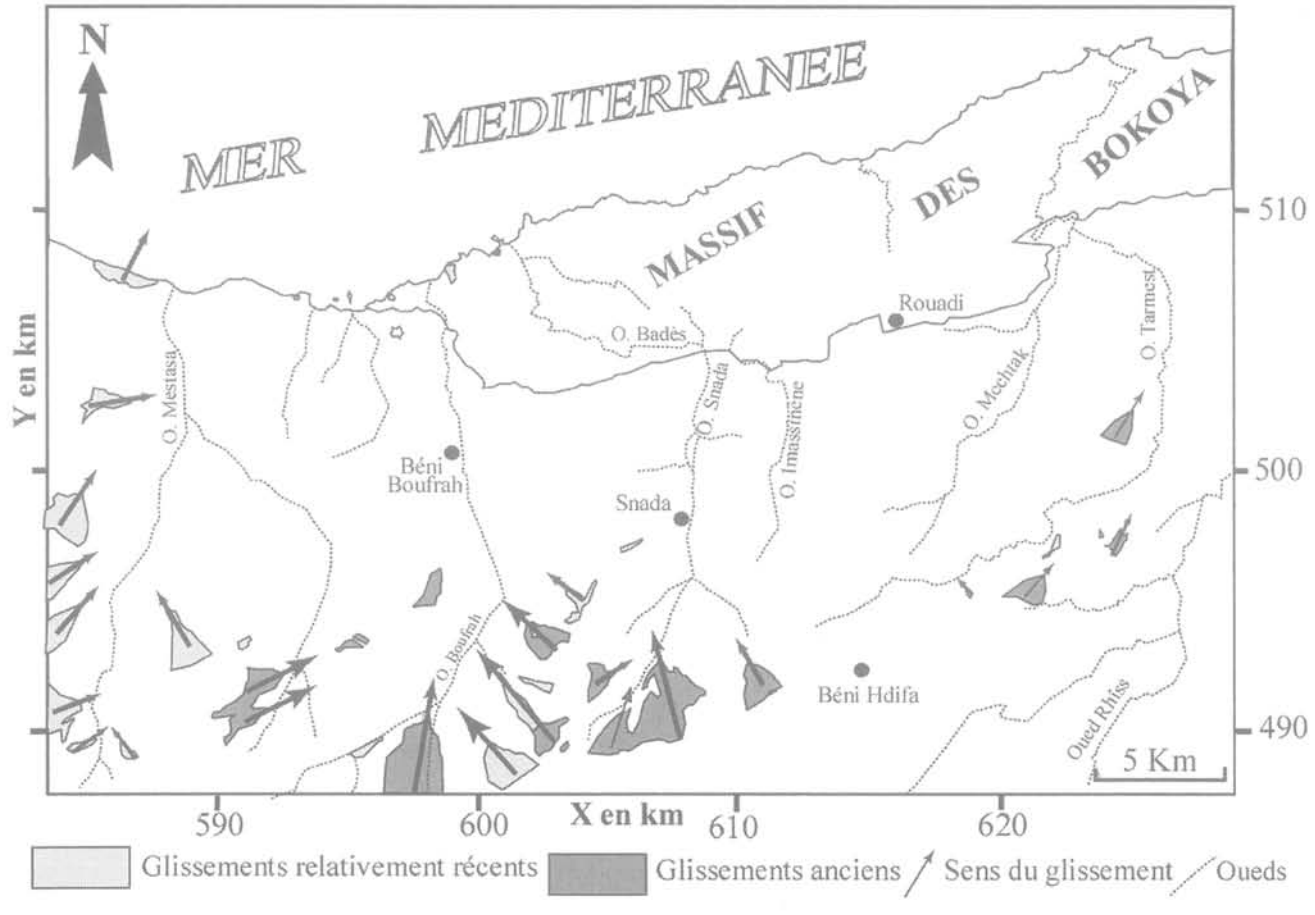


FIG. 7 **Répartition géographique des glissements plans profonds dans le Rif central.**
Geographical breakdown of deep plane landslides in the Central Rif.

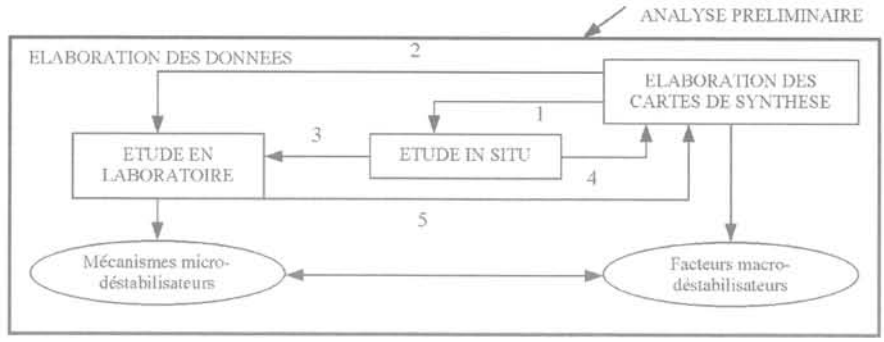


FIG. 9 **Élaboration de données.**
1 et 2 : permettent de définir une campagne de reconnaissance du site.
3 : passage vers l'étude en laboratoire : échantillonnage et complément d'information.
4 et 5 : confortent les résultats et constituent un complément d'information pour l'élaboration des cartes de synthèse.
Elaboration of data.

Dans le cas du glissement d'Agni, situé à l'arrière pays, le mouvement se transforme en coulée menaçant continuellement les villages sous-jacents. En s'inspirant du modèle établi par Malatrait (1975), nous pouvons suivre sur la figure 6 l'évolution d'un glissement en coulée.

4.1.3

Enquête historique

L'enquête historique a pour objectif d'extraire de la mémoire collective et des sources documentaires (la presse, les archives administratives, la production scientifique) des informations d'ordre régional ou local (Flageollet, 1989).

En raison de l'isolement et de l'ancienneté des mouvements étudiés, l'enquête historique n'a pas révélé d'informations significatives.

4.1.4

Bilan de l'étude préliminaire

Au terme des trois tâches (analyse préliminaire, prospection terrain et enquête historique), une typologie des mouvements et leur localisation géographique peuvent être réalisées. Dans le secteur d'étude, nous avons localisé et cartographié les glissements plans profonds (Fig. 7).

4.2

L'étude détaillée

4.2.1

Principe

L'étude détaillée (Fig. 8) détermine les facteurs macrodéstabilisateurs et les mécanismes microdéstabilisateurs potentiels.

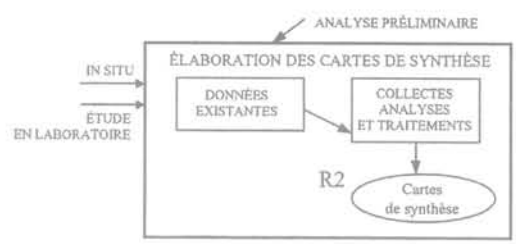


FIG. 10 **Schéma de principe de la tâche « élaboration des cartes de synthèse ».**
The principle of the task : elaboration of synthesis map.

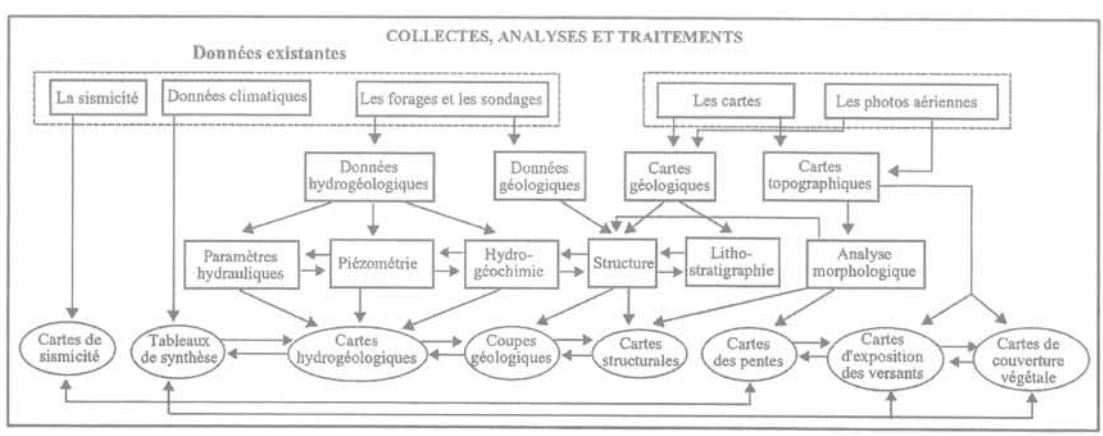


FIG. 11 **Détail de la tâche « collectes, analyses et traitements ».**
Detail of the task : gathering, analysis and processing.

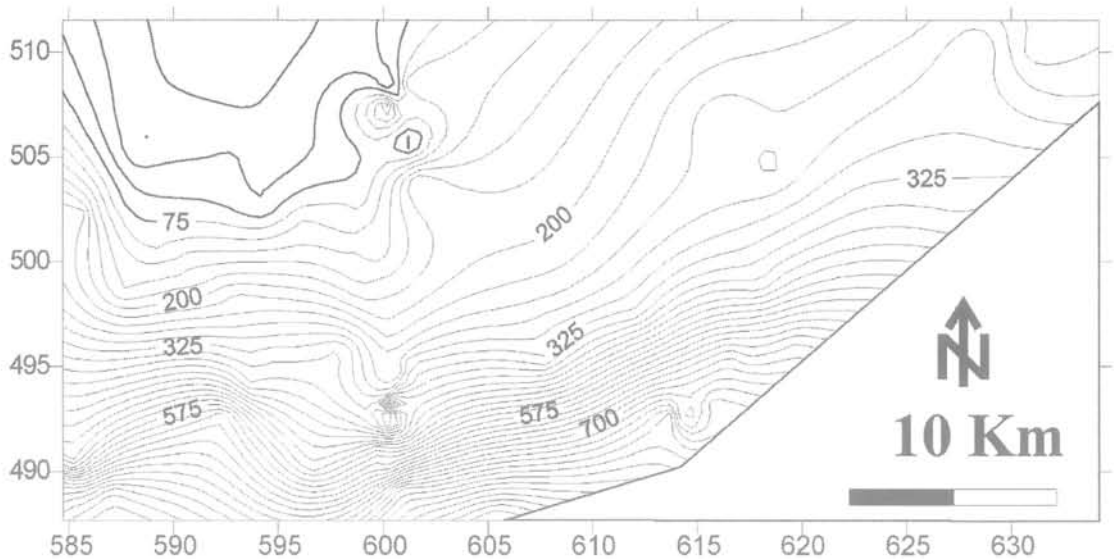


FIG. 12 **Carte globale des écoulements souterrains du Rif central.**
Global map of underground flow in the Central Rif.

L'étude est constituée de la tâche élaboration des données, qui à son tour se décompose en trois autres tâches étroitement liées (l'élaboration de cartes de synthèse, l'étude *in situ*, et l'étude en laboratoire) et s'appuie sur l'analyse préliminaire (Fig. 9).

Dans un esprit de transversalité, ces éléments de connaissance sont traités de manière complémentaire. Ils participent à des processus fortement itératifs. La tâche élaboration des cartes de synthèse qui détermine les facteurs macrodéstabilisateurs, oriente l'étude in situ et l'étude en laboratoire. Cette dernière qui dépend de l'étude in situ, aboutit à la détermination des mécanismes microdéstabilisateurs.

Une confrontation des résultats (facteurs macro et mécanismes micro) permet de déceler les éventuels liens. Ce choix délibéré de différencier les facteurs des mécanismes, permet d'éviter toute confusion entre le rôle direct d'un facteur et l'ensemble des actions qui lui sont liées. A titre d'exemple, une faille constitue un facteur potentiel d'instabilité; cependant, son rôle ne se justifie pas forcément par son action directe, mais pourrait être lié à des mécanismes dus à la circulation des fluides.

4.2.2 Élaboration des cartes de synthèse

L'élaboration des cartes de synthèse (Fig. 10) aide à la définition des facteurs potentiels d'instabilité et se

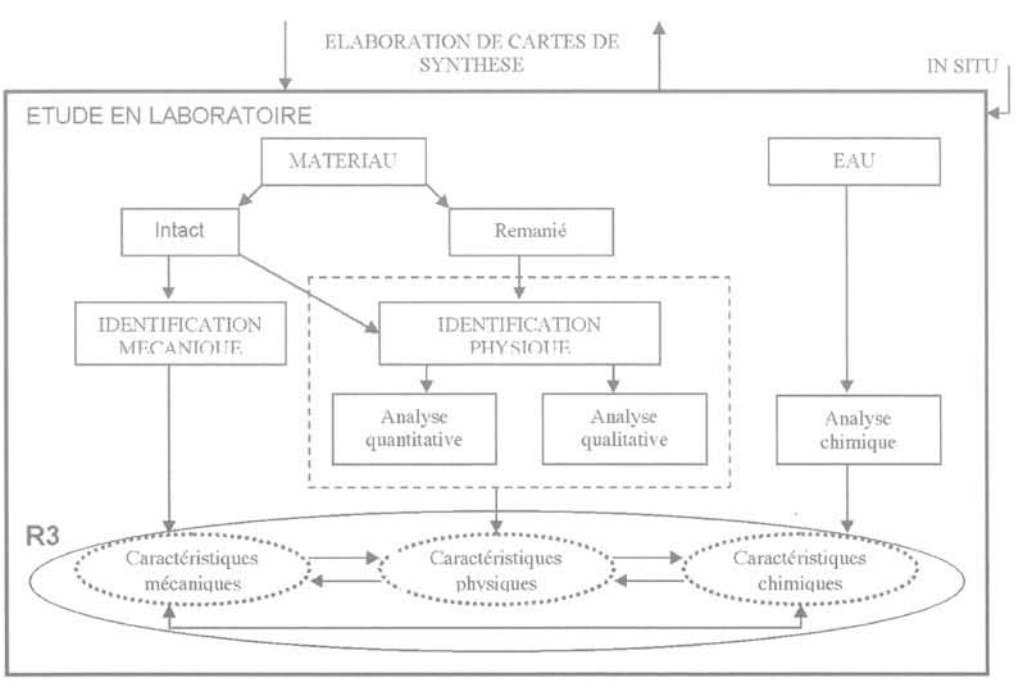


FIG. 13 **Schéma de « l'étude en laboratoire ».**
The principle of laboratory study.

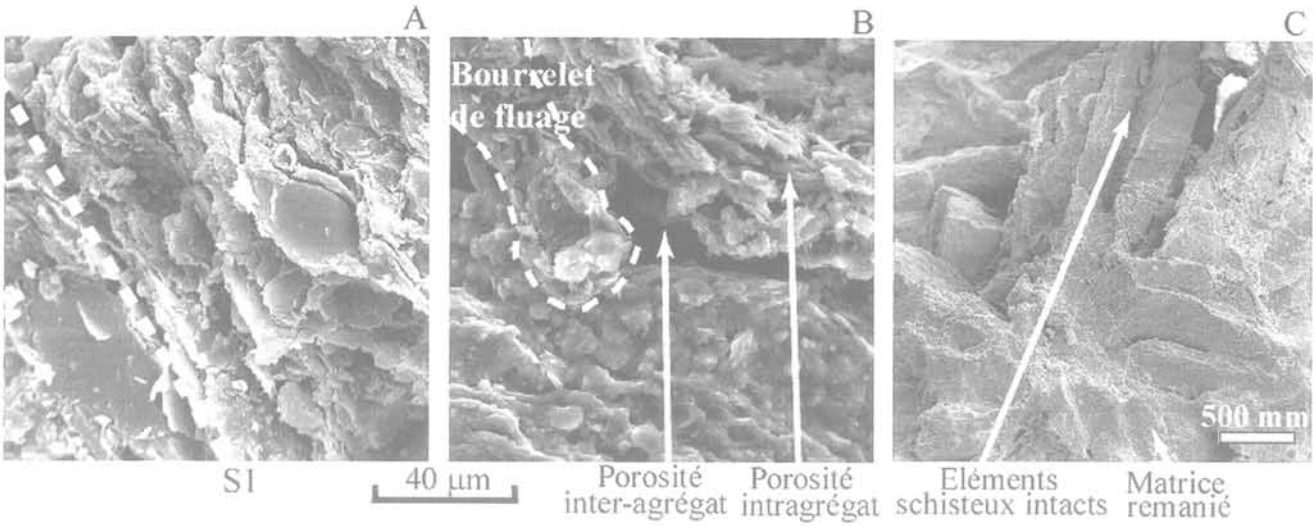


FIG. 14 **Différents états des schistes de Chouamat. A : schiste intact (état initial), B : schiste remanié (état final), C : schiste à éléments intacts (état intermédiaire).**
Different states of Chouamat schists.

base sur la collecte, l'analyse et le traitement des données existantes (Boulemia et Boissier, 1993). Elle est en plus renforcée par les résultats obtenus des études in situ et en laboratoire.

La tâche, collectes, analyses et traitements (Fig. 11), repose sur les données existantes (sismicité, données climatiques, données de forages, données de sondages), sur les cartes (topographiques et géologiques) et sur les photos aériennes. Les cartes et les photos aériennes sont issues de l'analyse préliminaire (étude préliminaire).

La tâche, collectes, analyses et traitements, a permis de dégager les facteurs d'instabilités des glissements plans dans le Rif central. Ces facteurs se résument aux pentes naturelles, aux précipitations, à la sismicité, aux conditions hydrauliques (écoulements souterrains (Fig. 12) et gradients hydrauliques), et à la structure géologique (fracturation et morphologie du charriage tectonique).

4.2.3

Étude *in situ*

L'étude *in situ* a pour but de réaliser un échantillonnage pour l'étude laboratoire et un certain nombre d'essais qui constituent la tâche « reconnaissance terrain ». Cette dernière n'est pas indispensable, elle peut être abandonnée en fonction de la disponibilité des données. Elle est constituée de plusieurs tâches dont les mesures de terrain (les orientations des couches géologiques, les paramètres climatiques, la sismicité, les mesures par inclinomètres...), la prospection géophysique, les essais hydrauliques et les essais mécaniques.

L'échantillonnage concerne à la fois les matériaux et l'eau. Dans certains cas, les mouvements de terrain sont liés à la dissolution de couches évaporitiques comme le gypse. Cette dissolution se traduit par un taux élevé de sulfates dans l'eau. L'analyse chimique de l'eau peut être donc un indice de repérage dans l'étude des instabilités.

4.2.4

Étude en laboratoire

L'objectif de l'étude en laboratoire est d'arriver, à travers la caractérisation physique et mécanique des matériaux ainsi que la caractérisation chimique des eaux prélevées, à l'identification des mécanismes générant l'instabilité (Fig. 13), qui interviennent au niveau microscopique, d'où la dénomination *mécanismes microdéstabilisateurs*.

Ensuite, on vérifie le lien entre les diverses caractéristiques : un comportement mécanique peut se justifier par les caractéristiques physiques des matériaux et la composition chimique peut s'expliquer par un lessivage des matériaux.

Dans la région d'étude, la zone du charriage se distingue par un remaniement des schistes. Ce remaniement qui se traduit par un changement d'ordre microstructurel, est le résultat d'une transformation progressive des schistes « intacts » en schistes « remaniés ». L'état final se distingue par la disparition de la schistosité S1 et l'apparition d'une porosité inter- et intragrégat à l'image de celle décrite par Delage (1985) pour les argiles sensibles du Canada (Fig. 14).

Ceci s'accompagne d'une chute des caractéristiques mécaniques (Tableau I) et hydrauliques (perméabilité) de ces matériaux facilitant ainsi la rupture. Du point de

TABLEAU I **Quelques caractéristiques mécaniques des schistes de Chouamat (essais CU et CD).**
A few mechanical characteristics of Chouamat schists (CU and CD tests).

	Schiste intact		Schiste remanié	
Type d'essai	CU	CD	CU	CD
Teneur en eau Ww (%)	15	17	16	21
Cohésion (kPa)	Cu = 33	C' = 30	Cu = 44	C' = 13
Angle de frottement (degrés)	φ_{CU} = 44	φ' = 39	φ_{CU} = 13	φ' = 25

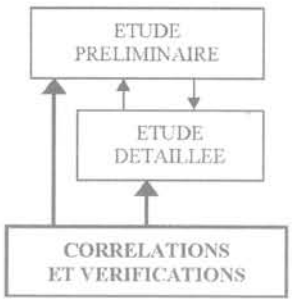


FIG. 15 **Schéma de principe des « corrélations et vérifications ».**
The principle of correlations and verifications.

vue comportement, les matériaux remaniés sont très sensibles à la présence de l'eau. Ainsi, à l'essai CU le schiste remanié présente une cohésion supérieure à celle du schiste intact ; ceci serait lié aux pressions développées par l'eau qui englobe les amas d'agrégats et qui justifie la faible valeur de l'angle de frottement (φ_{CU}).

4.2.4

Bilan de l'étude détaillée

Au terme de l'étude détaillée, les facteurs potentiels d'instabilité ainsi que les mécanismes associés sont déterminés. Les différents facteurs correspondent à :

– la sismicité qui se justifie par l'intense activité sismique à laquelle est soumise la région et par la néotectonique décrite par Aït Brahim *et al.* (1990) ;

– la pluviométrie ;

– la pente topographique ;

– les conditions hydrauliques, qui concernent les écoulements souterrains et surtout les gradients hydrauliques, très importants au sud (arrière-pays) ;

– la structure géologique qui se manifeste d'une part par l'intermédiaire d'une fracturation intense dans laquelle interviennent différentes directions et d'autre part, par le pendage du charriage.

La zone de charriage intervient directement dans l'apparition des instabilités. Les matériaux schisteux de Chouamat subissent des transformations d'ordre structurel provoquant leur remaniement. Ces changements sont à l'origine d'un affaiblissement des caractéristiques mécaniques et hydrauliques des matériaux. Les mécanismes sont ainsi identifiés. Concernant les facteurs, une corrélation aux glissements est indispensable pour les identifier.

4.3

Corrélations et vérifications

Au stade des corrélations (Fig. 15), les résultats de l'étude détaillée sont superposés à ceux de l'étude préliminaire. Son objectif est d'identifier parmi les facteurs potentiels d'instabilité ceux qui interviennent directement.

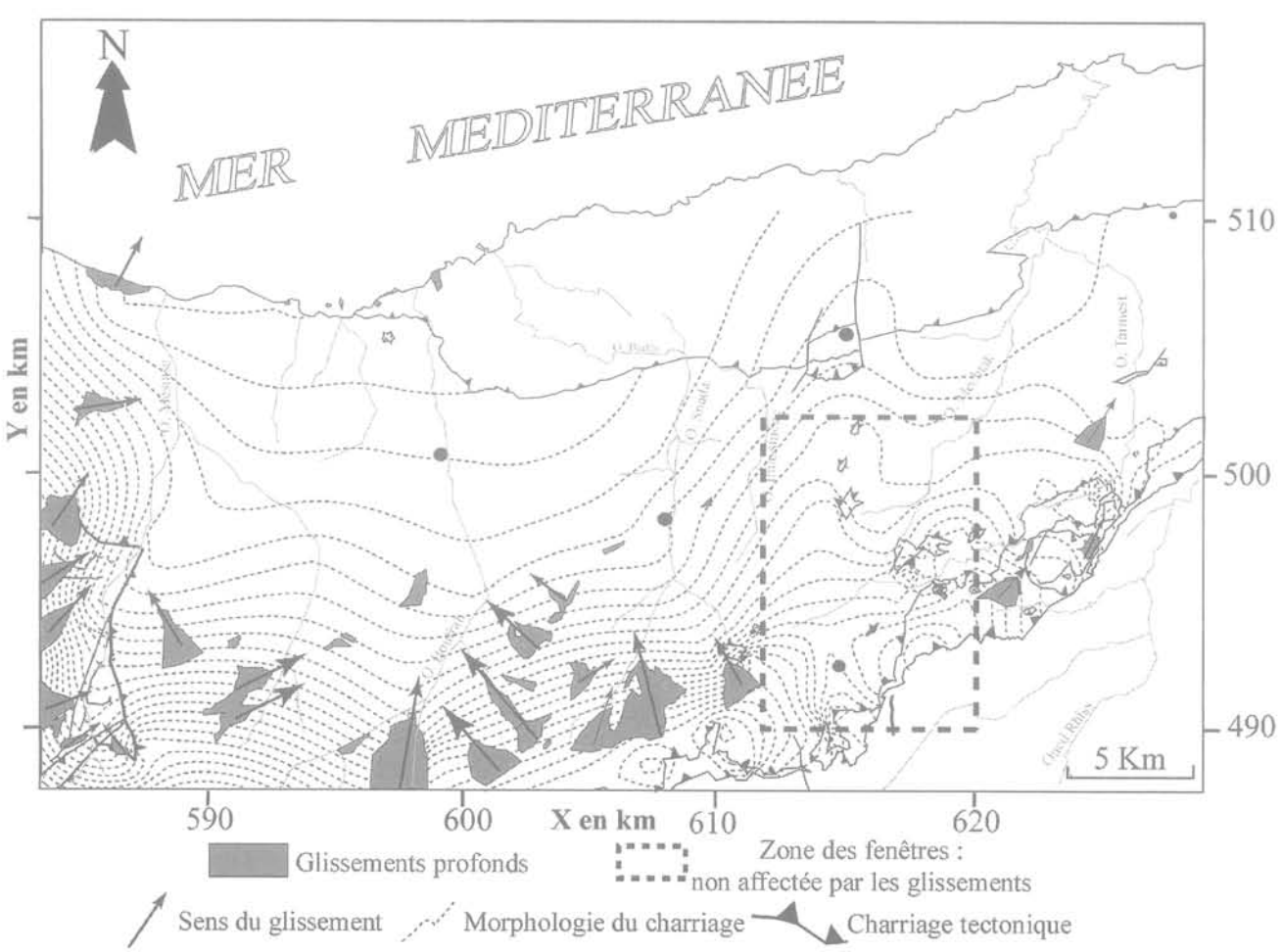


FIG. 16 **Corrélation entre les glissements et la morphologie du charriage.**
Correlation between landslides and morphological overthrust.

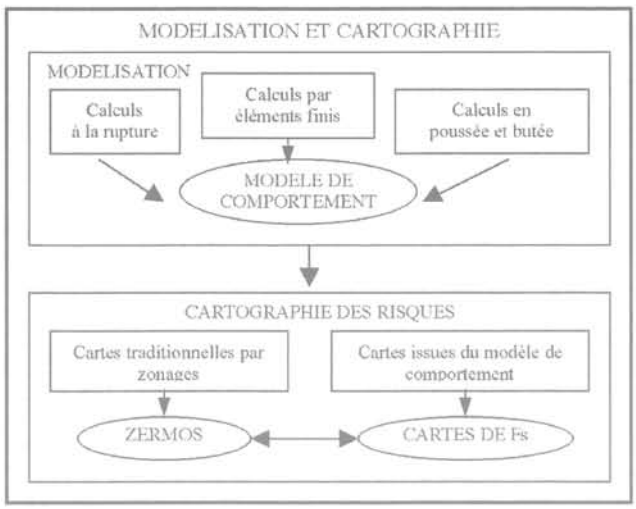


FIG. 17 **Schéma de principe de la phase « modélisation et cartographie ». Fs : coefficient de sécurité ; ZERMOS : Zones exposées aux risques de mouvements du sol et sous-sol.**
The principle of the modelling and mapping phase.

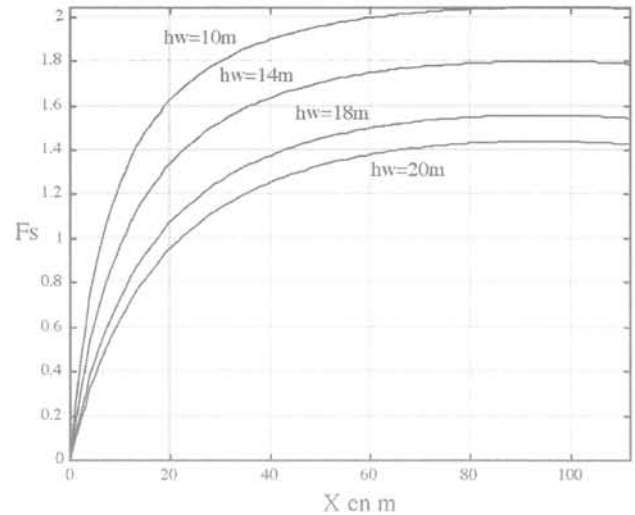


FIG. 18 **Évolution de Fs en fonction de X pour un hw, Z = 40 m (schiste remanié). Exemple de résultats obtenus pour la zone littorale (P'p = 0).**
Evolution of Fs a function of X for a hw, Z = 40 m (reworked schist). Example of obtained results for the coastal sector (P'p = 0).

Le bilan de la confrontation des facteurs à la répartition géographique des glissements plans a permis de révéler ceux qui interviennent directement dans l'instabilité des versants rifains, identifiant ainsi le charriage tectonique comme facteur majeur d'instabilité (Fig. 16). Ce constat est conforté également par les transformations qui s'opèrent à ce niveau.

Finalement on procède à des vérifications qui s'appuient sur des documents existants (analyse préliminaire), élaborés (étude détaillée, par exemple les coupes géologiques) ou elles se font directement sur le site.

5 Modélisation et cartographie

Une fois la genèse des mouvements de terrain comprise à travers l'identification des facteurs d'instabilité et les mécanismes associés, la réalisation d'une modélisation prédictive et d'une cartographie des risques est alors possible (Fig. 17).

La modélisation vise à définir un modèle de comportement à partir de plusieurs types de calculs largement développés : à la rupture (Pilot, 1966), par éléments finis et en poussée et butée.

Les cartes des risques permettent de faire la synthèse de l'ensemble des résultats obtenus. Elles peuvent reposer sur un zonage qui exprime la graduation des zones selon leur degré d'exposition aux risques : les cartes « ZERMOS » (Champetier de Ribes, 1987) ou exprimer les coefficients de sécurité (Lebourg, 2000).

Dans le Rif central, les différents facteurs d'instabilité identifiés lors de l'analyse de l'instabilité ont été intégrés dans un modèle de calcul à la rupture de hauteur finie (Philipponnat et Hubert, 1997). A partir de l'équation globale du coefficient de sécurité (1) des simulations ont été réalisées en tenant compte de la longueur X du glissement et du niveau d'eau hw.

Le coefficient de sécurité global *(Fs)* a été déterminé par des approximations successives et s'écrit :

$$Fs = \frac{R + P'p}{T + P'a} \qquad (1)$$

avec :

R : force de résistance maximale au cisaillement ;

$$R = \frac{n * b * \left\{ C' \cos^2\beta * \tan\varphi \left[\gamma * \left(Z - n * \frac{b}{2} * \tan\alpha \right) + hw(\gamma_{sat} - \gamma_w - \gamma) \right] \right\}}{\cos\beta}$$

T : composante tangentielle du poids des terres ;

$$T = n * b * \sin\beta * \left[\gamma * \left(Z - n * \frac{b}{2} * \tan\alpha \right) + h_w * (\gamma_{sat} - \gamma) \right] ;$$

P'_a : force de poussée

$$\frac{1}{2}.\cos\beta^2.\left[\gamma * (Z - hw)^2 * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + \right.$$

$$\left. (\gamma_{sat} - \gamma_w) * hw^2 * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_{sat}}{2} \right) + \gamma_w * hw_2 \right] ;$$

P'_p : force de butée.

$$\frac{1}{2}.\cos\beta^2.\left[\gamma * (Z - hw)^2 * \tan^2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) + \right.$$

$$\left. (\gamma_{sat} - \gamma_w) * hw_2 * \tan_2\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi_{sat}}{2} \right) - \gamma_w * hw^2 \right] ;$$

et :

φ et C : angle de frottement et cohésion de la zone non saturée de Tisirène (respectivement en degrés et kPa) ;

φ_{sat} et C_{sat} : angle de frottement et cohésion de la zone saturée de Tisirène (respectivement en degrés et kPa) ;

(w : poids volumique de l'eau (kN/m^3).

Les résultats obtenus permettent de compléter ceux de la phase analyse de l'instabilité (phase 1) en distinguant l'ampleur des glissements, plus importante à l'arrière pays qu'au niveau littoral (Fig. 18).

Enfin, nous avons établi plusieurs cartes synthé-

tiques : carte de répartition géographique des glissements plans profonds et cartes des facteurs d'instabilité (les pentes naturelles, les précipitations, la sismicité, les conditions hydrauliques (écoulements souterrains et gradients hydrauliques), et la structure géologique (fracturation et morphologie du charriage tectonique)). Ces cartes constituent une avancée importante.

6

Conclusion

La démarche méthodologique adoptée pour l'analyse des instabilités de versants doit aboutir à une cartographie des risques très complète, nécessaire à tout aménagement. Elle est fondée sur une analyse, menée de manière descendante, hiérarchique et structurée selon cinq étapes (étude préliminaire, étude détaillée, corrélations et vérifications, modélisation et cartographie des risques). A l'intérieur de ces étapes, ont été associés tous les éléments de connaissance provenant de diverses spécialités que l'on classe traditionnellement en deux grandes approches : naturalistes et mécaniciennes. Dans un esprit de transversalité, ces éléments de connaissance sont traités de manière complémentaire. Ils participent à des processus fortement itératifs.

La méthodologie conduit à l'élaboration de cartes synthétiques essentielles à l'identification des facteurs d'instabilités. Les résultats intermédiaires de la démarche orientent le travail de modélisation en l'optimisant. Cette démarche contribuera à la prévention des risques par l'élaboration de cartes basées non seulement sur le croisement de facteurs, mais aussi sur l'utilisation d'indicateurs d'instabilité. Ce type de document devra concourir à la réalisation des plans d'aménagement des sites en milieu urbain et rural.

Pour valider la démarche, nous avons choisi comme site d'expérimentation la région nord du Rif central. Cette région se distingue par la multitude des phénomènes d'instabilités qui perturbent constamment l'habitat et les réseaux routiers. Les résultats obtenus par application de la démarche ont été très riches et ont permis de comprendre la genèse des mouvements de terrain. Plusieurs facteurs macrodéstabilisateurs ont été identifiés dont le charriage tectonique qui constitue une zone de faiblesse majeure à l'origine des glissements plans profonds. Dans cette zone, les mécanismes microdéstabilisateurs sont liés aux changements d'ordre microstructurel des matériaux schisteux. Ces changements provoquent la chute des caractéristiques mécaniques et hydrauliques de ces matériaux.

Ces conclusions permettront, lors des aménagements futurs, d'éviter ces zones à risques et/ou de cibler les interventions pour les prévenir.

Bibliographie

Aït Brahim L., Chotin P., Tadili B. Ramdani M. – « Failles actives dans le Rif central oriental (Maroc) ». *Comptes rendus de l'Académie des sciences*, Paris, Tome 310, Série II, 1990, p. 1123-1129.

Andrieux J. – *La structure du Rif central : étude des relations entre la tectonique de compression et les nappes de glissement dans un tronçon de la chaîne alpine*. Notes et Mémoires du Service géologique du Maroc, n° 235, Rabat, 1971, 152 p.

Andrieux J., Mégard F. – *Carte géologique : Feuille de Béni Boufrah (Maroc) au 1/100 000*. Sous-Secrétariat d'État au Commerce, à l'Industrie, aux Mines et à la Marine marchande, Direction des mines et de la géologie, Division de la géologie, Éditions du Service géologique du Maroc, Notes et Mémoires n° 217, 1973.

Antoine P., Pachoud A. – « Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématiques de glissements de terrain ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, Stabilité des talus, 1 : Versants naturels, Numéro spécial II, 1976, p. 31-39.

Besson F. – *Étude géologique et structurale des nappes de flyschs et des zones externes dans la région de l'oued Rhiss (Rif central, Maroc)*. Thèse d'Université d'Orsay, Paris, 1984, 190 p.

Bogaard T.A., Antoine P., Desvarreux P., Girraud A., Van Asch T.W.J. – « The slope movements within the mondorès graben (Drôme, France); the interaction between geology, hydrology and typology ». *Engineering Geology*, n° 55, 2000, p. 297-312.

Boissier D., Henry E., Boulemia C. – « Aide à la conception de fondations de bâtiments : un modèle d'expertise ». *Revue française de génie civil*, 1999, p. 267-294.

Boulemia C., Boissier D. – « Applications intégrées autour d'une base de connaissances sur le sol ». *4e Conférence européenne sur les applications de l'intelligence artificielle, de la robotique et de l'imagerie en architecture*. Construction, Génie civil et Urbanisme, Delft, Hollande, 21-24 juin 1993.

Boulemia C. – *Contribution à la prise en compte du sol pour la conception des infrastructures : le système à base de connaissances KBSOL*. Thèse de doctorat de l'Université de Lille I, 1992, 198 p.

Champetier de Ribes G. – « La cartographie des mouvements de terrain : des ZERMOS aux PER ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, Risques naturels, n° 150-151, juillet-octobre 1987, p. 9-19.

Delage P. – « Microstructure et sensibilité des argiles sensibles de l'Est de Canada. Micromorphologie des sols ». Actes de la VIIe Réunion internationale de micromorphologie des sols, Paris, 1985, p. 487-492.

El Khattabi J. – *Démarche méthodologique pluridisciplinaire intégrant une approche transversale pour l'étude des instabilités de versants : application aux versants du Rif central (Maroc)*. Thèse de l'Université d'Artois, 2001, 258 p.

Flageollet J.C. – *Les mouvements de terrain et leur prévention*. Collection géographique, 1989, 224 p.

Lebourg T. – *Analyse géologique et mécanique de glissements de terrain dans des moraines des Pyrénées centrales et occidentales*. Thèse de doctorat en géologie appliquée, Université de Bordeaux I, 2000, 276 p.

Lissandre M. – « La méthode SADT. Génie logiciel n° 4 ». *Informatique de gestion : les méthodes*, 1986, p. 58-62.

Malatrait A.M. – *Mouvements gravitaires dans le territoire couvert par la feuille de Saint-Jean-de -Maurienne (Savoie) au 1/50 000*. BRGM 75, SGN 229 AME, 1975, 218 p.

Maquaire O., Flageollet J.C., Malet J.P., Schmutz M., Weber D., Klotz S., Albouy M., Descloîtres M., Dietrich M., Guerin R., Schott J.L. – « Une approche pluridisciplinaire pour la connaissance d'un glissement-coulée dans les marnes noires (Super-Sauze, Alpes-de-Haute-Provence, France) ». *Revue française de géotechnique*, n° 95-96, 2e et 3e trimestres 2001, p. 7-15.

Maurer G. – *Carte géomorphologique du Rif central*. Travaux de l'Institut scientifique chérifien, Rabat, Service géographie physique, 1965.

Milliés-Lacroix A. – « Les glissements de terrain, présentation d'une carte prévisionnelle des mouvements de masses dans le Rif (Maroc septentrional) ». *Mines et Géologie*, n° 27, 1968, p. 45-54.

Philipponnat G., Hubert B. – *Fondations et ouvrages en terre*. Paris, Eyrolles, 1997, 548 p.

Pilot G. – « Calcul de la stabilité des pentes utilisation de l'ordinateur CAE 510 du Laboratoire central, programme I.1 et I.2 ». *Bulletin de liaison des laboratoires des ponts et chaussées*, n° 22, 1966, p. 1-16.

Rascon R.A. – *Analyse géotechnique des glissements de versants sédimentaires sur des plans de stratification*. Thèse de doctorat de l'Université scientifique, technologique et médicale de Grenoble et l'Institut national polytechnique de Grenoble, 1984, 180 p.

Van Asch T. W.J. – *Water erosion on slopes and landsliding in a mediterranean landscape*. Thesis, Rijksuniversiteit te Utrecht, 1980, 237 p.